

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

**КАФЕДРА «ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ, ОСНОВАНИЕ И
ФУНДАМЕНТЫ»**

на правах рукописи

УДК 626/627

Магистрант: *Касимова Доно Хайруллаевна*

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

Тема диссертационной работы:

**«Динамический расчет грунтовых гидротехнических
сооружений по одномерной и двухмерной схемам»**

на соискание академической степени магистра по специальности 5А340701
«Гидротехнические сооружения» (Речные сооружения и ГЭС).

Рекомендована к защите

Начальник отдела магистратуры

_____ к.э.н. Маманазаров О.

« » _____ 2014г.

Заведующий кафедрой ГС, О и Ф

к.т.н. доц. Файзиев Х.

НАУЧНЫЙ РУКОВОДИТЕЛЬ

Доктор технических наук

Салямова К.Д. _____

Ташкент-2014год

Оглавление

Введение

Глава I. Расчет устойчивости (работоспособности) грунтовой плотины по нормативным методам.

1.1. Общая характеристика Чарвакской грунтовой плотины: инженерно-геологические условия, климатические особенности, сейсмические условия.

1.2. Фильтрационный расчет Чарвакской грунтовой плотины.

1.3. Определение устойчивости откосов на примере Чарвакской плотины с учетом основания и сейсмических воздействий.

Глава II. Составление расчетной схемы расчета грунтовых гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия по нормам.

2.1. Анализ существующих нормативных методов расчета грунтовых гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия.

2.2. Определение динамических характеристик грунтовой плотины по одномерной схеме.

2.3. Определение сейсмических инерционных нагрузок и ускорений по высоте плотины по одномерной схеме.

Глава III. Разработка численной методики и алгоритма решения задач по определению динамических характеристик грунтового сооружения методом конечных элементов.

3.1. Методика и алгоритм решения задач по собственным колебаниям грунтовых сооружений

3.2. Решение тестовых задач о собственных колебаниях упругих тел

Глава IV. Динамический расчет грунтовой плотины по плоской схеме и сравнение с экспериментом.

4.1. Расчет динамических характеристик на примере Чарвакской плотины по двумерной схеме методом конечных элементов.

Основные выводы и рекомендации

Список использованной литературы

Введение

В результате верной политики президента И.А.Каримова, в последние годы в Республике Узбекистан принимаются масштабные меры по формированию современного облика городов и населенных пунктов республики, реконструкции и модернизации дорожно-транспортной и инженерно-коммуникационной инфраструктуры в целях приведения их в соответствие со современными градостроительными нормами и требованиями, реконструируются и строятся новые жилищные постройки.[3]

Хочу отметить, что И. А Каримов в работе «Обеспечить поступательное и устойчивое развитие страны - важнейшая наша задача» особенно обращает внимание на решении жилищной программы для сельских жителей: «Первостепенное значение должны приобрести вопросы, связанные с дальнейшим развитием инфраструктуры сельской местности — будь то строительство жилья или обеспечение природным газом, питьевой водой, электроэнергией, улучшение состояния дорог, транспортных и коммуникационных услуг, - одним словом, повышением качества жизни и культуры на селе». [8]

Он подчеркивает, что в целях дальнейшего улучшения архитектурно-планировочного облика сельских населенных пунктов, повышения уровня и качества жизни сельского населения за счет расширения масштабов строительства индивидуального жилья по усовершенствованным типовым проектам, ускоренного развития на селе внешних инженерных и транспортных коммуникаций, объектов социальной и рыночной инфраструктуры, принято Постановление Президента Республики Узбекистан.

На основании этого указа Кабинетом Министров РУз постановлено создать при Министерстве экономики РУз группу по реализации проекта «Развитие жилищного строительства в сельской местности» с участием

Азиатского банка развития», финансируемого за счет средств Азиатского банка развития.

В наши дни для большинства стран права человека являются высшей ценностью, призванной мировым сообществом. Эффективное развитие общества возможно, если стремления и действия всех органов государства направлены на раскрепощение личности, утверждение уважения к правам и свободам человека.[11]

Осуществляя новую стратегию устойчивого развития страны, государству не следует вмешиваться в частную жизнь человека и мешать самореализации его личности. Устанавливая определенные правовые нормы и обеспечивая их соблюдение всеми своими учреждениями и всеми гражданами, оно обязано очерчивать те пределы, в которых гражданин может действовать по собственному усмотрению, не посягая при этом на права и свободы других граждан. Государственная власть должна осознать, что права человека являются приоритетными по отношению ко всем другим законам. В этом и состоит главная идея современного развития государства. Для ее реализации необходимо, чтобы все субъекты политики руководствовались следующими основополагающими принципами: верховенство закона; разделение властей; равноправие граждан; участие граждан в управлении государством; свобода совести; свобода слова, собраний, ассоциаций; гарантии государственной защиты прав человека. Высшая цель реализуемых в стране реформ - создание достойных условий жизни нашего многонационального народа. Экономическая основа создаваемого в Узбекистане общества это - социально ориентированная рыночная экономика. Сегодня многие страны мира развиваются именно по этому пути, чтобы обеспечить благосостояние своих народов. Узбекистан также выбрал этот разумный путь.[10] Реформы в Узбекистане осуществляются не ради реформ, они должны служить человеку и его

благополучной жизни. Всякое изменение, обновление, происходящее в нашей стране, преследует именно эту цель, что особенно воодушевляет граждан.

Народ Узбекистана - трудолюбивый, опытный, владеющий необходимыми навыками ведения дела. Он своими руками создает собственное благополучие. Идеология национальной независимости должна служить воплощению в реальность истины: если каждый гражданин, каждая семья будут состоятельными благодаря своему труду, - благополучным будет все общество, а государство - крепким. Идея воспитания гармоничной, всесторонне развитой личности отражает постоянное стремление человека к овладению достижениями как национальной, так и общечеловеческой, мировой культуры, к духовно-нравственному и физическому совершенству.

Гармоничная, всесторонне развитая личность это - свободная и свободномыслящая, борющаяся за идеалы народа личность. Говоря словами Президента И.А.Каримова: «наше основное богатство, основная опора на пути построения развитого общества это человек. Человек с высокими профессиональными и духовными качествами. Это в основном относится к молодежи».

По указу президента Республики Узбекистан создается закон «О безопасности гидротехнических сооружений»(№ 826-1 от 20 августа 1999 года) [1], он призывается регулировать отношения, возникающие при осуществлении деятельности по обеспечению безопасности при проектировании, строительстве, вводе в эксплуатацию, эксплуатации, реконструкции, восстановлении, консервации и ликвидации гидротехнических сооружений.

Одной из важных функций государства является обеспечение безопасности граждан, что достигается созданием соответствующих нормативных документов и специальных органов, осуществляющих реализацию этих нормативов:

1. Законодательной базой является закон Республики Узбекистан «О безопасности гидротехнических сооружений»[1],
2. Строительные нормы и правила ШНК[12-19].

Актуальность темы

Проектирование строительства и эксплуатации грунтовых плотин в сейсмоактивных зонах Республики Узбекистан, требует постоянного совершенствования расчетных методов оценки их прочности и устойчивости при различного рода нагрузок. Грунтовые плотины в настоящее время являются одним из основных типов подпорных сооружений, проектируемых и возводимых в районах высокой сейсмичности. В республике грунтовые плотины являются самым распространенным типом плотин. Вся территория Узбекистана располагается в горных и сейсмически активных районах, все эксплуатируемые плотины находятся в зоне 6-9-балльной сейсмичности (по шкале MSK-64). В настоящее время в Республике на этих территориях в больших масштабах ведется также строительство новых грунтовых плотин. Гидроэнергетическое и водохозяйственное освоение горных рек предъявляет повышенные требования к обеспечению надежности и безопасности плотин. От сохранности плотин, особенно грунтовых, зависит сохранность всего гидроузла в целом, а аварии на таких плотинах вообще недопустимы, поскольку могут привести к тяжелейшим катастрофическим последствиям. В подобных условиях изучение влияния сейсмических воздействий на гидротехнические сооружения приобретает исключительно актуальное значение, особенно после тяжелых материальных и человеческих потерь, вызванных цунами и землетрясениями, которые произошли в Юго-восточной Азии в последнее время. Авария или разрушение таких сооружений может привести как к ущербу народного хозяйства, также и гибели людей.

Строительные нормы и правила ШНК устанавливают обязательные требования ко всем стадиям разработки проектов гидротехнических

сооружений и их реализации, к изысканиям, к проектам и строительным работам. Основное базовое требование к эксплуатации сооружений формулируется как необходимость поддержания такого состояния сооружения, которое бы отвечало требованиям норм проектирования. Реализация этого требования осуществляется путем организации визуальных осмотров и инструментальных наблюдений и выполнением текущих и капитальных ремонтов, целью которых является, по мере необходимости, обеспечение состояния сооружения, соответствующего исходным проектным требованиям. А целью эксплуатации гидросооружений является обеспечение надежного функционирования сооружения как технологического предприятия в соответствии с его назначением и требованиями к качеству продукции: электроэнергии, воды, судопропускной способности и др, с достижением максимальной экономической эффективности при соблюдении требований безопасности, экологии и эстетики и с учетом требований и ограничений техногенной и социальной окружающей среды.

Диссертация по данной теме существенно облегчит и повысит качество разработок научно-технических коллективов в отрасли гидротехнического строительства, соответственно, те новые знания которые будут получены в данной работе поспособствуют повышению квалификации кадров так как будут значительно облегчены расчеты, т.е. уменьшится время затрачиваемое на них, которое можно будет потратить на поиск новых научно-исследовательских разработок в различных областях науки.

Объект и предмет исследования

Объектом исследования является грунтовые гидротехнические сооружения и определяемые их динамические характеристики.

Предметом исследования является разработка комплекса прикладных программ для ПЭВМ по определению динамических характеристик грунтовых ГТС.

Ожидаемые результаты

Разработка комплекса прикладных программ по оценке сейсмостойкости грунтовых ГТС.

Цель и задачи работы

Целью работы является динамический расчет грунтовых плотин в одномерной и плоской постановке с учетом возможно большего числа факторов, влияющих на их работоспособность. Для этого необходимо было решить следующие задачи:

- выявить вклад числа собственных форм колебаний на динамические характеристики сооружения;
- обосновать двумерную схему динамического расчета грунтовых гидротехнических сооружений с учетом конструктивных особенностей и реальных физико-механических характеристик грунтов сооружения;
- уточнить одномерную схему расчета грунтовых ГТС на сейсмические воздействия;
- разработать методику и комплекс прикладных программ на ПЭВМ для динамического расчета грунтовых ГТС.

Достоверность работы определяется многочисленными тестовыми задачами и их сопоставлением с теоретическими решениями, с решениями, приведенными в справочной и научно-технической литературе. На основе работы программного комплекса были получены частоты собственных колебаний ряда плотин, по которым имеются данные натурных наблюдений.

Достоверность работы

Достоверность работы определяется многочисленными тестовыми задачами и их сопоставлением с теоретическими решениями, с решениями, приведенными в справочной и научно-технической литературе. На основе работы программного комплекса были получены частоты собственных колебаний ряда плотин, по которым имеются данные натурных наблюдений.

В первой главе приводится расчет устойчивости откосов грунтовой плотины по нормативным методам, а также фильтрационный расчет. По

предложенной методике решения задачи определены зоны устойчивости или неустойчивости.

Во второй главе приводится составление расчетной схемы расчета грунтовых гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия по нормам.

В третьей главе решена тестовая задача по определению напряжений треугольного типа плотины тестовых задач о собственных колебаниях упругих тел. Сопоставление результатов вычислений с тестовой дало удовлетворительную сходимость.

В четвертой главе динамический расчет грунтовой плотины по плоской схеме и сравнение с экспериментом.

Глава 1. Расчет устойчивости (работоспособности) грунтовой плотины по нормативным методам

Расчеты статической устойчивости откосов плотины выполнены в соответствии с требованиями КМК 2.06.05-98 «Плотины из грунтовых материалов» для основного и особого сочетания нагрузок в эксплуатационный период по круглоцилиндрическим поверхностям сдвига с использованием расчетных схем ВНИИГ – Терцаги и Р.Р.Чугаева.

Формула ВНИИГ - Терцаги, дополненная для особого случая расчета слагаемым, учитывающим сейсмическое воздействие, имеет вид:

$$K = \frac{SUM((G-Vb)*\cos(Alf)*\text{tg}(Fi)+Cb/\cos(Flf))-SUM((S\sin(Alf)*\text{tg}(Fi)*a/R)}{SUM((G\sin(Alf))+ SUM((Scos(Alf)*a/R)+(FL-fl)/R)}$$

Формула Р.Р. Чугаева имеет вид:

$$K = \frac{SUM((G-Vb)*\text{tg}(Fi)+Cb/\cos(Alf))}{SUM((G\sin(Alf))}$$

В формулах приняты следующие обозначения:

G - масса грунта в элементарном отсеке с учетом водонасыщения;

V - величина полного давления поровой воды (пьезометрический напор, умноженный на плотность воды);

b - ширина элементарного отсека;

Alf - угол наклона между горизонталью и касательной к поверхности скольжения в точке ее пересечения с осью элементарного отсека;

Fi - расчетный угол внутреннего трения;

C - расчетное сцепление грунта;

S - сейсмическая сила, приложенная к элементарному отсеку (равна произведению веса грунта в отсеке с учетом водонасыщения на сейсмическое ускорение);

a - плечо горизонтальной составляющей сейсмической силы в середине каждого рассматриваемого отсека;

R - радиус кривой скольжения;

F, f - силы давления воды верхнего и нижнего бьефов;

L, l - плечо сил давления воды верхнего и нижнего бьефов.

При выполнении расчетов использовалась автоматизированная программа, разработанная для вышеуказанных расчетных формул и соответствующая требованиям КМК 2.06.05-98.

В ходе расчетов по указанной автоматизированной программе выделяется семейство кривых скольжения, которыми охватывается вся исследуемая область плотины. Центры кривых скольжения располагаются в пределах поля центров (показано на расчетных форматках), границы которого заданы априори с последующей корректировкой. Поле центров разбивается сеткой с заданным шагом (с уточнением до 1 м). В процессе расчетов из каждой точки сетки проводится серия окружностей скольжения разного радиуса, что дает возможность исследовать устойчивость откоса, как по поверхностным, так и по глубинным поверхностям сдвига. Расчет производится до определения поверхности скольжения, характеризуемой минимальным коэффициентом запаса устойчивости. Критериальные значения коэффициента запаса устойчивости определено в соответствии с требованиями КМК 2.06.05-98 «Плотины из грунтовых материалов» в зависимости от класса сооружения (I), принятого метода расчета и способа сочетания нагрузок.

В соответствии с требованиями КМК 2.06.05-98, критерием устойчивости откосов плотины является соблюдение неравенства:

$$\gamma_{fc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R$$

где:

F - равнодействующая активных сил или моментов этих сил относительно оси поверхности сдвига;

R - обобщенное расчетное значение сил предельного сопротивления сдвигу по рассматриваемой поверхности;

γ_{fc} ; γ_c ; γ_n - коэффициенты надежности по нагрузке, ответственности сооружения, сочетания нагрузок (по таблицам 10÷12 КМК 2.06.05-98).

$$K = \frac{R}{F} \geq \frac{\gamma_n \gamma_{fc}}{\gamma_c};$$

Численное выражение критерия устойчивости откосов плотины I класса для основного сочетания нагрузок равно:

$$K \geq (1,25 \times 1) / 1 = 1,25.$$

Численное выражение критерия устойчивости откосов плотины I класса для особого сочетания нагрузок равно:

$$K \geq (1,25 \times 0,9) / 1 = 1,125.$$

В соответствии с требованиями КМК 2.06.05-98 «Плотины из грунтовых материалов» расчеты устойчивости откосов выполнены для основного и особого сочетаний нагрузок с учетом сейсмических воздействий в эксплуатационный период.

1.1.Общая характеристика Чарвакской грунтовой плотины: инженерно-геологические условия, климатические особенности, сейсмические условия

Чарвакское водохранилище — водохранилище, расположенное в Бостанлыкском районе Ташкентской области Узбекистана, на севере области. Оно находится на реке Чирчик несколько ниже по течению места слияния рек Пскем и Чаткал между отрогами Угамского и Чаткальского хребтов западного Тянь-Шаня. Расположение водохранилища можно посмотреть на приводимой здесь схематической карте Ташкентской области.



Рис.1.1. Расположение Чарвакского водохранилища

Климатические особенности района:

температура воздуха	max	+40°C
	min	-30°C
среднегодовая температура		+12°C
количество безморозных дней		210
ледостав в водохранилище	отсутствует	-

продолжительность шугообразования (наибольшая) 14-15дней

Гидрологическая характеристика водохранилища:

нормальный подпорный уровень (НПУ)	890.0м;
форсированный подпорный уровень (ФПУ)	891.3м;
уровень мертвого объема (УМО)	835.0м;
объем водохранилища при НПУ (полный)	2006млн.м ³ ;
полезный объем водохранилища	158 млн.м ³ ;
характер регулирования бытового стока реки	сезонный;
расчетная высота волны	2.3м;
отметка уровня воды в нижнем бьефе при $Q=2000\text{м}^3/\text{с}$	745.7м ,
$Q=92\text{м}^3/\text{с}$	741.4м.

Инженерно-геологические условия участков основного сооружения гидроузла

Плотина из местных грунтовых материалов:	глухая, каменная наброска с центральным ядром.
Материалы тела плотины:	суглинок, гравий и камень.
Объемы основных земляных работ:	выемка мягких грунтов –660 тыс.м ³ выемка скальных грунтов – 667.5 тыс. м ³ насыпь мягких грунтов - 18866 тыс. м ³ каменная наброска - 13340тыс. м ³ Всего: 33533,5тыс. м ³
Грунты основания:	известняки (скальные)
Максимальный гидростатический напор воды при НПУ:	161м.
Габаритные размеры:	длина по гребню 776м; ширина по гребню 12м;

ширина по подошве 570м;
наибольшая высота 167м.

Отметка гребня: 896м.

Превышение гребня над НПУ: 6м.

Крепление напорного откоса: отобранный рваный камень и ж/б монолитные плиты.

Толщина крепежного слоя по напорному откосу: камня-4м и ж/б плит-0,5 и 1м.

Заложения откосов: верхового - $m_v=2$ и низового $m_n=1,885$.

Центральное суглинистое ядро плотностью укладки $\gamma=1,75\text{т/м}^3$ при влажности 17,5% (является основным противодиффузионным устройством плотины).

Сопрягающим устройством между плотиной и основание служит бетонная пробка в центре русла реки и укрепительная цементация в основании (площадная и глубинная).

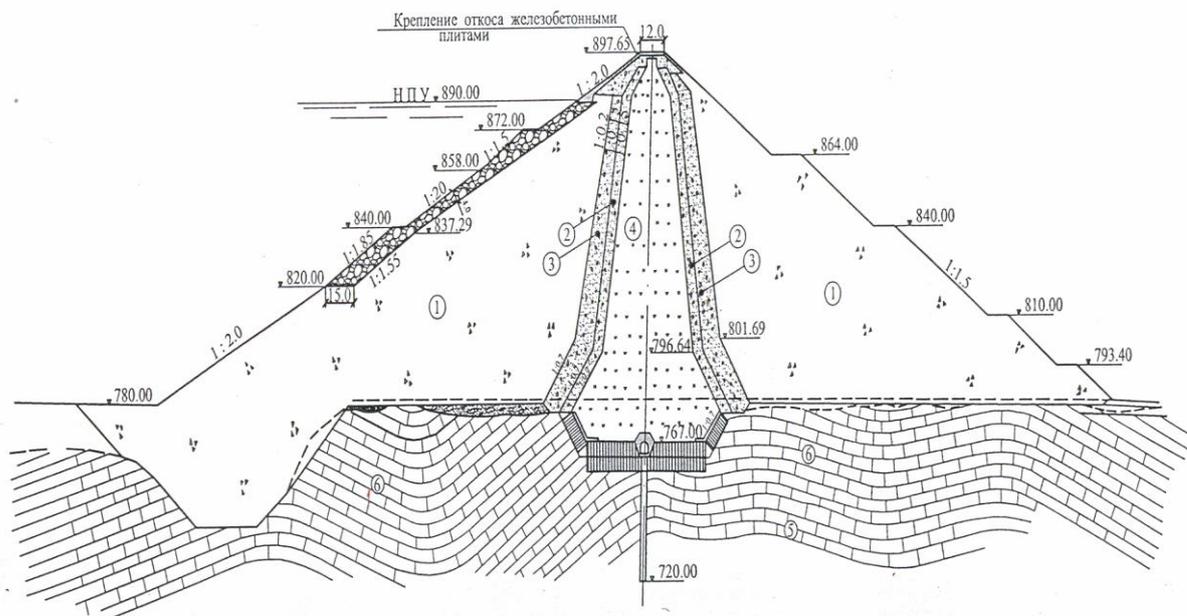


Рис.1.2. Поперечное сечение Чарвакской плотины (створ-б)

Далее приведены расчетные характеристики грунтов тела и основания Чарвакской плотины.

Таблица 1.1. Физико-механические характеристики Чарвакской плотины

Номер Зоны	Наименование грунта	Плотность $\rho_{сух}, \rho_{нас} т / м^3$	Параметры $\varphi_{град}, c т/м^2$	Модуль деформации $E т/м^2$
1	Суглинок	1.76, 2.11	27.5, 7.0	3000
2	Грависто-галечниковые (переходные зоны)	1.95, 2.23	30., 2.3	3000
3	Камень (упорные призмы)	2.13, 2.33	45., 0.0	6000
4	Известняки серые окремненные прочные битумные (основание)	2.68	27.5, 7.0	1000000

Характеристика грунтов основания

Чарвакский гидроузел в суженой части долины р.Чирчик, имеющий вид ущелья с характерным плоским дном, образованное поверхностью Ходжикентской террасы, которая возвышается над урезом воды в реке на 38-40 м имеет ширину 320-520 м. Склоны долины скалистые и крутые, местами труднодоступные. Галечники и конгломераты, слагающие Ходжикентскую террасу, на левобережье имеют мощность 3-5 м, на правом берегу почти полностью размыты. В пределах древнего русла р. Чирчик, выше и ниже плотины, мощность этих отложений достигает 18-20 м. Наибольшая мощность (2-3 м) аллювия в современном русле свидетельствует о продолжающейся глубинной эрозий. На участке вариантов створов выделяются следующие разности коренных пород:

Известняки массивные, толсто слоистые, серые, с розовым оттенком

(пачка 1);

Известняки тонко слоистые, тёмно серые, местами малиновые с подчиненными прослоями окремненных известняков (пачки 2 – 7);

Каранкулиты, продукт гидротермального изменения известняков, по своему составу они неоднородны. Основную их массу составляют бурые, светлые и красноватые артиллитоподобные породы с тонкой, иногда ленточной слоистостью;

Нижнекарбоновые известняки на участке створов, как и все палеозойские породы, районы сильно дислоцированы. Эти известняки сняты сравнительно крупную синклинальную складку с осью, идущей вдоль ущелья. Синклиналь сильно осложнена системой более мелких складок. В результате общего синклинального строения Чарвакского ущелья массивные известняки по его дном погружаются на глубину 300м.

Сейсмические условия

Основной особенностью строения рельефа, где расположен гидроузел является чередование горных хребтов с глубокими межгорными котлованами, к числу которых относится Бричмулинская, ограниченная с СВ хребтом Каржан-Тау, с СВ Пскемским, Кок-Суйским и Чаткальскими хребтами, а с ЮВ-Чимганским и Ализарскими массивами. Все перечисленные хребты постепенно понижаются на юго-запад в сторону Чирчикской депрессии. В пределах чаши водохранилища (Бричмулинская впадина) и Чирчикской депрессии склоны имеют сравнительно мягкие очертания с хорошо выраженными поверхностями аккумулятивных и эрозионных террас.

Горные массивы, обрамляющие Бричмулинскую впадину сложены в основном палеозойскими осадочными породами. Мезозойские отложения в районе имеют ограниченное распространение и представлены пестроскрашенными континентальными осадками мелового возраста. Сама

Бричмуллинская впадина выполнена мощной толщей третичных отложений (до 1500-2000 м).

В тектоническом отношении район гидроузла представляет собой горстовую глыбу, с востока и запада ограниченную зонами обновленных региональных разломов Чарвакским и Ишан-Купрюкским и рассечению разрывами 4 и 6 порядка на отдельные тектонические блоки. Последние подвижки по Чарвакскому взбросу с перемещением 4-6 и установлены в толще галечников Ходжикентской террасы. Сейсмичность участка, согласно СНиП II-A 12-62 строительство в сейсмических районах строительства гидроузла, как и весь Приташкентский район, относится к 8 балльной зоне.

1.2. Фильтрационный расчет Чарвакской грунтовой плотины

Фильтрационный расчет грунтовой плотины позволяет получить характеристики фильтрационного потока, необходимые для проверки фильтрационной прочности тела плотины, расчета устойчивости ее откосов и обоснования рациональных параметров. Этими расчетами определяются положение депрессионной кривой в теле плотины, градиенты напора фильтрационного потока и фильтрационный расход воды.

Данные расчета кривой депрессии были предоставлены со стороны ОАО «Гидропроект».

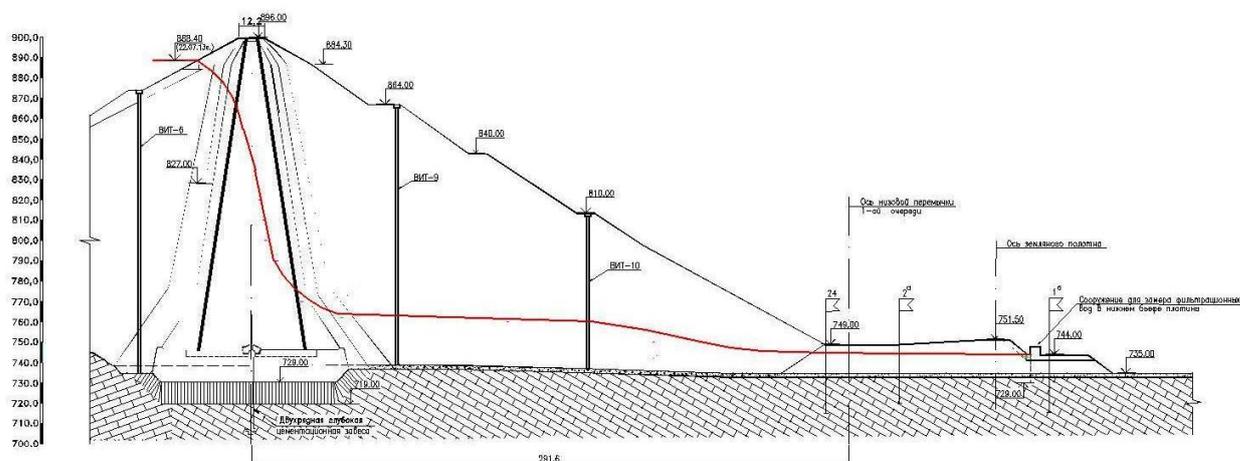


Рис.1.3. Положение депрессионной кривой в Чарвакской плотине

1.3. Определение устойчивости откосов на примере Чарвакской плотины с учетом основания и сейсмических воздействий

Устойчивость земляной плотины определяется устойчивостью её откосов. Обрушение откосов происходит обычно так, что часть грунта откоса сползает по некоторой криволинейной поверхности вниз. Для определения возможности оползания откосов пользуются методом расчета на скольжение оползающих масс на предположении круговых поверхностей скольжения. Основой метода является то положение, что оползание части откоса будет иметь место, если момент её веса относительно центра вращения будет больше момента сил трения и сцепления, действующих на поверхности скольжения.

Среди многих существующих методов расчета устойчивости откосов наибольшее распространение получил метод расчета по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

Устойчивость откосов рассчитываем по графику, предложенному институтом ВОДГЕО, принимая при этом, что оползание откоса под действием собственного веса будет происходить по круглоцилиндрической поверхности.

Проверка устойчивости откоса сводится к определению коэффициента устойчивости K_y который равен (если не считать сил бокового давления) отношению момента удерживающих сил (трения и сцепления) к моменту сдвигающих сил:

$$K_y = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}} \quad (3.1)$$

Расчет выполняется в условиях плоской задачи, когда рассматривается отрезок плотины длиной, равной единице. Грунт тела плотины выше кривой депрессии имеет естественную влажность, а ниже ее находится в насыщенном водой состоянии.

Выбрав по определенному правилу точку, из нее как из центра проводят дугу окружности радиусом R , захватывающую только тело плотины или и часть основания. Выделенный массив грунта, который может сползти по дуге этой окружности, делится вертикальными плоскостями на отсеки шириной $b=R/m_0$ (обычно $m_0=10$).

В общем случае выделенный отсек грунта находится под действием собственного веса, бокового давления соседних масс грунта и давления фильтрационного потока.

Собственный вес отсека

$$G_n=(\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n) b, \quad (3.2)$$

где γ_1 – удельный вес грунта естественной влажности выше кривой депрессии, т/м^3 ;

γ_2 – удельный вес насыщенного водой грунта ниже кривой депрессии, т/м^3 ;

γ_3 – удельный вес грунта основания, т/м^3 ;

h'_n , h''_n , h'''_n – средние высоты полос грунта соответственно выше кривой депрессии, ниже кривой депрессии, в основании плотины, м;

b – ширина отсека, м.

Давление фильтрационной воды, действующей на n -й отсек, учитывается как внешняя сила и приближенно определяется по формуле

$$W_{\phi n} = \gamma (h''_n + h'''_n) b / \cos \alpha_n, \quad (3.3)$$

где γ – удельный вес воды, т/м^3 ,

α_n – угол между вертикалью, проходящей через центр нулевого отсека, и линией, соединяющей центр кривой скольжения с точкой пересечения оси рассматриваемого отсека с кривой скольжения.

Сила веса G_n раскладывается на составляющие: нормальную

$N_n = G_n \cos \alpha_n$, направленную по радиусу кривой скольжения, и касательную
 $T_n = G_n \sin \alpha_n$. Сила T_n вызывает сдвиг n-го отсека по кривой скольжения.
 Этому будет противодействовать сила трения $S_n = (N_n - W \phi_n) \operatorname{tg} \varphi_i$ и сила сцепления

$C_n = C_i \cdot L_n$, где L_n - длина участка кривой скольжения в пределах отсека, а
 C_i - удельная сила сцепления.

Кроме указанных сил на рассматриваемый массив грунта действует давление воды со стороны нижнего бьефа

$$W_0 = 0.5 \gamma h^2, \quad (3.4)$$

где h -глубина воды в нижнем бьефе, м. Тогда для всего рассматриваемого массива в соответствии с формулой (3.1) силы и моменты, действующие на отдельные отсеки, суммируются и коэффициент устойчивости откоса может быть найден по формуле (3.5):

$$K_y = \frac{\sum S_n R + \sum C_n R + W_0 r}{\sum T_n R} = \frac{\sum S_n + \sum C_n + W_0 r / R}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_i - W \phi_n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r / R}{\sum G_n \sin \alpha_i},$$

где $\sin \alpha_n = n_0 b / R = n_0 m_0$; $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - (n_0 / m_0)^2}$

Для сокращения расчетов силу сцепления $C = \sum c_i l'_i$ определяют не по отсекам, а по участкам с одинаковым удельным сцеплением, где l'_i - длина участка кривой скольжения с постоянным значением удельного сцепления:

$$l'_i = \pi R \cdot \beta_i / 180^\circ \quad (3.6)$$

β_i - угол, образованный радиусами, проведенными из центра кривой скольжения до пересечения с границами ее участков, имеющих постоянное значение удельного сцепления.

Существует много способов определения поверхности скольжения, которой соответствует минимальный коэффициент запаса устойчивости. По рекомендации В.В. Аристовского центр такой поверхности находится следующим образом.

В неискаженном масштабе вычерчиваем поперечный профиль низового откоса плотины и определяем его осредненное заложение, которое принимается $m_{ср}=2$. На профиль наносим депрессионную кривую фильтрационного потока.

Из середины осредненного откоса проводим вертикаль ac и из той же точки откоса проводим линию ad под углом 85° к откосу. Из точек A и B , как из центров, проводим кривые радиусом R_1 , определяемым по формуле:

$$R_1 = \frac{R_n + R_v}{2}, \quad (3.7)$$

где R_n , R_v – нижнее и верхнее значения радиуса поверхности скольжения, м.

Ориентировочные значения R_n и R_v в долях от высоты плотины (высоты откоса) H в зависимости от коэффициента заложения откоса $m_{от}$:

$$R_n=1.4, R_v=2.5.$$

Из точки a , как из центра, проводим дугу be радиусом $R_2=a O/2$. На линии b O намечаем пробные центры наиболее опасных кривых скольжения, для которых затем определяем коэффициенты устойчивости и их минимальное значение.

Массив грунта, ограниченный кривой скольжения и низовым откосом плотины, делим на вертикальные отсеки шириной $b=0.1R$, $R=330\text{м}(300\text{м})$. Вертикаль, проведенная через центр кривой скольжения, является осью нулевого отсека. Влево от нулевого отсека нумерация отсеков положительная, а вправо - отрицательная.

Грунт плотины имеет следующие физико - механические характеристики:

Грунты тела плотины	$\gamma_{\text{сухого грунта,}}$ T/M^3	$\gamma_{\text{насыщенного}}$ грунта, T/M^3	$\gamma_{\text{взвешанного}}$ грунта, T/M^3
Суглинок	1,5	1,7	1,6
	$\text{tg}\varphi^1,$ φ°	$\text{tg}\varphi^2,$ φ°	$\text{tg}\varphi^3,$ φ°
	0.58	0.56	0.45
	$C^1,$ кг/см^2	$C^2,$ кг/см^2	$C^3,$ кг/см^2
	2.8	2.5	2.0

Горизонтальное гидростатическое давление воды на рассматриваемый массив грунта определяем по формуле (3.4):

$$W_0 = 0.5 * 9,81 * 162^2 = 128.72 \text{ T/M}^3$$

Проверим устойчивость верхового откоса грунтовой плотины из каменной наброски $H_{\text{пл}} = 168 \text{ м}$. Грунт тела плотины имеет следующие физико - механические характеристики:

П/№	Грунты тела плотины	$\gamma_{\text{сухого}}$ грунта, T/M^3	$\gamma_{\text{насыщенного}}$ грунта, T/M^3	$\gamma_{\text{взвешанного}}$ грунта, T/M^3	$\text{tg}\varphi,$ φ°	$C,$ кг/см^2
1.	Горная масса упорных призм	1,95	2,23	1,23	0,781	0,0

2.	I-ый слой фильтра	1,98	2,25	1,25	0,577	2,3
3.	II-ой слой фильтра	2,13	2,33	1,33	0,577	
4.	Суглинок ядра	1,76	2,11	1,11	0,521°	7,0

Порядок расчета:

В неискаженном масштабе вычерчиваем поперечный профиль верхового откоса плотины и определяем его осредненное заложение, которое принимается $m_{cp}=2$. На профиль наносим депрессионную кривую фильтрационного потока.

Из середины осредненного откоса проводим вертикаль ac и из той же точки откоса проводим линию ad под углом 85° к откосу. Из точек A и B , как из центров, проводим кривые радиусом R_1 , определяемым по формуле:

$$R_1 = \frac{R_u + R_b}{2} = \frac{235.2 + 420.0}{2} = 327.6 \text{ м},$$

Из точки a , как из центра, проводим дугу be радиусом $R_2=a$
 $O/2=269,85/2=134,9$. На линии b O намечаем пробные центры наиболее опасных кривых скольжения, для которых затем определяем коэффициенты устойчивости и их минимальное значение.

Массив грунта, ограниченный кривой скольжения и низовым откосом плотины, делим на вертикальные отсеки шириной $b=0.1R=33,0\text{м}(330\text{м}, 300\text{м})$. Вертикаль, проведенная через центр кривой скольжения, является осью нулевого отсека. Влево от нулевого отсека нумерация отсеков положительная, а вправо - отрицательная.

$$b=0,1R=33,0\text{м}$$

$$L=\pi R * \beta_i / 180^\circ$$

$$\sin \alpha_i=0,1i$$

$$L_1 = 3,14 * 330 * 12^\circ / 180^\circ = 69,08\text{м}$$

$$K_n/8 \text{ баллов}=1,25$$

$$L_2 = 3,14 * 330 * 48^\circ / 180^\circ = 276,32\text{м}$$

$$L_3 = 3,14 * 330 * 5^\circ / 180^\circ = 28,78\text{м}$$

Рассматривая равновесие откоса коэффициент устойчивости определяется по формуле:

$$K_{уст} = \frac{\sum(G_n \cos \alpha_i - W_{\phi} - W_{\phi i} + \sum c_{li} + W_0 r / R)}{\sum G_n \sin \alpha_i}$$

Коэффициент устойчивости с учетом сейсмических воздействий

$$K_{уст.сейсм.} = \frac{\sum(G_n \cos \alpha_i - W_{\phi} - W_{\phi i} + \sum c_{li} + W_0 r / R)}{\sum G_n \sin \alpha_i + \sum (h' \gamma' + h'' \gamma'') \cdot a_{pk} \xi_i},$$

Где a_{pk} – сейсмические ускорения на уровне центра тяжести элементарного столбика;

ξ_i – вертикальное расстояние от центра тяжести элементарного столбика до оси х.

Определив коэффициент устойчивости для одного центра кривой скольжения, определяется еще несколько коэффициентов. Затем строится график коэффициентов устойчивости и по нему определяется числовое значение минимального коэффициента устойчивости, который должен превышать значение нормативного (см. ниже).

В соответствии со СНиП 2.06.05-84 устойчивость откоса обеспечивается, если выполняется условие : $k_u >$ или $= k_n n/m$, (3.8)

где k_n - коэффициент надежности.

Для сооружений I класса капитальности $k_n=1.25$

n - коэффициент сочетания нагрузок.

При особом сочетании $n=0,95$

m - коэффициент, зависящий от метода расчета.

При методе расчета, удовлетворяющим условие равновесия $m=1$

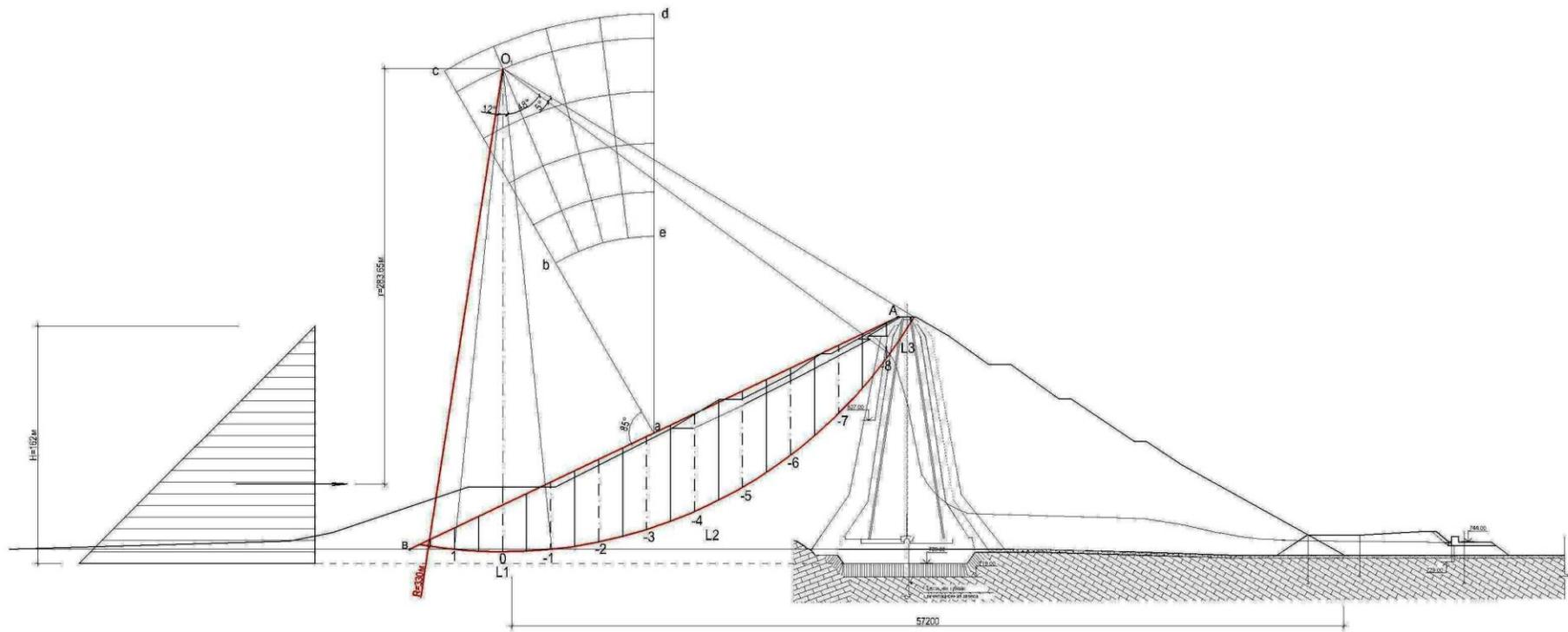
$k_u \geq 1,25 * 0,95 / 1 = 1,316$

При особых сочетаниях нагрузок для плотины I класса при упрощенных методах расчета $k_n=1.2$, $n=0,90$, $m=0,96$ и выражение для критерия устойчивости откосов имеет значение $k_u \geq 1,184$.

В отношении Чарвакской плотины критерии обеспечения её устойчивости следующие:

1. При действии основных расчетных нагрузок устойчивость плотины будет обеспечена, если полученные расчетом минимальные коэффициенты устойчивости для наиболее опасных призм обрушения будут иметь значения не менее 1.316.
2. При особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических нагрузок устойчивость плотины будет обеспечена, если полученные расчетом минимальные коэффициенты устойчивости для наиболее опасных призм обрушения будут иметь значения не менее 1.184.

В оценках сейсмоустойчивости плотины опасными в верховом откосе считаются призмы обрушения, захватывающие ядро за пределами его оси в сторону нижнего бьефа.



N отсека	Sin α	Cos α	G_n	$G_n^*(n_0/m_0)$	$G_n\sqrt{1-(n_0/m_0)^2}$	$W\phi_n$	Tg ϕ_i	$[G_n\sqrt{1-(n_0/m_0)^2}-W\phi_n]\text{tg}\phi_i$	C_i	L_i	C_iL_i
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0.1	0.995	1077.36	107.74	1071.95	485.5	0.78	457.99	0	69,08	0
0	0.0	1.000	2344.41	0.00	2344.40	1076.5	0.78	990.27			
-1	-0.1	0.995	3373.37	-337.34	3356.45	1520.3	0.78	1434.02			
-2	-0.2	0.984	4150.48	-830.10	4066.61	1891.5	0.78	1698.80			
-3	-0.3	0.954	4668.55	-1400.56	4453.51	2194.5	0.78	1764.32			
-4	-0.4	0.916	4905.51	-1962.20	4495.97	2401.5	0.78	1635.78	0	276,32	0
-5	-0.5	0.867	4827.50	-2413.75	4180.74	2496.9	0.78	1315.09			
-6	-0.6	0.800	4368.30	-2620.98	3494.64	2448.6	0.78	816.96			
-7	-0.7	0.710	3429.29	-2400.51	2449.00	2165.9	0.78	221.09			
-8	-0.8	0.600	1724.92	-1379.93	1034.95	396.0	0.58	368.67	2.3	28,78	11.5
Σ				-13237.64				10702.98			330,97

$$K_{уст} = \frac{\sum(G_n \cos \alpha_i - W \phi - W \phi_i + \sum c_i l_i + W_0 r / R)}{\sum G_n \sin \alpha_i} = \frac{10702.98 + 330.97 + 283.65 / 330 \cdot 128.72}{13237.6} = 1.84$$

Вывод: Устойчивость откоса, при радиусе 330 м, этой кривой скольжения обеспечивается. $1,84 > 1,316$

Коэффициент устойчивости с учетом сейсмических воздействий

$$K_{уст.сейсм.} = \frac{\sum(G_n \cos \alpha_i - W \phi - W \phi_i + \sum c_i l_i + W_0 r / R)}{\sum G_n \sin \alpha_i + \sum (h' \gamma' + h'' \gamma'') \cdot a_{pk} \xi_i},$$

$$b=0,1R=30,0\text{м}$$

$$L=\pi R*\beta_i / 180^\circ$$

$$\sin \alpha_i=0,1i$$

$$L_1 = 3,14*300*22^\circ / 180^\circ = 115,13\text{м}$$

$$L_3 = 3,14*300*6^\circ / 180^\circ = 31,4\text{м}$$

$$K_{H/8} \text{ баллов} = 1,25$$

$$L_2 = 3,14*300*46^\circ / 180^\circ = 240,73\text{м}$$

N отсека	Sin α	Cos α	h' (m)	h'' (m)	h''' (m)	h'' γ' = 1.95 упорная призма	h'' γ'' = 2.23 упорная призма	h'''' γ'''' = 1.23 упорная призма	$\omega = b\sum h''\gamma'$	$\omega = \sin \alpha$	$\omega * \cos \alpha$	Tg φ	$\omega \cos \alpha \text{tg } \varphi$	$W = (h'' + h'''') * b$	W / cos α	W / cos $\alpha * \text{tg } \varphi$	R cos α_i	p = R Cos $\alpha_i - \sum h/2$	ρ / R
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21
1	0.1	0.995	0.0	22.7	3.89	0.0	50.6	4.8	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	797.7	801.7	626.1	298.5	132.3	0.4
0	0.0	1.000	0.0	36.85	5.39	0.0	82.2	6.6	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	1267.2	1267.2	989.7	300.0	300.0	1.0
-1	-0.1	0.995	0.0	51.01	3.89	0.0	113.8	4.8	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	1647.0	1655.3	1292.8	298.5	654.1	2.2
-2	-0.2	0.984	0.0	64.48	0	0.0	143.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	1934.4	1965.9	1535.3	295.2	1157.9	3.9
-3	-0.3	0.954	0.0	70.9	0	0.0	158.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	2127.0	2229.6	1741.3	286.2	1709.2	5.7
-4	-0.4	0.916	0.0	73.86	0	0.0	164.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	2215.8	2419.0	1889.2	274.8	2251.3	7.5
-5	-0.5	0.867	0.0	72.84	0	0.0	162.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	2185.2	2520.4	1968.4	260.1	2696.6	9.0
-6	-0.6	0.800	0.0	67.19	0	0.0	149.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	2015.7	2519.6	1967.8	240.0	2937.0	9.8
-7	-0.7	0.710	0.0	55.59	0	0.0	124.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	1667.7	2348.9	1834.5	213.0	2816.3	9.4
-8	-0.8	0.600	4.1	34.2	0	8.1	76.3	0.0	242.9	- 194.4	145.8	0.58	84.1	1026.0	1710.0	986.7	180.0	2204.7	7.3

N отсека	Sin α	Cos α	G_n	$G_n^*(n_0/m_0)$	$G_n\sqrt{1-(n_0/m_0)^2}$	$W\phi_n$	Tg ϕ_i	$[G_n\sqrt{1-(n_0/m_0)^2}-W\phi_n]\text{tg}\phi_i$	C_i	L_i	C_iL_i
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0.1	0.995	1662.17	166.22	1653.839	801.7	0.78	665.51	0	69.08	0
0	0.0	1.000	2664.16	0.00	2664.156	1267.2	0.78	1091.02			
-1	-0.1	0.995	3556.11	-355.61	3538.285	1655.3	0.78	1470.63			
-2	-0.2	0.984	4313.71	-862.74	4226.557	1965.9	0.78	1765.61			
-3	-0.3	0.954	4743.21	-1422.96	4524.734	2229.6	0.78	1792.53			
-4	-0.4	0.916	4941.23	-1976.49	4528.716	2419.0	0.78	1647.69	0	276.32	0
-5	-0.5	0.867	4873.00	-2436.50	4220.138	2520.4	0.78	1327.48			
-6	-0.6	0.800	4495.01	-2697.01	3596.009	2519.6	0.78	840.66			
-7	-0.7	0.710	3718.97	-2603.28	2655.877	2348.9	0.78	239.77			
-8	-0.8	0.600	2530.93	-2024.74	1518.556	1710.0	0.58	-110.46	2.3	28.78	66.194

$$K_{уст} = \frac{\sum(G_n \cos \alpha_i - W \phi n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r / R}{\sum G_n \sin \alpha_i} =$$

$$\frac{(33132.15 - 19437.5) \cdot 0,78 + 66.194 + 128726,82 \cdot 250.032 / 300}{14213.1} = 1.80$$

Вывод: Устойчивость откоса, при радиусе 300 м, этой кривой скольжения обеспечивается.

$$K_{уст.сейсм.} = \frac{\sum(G_n \cos \alpha_i - W \phi n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r / R}{\sum G_n \sin \alpha_i + \sum G K_c \cdot p / R} =$$

$$\frac{(33132.15 - 19437.5) \cdot 0,78 + 66.194 + 128726,82 \cdot 250.032 / 300}{14213.1 + 133.9} = \frac{118047.797}{14347} = 1.83$$

$$1.80 > 1,125$$

Выводы

1. Расчетные кривые скольжения проходят по внешним граням упорных призм плотины, не затрагивая ядра.
2. В результате возможного обрушения откосов плотины следует ожидать переформирования их внешних заложений с общим уположением.
3. Последствия возможного обрушения для данного профиля плотины не носят катастрофического характера и позволяют провести необходимую реконструкцию.

Глава 2. Составление расчетной схемы расчета грунтовых гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия по нормам

Согласно действующим нормам (ШНК 2.06.11-04), в расчетах сейсмостойкости грунтовых плотин должны учитываться сейсмические нагрузки и воздействия, в том числе сейсмические инерционные нагрузки от веса сооружения.

Определение динамических нагрузок при сейсмических воздействиях является одной из основных задач при оценке сейсмостойкости сооружений. Сейсмические инерционные нагрузки (ускорения) вычисляются по линейно-спектральному методу (ЛСТ) и учитываются как дополнительно приложенные расчетные статические нагрузки, согласно ШНК 2.06-11-04 «Градостроительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. Гидротехнические сооружения».

Динамический расчет сооружений по одномерной схеме (метод сдвигового клина - МСК) по ЛСТ не дает возможности учесть сложную геометрию сооружения, неоднородность физико-механических характеристик материалов, слагающих тело плотины.

2.1. Анализ существующих нормативных методов расчета грунтовых гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия

Согласно современным нормативным методам расчета ШНК 2.06.11-04 п.2.4 «Расчеты сейсмостойкости грунтовых плотин I и II классов в районах сейсмичностью $J \geq 7$ баллов должны выполняться по условиям плоской (по деформациям) или пространственной задач динамики сплошных сред без учета или с учетом податливости основания, взаимодействия с жидкостью, заполняющей водохранилище, и других факторов».

Согласно действующим нормативным методам расчета «п 2.3. При расчетах сейсмостойкости грунтовых плотин всех классов на предварительных стадиях проектирования (ТЭР, ТЭО) должна

использоваться одномерная расчетная схема консольного стержня, переменного (треугольного или трапецеидального) сечения, испытывающего при горизонтальных колебаниях основания только деформации сдвига (метод «сдвигового клина» МСК). В простых случаях проектирования грунтовых плотин III-IV классов (например, в случае отсутствия явлений разжижения водонасыщенных грунтов основания и сооружения) эта схема также используется на стадиях проекта и рабочей документации».

По методу сдвигового клина периоды T_i собственных колебаний плотины в зависимости от высоты H и скорости распространения V_s определяются по формуле

$$T_i = \frac{2\pi}{k_i V_s} H \quad (2.1.1)$$

Коэффициенты форм колебаний определяются

$$\eta_{ik} = \frac{2I_0(a_i, \frac{x}{H})}{k_i I_1(a_i)} \quad (2.1.2)$$

где I_0 и I_1 – функции Бесселя первого рода нулевого и первого порядка.

Входящие в формулу (2.1.1) и (2.1.2) коэффициенты k_i определяются из частотного уравнения

$$I_0(k_i) = 0 \quad (2.1.3)$$

Обычно в расчетах по МСК используются не более 4 тонов собственных колебаний, которым соответствуют значения $a_i = 2.4; 5.82; 8.65; 11.79$.

При расчетах грунтовых плотин по МСК при наличии экспериментальных данных характеристик в расчетном сечении плотины определение осредненной скорости распространения поперечных волн V_s , в этом случае производится по формуле

$$V_s^{cp} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{si} F_i}{\sum_{i=1}^N F_i} \quad (2.1.4)$$

где F_i - площади i -участков расчетного сечения плотины со скоростью распространения поперечных волн V_s .

Сейсмические ускорения и инерционные нагрузки в плотине определяем по заданным ускорениям основания (амплитудный коэффициент A , коэффициентам форм колебаний и спектральным графикам динамичности). При расчете исследовано влияние числа удержанных форм собственных колебаний (ФСК) на характер распределения в сооружении величин сейсмических ускорений. Расчет грунтовых плотин производили МКЭ с учетом работы сооружения при землетрясении в условиях плоской задачи теории упругости (двухмерная задача).

Расчетные ускорения a_{pkj} в точке K сооружения определяются по формуле

$$a_{pkj} = AK_1 K_2 \sqrt{\sum_{k=1}^n (K_\phi \beta_i \eta_{ikj})^2} \quad (2.1.5)$$

где A - коэффициент, значения которого следует принимать в зависимости от расчетной сейсмичности; K_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений; K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений; K_ϕ - коэффициент, значения которого следует принимать в зависимости от сейсмичности площадки строительства; β_i - коэффициент динамичности, зависящий от категории грунтов. Коэффициенты формы колебаний определяем по формуле:

$$\eta_{ikj} = u_{ikj} c_i(\bar{u}_0) = u_{ikj} \sum_k Q_k \sum_j u_{ikj} \cos(u_{ikj}, u_0) / \sum_k Q_k \sum_i u_{ikj}^2 \quad (2.1.6)$$

где u_{ikj} – проекции перемещений точек по направлениям ($j=1,2$), $\cos(u_{ikj}, u_0)$ – косинусы углов между направлениями \vec{u}_0 – вектор сейсмического воздействия и указанных выше перемещений; $c_i(\vec{u}_0)$ – коэффициенты разложения сейсмической нагрузки по формам собственных колебаний.

Был также произведен расчет нижеследующих расчетных сечений с учетом присоединенной массы воды m_b согласно пп.2.11,2.34, 2.25 ШНК2.06.11-04 «определение суммарной сейсмической нагрузки от массы сооружения и присоединенной массы воды производится на основе следующих положений: формы собственных колебаний конструкции сооружений с учетом и без учета влияния водной среды считаются идентичными. Период собственных колебаний конструкции с учетом влияния водной среды в случае равномерно распределенного (по высоте, срединной поверхности и т. п.) веса сооружения определяется по формуле:

$$T_i^* = T_i \sqrt{1 + \frac{mb_i}{m}} \quad (2.1.7)$$

где T_i – период собственных колебаний конструкции без учета влияния водной среды;

m — вес сооружения (на единицу длины, площади, объема);

$mb_i = \gamma_b h \mu_i \psi$ — равномерно распределенная, эквивалентная по инерционному влиянию присоединенная масса воды при колебаниях по i -му тону.

Значения безразмерного коэффициента μ присоединенного веса воды приводятся в п. 2.24.

Расчет производился при условии, что $mb_i = m$ равномерно распределенная, эквивалентная по инерционному влиянию присоединенная масса воды при колебаниях равна весу сооружения.

Устойчивость каждого откоса грунтовой плотины должна быть проверена на достаточно большом числе предполагаемых поверхностей сдвига, чтобы получить оценку устойчивости наиболее опасной призмы обрушения, характеризуемой минимальным отношением обобщенных предельных реактивных сил сопротивления к активным сдвигающим силам.

Для оценки устойчивости призмы обрушения может служить коэффициент устойчивости.

Численные значения указанных коэффициентов приведены в табл.2.1., 2.2., 2.3., 2.4.

Таблица 2.1.

Класс сооружения	I	II	III	IV
Значение	1,25	1,20	1,15	1,10

Таблица 2.2.

Сочетание нагрузок	Основное	Особое	Относительного периода
Значение	1,0	0,90	0,95

Таблица 2.3.

Метод расчета	Удовлетворяющие условиям равновесия	Упрощенные
Значение	1,00	0,95

Таблица 2.4.

Численные значения коэффициента устойчивости

Сочетание нагрузок и воздействий	Допускаемый коэффициент устойчивости $K_{удоп.}$ для класса плотин
----------------------------------	--

	I	II	III	IV
Основное	1,32	1,26	1,21	1,16
Особое	1,18	1,14	1,09	1,04
Строительного периода	1,25	1,20	1,15	1,10

Устойчивость рассчитываемых элементов конструкции плотин должна быть обеспечена при всех возможных условиях эксплуатации, а также в процессе возведения плотины.

При расчетах устойчивости откосов плотин следует рассматривать расчетные случаи, показанные в табл.2.5. и 2.6. Кроме того, для тех длинных конкретных грунтовых плотин могут рассматриваться и другие расчетные случаи.

Таблица 2.5.

Расчетные случаи при расчете устойчивости низового откоса грунтовой
плотины

Наименование	Уровень воды в верхнем бьефе	Сейсмическое воздействие	Основные условия расчета
а) Основной	нормальный подпорный уровень, НПУ	-	Дренажи работают нормально, в теле и основании плотины установившаяся фильтрация
б) Особый	НПУ	учитывается	То же, что в п.а) (в случае, если плотина находится в сейсмическом районе)
в) Особый	Форсированный подпорный уровень, ФПУ	-	То же, что в пункте а)
г) Строитель-	В случае, если тело, ядро, экран или основание плотины		

ный	выполнены из глинистого грунта, должна быть проверена устойчивость откоса с учетом порового давления консолидации. Величина порового давления в теле и основании плотины определяется расчетом.
д) Строительный	В земляной намывной плотине необходимо учитывать фильтрацию из грунта в период намыва плотины с учетом смоченного состояния грунтов откосов. Величина фильтрационных напоров определяется расчетом или экспериментом.
е) Строительный	Для плотин, указанных в п.г), д) проверяется устойчивость откосов с учетом фактической технологии строительных работ, состава, плотности и влажности, прочностных свойств уложенного грунта, а также порового давления консолидации (или фильтрационных напоров), измеренных при помощи контрольно-измерительной аппаратуры. Эти расчеты должны повторяться не реже 1-2 раз в год и учитывать динамику изменения порового давления консолидации (или фильтрационных напоров) во времени.

Таблица 2.6.

Расчетные случаи при расчете устойчивости верхового откоса грунтовой плотины

Наименование	Сейсмическое воздействие	Основные условия расчета
а) Основной	-	Принимается максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ с наибольшей возможной скоростью, при этом учитываются фильтрационные силы, возникающие в откосе.
б) Особый	учитывается	То же (в случае, если плотина находится в сейсмическом районе). Для плотин с центральным ядром (при водонасыщенной верховой упорной призме) проверяется также случай, когда уровень воды находится на самой высокой отметке.
в) Основной	-	Уровень воды в верхнем бьефе находится на самой низкой отметке. Уровень воды в

г) Особый	-	<p>теле плотины находится на той же отметке, что в водохранилище.</p> <p>Принимается максимально возможное снижение уровня воды в верхнем бьефе с наибольшей возможной скоростью, начавшееся от ФПУ, при этом учитываются фильтрационные силы неустановившейся фильтрации.</p>
д) Строительный		Аналогичен третьему расчетному случаю для низового откоса, уровень воды в водохранилище принимается в соответствии с графиком заполнения водохранилища.
е) Строительный		Аналогичен четвертому расчетному случаю для низового откоса. Уровень воды в водохранилище принимается в соответствии с фактическим графиком его заполнения.

При проверке устойчивости низового откоса и наличии воды в нижнем бьефе глубина ее на первых стадиях проектирования принимается максимально возможной, но не более $0,2$, где h - возвышение гребня плотины над дном нижнего бьефа (при большей глубине воды в нижнем бьефе в расчете эту глубину рекомендуется принимать равной $0,2$). На стадии рабочей документации расчеты устойчивости низового откоса рекомендуется выполнить при нескольких уровнях воды в нижнем бьефе, чтобы выбрать наиболее неблагоприятное сочетание нагрузок.

При расчете верхового откоса на первых стадиях проектирования принимается, что уровень воды находится на самой нижней отметке (например, УМО - уровень мертвого объема), но не ниже $0,2$, где h - расстояние от гребня плотины до дна в верхнем бьефе; на стадии рабочей документации расчеты устойчивости верхового откоса рекомендуется выполнять при нескольких уровнях воды в водохранилище, чтобы выбрать наиболее неблагоприятное сочетание нагрузок.

Для плотин с ядром или диафрагмой при расчете с учетом сейсмического воздействия минимальная устойчивость верхового откоса имеет место при максимальном уровне верхнего бьефа.

2.2. Определение динамических характеристик грунтовой плотины по одномерной схеме

1) За расчетное сечение № 1

Основание сложено из известняков $V_s=2300$ м/с.

А) Расчетное сечение №1

Таблица 2.7.

Исходные данные для расчетного сечения № 1

Расчетная высота плотины (м)	Скорость распространения поперечных волн (м/с)	Класс плотины	Расчетная сейсмичность J (балл)	Категория грунтов по сейсмическим свойствам
31.8	475	I	9.0	II

Таблица 2.8.

Периоды колебаний расчетного сечения № 1

№ тона колебаний	k_i	$T_i = \frac{2\pi}{k_i V_s} H$	T_i (с)	T_i (с) с учетом m_B
1	2.4	$\frac{2 \times 3.14}{2.4 \times 475} 31.8$	0.17517	0.24774
2	5.52	$\frac{2 \times 3.14}{5.52 \times 475} 31.8$	0.07616	0.10771
3	8.65	$\frac{2 \times 3.14}{8.65 \times 475} 31.8$	0.04860	0.06873

4	11.79	$\frac{2 \times 3.14}{11.79 \times 475} 31.8$	0.03565	0.05043
---	-------	---	---------	---------

Б) Расчетное сечение №5

Таблица 2.9.

Исходные данные для расчетного сечения № 5

Расчетная высота плотины (м)	Скорость распространения поперечных волн (м/с)	Класс плотины	Расчетная сейсмичность J (балл)	Категория грунтов по сейсмическим свойствам
169	625	I	8	I

Таблица 2.10.

Периоды колебаний расчетного сечения № 5

№ тона Колебаний	k_i	$T_i = \frac{2\pi}{k_i V_s} H$	T_i (с)	T_i (с) с учетом m_b
1	2.4	$\frac{2 \times 3.14}{2.4 \times 625} 169$	0.707546	1.000622
2	5.52	$\frac{2 \times 3.14}{5.52 \times 625} 169$	0.3076290	0.4350531
3	8.65	$\frac{2 \times 3.14}{8.65 \times 625} 169$	0.19631358	0.2776293
4	11.79	$\frac{2 \times 3.14}{11.79 \times 625} 169$	0.14402998	0.203689

Таблица 2.11.

Коэффициенты динамичности расчетного сечения № 5

№ тона колебаний	T_i (с)	Расчетная формула для β_i	β_i	β_i расчетные значения	$K_\psi \beta_i$ расчетные значения
1	0.707546	$\beta_1 = \frac{1}{T_1}$	1.41334	1.413334	0.989334
2	0.3076290	$\beta_2 = \frac{1}{T_2}$	3.250669	3.0	2.10
3	0.19631358	$\beta_3 = \frac{1}{T_3}$	5.09382	3.0	2.10
4	0.14402998	$\beta_4 = 1.5 + 10T_4$	6.94300	2.940299	2.058209

Таблица 2.12.

Коэффициенты динамичности расчетного сечения № 5 с учетом m_B

№ тона колебаний	T_i (с)	Расчетная формула для β_i	β_i	β_i расчетные значения	$K_\psi \beta_i$ расчетные значения
1	1.000622	$\beta_1 = \frac{1}{T_1}$	0.999378	0.999378	0.699564
2	0.4350531	$\beta_2 = \frac{1}{T_2}$	2.298570	2.298570	1.608999
3	0.2776293	$\beta_3 = \frac{1}{T_3}$	3.601925	3.0	2.10

4	0.203689	$\beta_4 = 1.5 + 10T_4$	4.909440	3.0	2.10
---	----------	-------------------------	----------	-----	------

2.3. Определение сейсмических инерционных нагрузок и ускорений по высоте плотины по одномерной схеме

А) Расчетное сечение №1

Таблица 2.13.

Коэффициенты динамичности расчетного сечения № 1

№ тона колебаний	T_i (с)	расчетная формула для β_i	β_i	β_i расчетные значения.	$K_\psi \beta_i$ расчетные значения
1	0.1751	$\beta_1 = \frac{1.1}{T_1}$	6.2792	2.70	1.7550
2	0.0761	$\beta_2 = 1.5 + 8T_2$	14.4423	2.1093	1.3710
3	0.0486	$\beta_3 = 1.5 + 8T_3$	22.6316	1.8888	1.2227
4	0.0356	$\beta_4 = 1.5 + 8T_4$	30.8470	1.7852	1.1604

Таблица 2.14.

Коэффициенты динамичности расчетного сечения № 1 с учетом m_b

№ тона колебаний	T_i (с)	Расчетная формула для β_i	β_i	β_i расчетные значения	$K_\psi \beta_i$ расчетные значения
------------------	-----------	---------------------------------	-----------	------------------------------	-------------------------------------

1	0.24774	$\beta_1 = \frac{1.1}{T_1}$	4.440131	2.7	1.7550
2	0.10771	$\beta_2 = 1.5 + 8T_2$	10.2123	2.36170	1.53510
3	0.06873	$\beta_3 = 1.5 + 8T_3$	16.00297	2.0498	1.33243
4	0.05043	$\beta_4 = 1.5 + 8T_4$	21.81214	1.90344	1.23723

1) Расчетное сечение № 1

Высота сечения $H=31.8\text{м}$; расчетная сейсмичность 9 баллов.
Коэффициенты, входящие в формулу (1): $A=0.362$; $K_1=0.25$; $K_2=0.8$; $K_\phi=0.65$.

Результаты вычислений для относительной координаты сечений плотины, отсчитываемой по высоте сечения, показаны в таблице.

Таблица 2.15.

Сейсмические ускорения и инерционные нагрузки по сечению № 1.

х/н	Инерционные нагрузки (т)	Инерционные нагрузки с учетом m_B (т)	Сейсмические ускорения (м/с^2)	Сейсмические ускорения с учетом m_B (м/с^2)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	0.5310872	0.5598	0.0050984	0.0537
0.2	0.9629716	1.0045	0.0924452	0.0964
0.3	1.30404	1.3395	0.125187	0.1285

0.4	1.63705	1.6604	0.1571576	0.1594
0.5	1.939976	1.9504	0.1862177	0.1872
0.6	2.248927	2.2579	0.215897	0.2167
0.7	2.552572	2.5741	0.2450469	0.2471
0/8	2.87825	2.9312	0.276312	0.2814
0.9	3.251500	3.3487	0.312144	0.3214
1	3.449343	3.5687	0.331137	0.3426

Б) Руслевое сечение № 5

Таблица 2.16.

Коэффициенты динамичности расчетного сечения № 5

№ тона колебаний	T_i (с)	Расчетная формула для β_i	β_i	β_i расчетные значения	$K_\psi \beta_i$ расчетные значения
1	0.707546	$\beta_1 = \frac{1}{T_1}$	1.41334	1.413334	0.989334
2	0.3076290	$\beta_2 = \frac{1}{T_2}$	3.250669	3.0	2.10
3	0.19631358	$\beta_3 = \frac{1}{T_3}$	5.09382	3.0	2.10
4	0.14402998	$\beta_4 = 1.5 + 10T_4$	6.94300	2.940299	2.058209

Глава 3. Разработка численной методики и алгоритма решения задач по определению динамических характеристик грунтового сооружения методом конечных элементов

Исследуем деформируемую систему (рис.3.1), в которой ниже оси x_1 , расположена полуплоскость, а над осью x_1 – плоское упругое тело, занимающее объем V_1 . Упругий фундамент занимает объем V_2 , материал которого не совпадает с материалом полупространства и с материалом тела. На границах раздела элемента системы непрерывны перемещения, нормальные и касательные к поверхности раздела компоненты тензора напряжений.

Рассмотрим следующий случай, когда к системе не приложены воздействия, т.е. задачу о собственных колебаниях:

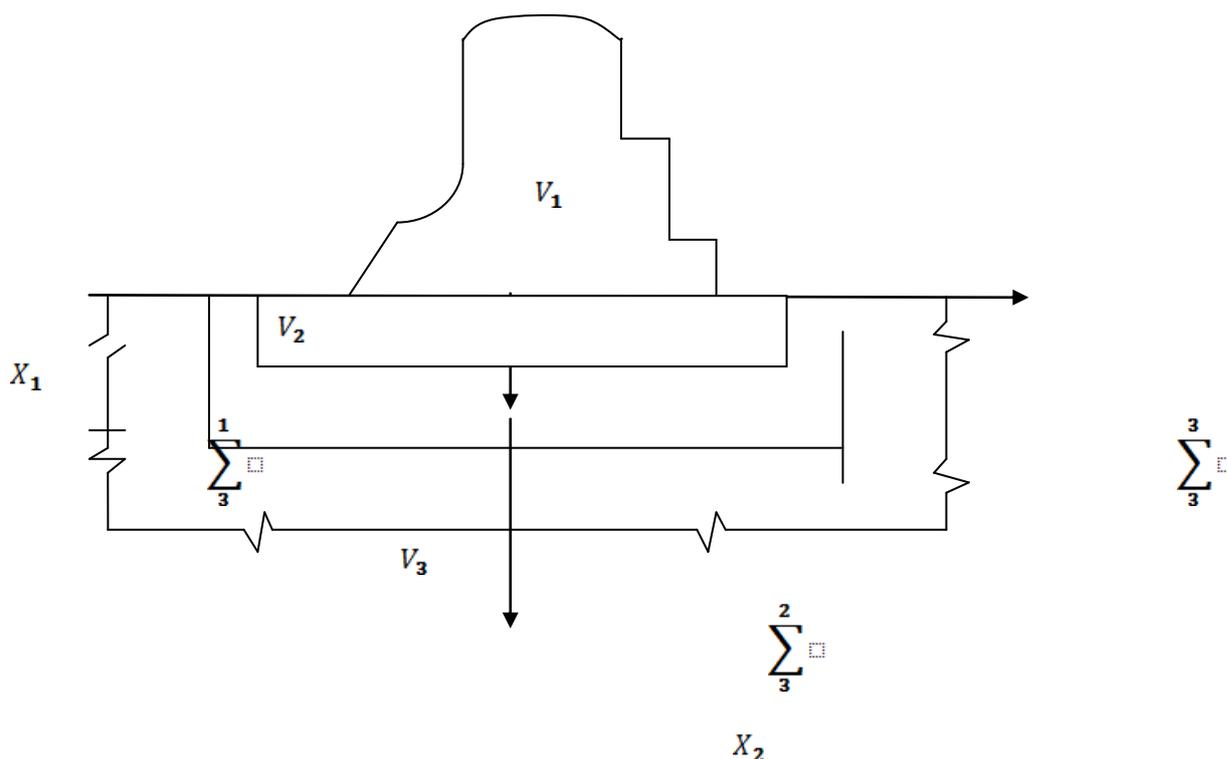


Рис. 3.1. Схема плоской системы

- 1) о собственных колебаниях;
- 2) об установившихся вынужденных колебаниях;
- 3) о неустановившихся вынужденных колебаниях.

Перечисленные задачи ставятся для конечной области. С этой целью вырезается область из полупространства с объемом V_3 , ограниченная

поверхностью $\sum_1^3 \sigma + \sum_2^3 \sigma + \sum_3^3 \sigma$.

Для математической постановки задач используется принцип возможных перемещений, согласно которому сумма работ всех активных сил, действующих на систему, на возможных перемещениях равна нулю:

$$\delta A = - \int_{V_1} \delta \epsilon_{ij} dv - \int_{V_2} \delta \epsilon_{ij} dv - \int_{V_3} \delta \epsilon_{ij} dv - \int_{V_3} \rho_1 \delta v - \int_{V_3} \rho_2 \ddot{u} \delta u - \int_{V_1} \ddot{u} \delta u$$

$$\int_{V_3} \rho_3 \ddot{u} \delta u + \int_{V_3} v_j \delta U_i d\Sigma + \int_{V_3} f \delta v + \int_{\Sigma_p} P \delta u d\Sigma = 0$$

Здесь \vec{u} , ϵ_{ij} , \mathcal{E}_{ij} – соответственно компоненты вектора перемещений, тензоров напряжений и деформаций;

ρ_1, ρ_2, ρ_3 - плотность материала элементов рассматриваемой системы;

$\delta \vec{u}, \delta \mathcal{E}_{ij}$ – вариации перемещений и деформаций;

v_j - направляющие косинусы внешней нормали;

\vec{f} – вектор массовых сил;

P - вектор внешних сил, приложенных к площади Σ_p .

Физические свойства тела ($n = 1$), фундамента ($n=2$) и полупространства ($n=3$) описываются соотношениями, связывающими напряжения σ_{ij} и деформации \mathcal{E}_{ij}

$$\sigma_{ij} = \lambda_n \mathcal{E}_{kk} \delta_{ij} + 2\mu_n \mathcal{E}_{ij}$$

В случае, когда какой – либо элемент системы упругий, величины λ_n, μ_n являются константами Ламе, а когда какой – либо элемент системы вязкоупругий эти величины являются операторами Вольтерра (n - означает тело, к которому относятся механические характеристики, δ_{ij} – символ Кронекера).

Связь между компонентами тензора деформаций и вектора перемещений в плоском случае имеет вид

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{11} &= \frac{\partial U_1}{\partial X_1}, \quad \varepsilon_{22} = \frac{\partial U_2}{\partial X_2} \\ \begin{pmatrix} \partial U_1 & \partial U_2 \\ \partial X_2 & \partial X_1 \end{pmatrix} \end{aligned} \right\} \varepsilon_{12} = \quad (3.1)$$

Далее постановка задачи (3.1)-(3.3) конкретизируется для различных механических задач.

Под собственными колебаниями подразумевается движение, происходящее при отсутствии внешних воздействий. Рассматриваются такие виды движения, при которых каждая точка рассматриваемой системы совершает колебания по гармоническому закону, амплитуды этих колебаний меняются от точки к точке, т.е. являются функциями координат:

$$\vec{U}(x,t) = \vec{U}(\mathbf{x}) e^{-i\omega t} \quad (3.2)$$

В случае консервативной системы это движение будет происходить действительно гармоническому закону, т.е. ω и $U^*(\mathbf{x})$ - соответственно действительная собственная частота и собственная форма колебаний системы.

Рассмотрим плоскую упругую систему (см. рис.3.1.), занимающую область $V = V_1 + V_2 + V_3$ и ограниченную поверхность $\Sigma = \Sigma_1^1 + \Sigma_3^2 + \Sigma_3^3 + \Sigma_\sigma$. На части границы Σ_3^2 заданы нулевые перемещения, на $\Sigma = \Sigma_3^1 + \Sigma_3^3 + \Sigma_\sigma$ - нулевые напряжения.

Математическая постановка задачи о собственных колебаниях включает вариационное уравнение, которое записывается в следующем виде:

$$\delta A = - \int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dv - \int_V \rho_n u_i \ddot{u}_i dv = 0 \quad (3.3)$$

Кинематическое граничное условие

$$\vec{x} \ni \sum_3^2 : \vec{u} = 0 \quad (3.4)$$

и соотношения

$$\sigma_{ij} = \lambda_n \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu_n \varepsilon_{ij} \quad (3.5)$$

Связь между компонентами тензора деформаций и вектора перемещений в плоском случае имеет вид

$$\varepsilon_{11} = \frac{\partial u_1}{\partial x_1}, \quad \varepsilon_{22} = \frac{\partial u_2}{\partial x_2} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \right)$$

где λ, μ являются константами Ламе, n -означает тело к которому относится механические характеристики, δ_{ij} – символ Кронеккера.

Подстановка (3.1) в (3.4), (3.5), (3.2) сводит задачу к действительной вариационной задаче о собственных значениях:

$$-\int_v \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} dv + \omega^2 \int_v \rho_n \bar{u}^* \delta \bar{u}^* dv = 0 \quad (3.7)$$

где ω , \bar{u}^* - соответственно собственная частота и форма колебаний системы;

σ_{ij}^* - амплитуды напряжений.

Задача о собственных колебаниях упругой системы свелась к отысканию константы ω^2 и функции $\bar{u}^*(\vec{x})$, удовлетворяющей уравнению (3.6) при любом $\delta \bar{u}^*$.

3.1. Методика и алгоритм решения задач по собственным колебаниям грунтовых сооружений

В этом параграфе излагается алгоритм реализации метода конечных элементов разработанный применительно к задаче о собственных колебаниях плоских конструкций. Этот алгоритм от известных отличается формированием матрицы жесткости и матрицы масс для каждого узла. Будучи более простым в реализации, он позволяет сформировать разрешающую систему алгебраических уравнений на собственные значения с матрицей достаточно простой ленточной структуры.

Рассмотрим плоскую систему конструкция-основание, изображенную на рис. 3.1.

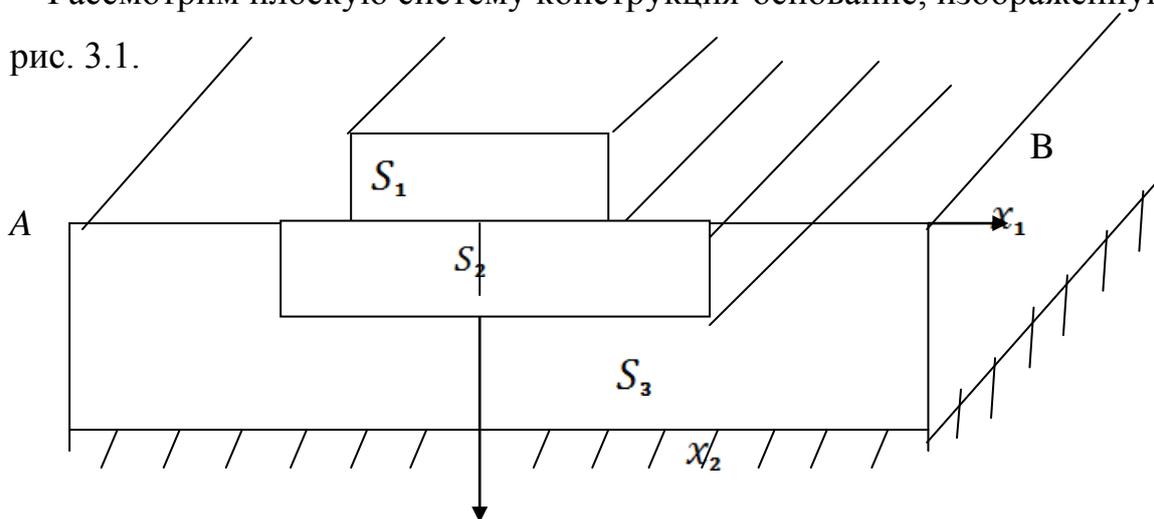


Рис.3.1. Система конструкция-основание

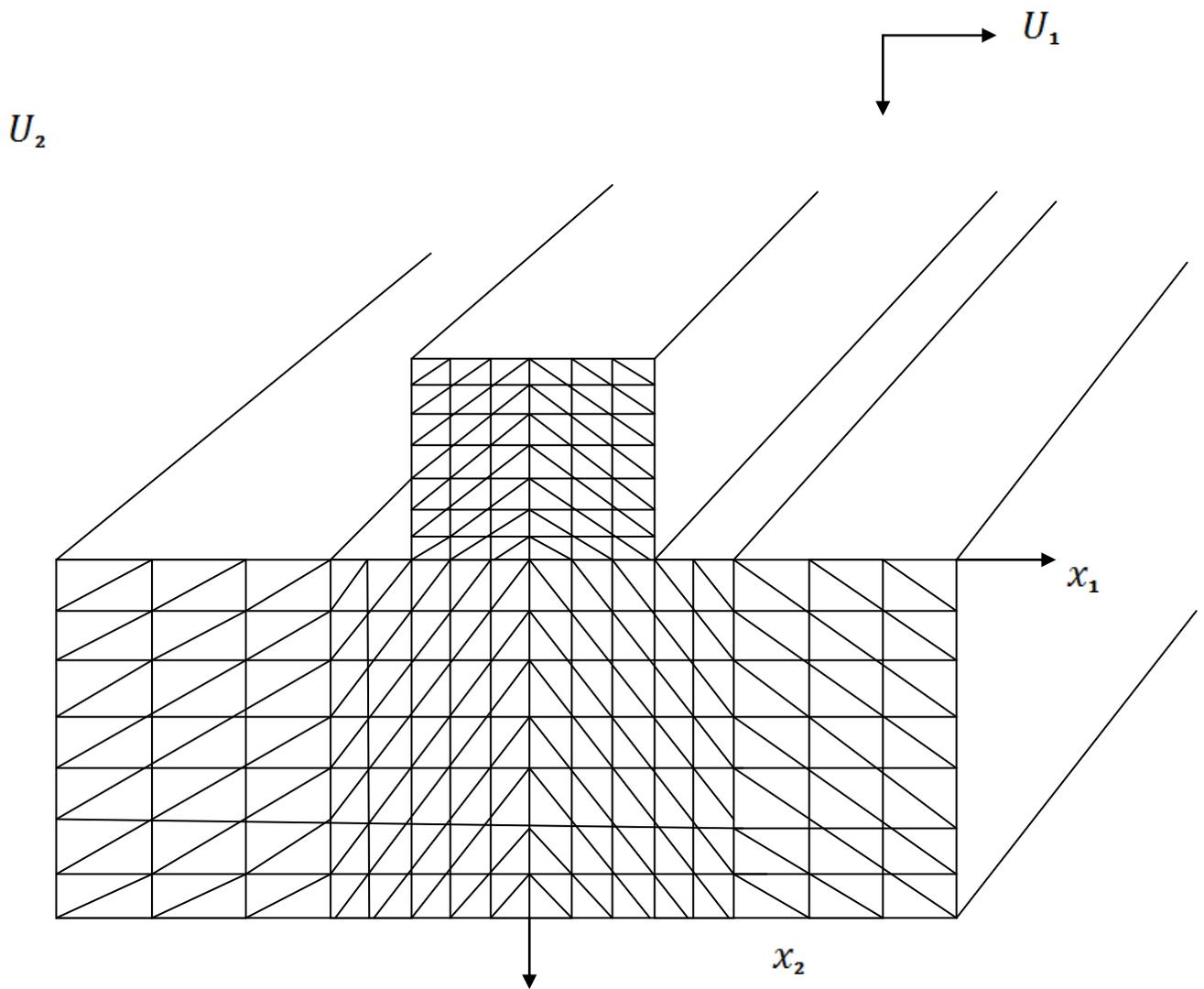


Рис.3.2. Дискретизация расчетной области

Перемещение любой точки такой конструкции определяется двумя компонентами: горизонтальными (по оси x_1) – u_1 и вертикальными (по оси x_2) – u_2 . Дискретизация расчетной области (рис.3.2) осуществляется с помощью треугольных конечных элементов (рис.3.3).

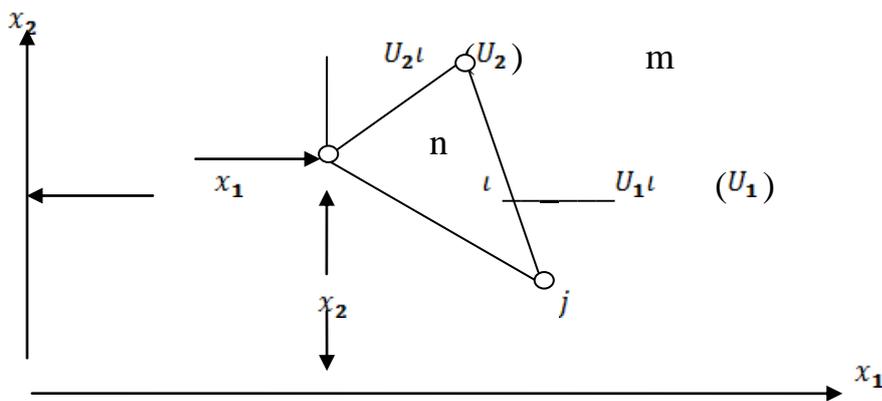


Рис. 3.3. Треугольный конечный элемент

Перемещения внутри n -го элемента аппроксимируем алгебраическим полиномом первого порядка:

$$\left. \begin{aligned} u_i^n &= a_i^n + a_2^n x_1 + a_3^n x_2 \\ u_2^n &= \epsilon_i^n + \epsilon_2^n x_1 + \epsilon_3^n x_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.1.1)$$

где $a_i^n, \epsilon_i^n, (i=1,3)$ - искомые константы, выражаемые через узловые неизвестные следующим образом:

$$\begin{aligned} \left\{ \begin{array}{l} u_{1i}^n \\ u_{1j}^n \\ u_{1k}^n \end{array} \right\} &= \begin{bmatrix} 1 & x_{1i} & x_{2i} \\ 1 & x_{1j} & x_{2j} \\ 1 & x_{1k} & x_{2k} \end{bmatrix} \cdot \left\{ \begin{array}{l} a_i^n \\ a_2^n \\ a_3^n \end{array} \right\} \\ \{ u_i^n \} &= [\Gamma] \cdot \{ a^n \} \end{aligned} \quad (3.1.2)$$

откуда

$$\left\{ \begin{array}{l} a_i^n \\ a_2^n \\ a_3^n \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} \gamma_{11} & \gamma_{12} & \gamma_{13} \\ \gamma_{21} & \gamma_{22} & \gamma_{23} \\ \gamma_{31} & \gamma_{32} & \gamma_{33} \end{bmatrix} \left\{ \begin{array}{l} u_{1i}^n \\ u_{1j}^n \\ u_{1k}^n \end{array} \right\} \quad (3.1.3)$$

или

$$\begin{aligned} \{ a^n \} &= [\Gamma]^{-1} \{ u_1^n \} \\ \{ b^n \} &= [\Gamma]^{-1} \{ u_2^n \} \gamma_{ij} - \text{элементы обратной матрицы } [\Gamma]^{-1}. \end{aligned} \quad (3.1.4)$$

Индекс n означает, что все выражения относятся к n -ому элементу.

Перемещения u_1, u_2 единственным образом определяются через перемещения u_{1i}, u_{2j}, u_{1k} узловых точек и координат (x_1, x_2) и удовлетворяют условиям непрерывности углов наклона и перемещений.

Задача после конечно-элементной дискретизации рассматриваемой области представится в виде:

$$\sum_{k=1}^n \int (\delta_{ij}^n \delta \epsilon_{ij}^n - \omega^2 \rho u_1^n \delta u_1^n) dx_1 dx_2 = 0, \quad (3.1.5)$$

где N - количество элементов.

После подстановки (3.1.1) и (3.1.5) получаем

$$-\sum_{k=1}^n \{\delta\phi^n\}_{v^n} [B^n]^T [D] [B^n] \cdot n dx_1 dx_2 \{\phi^n\}^T + \sum_{k=1}^n \rho \omega^2 \{\delta\phi^n\}_{v^n} \int \left(\frac{(y^n)(y^n)^T}{0} \frac{0}{(y^n)(y^n)^T} \right) t dx_1 dx_2 \cdot \{\phi^n\}^T = 0 \quad (3.1.6)$$

где

$$\{\phi^n\} = \{u_{1i}^n, u_{1j}^n, u_{1k}^n, u_{2i}^n, u_{2j}^n, u_{2r}^n\}$$

[B] – координатная матрица;

$(y^n)^6 T$ – вектор, включающий элементы обратной матрицы y_{ij} и координат x_1, x_2 ;

t - толщина элемента.

Матрица упругости имеет вид:

в случае плоско-напряженного состояния

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

(3.1.7)

в случае плоско-деформированного состояния

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.1.8)$$

Матрица жесткости и масс n -го элемента определяется следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} [K^n] &= \int_{v^n} [B^n]^T [D] [B^n] t dx_1 dx_2 \\ [m^n] &= \int_{v^n} \rho \left(\frac{(y^n)(y^n)^T}{0} \frac{0}{(y^n)(y^n)^T} \right) t dx_1 dx_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.1.9)$$

при этом $[K^n]\{\phi^n\}$ и $[m^n]\{\phi^n\}$

В матричном виде имеет вид

$$[K^n]\{\phi^n\} = \begin{bmatrix} K_{11}^n & K_{12}^n & K_{13}^n & K_{14}^n & K_{15}^n & K_{16}^n \\ & K_{22}^n & K_{23}^n & K_{24}^n & K_{25}^n & K_{26}^n \\ & & K_{33}^n & K_{34}^n & K_{35}^n & K_{36}^n \\ & & & K_{44}^n & K_{45}^n & K_{46}^n \\ & & & & K_{55}^n & K_{56}^n \\ & & & & & K_{66}^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1i}^n \\ u_{1j}^n \\ u_{1k}^n \\ u_{2i}^n \\ u_{2j}^n \\ u_{2k}^n \end{Bmatrix} \quad (3.1.10)$$

$$[m^n]\{\phi^n\} = \begin{bmatrix} m_{11}^n & m_{12}^n & m_{13}^n & m_{14}^n & m_{15}^n & m_{16}^n \\ & m_{22}^n & m_{23}^n & m_{24}^n & m_{25}^n & m_{26}^n \\ & & m_{33}^n & m_{34}^n & m_{35}^n & m_{36}^n \\ & & & m_{44}^n & m_{45}^n & m_{46}^n \\ & & & & m_{55}^n & m_{56}^n \\ & & & & & m_{66}^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1i}^n \\ u_{1j}^n \\ u_{1k}^n \\ u_{2i}^n \\ u_{2j}^n \\ u_{2k}^n \end{Bmatrix} \quad (3.1.11)$$

Так как нам необходимы только те элементы, которые относятся к i узлу (рис.3.4.) для построения общей матрицы жесткости и массы системы будут использованы в дальнейшем следующие величины:

$$K_{11}^n, K_{12}^n, K_{13}^n, K_{14}^n, K_{15}^n, K_{16}^n, K_{44}^n, K_{45}^n, K_{46}^n$$

$$m_{11}^n, m_{12}^n, m_{13}^n, m_{14}^n, m_{15}^n, m_{16}^n, m_{44}^n, m_{45}^n, m_{46}^n$$

Предлагаемый ниже алгоритм получения общей матрицы жесткости и массы не требует построения матрицы жесткости и массы для других узлов. На рис.3.5. показан порядок нумерации узловых неизвестных в новой «фиктивной» системе координат OI , OJ . Далее определяется однозначная связь между номерами узловых неизвестных U_{1I} , U_{2I} и «фиктивными» координатами I, J .

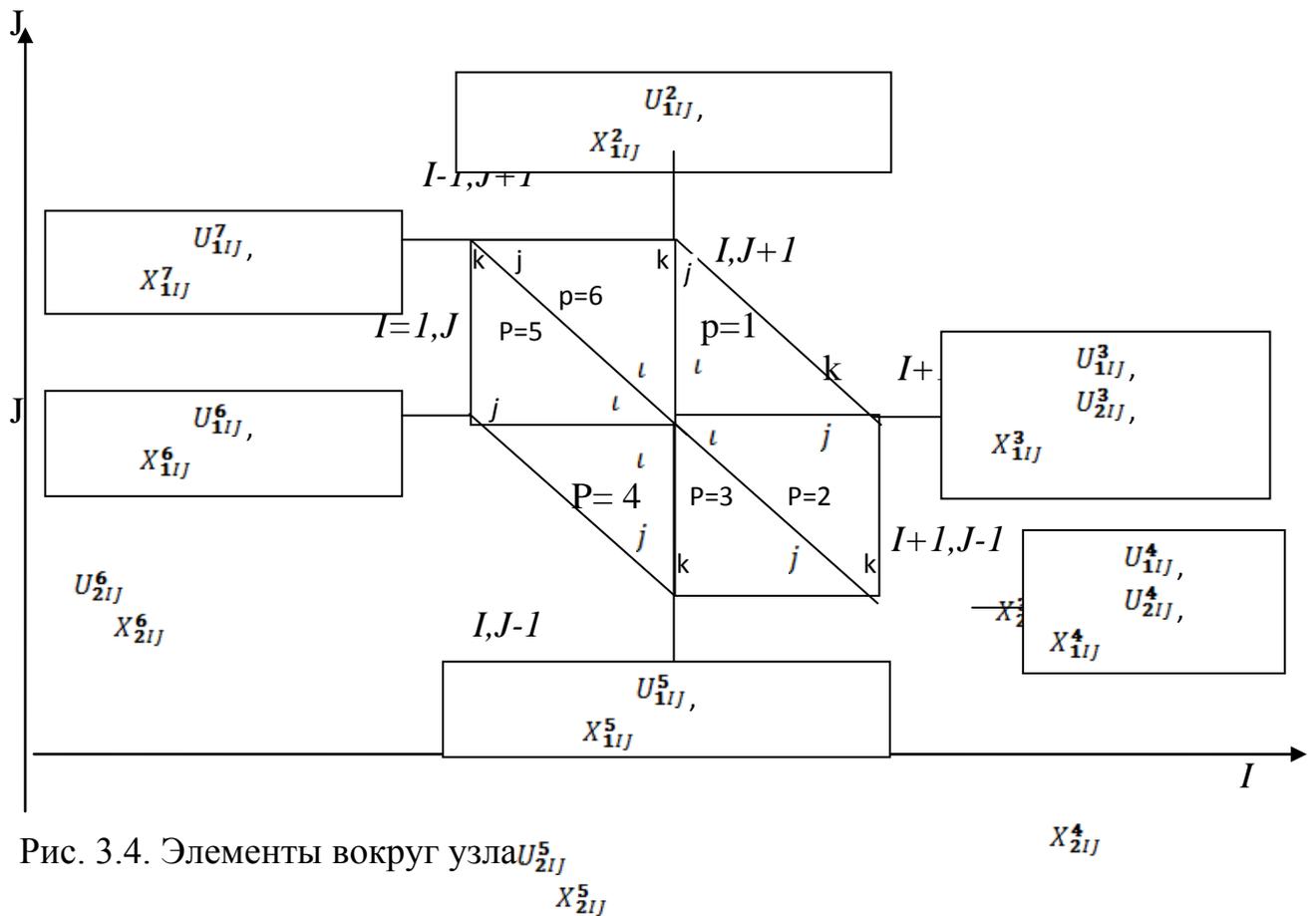


Рис. 3.4. Элементы вокруг узла U_{2IJ}^5
 X_{2IJ}^5

Следующим этапом реализации алгоритма является организация цикла по элементам, прилегающим к узлу I, J . На рис.(3.4.) показана последовательность, в которой рассматриваются элементы P в этом цикле. Переменной цикла присваивается последовательно значение от 1 до 6. Локальные узлы индексов I, j, k расположены так, что i -ый индекс (узел) всех прилегающих элементов находится в точке с «фиктивными координатами» I, J .

Используя переменную цикла P (рис.3.5.), определяем действительные координаты и номера узловых неизвестных, для P -го элемента, т.е.

$$u_{1i}^p, u_{1j}^p, u_{1k}^p, u_{2i}^p, u_{2j}^p, u_{2k}^p$$

$$x_{1i}^p, x_{1j}^p, x_{1k}^p, x_{2i}^p, x_{2j}^p, x_{2k}^p$$

Выражение (3.1.9.) и значения действительных координат позволяют определить числовые значения матрицы жесткости и массы P -го элемента

относительно узловых неизвестных i -го узла, т.е. соответствующих «фиктивным» координатам I, J .

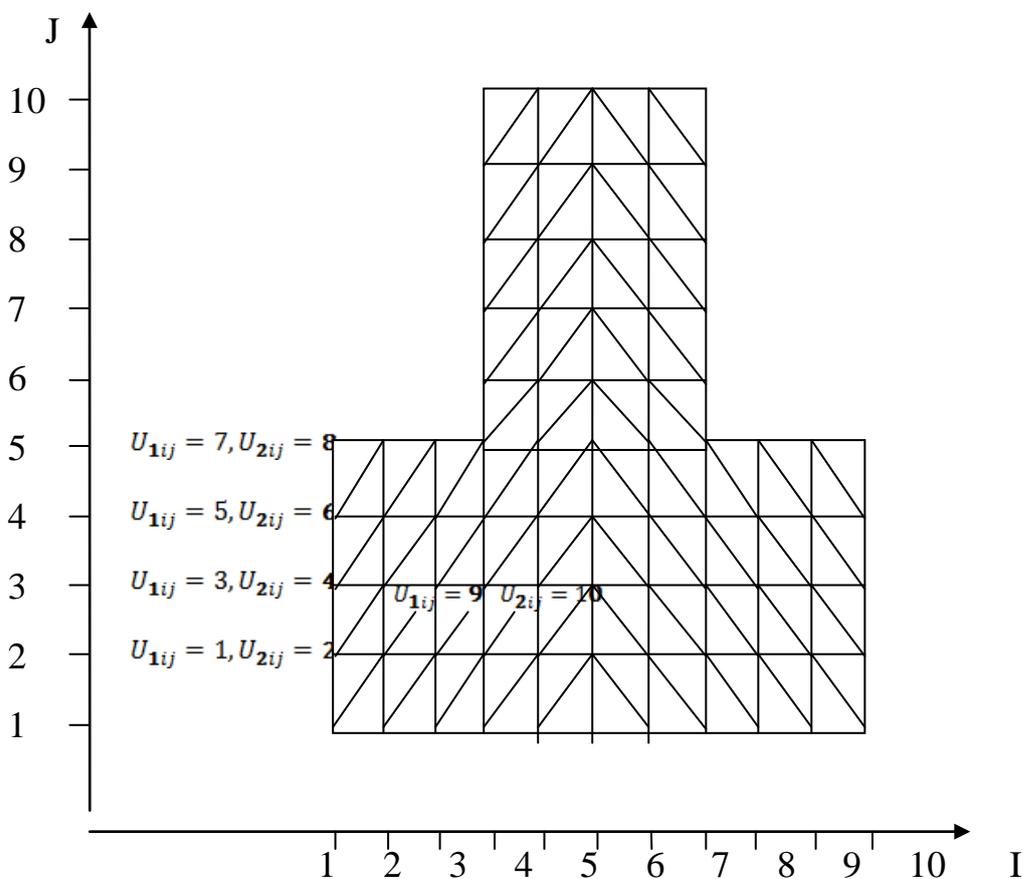


Рис. 3.5. Порядок нумерация узловых неизвестных

Далее производится рассылка полученных компонент строк матрицы жесткости и массы n -го элемента в соответствующие строки матрицы жесткости и массы всей конструкции согласно номерам узловых неизвестных $u_{1i}^p, u_{1j}^p, \dots, u_{2j}^p, u_{2k}^p$.

В результате окончания цикла по элементам вокруг узла I, J получим строки матрицы жесткости и массы системы конструкция-основание, которые соответствуют узлу с «фиктивными» координатами I, J .

Таким образом, производя до конца цикл по фиктивным координатам I, J , получим матрицу жесткости и массы всей системы (рис. 3.6.) – где N – число узловых неизвестных; 1 – ширина симметричной части ленточной матрицы жесткости конструкции.

Полученная матрица жесткости $[K]$ и массы $[M]$ всей системы связана с собственными частотами ω и узловыми неизвестными $\{y\}$ следующим образом:

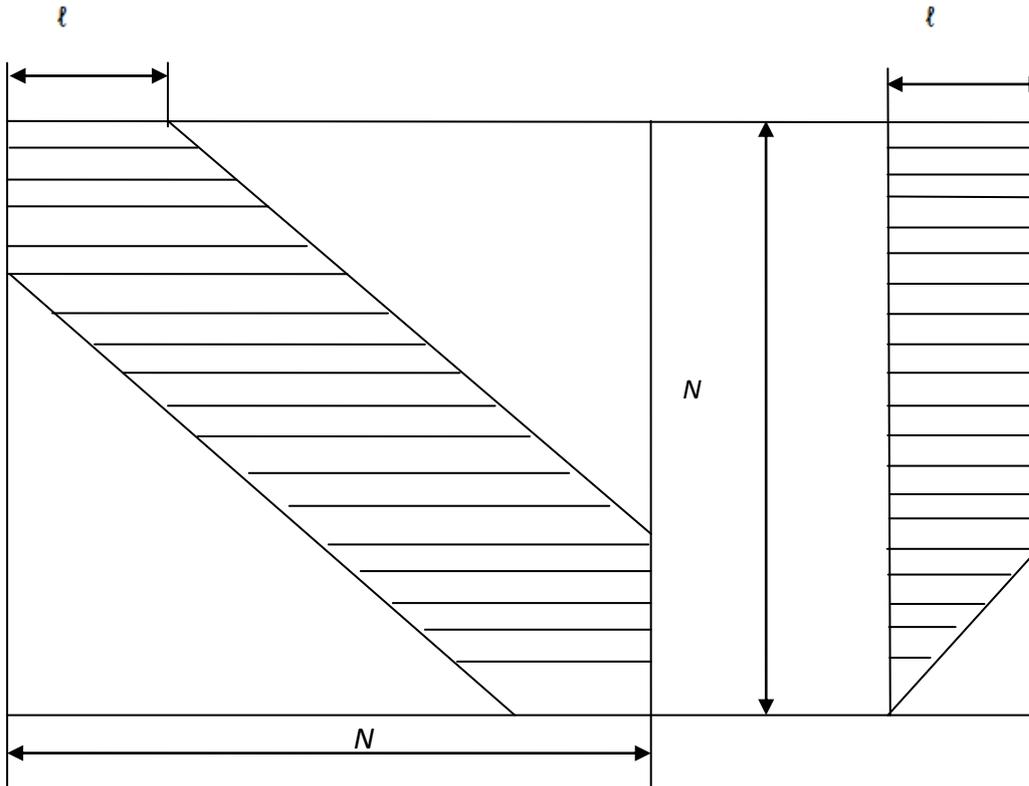
$$([K] - \omega^2 [M]) \{y\} = 0 \quad (3.1.12)$$

В настоящей работе для определения собственных значений алгебраических уравнений (3.12) используется метод Мюллера.

При решении конкретных задач исследовалась точность полученных результатов с помощью разбиения рассматриваемой области на разное число конечных элементов. Результаты считались удовлетворительными, если при последующих разбиениях все собственные частоты совпадали с точностью до четырех знаков. Поэтому в некоторых случаях порядок решаемых уравнений доходил до 1500.

Поэтому в некоторых случаях порядок решаемых уравнений доходил до 1500.

|



Собственные формы колебаний задачи (3.1.12) находились методом квадратного корня, т.е. проверялся ранг матрицы, исключались соответствующая строка и столбец, затем находилось решение оставшейся системы неоднородных линейных уравнений.

3.2. Решение тестовых задач о собственных колебаниях упругих тел

Задача 1. Решена задача о собственных колебаниях конструкции, изображенной на рис. 3.2.1 (плосконапряженное состояние). Аналогичную задачу ранее решил К.Н. Ханд /32/ с использованием четырехугольных конечных элементов с 8 и 24 степенями свободы. В работе /39/ рассмотренная конструкция разбивалась максимум на 25 конечных элементов первого типа и на 9 конечных элементов второго типа.

При расчете конструкции (рис. 3.2.1) были приняты следующие значения параметров: $E=7,2*10^8$, $\rho=35,5$, $\nu=0,11$, $t=0,75$, $a=200$, $c=200$.

В табл. 3.2.1. для сравнения приведены наши результаты и результаты. В наших расчетах число конечных элементов равнялось 70 и более. Собственные формы полученные в и наши практически совпали.

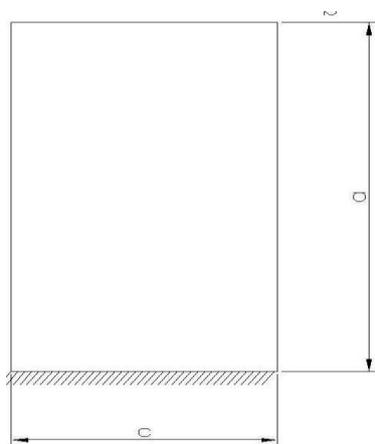


Рис.3.2.1.

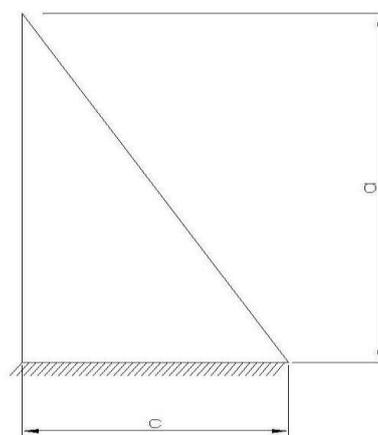


Рис.3.2.2.

Задача 2. Решена задача о собственных колебаниях для сооружения (рис. 3.2.1.) (гравитационная плотина треугольного профиля с вертикальной напорной гранью), расположенной на жестком основании. При расчете (плоскодеформированное состояние) были приняты следующие параметры:

$$7a=100 \text{ м}, b=70 \text{ м}, E=2,5*10^6 \text{ т/м}^2, \rho=2,4 \text{ т/м}^3, \nu=0,17.$$

В таблице 3.2. приведены собственные частоты, полученные нами и Константиновым И.А. /33/ при количестве элементов равном 100. На рис. 3.2.3. приведены 5 собственных колебаний, соответствующих вышеуказанным частотам, которые

Таблица 3.2.1

Собственные частоты	Собственные частоты, Гц		
	Полученные в /39/		Полученные авторами
	МКЭ с 8 степ.св	МКЭ с 24 степ.св	
ω_1	15,554	15,313	16,193
ω_2	35,577	35,660	35,540
ω_3	42,977	41,620	44,682
ω_4	69,091	64,221	69,367
ω_5	75,965	73,370	80,734

Практически совпадают с собственными формами, найденными в /40/.

Таким образом, приведенные расчеты показывают достаточно высокую надежность предлагаемого алгоритма-программы.

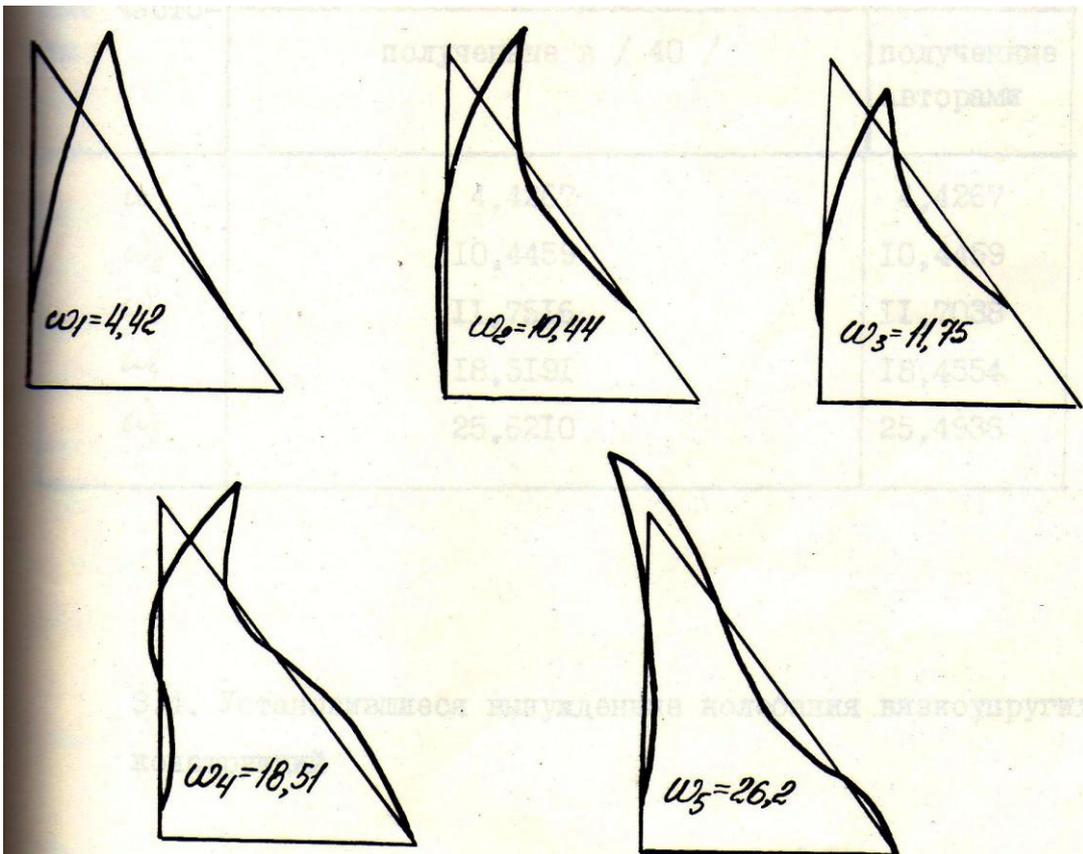


Рис. 3.2.3 Собственные частоты

Таблица 3.2.3.

Собственные частоты	Собственные частоты, Гц	
	Полученные в /40/	Полученные авторами
ω_1	4,4267	4,4267
ω_2	10,4459	10,4459
ω_3	11,7516	11,7038
ω_4	18,5191	18,4554
ω_5	25,6210	25,4936

Глава 4. Динамический расчет грунтовой плотины по плоской схеме и сравнение с экспериментом

Предлагаемая методика и алгоритм комплекса прикладных программ по динамическому расчету грунтовых плотин по двухмерной схеме МКЭ, учитывающий все виды деформации (растяжение-сжатие, изгиб, сдвиг, поворот сечения), дает возможность учесть эти факторы. Динамические характеристики и с их помощью более точно определяемые сейсмические ускорения в любых точках рассматриваемой плотины дают возможность проектировщикам более точно определить участки сейсмической устойчивости откосов плотин, и в случае необходимости предложить укрепительные мероприятия.

Динамические характеристики (собственная частота, форма колебаний и коэффициент демпфирования) сооружения являются их основными характеристиками (паспортом), позволяющим предопределить динамические свойства. Зная собственные частоты колебаний, можно судить о возможности возникновения резонансных явлений и о диссипативных свойствах объекта в целом, а известные формы колебаний позволяют определить перемещения и напряжения, возникающие в конструкции при различных воздействиях.

Среди проблем сейсмостойкости реальных сооружений одной из наиболее важных в настоящее время является исследование их динамического поведения при интенсивных сейсмических воздействиях. Надежное и рациональное проектирование требует более полного описания сейсмического воздействия, учета реальных конструктивных особенностей сооружения и свойств материала.

Указанные обстоятельства, а также большой накопленный материал о поведении различных сооружений при землетрясениях в процессе их эксплуатации показывает, что для получения при расчетах достоверной картины необходим учет фактической геометрии и свойств материала сооружения. Разработанная методика позволяет успешно решать такие задачи с учетом вышеуказанных факторов.

Методом конечных элементов с помощью разработанного алгоритма [16-18] вариационная задача сводится к алгебраической задаче о собственных значениях

$$([K] - \omega^2[M])\{X\} = 0$$

здесь $[K]$ и $[M]$ – матрицы жесткости и массы сооружения; $\omega, \{X\}$ – собственные частоты и формы колебаний сооружения. Для нахождения корней этой системы алгебраических уравнений использовался метод Мюллера [19], а для построения собственных форм метод квадратного корня [20].

4.1. Расчет динамических характеристик на примере Чарвакской плотины по двумерной схеме методом конечных элементов

1. Расчетное сечение № 1 Вычислены собственные характеристики Чарвакской плотины (расчетное сечение №1 по усредненным физико-механическим характеристикам $\rho = 2.1 \text{ т/м}^3$; $\nu = 0.35$; $V_s = 475 \text{ м/с}$).

Таблица 4.1.1- Собственные частоты и периоды колебаний расчетного сечения №1

№ тона колебаний	Частоты колебаний	Периоды колебаний
1	4.3215	0.231399
2	6.34136	0.15769
3	6.93876	0.144117
4	7.48807	0.133545
5	8.08552	0.123677
6	8.75105	0.114272

7	9.834413	0.101686
8	9.91312	0.10087
9	11.0036	0.09087
10	11.42743	0.08750

Таблица 4.1.2- Собственные частоты и периоды колебаний расчетного сечения №1 (с учетом кусочно-неоднородных физико-механических характеристик)

№ тона колебаний	Частоты колебаний	Периоды колебаний
1	13.8309	0.0723017
2	15.0563	0.066417
3	15.91297	0.0628418
4	16.82505	0.059435
5	20.68608	0.048341
6	21.54619	0.0464119
7	23.81672	0.041987
8	24.6917	0.040499
9	28.0680	0.035627
10	28.4357	0.035166

Выше приведенные собственные характеристики расчетного сечения № 1 Чарвакской плотины получены с учетом кусочно-неоднородных физико-механических характеристик грунтов, слагающих тело плотины : сооружение -ядро ($\rho = 1.76 \text{ т/м}^3$, $\nu = 0.35$; $V_s = 515 \text{ м/с}$); переходные зоны и каменная пригрузка ($\rho = 2.1 \text{ т/м}^3$; $\nu = 0.22$; $V_s = 570 \text{ м/с}$) ; основание – каранкулиты ($\rho = 1.68 \text{ т/м}^3$; известняки- ($\rho = 2.68 \text{ т/м}^3$; $\nu = 0.35$; $V_s = 2.85 \cdot 10^5 \text{ м/с}$).

2. Расчетное сечение № 2

Вычислены собственные характеристики Чарвакской плотины (расчетное сечение №2 по усредненным физико-механическим характеристикам $\rho = 2.1 \text{ т/м}^3$; $\nu = 0.35$; $V_s = 520 \text{ м/с}$).

Таблица 4.1.3- Собственные частоты и периоды колебаний расчетного сечения №1(усредненные физико-механические характеристики)

№ тона колебаний	Частоты колебаний	Периоды колебаний
1	5.60196	0.178508
2	8.4180	0.118792
3	9.14386	0.109363
4	10.10828	0.098928
5	11.06891	0.090343
6	12.22118	0.081825
7	13.724	0.072865
8	14.0305	0.071272
9	15.9108	0.0628504
10	16.0559	0.0622821

3. Расчетное сечение № 3

Таблица 4.1.4- Собственные частоты и периоды колебаний расчетного сечения №3

№ тона колебаний	Частоты колебаний	Периоды колебаний
1	2.529320	0.395363
2	3.080452	0.3246277
3	3.629087	0.2755514
4	3.859600	0.2590936
5	4.511994	0.2216315
6	4.528130	0.220841
7	5.001775	0.199929
8	5.432591	0.1840742
9	5.746645	0.174014
10	6.263220	0.159662
11	6.402340	0.1561929
12	6.661961	0.150106
13	6.834529	0.1363159
14	7.323440	0.1365479
15	7.528930	0.1328209
16	7.805877	0.1281086
17	7.992232	0.1251215
18	8.743547	0.1143701
19	8.785050	0.1136297
20	8.918720	0.1121236

4. расчетное сечение № 4

Таблица 4.1.5-Собственные частоты и периоды колебаний расчетного сечения № 4

№ тона колебаний	Частоты колебаний	Периоды колебаний
1	2.572030	0.3887979
2	3.642836	0.2745114
3	4.102502	0.2437537
4	4.314097	0.2317982
5	4.680275	0.2136626
6	5.166813	0.1935420
7	5.568782	0.1795725
8	6.006832	0.1664771
9	6.522285	0.1533205
10	6.775348	0.1475939
11	6.973689	0.1433960
12	7.355966	0.1359440
13	7.736162	0.1292631
14	7.899410	0.1265917
15	8.238603	0.1213798
16	8.416203	0.1188184
17	8.897906	0.1123860
18	9.279461	0.1077649
19	9.629241	0.1038503
20	10.21600	0.0978857

5) Расчетное сечение № 5

Чарвакская плотина возведена на суженом участке долины реки Чирчик, на котором р. Чирчик прорезает карстовое поднятие Хошиан-Кок-

Кия. Основой структуры на участке гидроузла, в том числе и в основании плотины, является Чарвакская синклиналь, ось которой проходит на поверхности Ходжикентской террасы параллельно р.Чирчик.

Инженерно-геологические условия в основании Чарвакской плотины контролировались исполнительной инженерно-геологической документацией (ИИГД), которая велась службой технадзора в период строительства гидроузла. По исполнительной инженерно-геологической документации было установлено, что правобережное примыкание плотины слагают массивно слоистые известняки первой пачки, на дне долины и в левобережном примыкании залегают тонко и среднеслоистые известняки. Физико-механические характеристики известняка:

$$\nu = 0.3; \gamma = 2.7 \text{ т} / \text{м}^3; E = 10000 \text{ МПа}.$$

В каньонной части русла реки, в котловане ядра плотины поверхность галечника была зафиксирована на абсолютных отметках 735-735.5 м, коренные породы (известняки) на отметке 732.5 м. По результатам ИИГД установлено, что в основании боковых призм плотины мощность галечника в пределах Ходжикентской террасы изменяется от 3 до 15м. Оставленный в основании плотины на поверхности этой террасы в естественном залегании галечник состоит из крупных фракций с включением валунов от 16.5 до 23.5%. Галька состоит из изверженных и осадочных пород, хорошо окатанная с гравийно-песчаным заполнителем от 16.9 до 23.8%. Плотность галечника изменяется от 1.99 до 2.020 т/м³ при среднем значении 2.0 т/м³; сцепление $c=0.05$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 38.40^{\circ}$, скорость распространения продольных волн в галечнике $V_p=4900$ м/с [21].

Требуется оценить влияние галечника, оставленного в основании упорной призмы плотины, на динамические характеристики самого сооружения.

Физико-механические характеристики материалов Чарвакской плотины были представлены ОАО «Гидропроект», согласно экспериментальным данным [22] в ходе наблюдений [23-25].

Осредненные физико-механические характеристики материала плотины:

$$V_s=625 \text{ м/с}, \nu = 0.361, \rho = 0.23 \text{ т/м}^3$$

грунтового основания : $V_s=2500 \text{ м/с}, \nu = 0.3, \rho = 0.27 \text{ т/м}^3$

Было рассмотрено поперечное сечение Чарвакской плотины с залеганием слоя галечника под боковой упорной призмой от 3 до 15м (сплошная линия), 15 м (пунктирная линия). Для плотины рассматриваются варианты: 1 - плотина с однородными (осредненными) характеристиками, мощность залегания галечника $h=0$; 2 - плотина с учетом кусочно-неоднородных характеристик материалов грунта в теле, когда в основании боковых призм залегает галечник переменной мощности, случаи: а) мощность залегания галечника от 3 до 15м;

б) мощность залегания галечника 15м.

Для этих вариантов были вычислены собственные частоты ($f_{\text{одн}}, f_{\text{гал}}^1, f_{\text{гал}}^2$), которые были сравнены с экспериментальными данными ($f_{\text{экс}}$) (таблице 4.1.6):

Таблица 4.1.6.-Собственные частоты колебаний (Гц) расчетного сечения № 5.

№ колеб.	тона	$f_{\text{одн}}$	$f_{\text{гал}}^1$	$f_{\text{гал}}^2$	$f_{\text{экс}}$
1		1.2786	1.312	1.3496	1.3-1.6
2		1.9779	2.0197	2.0787	1.8-2.0
3		2.4001	2.4467	2.5322	

4	2.5717	2.6339	2.7958	2.5-2.8
5	3.1013	3.1512	3.2291	
6	3.2601	3.3828	3.4964	3.3-3.6
7	3.8697	4.09	4.1719	
8	3.9664	4.1681	4.2826	
9	4.0776	4.2042	4.3476	4.2-5.
10	5.6659	4.9094	5.0222	
11	4.8144	5.0622	5.1792	
12	5.2612	5.4513	5.6482	
13	5.3422	5.5031	5.6659	
14	5.5821	5.8990	6.0221	
15	5.7389	5.9986	6.1183	6.2-6.5

Таблица 4.1.7-Собственные частоты и периоды колебаний расчетного сечения №5с учетом кусочно-неоднородных характеристик грунтов сооружения (без галечника)

№ тона колебаний	Частоты колебаний (Гц)	Периоды колебаний (с)	Частоты, получ. экспериментально
1	1.280021	0.7812372	1.3-1.6
2	1.949299	0.5130051	1.8-2.0
3	2.301967	0.4344111	

4	2.54982	0.392163	2.5-2.8
5	2.98614	0.3348801	
6	3.092613	0.3233512	3.3-3.6
7	3.575659	0.2796687	
8	3.772526	0.2650744	
9	4.040741	0.2474793	4.2-5.
10	4.346901	0.2300490	
11	4.453862	0.224524	
12	4.937244	0.2025421	
13	5.000973	0.1999611	
14	5.25371	0.190341	
15	5.30733	0.1884184	6.2-6.5
16	5.73191	0.1281086	
17	7.992232	0.1251215	
18	8.743547	0.1143701	
19	8.785050	0.1136297	
20	8.918720	0.1121236	

Полученные результаты показывают, что оставленные слои галечника в естественном состоянии в боковых призмах увеличивают частоты в среднем на 6-7%. Сравнение вычисленных и экспериментальных частот [25] показывает, что учет реальных кусочно-неоднородных характеристик материала плотины приводит к их уточнению и сближению, что еще раз

свидетельствует о достоверности и сходимости результатов вычислительного комплекса.

7. Расчетное сечение № 7

Вычислены собственные характеристики Чарвакской плотины (расчетное сечение №7 по усредненным физико-механическим характеристикам $\rho = 2.1 \text{ т/м}^3$; $\nu = 0.35$; $V_s = 565 \text{ м/с}$).

Таблица 4.1.8- Собственные частоты и периоды колебаний Чарвакской плотины (расчетного сечение № 7(осредненные физико-механические характеристики))

№ тона колебаний	Частоты колебаний (Гц)	Периоды колебаний
1	4.87471	0.20514
2	6.81829	0.146642
3	6.89056	0.145125
4	7.16934	0.13948
5	8.04824	0.12425
6	8.48749	0.11782
7	8.5773	0.11658
8	8.6805	0.11519
9	10.69165	0.93509
10	10.7625	0.92914

8. Расчетное сечение № 8

Вычислены собственные характеристики Чарвакской плотины (расчетное сечение № 8 по усредненным физико-механическим характеристикам $\rho = 2.1 \text{ т/м}^3$; $\nu = 0.35$; $V_s = 565 \text{ м/с}$).

Таблица 4.1.9- Собственные частоты и периоды колебаний

№ тона колебаний	Частоты колебаний (Гц)	Периоды колебаний
1	7.6299	0.13106
2	11.5221	0.08678
3	12.4303	0.80442
4	13.8270	0.72321
5	15.0376	0.06649
6	16.6938	0.05990
7	18.6151	0.05371
8	19.4406	0.05143
9	21.9395	0.04557
10	22.289	0.44865

Основные выводы и рекомендации

1. Произведен фильтрационный расчет (на примере Чарвакской грунтовой плотины) по определению положения кривой депрессии и оценка фильтрационной прочности основания и тела плотины..

2. Разработана методика и алгоритм комплекса прикладных программ по решению динамических задач для плоского упругого сооружения методом конечных элементов.

3. Разработана методика расчета устойчивости откосов грунтовой плотины по круглоцилиндрической поверхности скольжения . Определены коэффициенты устойчивости без и с учетом сейсмических условий.

4. Для проверки достоверности полученных вычислений была решена тестовая по определению динамических характеристик для плоского упругого сооружения. Были получены удовлетворительные результаты.

5. Решена динамическая задача по определению динамических характеристик. . Результаты вычислений- частоты и формы колебаний плотины с учетом конструктивных особенностей и реальных упругих характеристик грунта. .

6. Продолжить теоретические расчеты прочности грунтовых плотин с настоящими данными о физико-механических характеристиках грунта и сейсмических условий (не позже чем за последние 5 лет).

7. Результаты теоретических расчетов напряженного состояния грунтовой плотины (на примере Чарвакской) в дальнейшем могут быть сравнены с данными натурных наблюдений и КИА, что даст возможность построить математическую модель сооружения и спрогнозировать его поведение при тех или иных нагрузках.

Список использованной литературы

Законы Республики Узбекистан

1. Закон «О гражданской ответственности и защите населения» от 26 мая 2000 года.
2. Закон «О безопасности гидротехнических сооружений» от 20 августа 1999 г. № 826-I

Труды Президента Республики Узбекистан Каримова И.А.

3. Каримов И.А. Узбекистан, устремленный в XXI век. Т., «Узбекистан», 1999.
4. Каримов И.А. Соч. Т.7 Т., «Узбекистан», 1999
5. Каримов И.А. Соч. Т.8. Т., «Узбекистан» 2000
6. Каримов И.А. По пути безопасности и стабильного развития. Ташкент 1998
7. Каримов И.А. Узбекистан на пороге 21 века. Ташкент 1998
8. Каримов И.А. Наша высшая цель – независимость и процветание Родины, свобода и благополучие народа. Т.8-Ташкент: Узбекистан 2000 год., 521 с.
9. Каримов И.А. Избранный нами путь-это путь демократического развития и сотрудничества с прогрессивным миром. Т. 11. Ташкент: Узбекистон. 2003. 296с.
10. Каримов И.А. Узбекистан на пороге XXI века: угрозы безопасности,
11. «О совершенствовании организации научно-исследовательской деятельности». Указ Президента Республики Узбекистан от 20 февраля 2002 года.

Учебники

12. СНиП 2.06.08.84 Плотины из грунтовых материалов. М., 1989. 32с
13. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Гидротехнические сооружения общие положения. Л. 1986 и 2000.

14. Строительные нормы и правила. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования (КМК 2.06.01-97)/ Государственный комитет республики Узбекистан по архитектуре и строительству, Т. 1997.
15. Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений (СНиП 2.02.02-85)/ Госстрой СССР.-М.:ЦИТП Госстроя СССР,1988.
16. Строительные нормы и правила. Плотины из грунтовых материалов (СНиП 2.06.05-84)/ Госстрой СССР.-М.:ЦИТП Госстроя СССР,1989.
17. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. Гидротехнические сооружения. (ШНК 2.06.11-04)/ Государственный Комитет Республики Узбекистан по архитектуре и строительству, Т. 2006.
18. ШНК 06.11.-04.Плотины из грунтовых материалов, 1990
19. ШНК 2.06.11.-04.Строительство в сейсмических районах. Гидротехнические сооружения. Т.2006.
20. И.М. Волков, П.Ф. Кононенко, И.К. Федичкин. Гидротехнические сооружения. Издательство «Колос». М. 1968.
21. Чугаев Р.Р. Вопросы расчета земляных плотин. Известия ВНИИГ, т.79. Издательство Энергия, 1965.
22. Завриев К.С. , Назаров А.Г., Айзенберг Я.М. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. // Руководство по проектированию зданий и сооружений. т.2.М.: Стройиздат,1970.
23. Государственный комитет республики Узбекистан по архитектуре и строительству, Т. 1997.
24. Гришин М.М. Гидротехнические сооружения. Ч. 1. М.: В. школа, 1979. 615с.
25. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. –М.: Высшая школа, 1978. -447с.
26. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81.-М.: Стройиздат, 1982.-48с.

27. Цытович И.А. Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной гео-механики в строительстве. –М.: Высшая школа, 1981. -317с.
28. Месчан С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. –М.: Недра, 1974. -192с.
29. Рашидов Т.Р. и др. Сейсмостойкость тоннельных конструкций метрополитена. –М.: Транспорт, 1975. -120с.
30. Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей. –М.: Транспорт, 1982. -68с.
31. Мирсаидов М. Установившееся колебания осесимметричных оболочек. –дис.кан.физ-мат.наук. 1976.
32. Handa K.N. Analysis of unplace vibration of shear wales by a finite element method. –J.of sound and Vibration, (1972) 21(2) p.169-180.
33. Константинов И.А. Динамика ГТС. Ч2.-Л.: -ЛПИ. 1976. -196с.
34. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. Издательство АСВ, 2001.
35. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н. Статика и динамика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат, 1982.
36. Иващенко И.Н. Инженерная оценка надежности грунтовых плотин.- М.:Энергоатомиздат.1993.-140с.
37. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М.Мир.1975.-350с.
38. Мирсаидов М.М. Теория и методы расчета грунтовых сооружений на прочность и сейсмостойкость.Ташкент:Фан.2010.-308с.
39. Демидович Б. П., Марон Л., Шуваева Н.П. Численные методы анализа, М., «Стройиздат», 1981.
40. Бате К., Вил сон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов "Стройиздат" М.,1982.
41. Беляков А.А. Расчеты пространственного напряженно-деформируемого состояния каменно-земляной Рогунской плотины. Научно-техническое совещание Гидропроекта. М., 1982.

42. Гольденблата И.И.. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсных сил. М:Гостройиздат.1961.
43. Гун. С.Я. Исследование напряженного состояния каменно-земляной плотины Рогунской ГЭС как пространственной системы. 4-е научно-техническое совещание Гидропроекта. М, 1982.
44. Ляхтер В.М., Иващенко И.Н., Сейсмостойкость грунтовых плотин. Москва "Наука", 1986.
45. Ляхтер В.И. Сейсмостойкость грунтовых плотин. М. 1981
46. Бахтин Б.М., Корюкин С.Н. Гидротехнические сооружения.// М.:Агропромиздат,1991. 351с.
47. Белгородская Г.Н., СелизневГ.С. Оценка сейсмостойкости грунтовых плотин по предельным деформациям. Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Л. 1988.
48. Бестужева А.С. «Сейсмостойкость грунтовых плотин». Автореферат на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 1994.
49. Векслер А.Б., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В. и др. Надежность, социальная и экологическая безопасность гидротехнических объектов: оценка риска и принятия решений. Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2002.
50. Волохова М.Н. Влияние величины коэффициента затухания сейсмических колебаний на результаты расчетов плотин из местных материалов. Труды ин-та ВОДГЕО, вып. 38, М., 1972.
51. Вуцель В.И. Обеспечение надежности грунтовых плотин.// Гидротехническое строительство, №7, 1983. С. 16-17
52. Ганев Х.Г. Гидротехнические сооружения. //Тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева. 1959, Сб. №29.
53. Гидротехнические сооружения /под общ. Ред. В.П. Недриги. М.: Строиздат, 1983.
54. Гидротехнические сооружения. Учебник для вузов под редакцией Л.Н.Рассказова, АСВ, 2008. Стр 388 - 402

55. Гришин М.М. Гидротехнические сооружения. М. ГСИ, 1962. 763с
56. Жиленков В.Н. Водопорные свойства грунтовых ядер и экранов высоких плотин. Л., Энергоиздат, 1968. 114с
57. Журавлев Г.И. Гидротехнические сооружения. М.: «Колос», 1979. 423 с
58. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: высшая школа, 1991.
59. Кавешников Н.Т. Эксплуатация и ремонт гидротехнических сооружений. М.: «Агропромиздат», 1989. 272с
60. Корчинский И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий. Учеб.пособие. М. Высшая школа, 1971.
61. Ломбардо В.Н. Задание сейсмической информации при расчётах сейсмичности массивных сооружений, работающих совместно с основанием. Известия ВНИИГ. Т.103. С. 164-170.
62. Малаханов В.В. О концепции безопасности гидротехнических сооружений //Гидротехническое строительство. -2003.-№9.-Стр.30-34.
63. Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. Тосстройиздат", М., 1959.
64. Недрига В.П. Гидротехнические сооружения. Под общ. ред. М.: Стройиздат, 1983. 543 с.
65. Ничипорович А.А. , Цыбульник Т.И. Натурные и расчетные данные по распределению порового давления в ядре высокой гравийно-земляной плотины. Труды лаборатории ГС ВОДГЕО, выпуск 44, 1974, с1-6.
66. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. "Стройиздат
67. Перегудов Л.В. и др. Методология научного творчества. Ташкент: Молия.2002.
68. Рассказов Л.Н. «Напряженно-деформированное состояние и устойчивость каменно-земляных плотин». Автореферат на соискание ученой степени доктора технических наук, М., 1977.
69. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С. К вопросу сейсмостойкости грунтовых плотин. Строительная механика и расчет сооружений. №2, 1989.

70. Рассказов Л.Н., Витенберг М.В. Напряженно-деформированное состояние плотин и их устойчивость. Труды ВОДГЕО, выш 34, 1972.
71. Розанов Н.Н. Плотины из грунтовых материалов. М., «Стройиздат», 1983. 296с
72. Розанов Н.П., Румянцев И.С. и др. Особенности проектирования и строительства гидротехнических сооружений в условиях жаркого климата. М.: «Колос». 1993. 303с
73. Синица А.П. МЮ в динамике сооружений. М., «Стройиздат», 1978.
74. Троицкий А.П. Шульман С.Г. К расчету грунтовых плотин по линейно-спектральной методике. "Гидротехническое строительство" №1, 1982.
75. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). JL, Энергоиздат, 1967. 460с
76. Шанкин П.Я. Расчет фильтрации в земляных плотинах. М. Л., 1947. 179с
77. Шульман С.Г. Расчеты сейсмостойкости сооружений с учетом влияния водной среды. «Энергия», М., 1976.

Использованные сайты с интернета

- [www. bibl.nngasu.ru](http://www.bibl.nngasu.ru) (гидротехнические сооружения- электронная библиотека)
- www.edunetwork.ru (Институт строительства и архитектуры (ИСА МГСУ))
- www.google.com (поисковая система)
- www.gov.uz (правительственный портал)
- <http://lib.mgsu.ru/> (электронная библиотека)
- www.mgsu.ru (электронный каталог)
- www.rutracker.com (образцы диссертаций, монографий, авторефератов)
- www.rudmet.ru (способ возведения насыпных плотин)
- www.uza.uz (правительственный портал)
- www.yandex.com (поисковая система)

