

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ СТРОИТЕЛЬ-
СТВА, ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ
им Н.ИСАНОВА

Диссертационный совет К 05.12.011

На правах рукописи
УДК 622.011.4

ХАСАНОВ Нурали Мамедович

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПОДЗЕМНЫХ
И НАДЗЕМНЫХ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Специальность 05.23.11 - Проектирование строительство дорог,
метрополитенов, аэродромов, мостов и
транспортных тоннелей

**Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук**

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Абдужабаров Абдухамит Халилович

Бишкек -2014

О Г Л А В Л Е Н И Е

ВВЕДЕНИЕ.....	4
Глава 1. ИНЖЕНЕРНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ДОРОЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ.	10
1.1. Поведение инженерных сооружений при землетрясениях.....	10
1.2. Анализ существующих норм расчета и конструирования транспортных сооружений	16
1.3. Методика модельных и натурных экспериментов при опреде- лении сейсмостойкости тоннелей, труб в насыпи бетонных покрытий дорог.....	21
Выводы по главе 1.....	23
Глава 2. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ...	24
2.1. Влияние геологического фактора на степень сейсмического воздействия и уточнения расчетной сейсмичности трассы тоннеля.....	24
2.2. Расчет свободных колебаний системы «гора –тоннель».....	30
2.3. Сейсмическое напряженное состояние системы «гора- тоннель».....	43
2.3.1. Методы решения дифференциальных уравнений движения. Метод прямого интегрирования.....	43
2.3.2. Пошаговая процедура интегрирования методом Ньюмарка.....	46
2.3.3. Метод разложение перемещений по собственным формам.....	47
2.3.4. Расчет напряженно-деформированного состояния свода тоннеля в однородных грунтах.....	51
2.4. Расчет и анализ напряженного состояния системы «грунт –тоннель».....	56

2.5. Технология проведения горизонтальных выработок в сложных горно-геологических условиях с учетом сейсмичности района.....	64
Выводы по главе 2.....	65
Глава 3. СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ДОРОЖНЫХ ВОДОПРОВОД- НЫХ ТРУБ И ПОДЗЕМНЫХ ПЕРЕХОДОВ.....	68
3.1. Конструкция водопропускного сооружения и подземного перехода.....	67
3.2. Расчет напряженно-деформированного состояния водопропускного сооружения.....	73
Выводы по главе 3.....	76
Глава 4. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ БЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ ДО- РОГ И ВЗЛЕТНО-ПОСАДОЧНЫХ ПОЛОС АЭРОДРО- МОВ.....	77
4.1. Расчет напряженно-деформированного состояния дорожного покрытия.....	78
4.2. Конструкция бетонного покрытия дорог и аэродромов с учетом сейсмических сил.....	82
Выводы по главе 4.....	86
ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ.....	88
ЛИТЕРАТУРА.....	91
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	101

ВВЕДЕНИЕ

В связи со стремительным развитием промышленности и сельского хозяйства в условиях рынка все страны СНГ вынуждены усиленно сгустить сеть автомобильных и железных дорог, что может только обеспечить рост ВВП, а значит и укрепить реально могущество страны и благосостояние народа. Все больше строятся дороги высоких технических категорий в горных районах с высокой сейсмичностью, что предъявляет проектировщикам и строителям ряд дополнительных и часто противоречивых условий при строительстве и эксплуатации дорог.

В настоящее время существует три основных подхода к определению напряженного состояния транспортных сооружений.

Первый подход динамическая теория подземных трубопроводов, этой теории посвящены исследования А.А. Ильюшина, Т.Р. Рашидова, Г.Х. Хожметова, Я.Н. Мубаракова, А.А. Ишанходжаева, А.К. Каюмова, С.Ф. Проскуриной, Х.С. Сагдиева, Абдужабарова А.Х, Иманалиева Т.Б. и др.

Второй квазистатический подход, который был развиты Ш.Г. Напетваридзе, Н.Н. Фотиевой, Н.С. Булычевым, И.Я. Дорманом, А.П. Козловым, Ж.С. Ержановым, Ш.М. Айталиевым, Ж.к. Масановым, Я.Н. Мубараковым, Д.Д. Барканым, А.К. Каюмовым и др.

Третий подход, связанный с учетом стационарной дифракции сейсмических волн, развит М.А. Черевко, А.С. Космодамианским, Б.М. Мардоновым, Л.А. Алексеевой, К. Чао, Ш. Окамото, С. Сакураи и др.

Анализ последствий многих землетрясений последнего десятилетия дает основание утверждать, что воздействие землетрясений интенсивностью 7-9 баллов на дороги не обеспечивает их сохранность, а результатом является прекращения движения на период до несколько недель.

Нарушение работы транспорта в зоне стихийного бедствия затрудняет спасательные работы, эвакуацию населения пострадавшего от землетрясения и перевозку грузов первой необходимости и медикаментов. Для обеспечения этих неотложных работ при строительстве дорог необходимо разработать

устойчивые, недорогие и технологически приемлемые инженерные конструкции. Наиболее часто причиной прекращения движения транспорта являются искусственные сооружения: мосты, водопропускные трубы, тоннели и бетонные покрытия которые составляют основу сметной стоимости всей дороги. К тому же наиболее трудозатратными и сложными являются восстановительные работы именно на участках этих сооружений. Поэтому естественно напрашивается вывод, что наибольшего внимания научных разработок требуют именно эти сооружения особенно в сейсмически активных районах.

Актуальность работы заключается в исследовании и разработке инженерных мероприятий для повышения сейсмостойкости подземных и надземных транспортных сооружений (тоннели, водопропускные сооружения, бетонные покрытия и др.), которые являются наиболее чувствительными к сейсмическим воздействиям и повреждаются, начиная с 7 балльных землетрясений. Эти инженерные сооружения являются наиболее слабым звеном всей дороги, действующие нормы строительства в Таджикистане - МКС ТЧ 22-07-2007 и рекомендации СНиП 2.01.08 -91 не могут обеспечить надежность работы этих сооружений при возможных землетрясениях.

Тема диссертации связана с крупными научными программами и основными научно-исследовательскими работами :«Оценка потребности для достижения Целей Развития Тысячелетия (ЦРТ) в Таджикистане (2000-2015 годы)»; «Стратегия Республики Таджикистан в области науки и технологий на 2011-2015 годы» (раздел «Строительство и стройиндустрия»).

Цель работы - разработка методики расчета напряженно-деформированного состояния подземных и надземных транспортных сооружений при воздействии землетрясений и рекомендаций по конструктивным решениям инженерных сооружений, для обеспечения надежности работы.

В соответствии с поставленной с целью решались следующие задачи:

-обследование существующих конструкций обделок тоннелей, водопропускных сооружений, бетонные покрытия автодорог и покрытий взлетно-посадочных полос аэродромов Республики Таджикистан;

-установление наиболее слабые части конструктивных решений существующих подземных и надземных транспортных сооружений дорог, на основе анализа результатов последствий сильных землетрясений;

-теоретические и экспериментальные исследования наиболее сильно повреждаемые участки тоннели, водосточных труб и бетонных покрытия дорог автомобильных дорог и взлетно-посадочных полос аэродромов на разрушение;

-разработка инженерных рекомендации для снижение деформации сооружения при сейсмическом воздействии на объект исследования, по усилению конструктивных решений инженерных коммуникации и покрытий дорог и взлетно-посадочных полос аэродромов.

Объектом исследования является подземные и надземные сооружения автомобильных дорог и взлетно-посадочные полосы аэродромов Республики Таджикистан.

Предметом исследования является напряженно-деформированного состояния тоннелей, водопропускных сооружений и бетонные покрытия автомобильных дорог и взлетно-посадочных полос аэродромов.

Научная новизна работы заключается:

- в разработке нового теоретического подхода к расчету напряженно-деформированного состояния обделки тоннеля с учетом глубины и крутизны откосов в порталной части сооружения;

- на основании полученных результатов экспериментальных исследований уточнены и развиты существующие методы инженерных расчетов труб (водопропускные сооружения), бетонных покрытий дорог и взлетно-посадочных полос аэродромов;

- в получении экспериментальной зависимости для разработки более сейсмоустойчивых конструкций.

Практическая значимость полученных результатов диссертации заключается:

- сохранить эти самые дорогостоящие части сети дорог от капитальных разрушений при землетрясении и возможности их дальнейшей эксплуатации при минимальных дополнительных затратах и времени на ремонт;

- по трассе тоннеля Шахристан уточнена расчетная сейсмичность на различных участках в зависимости от грунтовой ситуации и заглубленности, что позволило сократить армирование свода до 20%;

- конструкция водопропускного сооружения большого сечения взамен балочных малых мостов дает экономию до 40% и снижает эксплуатационные расходы на 20%;

- рекомендованные ребристые опорные поверхности бетонных покрытий дорог и аэродромов с применением фторопластовых прокладок сейсмоизоляции снижают сейсмические напряжения и сдвиговые деформации до 30%, а расходы на эти конструктивные решения увеличивают только на 10%.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

1. Предложенная методика расчета обделки тоннеля и экспериментальные уточнения влияния грунтовой ситуации на сейсмостойкость этого сооружения.

2. Конструктивные рекомендации бетонных покрытий обеспечивающих снижения напряжений в них и величины сдвиговых деформаций.

3. Сборная конструкция водопропускного сооружения и подземных переходов с сейсмоизолирующими узлами.

Личный вклад автора. Автором сформулирована цель и задачи исследований, намечены пути их теоретического и экспериментального решения. Лично им осуществлено технологическое обоснование, теоретические исследования и анализ основного объема экспериментальных данных. Автором усовершенствована инженерная методика расчета напряженно-деформированного состояния конструкций под действием особой сейсмической нагрузки с

определением основных параметров водопропускной конструкции, а также ему принадлежит и формулирование основных выводов.

Достоверность результатов диссертационной работы подтверждаются идентичностью результатов расчета конструкций по предлагаемой автором методике с результатами собственных экспериментов и данными других исследователей, а также использованием экспериментально-теоретических исследований, современных методов физико-механического исследования, использованием современного оборудования и приборов для испытания асфальтобетонных покрытий.

Апробация работы. Основные положения работы и полученные результаты докладывались и обсуждались на: Республиканских научно-практических конференциях: «Строительное образование на современном этапе» (г.Душанбе 2009г.); «Современные проблемы химии, химической технологии и металлургии» (г.Душанбе 2009 г.); «Года образования и технической культуры» (г.Душанбе 2010г.); «Наука и строительное образование на современном этапе» (г.Душанбе, 2011 г.); «20-летия 16 сессия Верховного Совета, 15 летия мира и национ. соглас. Республики Таджикистан и года разв. энергетики» (г.Курган-Тюбе, 2012г.); Международной научно-практической конференции: «Перспективы развития науки и образования в XXI в» (г.Душанбе 2010 г.); «Архитектурное образование и архитектура Таджикистана: 50 лет развития» (г.Душанбе 2013г.); «Международному году сотрудничества в области воды» (г.Курган-тюбе, 2013 г.); «Насридин Исанов – видный государственный деятель Кыргызской Республики» (г.Бишкек 2013 г.); VII координационной совещании Института «Таджикгипротранстрой» (г.Душанбе 2013г).

Результаты исследований апробированы и внедрены: Центром реализации проекта реабилитации автодороги Душанбе-Чанак при проходке тоннеля «Шахристан» Республики Таджикистан; в Таджикском техническом университете имени академика М.С.Осими при разработке методического

материала для студентов специальности «Шахтное и подземное строительство»; Институтом водных проблем, гидроэнергетики и экологии Академии наук Республики Таджикистан как дополнительные материалы при разработке алгоритма для определения амплитудно-частотных характеристик тоннелей с учетом достижения экономического эффекта от применения разработанной конструкции водопропускных труб.

Опубликованные результаты. Материалы диссертации опубликованы в 11 научных трудах, в том числе 5-в научных периодических изданиях, рекомендованных НАК КР.

Структура и объемы работы. Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, выводов, списка использованных источников и приложения. Текстовая часть изложена на 103 страницах машинописного текста, содержит 23 рисунок, 10 таблиц и список использованных источников из 103 наименований, в том числе 10 на иностранных языках.

Глава 1. ИНЖЕНЕРНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ДОРОЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1.1. Поведение инженерных сооружений при землетрясениях

Многочисленные обследования последствий разрушительных землетрясений на различных горных породах весьма разнообразна. Однако среди этого разнообразия можно выделить два класса пород, которые в этом отношении наиболее резко разделяются между собой. К числу таких пород относятся, с одной стороны, плотные скальные породы-базальты, граниты, известняки и песчаники, с другой – рыхлые песчано-глинистые отложения. Последние порывают плотные породы и занимают почти 75% и поверхности Земли.

Инструментальные исследования [57] проведенные в Туркмении, с целью изучения влияния свойств различных грунтов на интенсивность сейсмических колебаний при местных, слабых землетрясениях свидетельствуют о том, что при переходе от плотных скальных пород к песчано-глинистым отложениям сила землетрясений может увеличиваться на (2-3) балла. Изучение повреждений зданий и сооружений вследствие сильных землетрясений подтверждает это положение. Рассмотрим данные о некоторых разрушительных землетрясениях [58].

Землетрясение 1962 г. на Ямайке. Территория г.Порт-Рояль, расположенного в зоне этого землетрясения, в геологическом отношении делится на две части: в одной развиты известняки, а в другой –рыхлые песчано-глинистые отложения. Здания, возведенные на плотные известняках, уцелели, между тем как постройки на гравии и песке были разрушены. Сила землетрясения на известняках была (6-7) баллов, а на гравии и песке-около 9 баллов [65].

Лиссабонское землетрясение 1 ноября 1755 г. Территория города в геологическом отношении делится на две части: в одной развиты аллювиальные

отложения, а в другой – базальтовые породы. Здания, расположенные в восточной части города на аллювиальных отложениях, были все разрушены. Здесь сила землетрясения была (9-10)баллов. Западная часть города, находящаяся на твердых базальтах, пострадала незначительно. Сила землетрясения оценивалась в (6-7)баллов [14].

Калабрийское землетрясение 1783 г. Наибольшие разрушения наблюдались в той части г.Реджо-ди-Калабри, которая построена на новейших, рыхлых наносах моря. Другая же часть, где постройки стояли на гранитах, пострадала меньше. В первом случае сила землетрясений оценивалась в 9 баллов, а во втором (6-7) баллов [13].

Красноводское землетрясение 1895 г.относится к сильным землетрясениям, происшедшим на территории Советского Союза за ближайший исторический период. В районах Узун-Ада и восточнее, вблизи железнодорожной станции Михайловская, преобладает мощная толща песчаноглинистых отложений. По данным гидрогеологической экспедиции, уровень стояния грунтовых вод в этих районах порядка метра. Многие деревянные постройки были повреждены, рельсы железнодорожной ветки искривлены. Сила землетрясения была (9-10) баллов [42].

Часть Красноводска расположена на плотных породах. При землетрясении обрушений зданий там не было. Сила землетрясения, по видимому, была около 7 баллов [59,60].

Ахалкалакское землетрясение 19 декабря 1899 г. Полностью были разрушены все населенные пункты в аллювиальной озерной котловине. Селения, которые были расположены около ее окраины на коренных породах, сохранились. В домах появились лишь трещины и осыпалась штукатурка. В поселке Хартвис школа, стоявшая на наносах, разрушились, а расположенная рядом на базальтах крепость уцелела. В первом случае, сила землетрясения была 9 баллов, во втором -7 баллов [61,62].

Андижанское землетрясение 1902 г. Его эпицентр находился в районе г.Андижана, где развиты лессовые отложения, переслоенные галечниками, и

плотные третичные конгломераты – «адыры». Населенные пункты, расположенные на адырах, в области наисильнейших сотрясений, пострадали незначительно. Сила землетрясений не превосходила 7 баллов. Расположенные на лёссе г. Андижан и кишлаки были сильно разрушены. Сила сотрясений оценивалась в (8-9) баллов [63].

Калифорнийское землетрясение 18 апреля 1906 г. Площадь сотрясения была несколько тысяч квадратных километров. По данным Вуда распределение интенсивности землетрясения между геологическими средами происходит в соответствии с указанной выше закономерностью. На рыхлых отложениях сила землетрясений доходила до 10 баллов, а на плотных известняках была (7-8) баллов [10-14].

Каратагское землетрясение 1907 г. При этом землетрясении отмечалось, что даже плохие дома, построенные на плотных песчаниках, сохранились, а более прочные здания, возведенные на наносах, разрушились. Сила землетрясения на плотных породах была (6-7) балла на рыхлых грунтах около 9.

Землетрясение в районе Мессины 28 декабря 1908 г. Наиболее серьезные разрушения наблюдались в пониженных частях города, рядом с морем, где развиты аллювиальные отложения. Возвышенная часть города, расположенная на кристаллических породах, была незначительно разрушена. Сила землетрясения в первом случае оценивалась в (9-10) баллов, а во втором – (7-8) баллов [12].

Ашхабадское землетрясение 6 октября 1948г. По данным работы [21] эпицентр этого землетрясения тяготеет на юго-восток от Ашхабада к Куру-Гаудану. В геологическом отношении область землетрясения делится на две части: горные районы Копетдага, сложенные плотными породами-известняками и песчаниками, и район Прикапетдагского прогиба, где развиты мощные толщи четвертичных песчано-глинистых отложений.

Сила землетрясения на рыхлых отложениях была (9-10) баллов, а на плотных породах в районе Фирюзы она не превышала 7 баллов. Характерно, что часть Ашхабада, расположенная на галечниках вблизи горного района

Копетдага, пострадала меньше, чем район железнодорожной станции, находящийся на толще песчано-глинистых отложений [23].

Хаитское землетрясение 10 июня 1949 г., сопровождавшееся обвалом больших земляных масс, оторвавшихся от разломившейся горы. Его эпицентр находился в районег.Хаита, расположенного в устье р.Обикабут при впадении ее в р. Сурхоб. На территории города, оставшейся свободной от завала, там, где преобладали мощные лёссовые и песчано-глинистые отложения, все здания были разрушены. На левой стороне р. Сурхоб, в районах Калай–Ляби – Об, Сарыджаз и Новабад, микро геологические условия были такие же, как и в окрестностях Хаита. Степень разрушения построек в этих местах не уступает той, какая была в Сакове близ Хаита. Сила сотрясения оценивалась в (9-10) баллов [18,19].

На северной окраине Хаита сохранилось несколько построек, расположенных на плотных породах у подножья гор. Селение Сайрон, расположенное на другой стороне горы у ее подножью, на гранитах, в 12-15 км от Хаита, вблизи Сарыджаз, было незначительно разрушено. В соответствии со шкалой балльности сила сотрясений в этих местах не превосходила (7-8) баллов [64].

Основные параметры системы «Усойский завал плюс Сарезское озеро».

По данным Шпилько [2] в ночь от 18 на 19 февраля в результате сильнейшего землетрясения (более 9 баллов по шкале Рихтера), отколившаяся часть Музкульского хребта упала на русло р. Мургаб и возникла гигантская завальная плотина высотой около 600 м. Длина (толщина) ее по руслу более 5 км, средняя ширина 3,2 км, объем 2,2 (2,4) км³, масса – более 6 млрд. тонн. Этот крупнейший гравитационный горный обвал заживо похоронил (проглотил) селение Усой с его 54 жителями, – в память которых назван Усойским. Усойский завал полностью перегородил реку Мургаб, которая уперлась в мощную стену плотины из обломков скальных пород, и ее воды, поднимаясь, затопили селение Сарез и образовали озеро Сарезское. По уточненным в 1976-77 г. данным длина озера 55,6 км, средняя ширина и глубина – 1,44 км и 201,8 м; максимальная: ширина и глубина – 3,3 км и 499,6 м, площадь зеркала

ла озера 79,64 км², протяженность берегов 161,9 км; максимальный объем воды в озере 16,1 км³ при отметке уровня воды в озере 3263,14 м над уровнем моря. Наибольший объем воды в озере при наполнении его до низшей отметки гребня завала может составить 18,7 км³. При промерах глубин озера в 1976 и 1977 гг., произведенных через каждый километр по длине и каждый 100 м по поперечникам, был обнаружен подводный обвал. Он находится в 4,5 км от Усойского завала. Ширина его в основании поперек озера равна 1100, по верху – 1720 м, высота над урезом бывшего русла 165 м, толщина в основании 172 м. Впервые этот завал был обнаружен и вычислен Г.А.Керносовым в 1977 г. По-видимому, новый завал есть результат землетрясения 1935 г. мощность в 7-8 баллов (по П.П.Чуенко), с центром в районе Сарезского озера

И если встречаются данные, которые как будто бы говорят об обратной закономерности, необходимо тщательно провести обследование и выяснить причины. Например, по данным И.В. Мушкетова[63] при Ахалкалакском землетрясении 1899 г. средняя часть населенного пункта Азаврети, в частности церковь, стоящая на наносах, пострадала меньше, чем окраины, расположенные на сильно выветрившейся и разбитой трещинами скале. Однако повторное инженерно-геологическое обследование этого селения, проведенное [55], показала, что церковь стоит не на наносах, как это предполагал И.В. Муштеков, а на огромных глыбах базальта на глубине 2 км от поверхности земли. Этим и объясняется, что она уцелела при указанном землетрясении.

Нами проведен анализ большого числа описаний других разрушительных землетрясений. Можно отметить, что во всех случаях оказывалось аналогичное распределение интенсивности сейсмических колебаний в зависимости от микро геологических условий. Все эти данные являются убедительным доказательством того, что предельная сила разрушительного землетрясения на скальных плотных породах не превышает 7баллов. Увеличение силы сотрясения происходит за счет эффекта, вызываемого рыхлыми песчано-глинистыми отложениями[3, 5].

Таблица 1.1 - Сильные землетрясения Рогунского района
Республики Таджикистан

№ п./п	Название землетрясения и дата	Координаты очага землетрясения		Глубина очага в км		Бальность в эпицентре	М	Кто изучал на месте
		Северная широта	восточная долгота	Инстр. данные	нейнстр. данные			
1	Кульское (Файзабадское) 22.IX.1930г.	38°33'	69°27'	-	3-10	8-9	5,5	Б.М. Здорик
2	Каратегинское 30.V.1939г.	38°57'	70°28'	-	5	8-9	5,7 5	И.Е. Губин
3	Деишинское 12.XI.1939г.	38°31'	69°30'	-	3-5	7	4	И.Е. Губин
4	Гармское 20.IV.1941г.	39°08'	70°38'	20- 25	14- 20	8-9	6,5	И.Е. Губин
5	Файзабадское 12.I.1943г.	38°37'	69°18'	15- 20	7-10	9	6	И.Е. Губин
6	Деишинское 12.I.1943г.	38°32'	69°31'	-	5	8-9	5,5	И.Е. Губин
7	Гашионское 12.I.1947г.	38°36'	69°39'	-	1-2	7	3,5	И.Е. Губин
8	Хайтское 10.VII.1949г.	39°10'	70°50'	20- 30	14- 20	9	7,5	В.Ф. Бончковский, И.Е. Губин, П.Г. Семенов
9	Таги-Камарское 19.III.1955г.	38°43'	69°48'	5-10	2-3	7	4,7 5	И.Е. Губин
10	Шуробское 21.VIII.1955г.	38°33'	69°39'	-	7-14	6-6,5	4,4 5	А.А. Коньков
11	Газорчашминское 22.IX.1956г.	38°56'	70°31'	5	3-5	7-8	4, 5	И.Е. Губин
12	Камчиракское 7.I.1958г.	38°54'	70°20'	3-4	-	6-7	5,5	И.Л. Нерсесов, В.И. Халтурин
13	Газорчашминское 26.II.1983г.	38°56'	70°31'	6	6	6-7	5,5	Р.У. Джураев, А.В. Шварц, В.И. Халтурин
14	Рогунское 15.VI.1995г.	38°37, 5'	69°44'	5	1-3	6-7	4,5	Б.С. Сирожев, Г.Н. Петров,

								В.И. Старков и др.
15	Талхакчашминское 9.I.2002г.	38°45'	69°52, 5'	5	5	6-7	5,0	Р.У. Джураев
16	Афтершок Талхакчашминского 11.II.2002г.	38°44, 5'	69°51, 5'	2,5	5	5,5	4,2	Р.У. Джураев

Анализ последствия сильных землетрясений и резюмируя сказанное, можно кратко сформулировать основные принципы, положенные в основу построения схемы сейсмического районирования:

1. Сильные землетрясение приурочивается к зонам крупных тектонических разрывов;
2. Предельная сила землетрясений на скальных породах не превосходит 7 баллов;
3. Максимальное проявление сейсмических сотрясений проявляется в песчано-глинистых отложениях и может быть выше, чем на плотных породах в среднем на 1 балл.

1.2. Анализ существующих норм расчета и конструирования транспортных сооружений

Строительные нормы и правила Республики Таджикистан «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования» [МКС ЧТ 22-07-2007]. Агентство по строительству и архитектуре при Правительстве Республики Таджикистан.-Душанбе: Издательство «Мир полиграфии»,2008. -85с.

РАЗРАБОТАНЫ: с учетом основных положений и рекомендаций следующих норм проектирования и строительства в сейсмических условиях, с дополнениями и изменениями применительно к условиям Республики Таджикистан.

СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах.-М.: 1982, 1991, 1996, 2000.

СНиП 2.01.08 -91. Строительство в сейсмических районах (проект).-М.: 1990.

МСН СНГ. Строительство в сейсмических районах. Основные положения (проект).-М.: 2003.

СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах – М.: 2005.

СН РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах.- Алматы,2006.

СНиП КР 20-02:2004. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования.- Бишкек, 2004.

КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах.- Ташкент, 1996.

ДБН В.1.1-12-2006.Строительство в сейсмических районах Украины.- Киев, 2007.

СН РА II-2.02-94. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования.-Ереван, 1998.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН. МКСЧТ 22-07-2007«Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования».

Настоящие строительные нормы и правила Республики Таджикистан разработаны в соответствии со статьями 2, 19 и 22 Закона Республики Таджикистан «Об архитектуре и градостроительстве», статьей 6 Закона Республики Таджикистан «О стандартизации» и статьей Закона Республики Таджикистан «О нормативных актах».

1. ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.

1.1.1. Указания настоящего раздела распространяются на проектирование новых и реконструкцию существующих транспортных сооружений, в том числе сооружений особой и повышенной ответственности.

Примечание:

1.К числу особо ответственных транспортных сооружений относятся мосты через водотоки, виадуки, эстакады, тоннели и лавинозащитные галереи длиной более 500 м на дорогах общей сети, многоярусные транспортные развязки, а так же здания, в которых размещаются службы и средства управления работой крупных узлов транспортной сети и сети дорог в регионах. Под сооружениями повышенной ответственности понимаются те же объекты длиной от 100 до 500 м.

2.При проектировании сооружений на железнодорожных путях и на автомобильных дорогах промышленных предприятий сейсмические нагрузки могут не учитываться, кроме отдельных обоснованных случаев, определяемых утверждающей организацией.

1.1.2.Настоящим разделом устанавливаются специальные требования к проектированию транспортных сооружений. Расчетная сейсмичность для транспортных сооружений определяется по указаниям п.6.1.3.

1.1.3. Проекты тоннелей и мостов длиной более 500 м следует разрабатывать исходя из расчетной сейсмичности, устанавливаемой по согласованию с утверждающей проект организацией, с учетом данных специальных инженерно-сейсмологических исследований.

Расчетная сейсмичность для тоннелей и мостов длиной более 500 м и других искусственных сооружений на железных и автомобильных дорогах I-III категорий, а также на скоростных городских дорогах и магистральных улицах принимается равной сейсмичности площадок строительства.

Расчетная сейсмичность для искусственных сооружений на железных дорогах IV-V категорий, на железнодорожных путях промышленных предприятий и на автомобильных дорогах IV, ШпIVп категорий, а также для насыпей, выемок, вентиляционных и дренажных тоннелей на дорогах всех категорий принимается на один балл ниже сейсмичности площадок строительства.

Примечание: Сейсмичность площадок строительства тоннелей и мостов длиной не более 500 м и других дорожных искусственных сооружений,

а также сейсмичность площадок строительства насыпей и выемок, как правило, следует определять на основании данных общих инженерно-геологических изысканий по табл. 3.1. с учетом дополнительных требований, изложенных в п.6.1.4.

1.1.4. При изысканиях для строительства транспортных сооружений, возводимых на площадках с особыми инженерно-геологическими условиями (площадки со сложным рельефом и геологией, русла и поймы рек, подземных выработки и др.), и при проектировании этих сооружений крупнообломочные грунты маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя, а также пески гравелистые плотные и средней плотности водонасыщенные, следует относить по сейсмическим свойствам к грунтам II категории; глинистые грунты с показателем консистенции $0.25 < I_L \leq 0.5$ при коэффициенте пористости $e < 0.9$ для глин и суглинок и $e < 0.7$ для супесей – к грунтам III категории.

Примечание:

1. Сейсмичность площадок строительства тоннелей следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта, в который заложен тоннель.

2. Сейсмичность площадок строительства опор мостов и подпорных стен с фундаментами мелкого заложения следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта, расположенного на отметках заложения фундаментов.

3. Сейсмичность площадок строительства опор мостов с фундаментами глубокого заложения, как правило, следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта верхнего 10-метрового слоя, считая от естественной поверхности грунта, а при срезка грунта – от поверхности грунта после срезки. В тех случаях, когда в расчете сооружения учитываются силы инерции масс грунта, прорезаемого фундаментом, сейсмичность площадки строительства устанавливается в зависимости от сейсмических свойств грунта, расположенного на отметках заложения фундаментов.

4. Сейсмичность площадок насыпей и труб под насыпями следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта верхнего 10 – метрового слоя основания насыпи.

5. Сейсмичность площадок строительства выемок допускается определять в зависимости от сейсмических свойств грунта 10 –метрового слоя, считая от контура откосов выемки.

Строительные нормы и правила Республики Таджикистан «Сейсмостойкое строительство», (МКС ЧТ 22-07-2007), основаны на нормах стран СНГ и имеют некоторые дополнения с учетом особенности горного рельефа и грунтовой ситуации. Однако как следует из п.1.1 анализа поведения транспортных сооружений при землетрясениях последних лет мировых катастроф, то можно сделать обоснованный вывод, что разрушенные и частично вышедшие из возможности дальнейшей эксплуатации тоннели, водопропускные сооружения и бетонные покрытия автомобильных дорог и взлетно-посадочных полос были рассчитаны и сконструированы согласно действующим нормам, которые мало отличаются от мировых стандартов.

Анализ последствий сильных и разрушительных землетрясений позволяет сделать вывод, что абсолютно сохранить дорогостоящие транспортные сооружения пока невозможно, но возможно снизить степень повреждаемости их при землетрясении и по возможно сократить сроки восстановления, а значит снизить экономические потери. Эти выводы предопределили, направив наших теоретических, экспериментальных исследований, что было учтено при конструировании антисейсмических мероприятий в конструкции тоннели, водопропускного сооружения и бетонного покрытия дорог и взлетно-посадочных полос аэродромов.

В заключение можно отметить, что многие рекомендации норм «Сейсмостойкое строительство» необоснованно ограничивают возможности проектирования, а некоторые приводят к не обоснованному завышению сметной стоимости.

1.3. Методика модельных и натурных экспериментов при определении сейсмостойкости тоннелей, труб в насыпи бетонных покрытий дорог

а). Сейсмические платформы

Частота вынужденных колебаний платформы находится в зависимости от величины кинематического момента вибратора и ее изменение возможно только с изменением числа оборотов электродвигателя по схеме Леонарда. Диапазон изменения частоты – в пределах 4-20 Гц и регулируется с пульта управления вручную.

Амплитуда колебаний платформы меняется от 0,2 до 2,0 мм, зависит от массы образцов и инерционной силы, возбуждаемой вибратором.

Колебания сеймоплатформы трех режимов: стационарные и нестационарные с моделированной продолжительностью от вибратора и нестационарные затухающие от импульсного удара маятника весом 5500 Н. Оттяжка маятника на расчетную амплитуду осуществляется лебедкой. Совместная работа вибратора и маятника дает колебания с пиками, что близко имитирует колебания почвы при землетрясении.

Модель полотна дороги исследовались в поперечном направлении. Это опасное направление сейсмической волны для земляного полотна. Для ограничения модели были дополнительно установлены ограждающие щиты. Чтобы обеспечить должное зацепление между грунтом основания и настилом. А также во избежание утечки грунта при вибрации, настил облицован слоем рубероида, и щиты –полиэтиленовой пленкой для свободы перемещения насыпной части. В целях создания естественного зацепления между поверхностью основания дороги и насыпью земляного полотна на настиле сеймоплатформы отсыпан слой грунта толщиной 10 см.

Ускорение платформы определяется следующим формулам.

$$W = A4\pi^2\omega^2 \quad (1.1)$$

где: А- амплитуда платформы;

ω - частота платформы, Гц,

а коэффициент сейсмичности платформы равен

$$K_{ст} = W/g \quad (1.2.)$$

При этом для 7-балльного землетрясения моделируется ускорение $W=500 \text{ мм/с}^2$, для 8-балльного – $W=1000 \text{ мм/с}^2$, для 9-балльного $W=2000 \text{ мм/с}^2$.

б). Исследование взрывным методом.

Сейсмозрывной метод исследования транспортных сооружений позволяет наиболее полно воспроизводить сейсмическое воздействие, которое наблюдается при землетрясении.

Источник возбуждения колебаний почвы инженерного сооружения – взрыв различной мощности. Балльность имитированного землетрясения и оценивалось сейсмометром С.В.Медведева по величине смещения сферического маятника, имеющего период собственных колебаний $T=0,25$ сек, логарифмически декремент $\delta=0,5$ и прибором СПМ-16. Колебания испытываемого сооружения измерялись гальванометрами с осциллографом. Деформации моделей определялись с помощью нивелира с точностью 0.1 см. Испытание моделей конструкции тоннелей, водопропускных труб и бетонных покрытий автодорог проводились различных профилей, при различных грунтах и косогорности основания в масштабах: 1:5 и 1:10. Подбор количества взрывчатых веществ и определение интервала взрывов произведено по методике, изложенной в работе [2;7].

Результаты экспериментов показывают, что напряженно – деформированное состояние подземных сооружений и окружающего грунта, зависит от размеров и формы поперечного сечения сооружения глубины его заложения, от свойств грунтовой среды и степени косогорности основания сооружения, если оно расположено относительно неглубокого от поверхности земли.

в). Методика центробежного моделирования.

Применение центробежного моделирования имеет свое обоснование для сложных инженерных сооружений, не поддающихся математическому моделированию, а также для проверки результатов расчета и результатов, ранее сделанных экспериментов в более упрощенном виде. Этот метод моделирования практически единственный, который обеспечивает полное сохранение физической природы исследуемых процессов и явлений, осуществляя одновременно подобие в пространстве и во времени. При этом отпадает необходимость изучения отдельных свойств материалов, их изменения во времени и проявляется главное преимущество этого метода перед остальными сложнейшие связи между параметрами изучаемого процесса, не поддающиеся формализации, при моделировании действуют автоматически. Известно, что для обеспечения равенства напряжений и деформаций в сооружении и его модели следует увеличить объемный вес материала модели - это может обеспечить лишь метод центробежного моделирования [6]. При этом методе модель, выполненную из натурального материала, помещают в поле сил, подобное гравитационному, но имеющее гораздо большую интенсивность. При таком моделировании автоматически обеспечивается полное сохранение физической природы большинства исследуемых процессов, меняется по сравнению с натурным сооружением масштаб времени их протекания.

В качестве силового поля, подобно гравитационному, используется поле центробежных сил, создаваемое центробежных сил, создаваемое центробежной машиной и имеющее в (n) раз большую интенсивность,

где: n- линейный масштаб моделирования [26].

$$n = \sqrt{1 + \left(\frac{\omega^2 \cdot R}{g}\right)} \quad (1.3)$$

где: ω – угловая скорость центрифуги;

R – эффективный радиус вращения;

g – ускорение свободного падения

Известно основное правило центробежного моделирования, которое состоит в том, чтобы на испытываемую модель действовали объемные силы, которые бы превосходили силу тяжести во столько раз, во сколько раз модель меньше действительного сооружения [7]. При этом количественные характеристики наблюдаемых на модели явлений и процессов непосредственно переносятся на натуре через соответствующие масштабные коэффициенты:

$$L_n = nL_m; S_n = n^2S_m; V_n = n^3V_m; P_n = n^2P_m;$$

$$\sigma_n = \sigma_m; \gamma_n = \frac{\gamma_m}{n}; T_n = T_m; t_n = nt_m;$$

где: L - длина; S - площадь; V - объем; P - сила; σ - напряжение; γ - объемный вес; T - температура; t - время; n, m - индексы, соответствующие натуре и модели.

При моделировании движения механической системы при центробежном моделировании будет в (n) - раз меньше, чем в натуре при моделировании процессов. Изменяя скорость вращения центрифуги, используя (1,1) можно выбрать масштаб моделирования [26].

Для проверки теоретических и экспериментальных результатов исследований, а так же для решения задач, которые затруднительны и практически не осуществимы из-за длительности и невозможности сопоставления использована центробежная машина Института Механики и Сейсмостойкости Академии Наук Узбекистана имени академика М.Т.Уразбаева.

Выводы по главе 1

1. Сделан инженерный анализ поведения инженерных сооружений при различных землетрясениях прошлых лет и самых последних землетрясениях за рубежом с сопоставлением проектных решений и норм проектирования в странах СНГ и за рубежом.

2. Приведена обоснованность проведенных модельных и натурных экспериментов по исследованию сейсмостойкости существующих конструкций тоннелей, труб и бетонных покрытий, а так же нами рекомендованных с расчетом экономической целесообразности принятых конструктивных решений.

Глава 2. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

2.1. Влияние геологического фактора на степень сейсмического воздействия и уточнения расчетной сейсмичности трассы тоннеля

Колебания грунта и инженерных сооружений при землетрясениях в сложных горно-геологических условиях, к которому относится территория Таджикистана, зависит от рельефа местности и особенности грунтового сложения направления пластов. Поэтому вполне логично для расположения сооружений выбирать участки, где сейсмические волны наименее всего проявят свои разрушительные воздействия и создаст наименьшие напряжения в сооружениях. Особенно это проявляется в тоннеле, которые часто проходят различные грунтовые условия и разломы. Для уточнения активизации в грунтах сейсмических волн были использованы научные разработки [68-72].

Строительство тоннелей и особенно транспортного назначения, за некоторым исключением, осуществляется исключительно в горных регионах. В связи с этим инженерно-геологические условия участков их сооружения предопределяются особенностями процесса горообразования (орогенеза) в земной коре вообще и формирования конкретных горных областей и отдельных их участков в частности. С позиции чисто научных геологических исследований последние, несмотря на множество серьезных проблем, относительно определены и этому посвящено в мировой литературе большое количество работ, в том числе и обобщающего характера. В то же время с позиций инженерной геологии формирование (инженерно-геологических) свойств массивов горных пород при горообразовании в научной литературе практически не отражено и особенно в региональном плане [73-75].

Имеющиеся материалы по отдельным участкам непосредственного строительства подземных сооружений, хотя и представляют определенную научную и практическую ценность, тем не менее, они очень редко могут служить прямыми аналогами для прогноза условий подземного строительства в других горных регионах. И связано это прежде всего с исключительным многообразием и сложностью формирования горных пород обуславливающих их взаимосвязи и сложностью эндогенных и экзогенных процессов, и обуславливающих многообразие и сложность формирования горных пород, что проявляется в активности сейсмических сил на инженерные сооружения.

В связи с изложенным представляется более обоснованно оценить горные сооружения Таджикистана применительно к вопросам подземного строительства не в плане сравнения по отношению какой-то –собой специфики к горным сооружениям других стран, а в плане вообще их характеристики.

Территория Таджикистан располагается в пределах Южного Тянь-Шаня и Памира, горный рельеф которых сформировался в новейший тектонический этап. С точки зрения новейшей тектоники эти горные страны относятся к типу эпиплатформенных. При этом в связи с преобладанием пород фундамента в пределах собственно горных сооружений характерно сводово-глыбовая структура то есть развитие пологих изгибов с крупноблоковым и мелко блоковым внутренним строением. Иначе говоря, преобладающее значение и формировании структура горных сооружений имеют дизъюнктивная деформации. Пликативные же деформация пород фундамента происходили в соответствующие эпохи, предшествовавшие новейшему тектоническому этапу.

Блоковое строение горных сооружений сопряжено с широким развитием разрывных тектонических нарушений различного порядка, определяемого по их протяженности и мощности зон дробления.

Среди них выделяются глубинные, региональные разлома, соответственно 1 и 2-го порядка, по классификации СНиП 2.02.02- 85 и определяет общий план новейшего тектонического строения горных сооружений. Регио-

нальные разломы, наряду с краевыми оправляют граница основных новейших тектонических структур – зон поднятий и впадин. Блоковое строение и в меньшей степени 3-го порядка. В свою очередь строение самих блоков, как правило, осложнено крупными трещинами 5-го порядка, которые часто относят к малым формам разрывных тектонических нарушений.

В инженерно-геологическом отношении применительно к подземному строительству в горных сооружениях наиболее сложные горнотехнические условия приурочиваются именно к разрывным нарушениям. Обусловлено это тем, что связанные с ними зоны дробления пород и повышенной трещиноватости обладают относительно большой мощностью, достигающей десятки сотни метров. В пределах таких зон первичные породы преобразуются в новые виды пород, выделяемые среди них такие основные разновидности как какириты, катакладиты, тектонические брекчие, милониты обладают более низкими прочностными свойствами. Такие породы как правило, слабоустойчивые и способствуют увеличению сейсмостойкого воздействия. Проходка подземных выработок этих грунтах требует применение специальных мероприятий.

Исследования зон разрывных нарушений в инженерно-геологическом отношении в региональном плане всей территории Таджикистана не проводились. Они изучались лишь на отдельных участках в районах гидротехнического и гидроэнергетического строительства. Таких, как Нурекская ГЭС, Рогунская ГЭС, Байпазинская ГЭС, Сангтудинская ГЭС, автодорожных тоннелей Кандах, Карагач, Шар-Шар, Дангаринский и Зеравшанский гидротехнические тоннели и ряд других объектов. Полученные при этом материалы показали, что кроме вещественного состава в результате геологического развитие разрывных нарушений происходит значительное изменение первоначального материала, на который воздействует множество факторов. Прежде всего, это гидротермальное растворы, значительно изменяющие горные породы как зон разрывных нарушений, так и прилегающих к ним сохранных. Появляются новые минералы глинистые, карбонатные и кварцевые.

На участках Нурекской и Рогунской ГЭС широкое развитие получили ангидрит, соленосные породы, что в результате с циркуляцией подземных вод приводит к увеличению сейсмической активности в горных породах. В пределах толщ карбонатных пород с подземными водами связаны процессы карстообразования, что значительно усложняет строительство подземных и надземных транспортных сооружений. В этих условиях увеличивается воздействия сейсмических волн на подземные и надземные транспортные сооружения, которых следует учесть при уточнении расчетной сейсмичности.

Результатом этих исследований было конкретно установлено, что монолитные скальные участки тоннеля можно рассчитывать на 7 баллов, а с рыхлыми отложениями на 9 баллов расчетной сейсмичности, что существенно повлияет на процент армирования свода тоннеля «Шахристан» [3].

Территория Таджикистана на 93 % расположена в горной местности, где величайшие горные хребты со всемирно известными вершинами с востока на запад пересекают основные экономические регионы республики на северную и южную части. В этих условиях наличие надежных транспортных коммуникаций, в первую очередь, развитой сети автомобильных дорог, имеет решающее значение для экономики географически разобщенных областей республики. В настоящее время транспортная связь между югом и севером республики обеспечивает дорога Душанбе – Худжанд, проложенная через Анзобский и Шахристанский перевалы с отметками около 3400 м над уровнем моря. Но из-за обильных снегопадов и активного схода лавин дорога остается непреодолимой в течение 5-6 месяцев в году.

Для обеспечения круглогодичной связи северных и южных регионов республики в 1982 г. было начато строительство тоннеля через Гиссарский хребет в обход Анзобского перевала. Однако из-за нестабильного положения в экономике республики, ограниченности лимитов капитальных вложений, разрыва хозяйственных связей с Россией и другими странами СНГ работы по строительству тоннеля и подходов к нему в 1993 г. были прекращены и возобновились только в 1999 г.

Трасса тоннеля «Шахристан» располагается в высокогорной части Гиссарского хребта в районе перевала Айни на отметках порталов около 2700 м и глубинах до 500-530 м от поверхности. По своему положению в плане трасса тоннеля прямолинейная и имеет двускатный продольный профиль с уклонами в сторону порталов: 0,005 в сторону северного портала и 0,0349 в сторону южного портал. Радиус вертикальной кривой в целях обеспечения лучшей видимости в тоннеле принят равным 10000 м.

Район строительства тоннеля характеризуется сложными инженерно-геологическими условиями. Они обусловлены наличием разнообразных типов пород с различными физико-механическими свойствами, широким развитием интенсивных складчатых и дизъюнктивных деформаций пород, активными проявлениями карста, сложностью гидрогеологических условий, большой глубиной заложения тоннеля по комплексу этих факторов в массиве горных пород по трассе тоннеля выделяются три основных участка: южный, центральный и северный.

На южном участке породы представлены чередованием различной мощности слоев доломитов, известняков и сланцев хлорит-кварцерицитовых, полевошпат – слюдисто – кремнистых и другого состава. Здесь же встречаются небольшой мощности слои гранитоидного типа. Коэффициенты крепости пород (здесь и далее по М.М. Протодяконову) изменяются от 6-7 до 9-10, реже -10, породы средне и слабо-трещиноватые. Группа пород по трудности разработки VII – IX. Класса пород по Бенявскому, в основном, III, меньше-II.

Центральный участок (глубина заложения тоннеля более 500 м) сложен исключительно сланцами полевой шпат-хлорит-слюдисто-кварцевыми, хлорит – полевой – шпат – слюдисто - кварцевыми, чередующимися в виде прослоев различной мощности. Углы залегания пород от 30-40 до 70-80 градусов. Коэффициенты крепости пород 4-7, группы пород по трудности разработки – V, VII. Породы, предположительно, средне трещиноватые. Класса пород по Бенявскому преимущественно – III.

Северный участок сложен в основном доломитам. Их коэффициент крепости VIII-х, группа пород по трудности разработки – VIII-IX. Породы средне- и слабо – трещиноваты. Класс пород по Бенявскому II и III.

Выявленные по трассе тоннеля многочисленные разрывные тектонические нарушения II порядка представлены зонами дробления пород до песчано – дресвяного, местами, глинистого состояния. Их мощность до 1-1,5 м и более. К ним же приурочены зоны повышенной трещиноватости пород мощностью до 10-20 м и более. В пределах зон разрывных тектонических нарушений коэффициент крепости пород 2, группа пород по трудности разработки IV, VI. Класс пород по Бенявскому V-IV, реже III.

На каждом и северном участках к таким разрывным нарушениям в карбонатных породах приурочены и наиболее активные проявления карста в виде каверн, каналов и полостей. Длина отдельных карстовых форм достигает 10-60 м, ширина 10-30 м. Многие полости заполнены дресвой, щебнем, песчано-глинистым материалом, нередко глыбами материнских пород.

Особенности геологического строения массива горных пород определили и разнообразие гидрогеологических условий. При этом наибольшую сложность представляют зоны разрывных тектонических нарушений в карбонатных породах, в пределах которых наблюдаются проявления карста. При проходке разведочных штолен и момент вскрытия участков с карстом наблюдались прорывы подземных вод дебитом от 3-5 м³/час до 50 м³/час. Как правило, по истечении 2-3 суток водопритоков в выработку снижался до объемов менее 1 м³/час. Наиболее крупный водоприток наблюдался на южном участке, где в паводковый период он увеличивался до 1800 м³/час. Это при глубине заложения тоннеля на данном участке около 500 м.

В инженерно-геологическом отношении следует отметить выявленные участки тоннели с расчетом сейсмичностью в 7, в низкую температуру пород на глубине около +11,2 градусов, высокую и 9 баллов. Изложенные инженерно-геологические условия требуют принятие, специальных методов проходки и определения напряженно-деформированного состояния обделки

тоннели при конкретных геологических условиях строительства и наличия грунтовых вод [4].

Результаты этих исследований позволили определить участки тоннеля, где необходимы усиления армирования свода и участки, требующие швов с демпфером для предотвращения разрыва при сейсмическом воздействии [5].

2.2. Расчет свободных колебаний системы «гора –тоннель»

Для определения сейсмоустойчивости инженерного сооружения необходимо определить его динамические характеристики: частота собственных колебаний и логарифмически декремент затухания колебаний. Расчетная схема предложена на рис.1. Основание тоннеля примем жестким, т.е. в горизонтальном и вертикальном направлениях перемещения равно нулю:

$$u=v=0$$

Расчетная область разбита на 212 изопараметрические четырехугольные квадратичные элементы с общим количеством узлов 711. В пределах каждого элемента материал однороден.

Граничные условия:

1. Наклонные стороны горного хребта свободны от усилий $\sigma_n = \sigma_t = 0$
2. На границе слоев выполняются условия непрерывности перемещений и напряжений

В таблице 2.1. даны упругие и плотностные параметры горного хребта и основания тоннеля.

Таблица 2.1. –Упругие и плотностные параметры горного хребта и основания тоннеля

Горный хребет:	$E=60\text{МПа}, \nu=0,3, G=21,0\text{ МПа}, \gamma=2\text{ т/м}^3$
Основание: I участок	$E=70\text{МПа}, \nu=0,35, G=24,2\text{ МПа}, \gamma=2,4\text{ т/м}^3$

II участок	$E=0,82 \cdot 10^4$ МПа, $\nu=0,2$, $G=24,2$ МПа, $\gamma=2,6$ т/м ³
III участок	$E=30$ МПа, $\nu=0,3$, $G=8,1$ МПа, $\gamma=0,2$ т/м ³

Рассчитано значение σ_{θ} окружных напряжений породы грунта по контуру кругового транспортного тоннеля на языке ФОРТРАН и аналитическим методом [1;76;77]

Таблица 2.2.-Рассчитано значение σ_{θ} по аналитическим методом

Угол θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
МКЭ	3,11	2,61	1,73	1,61	1,48	1,51	1,78	2,11	2,51	2,71
Аналитический метод	3,15	2,68	1,81	1,72	1,51	1,62	1,81	2,21	2,62	2,83

Исследование свободных колебаний системы горный массив – тоннель необходимо для выяснения влияния физико-механических свойств грунтового массива на резонансные амплитудно-частотные характеристики. Кроме того при изучении сейсмического напряженного состояния конструкции тоннеля низшие частоты необходимы для решения основных разрешающих матричных уравнений движения [1; 12; 13].

Уравнения равновесия системы конечных элементов, находящейся в состоянии движения:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\}+[C]\{\dot{u}(t)\}+[K]\{U(t)\}=\{R(t)\} \quad (2.1)$$

где: $[M]$, $[C]$ и $[C]$ и $[K]$ – матрицы масс, демпфирования и жесткости.

Уравнение (2.1) в момент времени – t имеет вид:

$$\{F_1(t)\}+\{F_D(t)\}=\{R(t)\} \quad (2.2)$$

где: $\{F_1(t)\}$ – вектор сил генерации;

$\{F_D(t)\}$ – вектор сил демпфирования;

$\{F_E(t)\}$ – вектор сил упругости;

$\{F_E(t)\}=[K]\{U(t)\}$; все векторы зависят от времени.

Таким образом, в динамических задачах в принципе рассматривается статическое равновесие системы в момент времени t с учетом инерционных сил, зависящих от ускорения и сил демпфирования, зависящих от скоростей движения. И наоборот, при решении статических задач рассматриваются уравнения равновесия (2.1), из которых исключены члены, учитывающие инерционные силы и силы демпфирования [78,79].

Матрица масс системы $[M]$ формируется из матриц масс элементов аналогично матрице жесткости системы. Матрица масс восьмиузлового четырехугольного элемента в плоском случае вычисляется по формуле [96].

$$[m] = t \sum_{i=1}^m H_i H_i \rho [P_{ij}]^T [P_{ij}] \det[j] \quad (2.3)$$

где: H_i, H_j , - весовые коэффициенты квадратуры Гаусса-Лежандра, определяемые по таблице 1; ρ -плотность; $[P_{ij}]$ - матрица, интерполирующая перемещения; m - количество точек интегрирования по направлениям ξ, η . Матрица $[P_{ij}]$ определяется с помощью функции форм N_k , ($k=1,2,\dots,8$), следующим образом:

$$[P_{ij}] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & \dots & N_8 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & \dots & 0 & N_8 \end{bmatrix}, \quad (2.4)$$

где: N_1, N_2, \dots, N_8 (таблица №2.2)

Матрица масс системы получается путем суммирования матриц масс всех элементов.

$$[M] = \sum_{i=1}^k [m_i] \quad (2.5)$$

где k - общее количество элементов.

Матрица демпфирования представляется в виде линейной комбинации матриц масс и жесткости системы по Релею.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \quad (2.6)$$

где: α и β - некоторые постоянные, вычисляемые с помощью двух коэффициентов демпфирования, соответствующих двум различным частотам собственных колебаний системы. В общем случае матрица демпфирования $[C]$ не может быть построена из матриц демпфирования элементов, как мат-

рицы масс и жесткости. Метод сложения по формам собственных колебаний эффективен, если можно предположить демпфирование пропорциональным выражению $2\omega_i \xi_i \delta_{ij}$, т.е.

$$[[\varphi_i^T][C][\varphi_i]] = 2\omega_i \xi_i \delta_{ij} \quad (2.7)$$

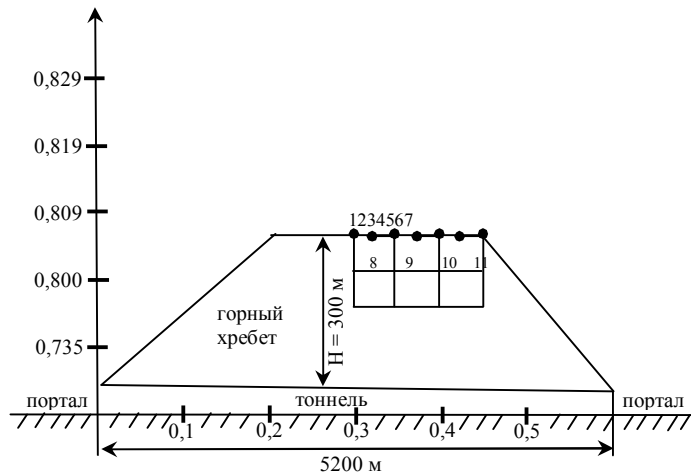


Рис. 2.1. Расчетная схема тоннеля «Шахристан».

На рисунке 2.1 приведено расположение точек интегрирования, а в таблице 2.3 представлены координаты точек интегрирования и весовые коэффициенты квадратуры Гаусса-Лежандра для квадратичного четырехугольного элемента.

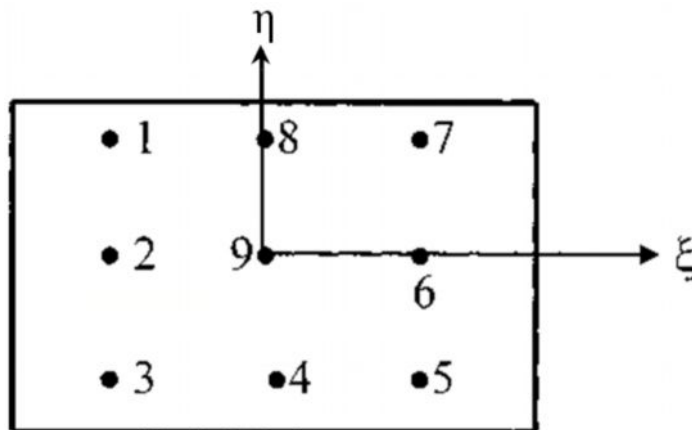


Рис. 2.2. Расположение точек интегрирования Гаусса-Лежандра.

Матрица жесткости системы $[K]$ формируется путем суммирования матриц жесткости элементов:

$$[K] = \sum_{i=1}^m [k_i],$$

где: m - общее количество элементов. Имея матрицу жесткости $[K]$ можно получить систему уравнений равновесия на основе вариационной формулировки конечно-элементного анализа [80]

$$[K]\{U\} = \{R\}$$

где: U и R - векторы перемещения и сил всех узлов системы.

где: ξ_i - коэффициент демпфирования i - формы; δ_{ij} - символ Кронекера.

Таблица 2.3 - Координаты точек интегрирования Гаусса-Лежандра

K	ξ_k	η_k	$H_{\xi k}$	$H_{\eta k}$
1	-0,77460	0,77460	5/9	5/9
2	-0,77460	0,00000	5/9	8/9
3	-0,77460	-0,77460	5/9	5/9
4	-0,00000	-0,77460	8/9	5/9
5	0,77460	-0,77460	5/9	5/9
6	0,77460	0,00000	5/9	8/9
7	0,77460	0,77460	5/9	5/9
8	0,00000	0,77460	8/9	5/9
9	0,00000	0,00000	8/9	8/9

Предполагаем, что собственные векторы i - формы φ_i и матрица $[C]$ ортогональны, тогда демпфирование по Релею, с учетом (3.6), имеет вид:

$$[\varphi_i^T](\alpha[M] + \beta[K])[\varphi_i \xi_i] = 2\omega_i \xi_i, \quad (2.8)$$

$$\text{или } \alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (2.9)$$

Пусть для системы со многими степенями свободы известны ω_1 и ω_2 , причем этим двум частотам соответствует демпфирование, равное 2% и 10%

от критического, т.е. $\xi_1=0.02$ и $\xi_2=0.1$. Тогда константы α и β для релеевского демпфирования находим из (2.9)

$$\beta =; \alpha = 2\omega_1\xi_1 - \beta\omega_1^2. \quad (2.10)$$

Матрица масс и демпфирования являются также линейными, и хранятся только их ненулевые элементы, т.е. элементы, лежащие между главной диагональю и граничной линией.

Математически (2.1) представляет собой систему линейных дифференциальных уравнений второго порядка, и в принципе ее решение может быть получено с помощью стандартных процедур решения дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами. Однако эти процедуры становятся неэффективными при больших порядках матриц. Все рассматриваемые методы делятся на две группы: прямого интегрирования и разложения по собственным формам [81,82].

Предполагается привести уравнения равновесия к более эффективной для прямого интегрирования форме при помощи следующего преобразования перемещений конечных элементов $\{U\}$

$$\{U(t)\}=[P]\{X(t)\}, \quad (2.11)$$

где: $[P]$ -квадратная матрица, $\{X(t)\}$ -вектор порядка n , зависящий от времени. Матрица преобразования $[P]$ неизвестна и ее надо найти. Компоненты вектора $\{X\}$ называются обобщенными перемещениями. Подставляя (2.11) в (2.1) и умножая слева на $[P]^T$, получаем

$$[\bar{M}]\{\ddot{X}(t)\}+[\bar{C}]\{\dot{X}(t)\}+[\bar{K}]\{X(t)\}=\{\bar{R}(t)\}, \quad (2.12)$$

где

$$[\bar{M}]=[P]^T[M][P]; [\bar{C}]=[P]^T[C][P]; [\bar{K}]=[P]^T[K][P]; [\bar{R}]=[P]^T[R]. \quad (2.13)$$

Целью преобразования является получения новых матриц $[\bar{K}]$, $[\bar{M}]$ и $[\bar{C}]$, имеющих меньшую ширину ленты, чем первоначальные, и матрица преобразования $[P]$ должна быть построена в соответствии с этой задачей. Кроме того, необходимо заметить, что матрица $[P]$ должна быть неособенной (ранг

[P] должен быть равен n) для обеспечения единственности отношений между {U} и {X} в (2.11).

Теоретически существует много различных матриц преобразования [P], сокращающих ширину ленты матриц системы. Однако на практике эффективная матрица преобразования определяется из решения уравнений свободных колебаний без учета демпфирования

$$[M]\{\ddot{U}(t)\}+[K]\{U(t)\}=0. \quad (2.14)$$

Решение системы дифференциальных обыкновенных уравнений второго порядка (2.14) можно записать в виде:

$$\{U(t)\} = \{\varphi\} \sin(\omega(t-t_0)), \quad (2.15)$$

где {φ} - вектор собственных значений; t - время; t₀- начальная фаза; ω - угловая частота колебаний. Подставляя (2.15) в (2.14), получим общую проблему собственных значений

$$[K]\{\varphi\} = \omega^2 [M]\{\varphi\}. \quad (2.16)$$

Проблемы собственных значений (2.16) имеют η собственных решений $(\omega_1^2, \{\varphi_1\}), (\omega_2^2, \{\varphi_2\}), \dots, (\omega_n^2, \{\varphi_n\}), \dots$, где n - общее количество уравнений; собственные векторы и матрицы масс системы [M] ортогональны

$$\{\varphi\}_i^T M \{\varphi\}_j = \begin{cases} 1; & i = j, \\ 0; & i \neq j; \end{cases} \quad (2.17)$$

причем $0 \leq \omega_1^2 \leq \omega_2^2 \leq \dots \leq \omega_n^2$. Вектор {φ_i} - называется вектором i-собственной формы, а ω_i - соответствующая частота колебаний.

Введем обозначение $\lambda = \omega^2$ тогда (2.16) примет вид:

$$[K]\{\varphi\} = \lambda [M]\{\varphi\}. \quad (2.18)$$

В расчетах, связанных с разложением по формам собственных колебаний, основная трудоемкость приходится на процесс вычисления необходимого количества собственных частот и форм колебаний. В связи с этим уделяется внимание решению уравнений типа (2.18).

Алгоритмы решения матричного уравнения (2.18) делятся на четыре группы. Первую группу образуют итерационные методы, основанные на соотношении

$$[K]\{\varphi_i\}=\lambda_i[M]\{\varphi_i\}, \quad (2.19)$$

а вторую группу - методы, использующие идею одновременного приведения матриц $[K]$ и $[M]$, соответственно, к диагональной и единичной форме:

$$[\Phi]^T[K][\Phi]=[\Lambda], \quad (2.20)$$

$$[\Phi]^T[M][\Phi]=[I], \quad (2.21)$$

где $[\Phi]=\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ и $[\Lambda]=\text{diag}(\lambda_i), i=1, 2, \dots, n$.

Третью группу составляют методы итерации, основанные на решении характеристического уравнения

$$P(\lambda_i)=0, \quad (2.22)$$

$$\text{причем } P(\lambda)=\det([K]-\lambda[M]), \quad (2.23)$$

и

$$p^{(r)}(\lambda^{(r)})=\det([K_0^{(r)}]-\lambda^{(r)}[M^{(r)}]), r=1, 2, \dots, n-1, \quad (2.24)$$

где $P^{(r)}(\lambda^{(r)})=\det([K_0^{(r)}]-\lambda^{(r)}[M^{(r)}]), r=1, 2, \dots, n-1$,

где: $P^{(r)}(\lambda^{(r)})$ -характеристический полином r -усеченной задачи. Важно отметить, что все перечисленные выше методы должны быть итеративными, так как решение задачи собственных значений $[K_0]\{\varphi\}=[M]\{\varphi\}$ эквивалентно вычислению корней характеристического полинома $P(\lambda)$. Поскольку для полиномов общего вида порядка выше 4-го не существует явной формы для вычисления корней, то должны быть использованы итеративные методы их решения. При этом предварительное преобразование матриц $[K]$ и $[M]$ может значительно улучшить эффективность алгоритмов вычисления требуемых собственных пар.

Наибольший эффект достигается при одновременном вычислении всех требуемых собственных векторов, что и было использовано при разработке алгоритма так называемых итераций в подпространстве [83,84].

Этот метод включает в себя следующие три основных этапа.

1. Определение компонент $\{q\}$ начальных векторов ($\{q\} > p$, где p -число требуемых собственных значений и векторов).

2. Выделение «наилучшего» собственного вектора (среди $\{q\}$ итерационных векторов) с помощью одновременных обратных итераций и алгоритма метода Ритца.

3. Проверка правильности отыскания требуемых собственных пар с помощью свойств последовательности Штурма после завершения итерационного процесса.

Следует подчеркнуть, что название метода «итераций в подпространстве» связано с итерациями в подпространстве размерностью q и не может рассматриваться, как одновременные итерации с q отдельными векторами.

Основной целью в методе итераций в подпространстве является вычисление p наименьших собственных значений и соответствующих собственных векторов, удовлетворяющих соотношению

$$[K][\Phi]=[M][\Lambda], \quad (2.25)$$

где: $[\Phi]=[\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n]$ и $[\Lambda]=\text{diag}(\lambda_i), i=1, 2, \dots, n$.

Кроме того, собственные векторы φ_i удовлетворяют условиям ортогональности (2.20) и (2.21).

Пусть $\{X_1\}$ представляет n начальных векторов, которые образуют начальное пространство E_1 . Обратные итерации с векторами имеют вид:

$$[K][X_{k+1}]=[M][X_k], k=1, 2, \dots, n. \quad (2.26)$$

Векторы, вычисленные с помощью соотношения (2.26), образуют подпространство E_{k+1} ; с каждой итерацией они становятся все более «параллельными» и ухудшают базис E_{k+1} . Поэтому для сохранения численной устойчивости необходимо построить ортогональный базис подпространства E_{k+1} . Для этого случая итерации проводятся по формулам:

$$[K][\bar{X}_{k+1}]=[M][X_k], \quad (2.27)$$

$$[X_{k+1}]=[\bar{X}_{k+1}]=[R_{k+1}], \quad (2.28)$$

где $[R_{k+1}]$ – верхняятреугольная матрица, выбранная так, что

$$[X_{k+1}^T]=[M][X_k]=[I], \quad (2.29)$$

$$[\tilde{X}_{k+1}] = [X_{k+1}] - \sum_{i=1}^n \alpha_i [\varphi_i] \quad (2.30)$$

Коэффициенты α_i в (2.30) получаются из условия

$$[\varphi_i^T][M]\{\bar{X}_1\}, i=1,2,\dots,n \text{ и } [\varphi_i^T][M][\varphi_j]=\delta_{ij}.$$

Умножая обе части (2.30) на $\varphi_i^T M$, имеем

$$\alpha_i = [\varphi_i^T][M]\{X_1\}, (i=1,2,\dots,n). \quad (2.31)$$

Предполагая, что начальные векторы $\{X_1\}$ не ортогональны к искомым собственным векторам $\{\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n\}$ в пределе получим

$$[X_{k+1}] \rightarrow [\Phi], [R_{k+1}] \rightarrow [\Lambda].$$

В итерациях по формулам (2.27) и (2.28) i -столбец из $[X_{k+1}]$ сходится к $[\varphi_i]$ со скоростью, пропорциональной величине $\max \{\lambda_{i-1}/\lambda_i, \lambda_i/\lambda_{i-1}\}$.

При итерациях в подпространстве, а также при других итерационных методах необходимо на каждом шаге анализировать сходимость полученных приближений. Пусть на $(k-1)$ и (k) - шаге итерации вычислены приближенные собственные значения $\lambda_i^{(k)}$ и $\lambda_i^{(k+1)}$, тогда сходимость достигается при

$$\frac{\lambda_i^{(k+1)} - \lambda_i^{(k)}}{\lambda_i^{(k+1)}} \leq \varepsilon, \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

где: $\varepsilon = 10^{-5}$, т.е. собственные значения вычисляются с точностью 10^{-5} .

Эффективность выбранного метода объясняется, во-первых, возможностью выбора начального подпространства, достаточно близкого к искомым наименьшим собственным значениям; во-вторых, удобства алгоритма перехода от данного подпространства к другому, обеспечивающему «наилучшего» приближения собственных значений векторов. Дополнительные возможности метода итераций в подпространстве заключаются в более эффективном выборе начального подпространства, что сокращает число необходимых итераций. Кроме того, использование сдвигов и других ускоряющих процедур также способствует увеличению эффективности метода [10,85,86].

На основе изложенной методики и алгоритма вычисления требуемых собственных векторов и соответствующих им собственных значений, в подразделе -3,2, составлен пакет программы.

Достоверность разработанного алгоритма и программы проверялась путем решения тестовой задачи о собственных колебаниях плоской плиты треугольной формы с жестким основанием [11,87]. Результаты тестирования приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.4. - Величина низших частот свободных колебаний тоннеля

Частоты ω_i (рад/сек) при $I_{равном}$	1	2	3	4	5	6
	25.1	64.2	73.1	113.9	160.9	168.1

Теперь переходим к изучению свободных колебаний системы «гора-тоннель». Прежде чем приступить к расчету, необходимо задать условия на границах расчетной области. Основная площадка и наклонные боковые стороны свободно перемещаются, а основание жестко закреплено.

Расчетная схема изучаемой области представлена на рисунке 1. Она разбита на 212 изопараметрические четырехугольные квадратичные элементы с общим количеством узлов 711. Упругие и плотностные параметры горы-тоннеля приведены в таблице 1.

Ниже приводятся некоторые результаты массового счета по изучению амплитудно-частотных характеристик системы «гора-тоннель». В таблице 2.5. приведены значения первых десяти низших частот свободных колебаний для тех же вариантов (первый вариант, второй, третий - при наличии мягкого деформативного слоя).

На основе анализа частотных характеристик для трех вариантов системы гора-тоннеля выявлено, что анизотропность породного массива основания существенно влияет на величину, т.е. наблюдается тенденция в сторону увеличения значений последних.

В таблицах 2.5-2.8 приведены значения компонентов перемещений точек свободной поверхности гора-тоннеля для тех же трех вариантов.

На основе сопоставительного анализа выявлено, что существенное влияние оказывает анизотропность породного массива основания на величину компонентов перемещений, т.е. наблюдается рост по величине последних.

Таблица 2.5 - Сравнение низших частот свободных колебаний системы гора-тоннель

№ Варианта	Частоты ω_i (рад/сек) при i равном									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	12,71	18,19	20,50	24,12	27,12	27,17	30,09	30,72	33,65	35,87
2	24,48	36,43	42,95	48,74	51,89	57,63	63,49	65,59	69,27	75,20
3	12,75	18,28	20,34	24,03	26,74	27,19	29,35	30,62	33,36	35,42

Таблица 2.6.-Перемещений точек свободной поверхности гора-тоннеля

№ точек	1 форма		2 форма		3 форма	
	U_x	U_y	U_x	U_y	U_x	U_y
1	6,0991	0	7,0718	0	0	-1,2831
2	6,0985	-0,0130	7,0634	-0,6684	-0,2757	-1,2623
3	6,0972	-0,0267	7,0456	-1,2623	-0,4775	-1,2183
4	6,0963	-0,0434	7,0323	-1,7898	-0,5733	-1,2026
5	6,0725	-0,0648	6,6478	-2,2863	-0,7443	-1,2166
6	5,8376	-0,1579	4,7219	-4,0284	-2,0346	-0,7818
7	5,5748	-0,2062	3,2617	-4,8575	-3,0175	0,1726
8	4,9701	-0,2688	0,9038	-5,3689	-3,8953	2,5565
9	4,3628	-0,2731	-0,5163	-4,8297	-3,7207	4,6042
10	3,6467	-0,2672	-1,2528	-3,6932	-2,8518	5,8018
11	2,5211	-0,1776	-1,2414	-2,1056	-1,5806	5,5452

12	1,2218	0,2040	-0,8043	-0,5161	-0,1099	2,6312
----	--------	--------	---------	---------	---------	--------

Таблица 2.7. Значения компонентов перемещений точек табл.2.1 уч. II

№ точек	1 форма		3 форма		5 форма	
	$и_x$	$и_y$	$и_x$	$и_y$	$и_x$	$и_y$
1	12,0555	0	12,2153	0	-1,1430	0
2	12,0494	-0,0982	12,1124	-2,4411	-1,2812	-2,6537
3	12,0368	-0,1991	11,8918	-4,5278	-1,5782	-4,7819
4	12,0277	-0,3187	11,7194	-6,3154	-1,8172	-6,3849
5	11,8518	-0,4681	10,1127	-7,8948	-3,0413	-7,5238
6	10,2148	-1,0077	2,3503	-10,5611	-5,1427	-7,0379
7	8,5727	-1,1245	-1,6394	-8,7989	-2,8695	-3,6411
8	5,5185	-0,9833	-3,4661	-3,5485	4,1116	0,8454
9	3,2827	-0,6125	-2,6962	-1,0977	6,4285	0,5358
10	1,5667	-0,3231	-1,9073	-0,3976	4,8572	-0,0879
11	0,5698	-0,1012	-1,0262	-0,1646	2,3650	0,0159
12	0,2956	0,0157	-0,5554	-0,0848	1,3342	0,1931

Таблица 2.8. Значения компонентов перемещений точек

таблица 2.1 участок III

№ точек	1 форма		3 форма		5 форма	
	U_x	U_y	U_x	U_y	U_x	U_y
1	6,4863	0	7,8690	0	0	-1,2177
2	6,4859	-0,0108	7,8606	-0,6763	-0,2590	-1,1988
3	6,4853	-0,0234	7,8429	-1,2785	-0,4481	-1,1596
4	6,4850	-0,0404	7,8298	-1,8153	-0,5376	-1,1485
5	6,4606	-0,0633	7,4357	-2,3226	-0,7010	-1,1661
6	6,1950	-0,1855	5,4125	-4,1156	-1,9542	-0,7625
7	5,8712	-0,2597	3,8547	-4,9248	-2,8770	0,2470
8	4,8786	-0,2627	0,4849	-5,1384	-4,2842	2,9466
9	4,3316	-0,2648	-0,7274	-4,6128	-3,6539	4,9274

10	3,6311	-0,2600	-1,4012	-3,5122	-2,5539	5,9696
11	2,5156	-0,1729	-1,3422	-1,9900	-1,1930	5,5101
12	1,2211	0,2051	-0,8527	-0,4997	0,1449	2,5178

В целом наблюдается сложное деформирование свободной земной поверхности горы, так и тоннеля связанное с одновременным проявлением процессов сжатия, растяжения, сдвига и изгиба.

2.3. Сейсмическое напряженное состояние системы «гора – тоннель»

2.3.1. Методы решения дифференциальных уравнений движения.

Метод прямого интегрирования

Динамический расчет тоннеля отличается от статического тем, что нагрузка и реакция изменяются во времени. В связи с этим динамическая задача не имеет единственного решения, как статическая. Поэтому необходимо выбрать последовательность решений, соответствующих всем моментам времени, которые представляют интерес при определении реакции земляного полотна. Таким образом, динамический расчет значительно более сложен и трудоемок, чем статический.

Уравнения динамического равновесия системы «гора-тоннель» конечных элементов в момент времени t записываются в виде

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{R(t)\}, \quad (2.32)$$

где: $\{R(t)\}$ - вектор внешних сил, зависящий от времени.

Решение системы дифференциальных уравнений (2.32) можно получить с помощью стандартных процедур. Однако такие процедуры не эффективны при больших порядках системы, что характерно для метода конечных элементов. Поэтому естественно обращаться к способам решения, имеющим механические основы. Такими эффективными методами являют-

ся метод разложения перемещений по формам собственных колебаний и метод прямого интегрирования. Рассмотрим метод прямого интегрирования.

При прямом интегрировании (2.32) интегрируется с помощью численной пошаговой процедуры; термин «прямо» означает, что перед интегрированием не производится никаких преобразований уравнений. Прямое численное интегрирование основано на двух идеях. Во-первых, удовлетворение условий равновесия (2.32) требуется не в любой момент времени t , а только на отдельных коротких отрезках времени Δt . Это означает, что равновесие с учетом сил инерции и демпфирования рассматривается в дискретных точках временного интервала. Следовательно, становится возможным эффективное использование в методах прямого интегрирования всего вычислительного аппарата статического анализа. Во-вторых, учитывается изменение перемещений, скоростей и ускорений внутри каждого временного интервала Δt . Как будет детально рассмотрено ниже, именно способ учета этих изменений определяет точность, устойчивость и экономичность процедуры решения.

В дальнейшем предполагается, что векторы перемещений, скоростей и ускорений в момент времени $t=0$ соответственно U_0 , \dot{U}_0 и \ddot{U}_0 известны и необходимо найти решение (2.32.) на интервале времени от 0 до T . Временной отрезок T разбивается на равных интервалов t :

$$\Delta t = \frac{T}{n}, \quad (2.33)$$

А рассматриваемые методы интегрирования дают приближенные решения в моменты времени $0, t, 2t, \dots, t + t, \dots, T$. Поскольку алгоритм позволяет вычислить решение в каждый последующий момент времени с использованием решений, полученных на предыдущих шагах, предполагаем, что решения в моменты времени $0, t, 2t, \dots, t$ известны и необходимо найти решение для момента времени $t+t$. Это является основой алгоритма, с помо-

щью которого можно получить решение для всех дискретных моментов.

Предпосылка о линейном изменении ускорения, которая является основой уравнения (2.32.), позволяет создать эффективный метод шагового интегрирования при использовании достаточно коротких приращений времени. Как правило, при анализе получает более высокую точность для параметров колебаний систем с периодами, по крайней мере в пять-десять раз большими шагами интегрирования.

Метод прямого интегрирования имеет много разновидностей: метод центральных разностей, метод Хаболта, θ -метод Вильсона и метод Ньюмарка. Более эффективным среди методов прямого интегрирования является метод Ньюмарка и он использован для вычислительного эксперимента, поэтому более подробно остановимся на этом методе.

Метод Ньюмарка является естественным развитием метода линейного ускорения. Используются следующие предположения [12,88]:

$$\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{U}_t\} + \{(1 - \delta)\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}\}\Delta t, \quad (2.34)$$

$$\{U_{t+\Delta t}\} = \{U_t\} + \{\dot{U}_t\}\Delta t + [(0,5 - \alpha)\{\ddot{U}_t\} + \alpha\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}]\Delta t^2 \quad (2.35)$$

где: α и δ - параметры, определяющие точность и устойчивость интегрирования. При $\alpha = 0.5$ и $\delta = 1/6$ соотношения (2.34) и (2.35) приводятся к соотношениям метода линейного ускорения. Ньюмарк предложил в качестве безусловно устойчивой схемы метод постоянного среднего ускорения, для которого $\alpha = 0.5$ и $\delta = 0.25$

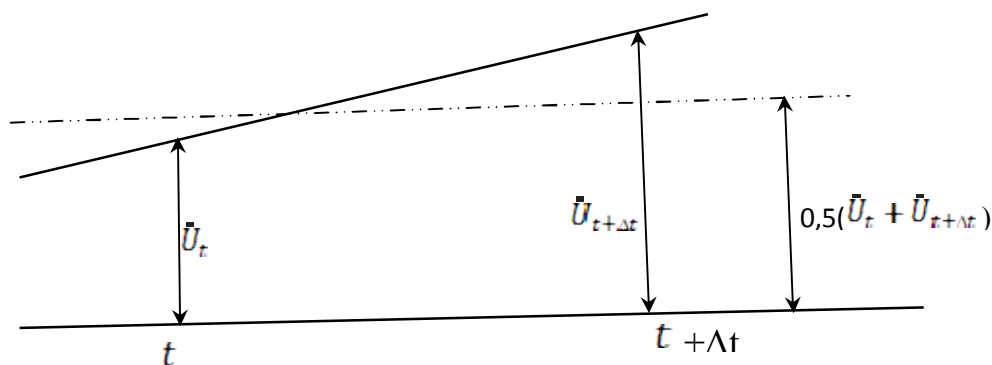


Рис. 2.2. Линеаризация ускорения в методе Ньюмарка.

Помимо (2.34) и (2.35) для вычисления перемещений, скоростей и ускорений в момент $t+\Delta t$ рассматриваются уравнения равновесия (2.32) для момента $t+\Delta t$:

$$[M]\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + [K]\{U_{t+\Delta t}\} = \{R_{t+\Delta t}\}, \quad (2.36)$$

Выражая $\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}$ из (2.35) $\{U_{t+\Delta t}\}$ и затем, подставляя $\{U_{t+\Delta t}\}$ в (2.34) получаем уравнения для вычисления $\{U_{t+\Delta t}\}$ и $\{\dot{U}_{t+\Delta t}\}$ через известный вектор перемещений $\{U_{t+\Delta t}\}$. Выражения $\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}$ и $\{\dot{U}_{t+\Delta t}\}$ подставляются в (2.36) для нахождения $\{U_{t+\Delta t}\}$, после чего можно определить $\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}$ и $\{\dot{U}_{t+\Delta t}\}$ используя (2.34) и (2.35).

Ниже приводим алгоритм интегрирования методом Ньюмарка. Необходимо отметить схожесть алгоритмов метода Ньюмарка и 0-метода Вильсона, что позволяет создавать программы, одновременно реализующие обе схемы интегрирования [13,14,89].

2.3.2. Пошаговая процедура интегрирования методом Ньюмарка

А). Начальные вычисления.

1. Формируются матрицы жесткости $[K]$, масс $[M]$ и демпфирования $[C]$.

2. Задаются начальные значения $\{U_0\}$, $\{\dot{U}_0\}$ и $\{\ddot{U}_0\}$.

3. Выбирается временной шаг t , параметры α и δ и вычисляются постоянные:

$$\delta = 0,5; \quad \alpha \geq 0,25(0,5 + \delta)^2; \quad \alpha_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; \quad \alpha_1 = \frac{\delta}{\alpha} \Delta t; \quad \alpha_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t};$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{\alpha} - 1; \quad \alpha_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; \quad \alpha_5 = \frac{\Delta t}{\alpha} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right); \quad \alpha_6 = \Delta t (1 - \delta); \quad \alpha_7 = \delta \Delta t.$$

4. Формируется эффективная матрица жесткости $[\tilde{K}]$

$$[\bar{K}] = [K] + \alpha_0[M] + \alpha_1[C].$$

5. Матрица $[\bar{k}]$ приводится к треугольному виду: $\{\bar{K}\} = \{L\} \{D\} \{L\}^T$

В. Для каждого временного шага:

1. Вычисляется эффективная нагрузка для момента времени $t + \Delta t$:

$$\{\bar{R}_{t+\Delta t}\} = \{R_{t+\Delta t}\} + [M](\alpha_0\{U_t\} + \alpha_2\{\dot{U}_t\} + \alpha_3\{\ddot{U}_t\}) + [C](\alpha_1\{U_t\} + \alpha_4\{\dot{U}_t\} + \alpha_5\{\ddot{U}_t\})$$

2. Находятся перемещения в момент $t + \Delta t$:

$$[L][D][L]^T = \{\bar{R}_{t+\Delta t}\}$$

3. Вычисляются ускорения и скорости для момента $t + \Delta t$:

$$\{\bar{U}_{t+\Delta t}\} = \alpha_0(\{U_{t+\Delta t}\} - \{U_t\}) - \alpha_2\{\dot{U}_t\} - \alpha_3\{\ddot{U}_t\};$$

$$\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} = \{U_t\} + \alpha_6\{\dot{U}_t\} + \alpha_7\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}.$$

2.3.3. Метод разложение перемещений по собственным формам

Разложение по формам собственных колебаний сводится к преобразованию перемещений узлов конечных элементов с тем, чтобы привести уравнения динамического равновесия (2.32) к более удобной для интегрирования форме. Используется следующее преобразование перемещения

$$\{U(t)\} = [P]\{X(t)\}, \quad (2.37)$$

где $[P]$ -квадратная матрица, $\{X(t)\}$ -вектор порядка n , зависящий от времени. Матрица преобразования $[P]$ неизвестна и ее надо найти. Компоненты вектора $\{X(t)\}$ - называется обобщенными перемещениями.

Подставляя (2.37) в (2.32) и умножая слева на $[P]^T$, получаем

$$[P]^T[M][P]\{X(t)\} + [P]^T[C][P]\{\dot{X}(t)\} + [P]^T[K][P]\{X(t)\} = [P]^T\{R(t)\}. \quad (2.38)$$

Так как собственные векторы и $[M]$ - ортогональны, будем иметь

$$[P]^T[K][P] = [\Omega]^2; [P]^T[M][P] = [I], \quad (2.39)$$

где: $[P]$ - матрица, состоящая из столбцов-векторов $\{\varphi_i\}$, а $[\Omega^2]$ -диагональная матрица

$$[P]=[\{\varphi_1\}, \{\varphi_2\}, \dots, \{\varphi_n\}], \quad [\Omega^2]=\begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \omega_2^2 & \\ & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

Используя соотношение (2.39), получаем систему уравнений равновесия для обобщенных перемещений

$$\{X(t)\}+[P]^T[C][P]\{X(t)+[\Omega^2]\{X(t)\}=[P]^T\{R(t)\} \quad (2.41)$$

Общий вид уравнений равновесия системы конечных элементов в базисе собственных векторов $\{\varphi_i\}$, $i=1,2,\dots,n$ (2.41) показывает, что при неучете демпфирования уравнения равновесия разделяются, и временное интегрирование может быть проведено для каждого уравнения в отдельности. Для систем, в которых нельзя не учитывать демпфирование, предпочтительно опять иметь дело с разделяющимися уравнениями (2.41) чтобы пользоваться теми же процедурами, что и для систем без демпфирования. В общем случае матрица демпфирования $[C]$ не может быть построена из матриц демпфирования элементов, как матрицы масс и жесткости, и ее назначением является аппроксимация общей диссипации энергии. Метод разложения по собственным формам особенно эффективен, если можно предположить демпфирование пропорциональным, что выражается соотношением [90,91].

$$\{\varphi_i\}^T[C]\{\varphi_j\}=2\omega_i\varepsilon_i\delta_{ij}, \quad (2.42)$$

где: ε_i -коэффициенты демпфирования формы колебаний; δ_{ij} -символ Кронекера. Следовательно, используя (2.42), предполагая, что собственные векторы $\{\varphi_i\}$, а также $[C]$ -ортогональны и система уравнений (2.41) разделяется на n уравнений вида

$$\{\ddot{X}(t)\}+2\omega_i\varepsilon_i\{\dot{X}(t)\}+\omega_i^2\{X(t)\}=[P]^T\{r_i(t)\} \\ \text{где: } \{r_i(t)\}=\{\varphi_i\}^T\{R(t)\}. \quad (2.43)$$

Решение каждого уравнения (2.43) можно осуществить путем использования интеграла Дюамеля:

$$x_i(t) = \frac{1}{\omega_i} \int_0^t R_i(\tau) \exp(\xi_i(t-\tau)) \sin(\bar{\omega}_i(t-\tau)) d\tau, \quad (2.44)$$

где $\bar{\omega}_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$

Пусть система совершает колебательный процесс под действием инерционных сил

$$\{R(t)\} = -[M] \{\ddot{U}_0(t)\}, \quad (2.45)$$

где $\{\ddot{U}_0(t)\} = \{A\} \{\ddot{a}_0(t)\}$; $\{\ddot{a}_0(t)\}$ - акселерограмма землетрясения,

$\{A\}$ вектор направляющих косинусов углов между направлением падения сейсмической волны с координатными осями.

С учетом (2.45) интеграл Дюамеля (2.44) можно записать следующим образом.

$$x_i(t) = \frac{\eta_i}{\omega_i} \int_0^t \ddot{a}_0(\tau) \exp(-\xi_i \omega_i(t-\tau)) \sin(\bar{\omega}_i(t-\tau)) d\tau, \quad (2.46)$$

где $\eta_i = \{\varphi_i\}^T [M] \{A\}$

Допустим предположение о линейном характере ускорения на каждом временном отрезке $[t_{j-1}, t_j]$

$$\ddot{a}_0(\tau) = a + b\tau, \quad t_{j-1} < \tau < t_j \quad (2.47)$$

Тогда решение (2.46) представляется в виде:

$$x_i(t_{j*}) = \sum_{j=1}^N (\alpha_j I1 + b_j I2_{ij}), \quad (2.48)$$

где: a_i, b_i находятся из выражения (2.47);

$$I1 = \left[\frac{\exp(-A1^*(t_{j*} - t_j)) \{ \omega_i \cos(\omega_i(t_{j*} - t_j)) + A1^* \sin(\omega_i(t_{j*} - t_{j-1})) \} - \exp(-A1^*(t_{j*} - t_{j-1})) / A2^* \{ \omega_i \cos(\omega_i(t_{j*} - t_{j-1})) + A1^* \sin(\omega_i(t_{j*} - t_{j-1})) \} \right];$$

$$I2 = (\exp(-A1^*(t_{j*} - t_j))^* \{ \sin(\omega_i(t_{j*} - t_{j-1}))^* (t_{j*}^* A2^* A1 - A4) + \cos(\omega_i(t_{j*} - t_j))^* (\omega_i^* t_j^* A2 - A3) - \exp(-A1^*(t_{j*} - t_{j-1}))^* \{ \sin(\omega_i(t_{j*} - t_{j-1}))^* (t_{j-1}^* A2^* A1 - A4) + \cos(\omega_i(t_{j*} - t_j))^* \} \} / (A2^* A2^*);$$

$$N = \frac{t_j}{\Delta t}; \quad A1 = \xi_i \omega_i; \quad A2 = \omega_i^2 + \omega_i^2 + \xi_i^2; \quad A3 = 2\xi_i \omega_i^2; \quad A4 = \xi_i^2 \omega_i^2 - \omega_i^2;$$

ξ_i - коэффициент затухания i -той формы; ω_i - частота i -той формы собственных колебаний.

При реализации изложенной методики возникает вопрос о числе учитываемых форм колебаний. Вклад высших частот в реакцию системы во многих случаях мало оправдан. Поэтому достаточно интегрировать точно только p первых уравнений из n уравнений (2.43). Перемещения узловых точек получаются суперпозицией реакций системы по всем формам

$$\{U(t)\} = \sum_{i=1}^p \{\varphi\} \{X_i(t)\}. \quad (2.49)$$

Таким образом, для получения реакции системы методом разложения по собственным формам требуется, во-первых, вычислить собственные значения и собственные векторы системы (2.41), затем решить уравнения равновесия (2.43) и, наконец, сложить реакции по каждой собственной форме в соответствии с (2.49). Выбор между методом разложения по собственным формам и прямым интегрированием определяется только эффективностью вычислений. Решения, полученные при помощи любой из описанных процедур, идентичны.

Вследствие ограниченного количества форм, рассматриваемых в задаче, процедура разложения по собственным формам становится значительно более эффективной, чем прямое интегрирование. Однако из этого также следует, что эффективность метода разложения по собственным формам зависит от количества форм, учитываемых в расчете. В общем случае количество учитываемых форм определяется особенностями рассматриваемой конструкции, пространственным распределением и частотным спектром воздействия. При сейсмическом воздействии в ряде случаев достаточно 10 низших форм, хотя порядок системы может быть более 1000.

Решая вопрос о количестве учитываемых форм, необходимо всегда помнить, что в итоге отыскивается приближенное решение уравнений динамического равновесия (2.32). Следовательно, если учтено недостаточное количество форм, решение (2.32) будет недостаточно точным. Это означает, что равновесия, включающие силы инерции, будут удовлетворяться при приближенном вычислении реакции. Обозначая через U_p реакцию вычис-

ленную суперпозицией p форм, определим меру ошибки вычислений $\varepsilon_p(t)$, показывающую точность расчета в любой момент времени t .

$$\varepsilon_p(t) = \frac{[\{R(t)\} - \{M\}\{U_p(t)\} + \{K\}\{U_p(t)\}]}{\|R(t)\|}, \quad \varepsilon_p = 10^{-4} \quad (2.50)$$

Если достигнута удовлетворительная аппроксимация решения системы, то $\varepsilon_p(t)$ будет в любой момент времени (t). Однако необходимо подчеркнуть, что реакции по каждой из p учитываемых форм должны вычисляться по возможности точно.

Важно отметить что мера ошибки ε_p показывает настолько хорошо удовлетворяется равновесие с учетом сил инерции и является мерой неуравновешенности узловой нагрузки внешней нагрузки которая, силами инерции и упругости. Другими словами можно сказать что, мера той части нагрузки, которая не включена в сумму реакций Форм из-за того, что не все векторы форм использованы. Таким образом, ошибки, возникающие в методе разложения по собственным формам при $p < n$. В случае точного решения уравнений (2.43) обусловлены недостаточным количеством учитываемых форм, в то как в методах прямого интегрирования они возникают из-за слишком больших значений временного шага интегрирования.

Метод разложения по собственным формам имеет существенное преимущество перед методам прямого интегрирования в том, что реакции, относящиеся к высшим, возможно не точно определяемым частотам, не учитываются. Однако в методе конечных элементов все основные частоты определяются довольно точно, а реакции соответствующие высшим собственным формам системы не велики, поэтому их учет не окажет серьезного влияния на точность решения.

2.3.4. Расчет напряженно-деформированного состояния свода тоннеля в однородных грунтах

Во всем мире наблюдается резкое увеличение строительства тоннелей на дорогах. Это осуществляется во всех республиках: Таджикистане, Кыргызстане, Узбекистане и Казахстане, где высокая сейсмичность. Для обеспечения непрерывной связи северных и южных регионов республики Таджикистан ведется строительство автодорожного тоннеля «Шахристан» длиной 5,2 км, под Гиссарским хребтом, в обход Шахристанского перевала. Район строительства относится к 9 бальной сейсмичности.

Необходимо определить величины напряжений в грунте основания и вокруг свода тоннеля и координаты где они достигают предельных значений в зависимости от изменения физико-механических свойств грунтов.

Расчеты произведены методом конечных элементов (МКЭ). Положительной стороной этого метода являются: простота получения систем разрешающих уравнений, возможность сгущения сетки элементов, в ожидаемых местах высоких градиентов исследуемого параметра и задания любых граничных условий, а также учет неоднородных деформационных и плотностных свойств материала, легко программируется на алгоритмических языках [15,94].

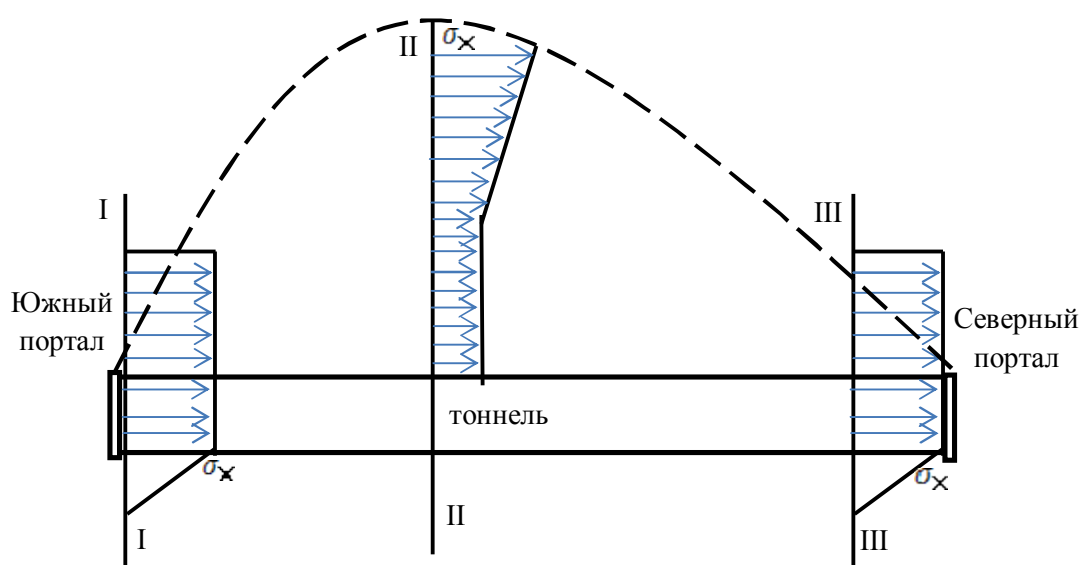


Рис. 2.3. Расчетная схема тоннеля «Шахристан» и эпюры напряжений

в трех сечениях.

Граничные условия для элементов по мере заглубления изменялись по линейному закону и описывается законом Гука [16]

σ - компоненты напряжения;

ε - компоненты деформации;

D-матриц упругости

K-коэффициент упругости.

$K=K_3 \times K_c$

где: K_3 – коэффициент запаса устойчивости с учетом сейсмического воздействия;

K_c – коэффициент сейсмичности, принимаемый зависимости от интенсивности расчетной сейсмичности.

$D=[d_{ij}]$, (ij=1,2,3)- матрица упругости.

$$\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}\}^T, \quad \varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{xy}\}$$

Линейная связь между компонентами тензора и напряжений имеет вид:

$$\begin{Bmatrix} d_{11} \\ d_{12} \end{Bmatrix} a_{11} = \begin{Bmatrix} \cos^4 \varphi \\ \sin^4 \varphi + 2(\alpha_{12} + 2\alpha_{55}) \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi + \alpha_{3a} \frac{\cos^4 \varphi}{\sin^4 \varphi} \end{Bmatrix};$$

$$d_{22} = a_{13} [a_{33} - a_{11} - 2(a_{13} + 2a_{55})] \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi;$$

$$d_{13} [a_{11} \cos^2 \varphi - a_{33} \sin^2 \varphi - (a_{13} + 2a_{55}) \cos^2 \varphi] \sin \varphi \cos \varphi;$$

$$d_{13} = [a_{11} \sin^2 \varphi - a_{33} \cos^2 \varphi - (a_{13} + 2a_{55}) \cos^2 \varphi] \sin \varphi;$$

$$d_{33} = a_{55} + [a_{11} + a_{23} - 2(a_{13} + 2a_{55})] \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi \quad (d_{ij} = d_{ji});$$

$$a_{11} = a_{22} = E_1 (\gamma_1 * n - \gamma_2^2) (1 + \gamma_1) - 2\gamma_2^2$$

$$a_{12} = E_1 (\gamma_1 * n + \gamma_2^2) (1 + \gamma_1) [n(1 - \gamma_1) - 2\gamma_2^2]^{-1}$$

$$a_{13} = E_1 \gamma_2 [n(1 - \gamma_1) - 2\gamma_2^2]^{-1}$$

$$a_{33} = E_1 (1 - \gamma_1) [n(1 - \gamma_1) - 2\gamma_2^2]^{-1}$$

$$a_{44} = a_{55} = G_2 * n = E_1 * E_2^{-1}$$

где: E – модуль упругости, γ_k (k=1,2) - коэффициент Пуассона

G_2 -модуль сдвига, α -угол наклона откоса горного перевала у портала тоннеля.

Аналогично вращение матрицы в средней части туннеля при $\varphi = 0$,
 $E_n = E$, $\gamma_k = \gamma$

$G_2 = E[2(1 + \gamma)]^{-1}$ и имеет вид:

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

Для решения напряженно-деформированного состояния обделки туннеля используем принцип стационарности полной потенциальной энергии деформируемых систем Лагранжа, система находится в равновесии, сумма работ всех внутренних и внешних сил равно нулю:

$$U + \gamma = 0$$

Согласно МКЭ соотношение, определяющие функции формы имеют вид:

$$h_1 = -0,25(1 - \xi)(1 + q)(\xi - q + 1)$$

$$h_2 = 0,5(1 - q^2)(1 - \xi)$$

$$h_3 = -0,25(1 - \xi)(1 - q)(\xi + q + 1)$$

$$h_4 = 0,5(1 - \xi)(1 - q)$$

$$h_5 = 0,25(1 + \xi)(1 - q)(\xi - q - 1)$$

$$h_6 = 0,5(1 - q^2)(1 + \xi)$$

$$h_7 = 0,25(1 + \xi)(1 + q)(\xi + q - 1)$$

$$h_8 = 0,5(1 - \xi^2)(1 + q)$$

Функции перемещений в пределах элемента:

$$U = \sum_{i=1}^q h_i u_i; \quad \gamma = \sum_{i=1}^q h_i \gamma_i$$

Где U , γ - перемещение любой точки деформации в пределах элемента

$$\text{Или } \{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{dh_1}{dx} & 0 & \frac{dh_2}{dx} & 0 & \dots & \frac{dh_8}{dx} & 0 \\ 0 & \frac{dh_1}{dy} & 0 & \frac{dh_2}{dy} & & \frac{dh_8}{dy} & \\ \frac{dh_1}{dy} & \frac{dh_1}{dx} & \frac{dh_2}{dy} & \dots & & \frac{dh_8}{dy} & \frac{dh_8}{dx} \end{bmatrix}$$

Матрица жесткости элемента вычисляется с помощью двойного интеграла:

$$[K^e] = t \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] \det[Y] d\varphi d\varepsilon$$

Интеграл после применения квадратуры Гаусса-Лежандра приводится к виду:

$$[K^e] = t \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n N_i H_j [B]^T [D] [B] / \det[Y] \quad (2.51)$$

где: $N_i, H_j, (i, j=1, 2, 3)$ – весовые коэффициенты n – количество точек интегрирования матрица жесткости системы $[K]$ образуется путем суммирования по всем m – элементам матрицы жесткости:

$$[K] = \sum_{i=1}^m [K_i^e] \quad (2.52)$$

Если известна матрица жесткости системы $[K]$, то легко получается основная система алгебраических уравнений, связывающий узловые силы с узловыми перемещениями:

$$[K] \{ \gamma \} = \{ F \} \quad (2.53)$$

где: γ и F векторы перемещения и сил и всех узлов. Система алгебраических уравнений решается методом последовательного исключения по Гауссу. На основе изложенного алгоритма была составлена программа и проведены расчеты с целью выяснения влияния сейсмичности в зависимости грунтовых условий на весь грунтовый слой нахождения ствола тоннеля.

Наибольшие напряжения в грунте в верхней части и в порталах тоннеля, в средней части наименьшие и смещения свода, что позволяет сделать вывод, что на 9 баллов нужно рассчитывать порталную часть свода тоннеля на длину до 100 метров, далее 100-200 метров на 8 балльную расчетную сейсмичность, а среднюю часть достаточно рассчитать на 7 балльную расчетную

сейсмичность. Эти результаты имели подтверждение при модельных экспериментах на сейсмоплатформе центробежного моделирования Института механики и сейсмостойкости сооружений АН Узбекистана. Анализ последствий сильных землетрясений многих стран подтверждают повреждение сводов тоннелей в основном в порталльной части. При проектировании тоннелей следует выбирать более крутые косогоры, а пологие косогоры увеличивают длины опасных участков при сейсмических воздействиях [17].

2.4. Расчет и анализ напряженного состояния системы «грунт – тоннель»

Динамические нагрузки, действующие на обделку тоннеля, имеют различную природу, однако наибольший интерес представляет воздействие от землетрясений. Важность проблемы сейсмостойкости тоннеля обуславливается катастрофическими последствиями действий на него сильных землетрясений. Проектирование экономичного, прочного и надежного сводатоннеля, которое может противостоять инерционным силам при интенсивных землетрясениях, требует инженерного искусства и использование научных достижений в области теории сейсмостойкости транспортных сооружений различного назначения.

Поэтому целесообразно продемонстрировать основные положения методов расчетов, рассматривая сейсмостойкость системы «грунт - туннель» с учетом неоднородности и разномодульностисоставляющих ее грунтовых слоев в условиях воздействия сильных землетрясений.

Следует ожидать, что сейсмические колебания грунта насыпи вызовут существенные повреждения грунта в частности и в целом тоннеля.

Фактические данные разрушительных землетрясений снова подтверждают, что землетрясение средней интенсивности вызывают существенно большие напряжения и перемещения, чем нагрузки, принятые по нормам. В действительности обделка тоннеля рассчитанное по нормам, будет перена-

пряжено и параметры действительной реакции можно определить только с помощью на основе выше изложенной методики.

Важную исходную информацию для изучения и практической реализации вопросов сейсмостойкости системы «грунт – тоннель» представляют, естественно, кинематические данные о самом землетрясении. Сильные сейсмические движения, вызывающие достаточно интенсивные колебания грунта, имеют параметры слишком большие для регистрации с помощью типовых приборов, применяемых в сейсмологии. Поэтому три компоненты колебаний грунта, зарегистрированные акселерографом, представляют собой полное описание интенсивности землетрясения, которое воздействует на обделку тоннеля на этой же площадке. Наиболее важными параметрами записи каждой компоненты, с точки зрения расчета конструкции, являются: амплитуда, частотный состав и продолжительность.

Амплитуда обычно характеризуется пиковым значением ускорения или, иногда, числом пиков, превышающих определенный уровень. Скорость колебаний грунта может быть более показательной мерой интенсивности, чем ускорение, но обычно записью скоростей не располагают, если не выполняются дополнительные вычисления. Частотный состав может быть грубо представлен числом пересечений в секунду нулевой линии на акселерограмме, а продолжительность - интервалом времени между первым и последним пиками, превышающими заданный уровень. Очевидно, что последние количественные характеристики вместе дают приближенное описание процесса колебаний грунта и не отражают их потенциальную опасность для обделки тоннеля.

Важным моментом в расчетах сейсмостойкости обделки тоннеля является выбор характеристик входного сейсмического воздействия, на которое следует рассчитать его. Сейсмические нагрузки - особые из всех видов внешних нагрузок, которые необходимо учитывать при проектировании, поскольку сильное землетрясение обычно вызывает в критических сечениях тоннеля

большие напряжения и перемещения, чем все другие нагрузки, вместе взятые.

На основе вышеизложенного следует, что одним из наиболее эффективных способов определения колебаний грунта является использование акселерограммы прошлого землетрясения. Очевидно, что расчет на заданную акселерограмму будет более разумным и наиболее эффективным методом для исследования сейсмического напряженного состояния системы тоннеля.

Изложенный в предыдущих подразделах метод решения задач о вынужденных колебаниях системы «грунт - тоннель» приспособлен к заданию ускорений реального землетрясения. Применительно к проблемам сейсмостойкости транспортных сооружений это означает: расчет на заданную акселерограмму землетрясений. Принятые в работе механико-математическая модель и расчетный метод позволяют учесть инженерно-геологические особенности района строительства тоннеля, его динамическое взаимодействие с основанием и окружающей грунтово-породной толщей сложного строения. Объектом расчета динамического анализа является поперечное сечение тоннеля представленное на рисунке 2.1. Упругие и плотностные параметры грунта тоннеля и приведены в таблице 2.1

Поперечное сечение тоннеля находится в условиях плоской деформации. Плоскость поперечного сечения расчетной области разбита на 212 изопараметрические четырехугольные квадратичные элементы с 711 узлами.

Ниже приводятся некоторые важные числовые результаты многовариантных расчетов по изучению сейсмического напряженного состояния системы «грунт - тоннель».

На рисунке 2.4. приведена наиболее интенсивная часть диаграммы изменения с течением времени горизонтальной (a_x) и вертикальной (a_y) составляющих акселерограммы 9-балльного землетрясения Газли(17.05.1976г.).

Таблицы 2.8 и 2.9 содержат значения компонентов сейсмических перемещений и напряжений точек основной площадки тоннеля, соответственно

при воздействии горизонтальной (a_x) и вертикальной (a_y) составляющих акселерограмм.

Продолжительность 1.38 сек ($0 \leq t \leq 50 \Delta t$). Кривая 1 соответствует a_x , 2 - a_y .

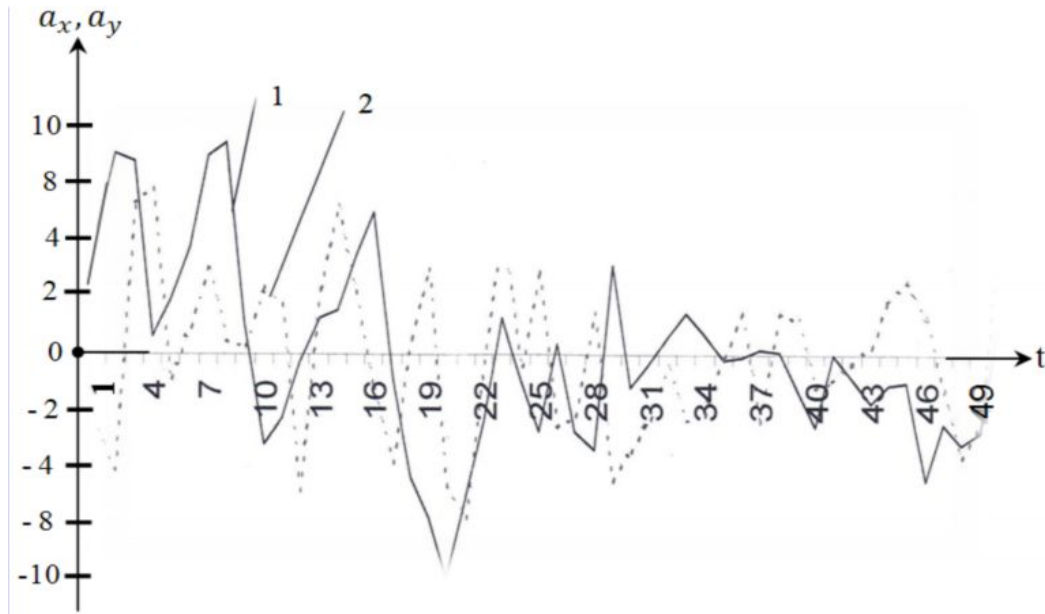


Рис. 2.4. Диаграмма изменения с течением времени горизонтальной (a_x) и вертикальной (a_y) составляющих акселерограмм.

Таблица 2.8 - Значения компонентов сейсмических перемещений и напряжений точек (см. рисунок 2.1) основной площадки грунта при воздействии горизонтальной составляющей акселерограммы в случае изотропного основания.

Таблица 2.8. - Значения компонентов сейсмических перемещений

№ п/п	Перемещение (см)		Напряжение (Мпа)		
	U_x	U_y	σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	3,2512	0	0	0	0,1770
2	3,2510	-0,154	-0,564	0,031	0,1765
3	3,2502	-0,312	-1,068	0,079	0,1843
4	3,2494	-0,459	-1,484	0,147	0,1908

5	3,2482	-0,615	-1,760	0,229	0,2049
6	3,2476	-0,768	-1,954	0,227	0,2093
7	3,2468	-0,945	-3,057	-0,397	0,2372
8	3,2124	0	0	0	0,6398
9	3,2091	-0,330	-2,172	-0,057	0,6412
10	3,2004	-0,648	-4,349	-0,200	0,6407
11	3,1878	-0,975	-6,565	-0,975	0,6416

Таблица 2.9. Значение компонентов сейсмических перемещений и напряжений точек (см рисунок 2.1) основной площадки грунта при воздействии горизонтальной составляющей акселерограммы в случае изотропного основания.

Таблица 2.9. - Значения компонентов сейсмических перемещений

№	Перемещение (см)		Напряжение(Мпа)		
	U_x	U_y	σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	0	5,588	-0,572	-4,070	0
2	-0,0082	5,578	-0,573	-3,996	0,057
3	-0,0162	5,546	-0,543	-3,848	0,129
4	-0,0228	5,501	-0,505	-3,562	0,223
5	-0,0289	5,440	-0,445	-3,135	0,355
6	-0,0329	-5,388	-0,425	-2,572	0,526
7	-0,361	-5,334	-0,569	-2,301	0,865
8	0	5,599	-2,120	-3,212	0
9	0,0093	5,556	-2,083	-3,125	0,288
10	0,0172	5,446	-1,983	-2,979	0,610
11	0,0237	-5,321	-1,919	-2,674	0,987

Как видно из таблиц 2.8 и 2.9 горизонтальные и вертикальные составляющие акселерограммы по разному влияют на величину сейсмических перемещений и напряжений.

На рисунках 2.5-2.6 приведены диаграммы изменения с течением времени сейсмических напряжений и перемещений от действия горизонтальной и вертикальной составляющих акселерограммы при $0 \leq t \leq 50 \Delta t$. Как видно, максимумы сейсмических перемещений и напряжений не всегда совпадают с максимумами сейсмических ускорений a_x и a_y .

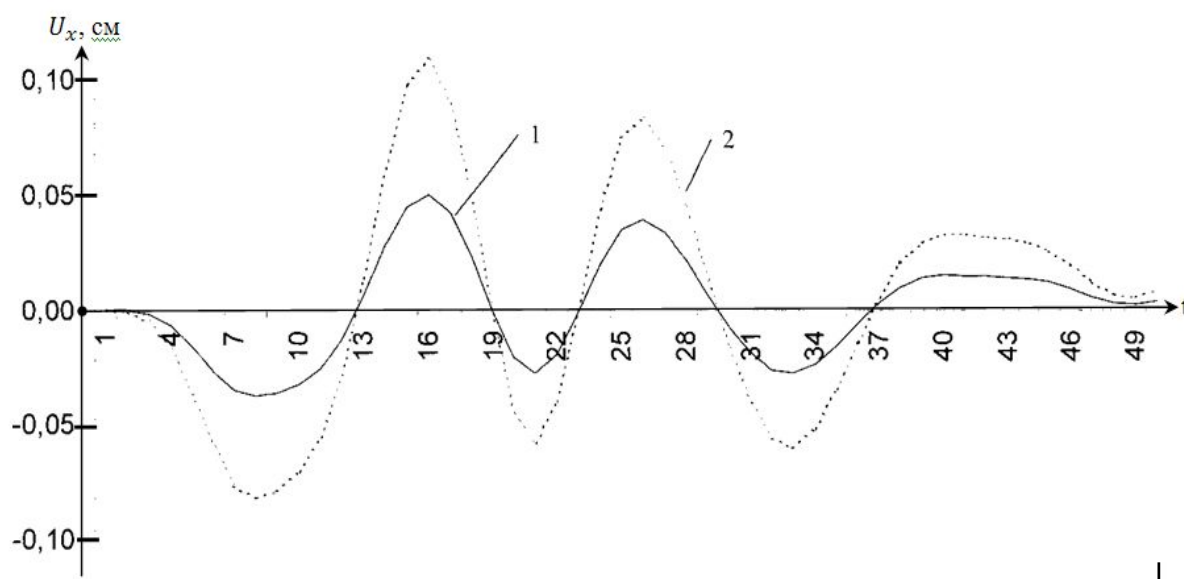


Рис. 2.5 - Диаграмма изменения перемещения U_x с течением времени от горизонтальной составляющей акселерограммы a_x . (Кривая 1- точка 3, кривая 2 –точка 7 (см. рисунок 2.1)).

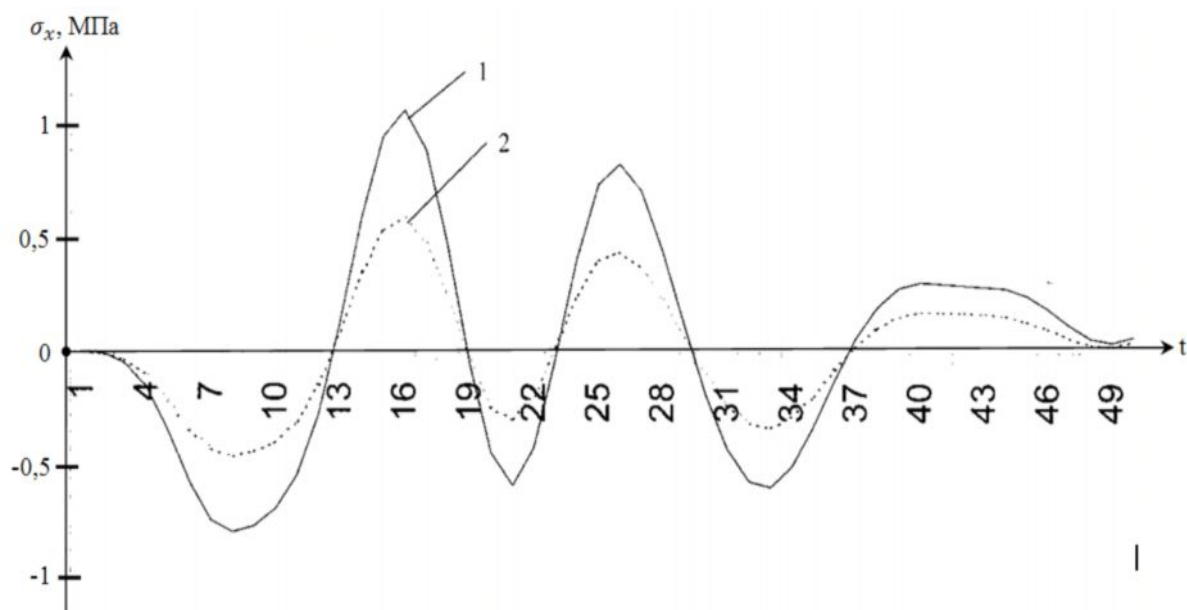


Рис. 2.6. Диаграмма изменения напряжения σ_x с течением времени от горизонтальной составляющей акселерограммы a_x .

(Кривая 1- точка 3, кривая 2 –точка 7 (см. рисунок 2.1))

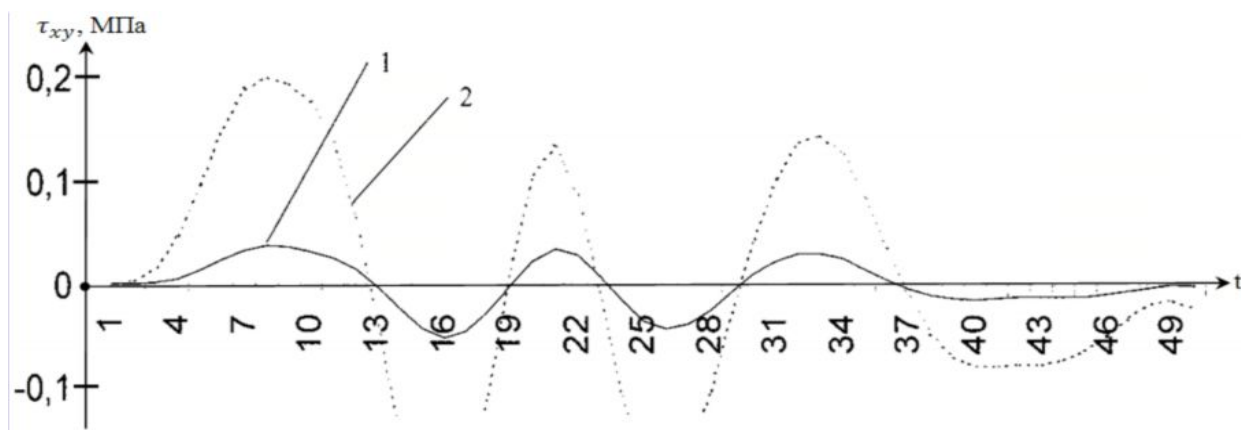


Рисунок 2.7 – Диаграмма изменения напряжения τ_{xy} с течением времени от горизонтальной составляющей акселерограммы a_x .

(Кривая 1- точка 3, кривая 2 –точка 7 (см. рисунок 2.1))

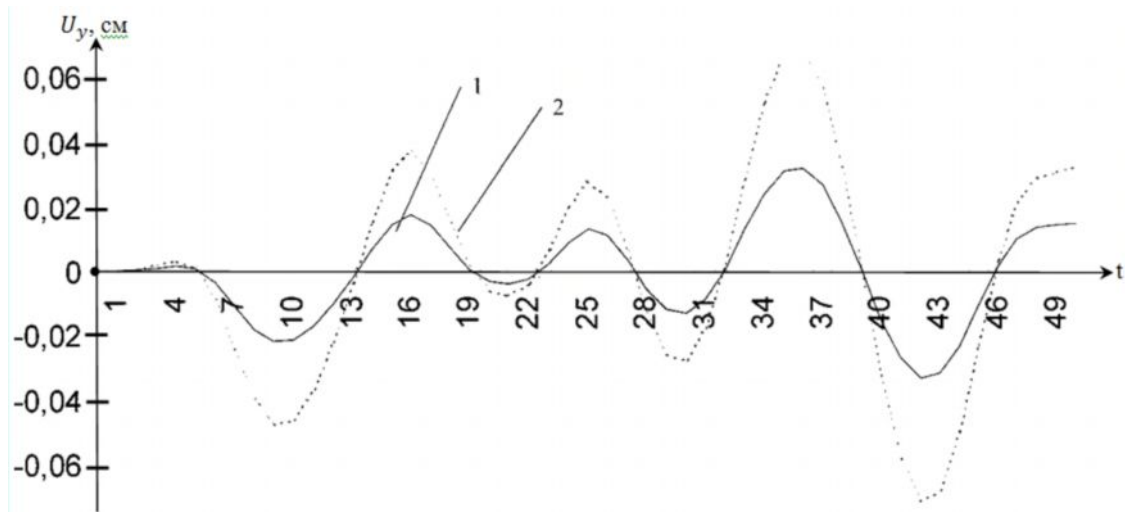


Рис. 2.8 - Диаграмма изменения перемещения U_y с течением времени от вертикальной составляющей акселерограммы a_y .

(Кривая 1- точка 3, кривая 2 –точка 7 (см. рисунок 2.1))

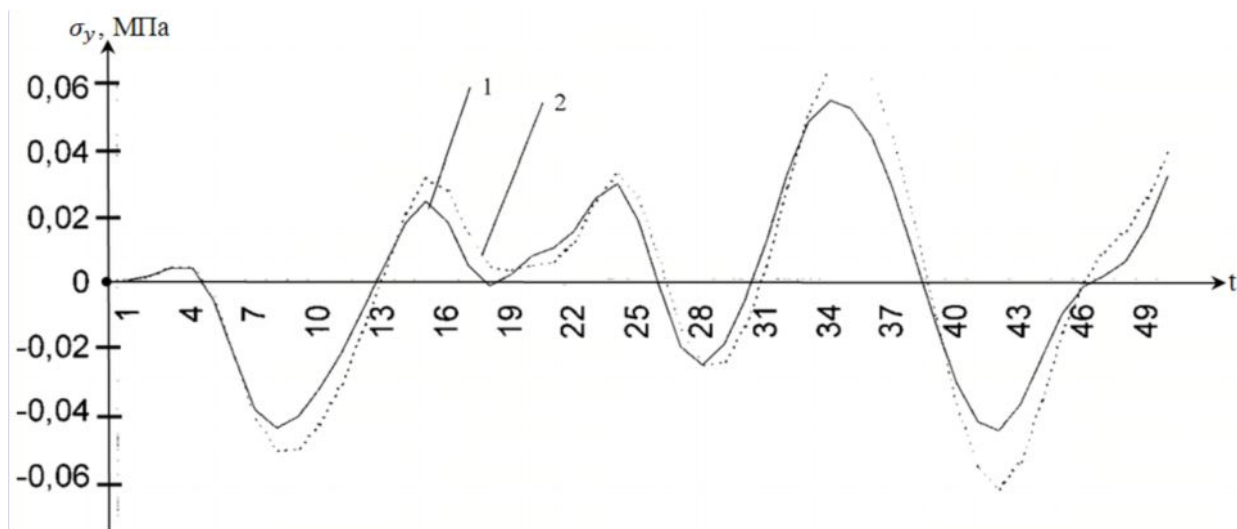


Рис. 2.9 - Диаграмма изменения напряжения σ_y с течением времени от вертикальной составляющей акселерограммы a_y .

(Кривая 1- точка 3, кривая 2 –точка 7 (см. рисунок 2.1))

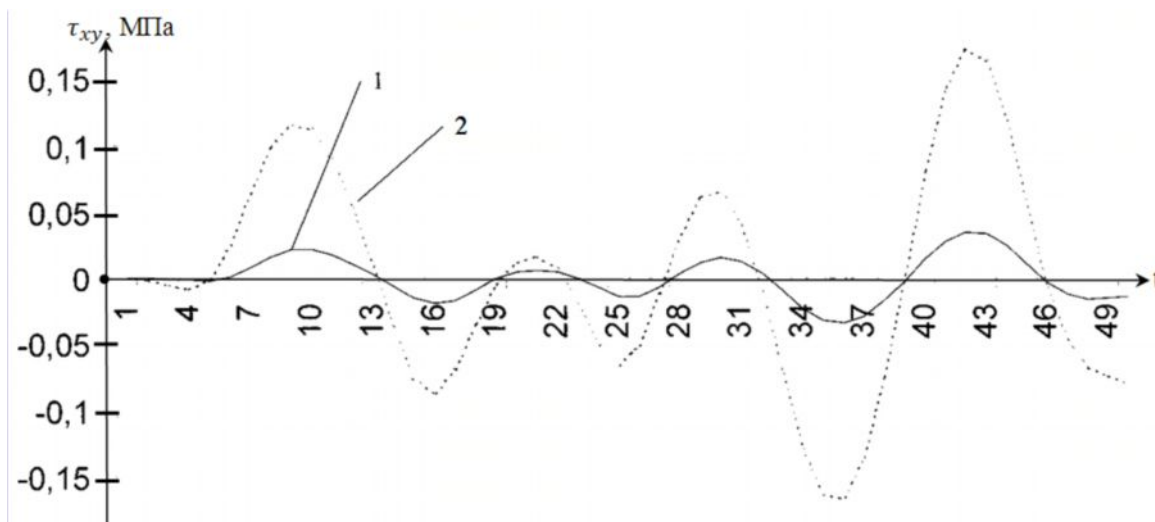


Рис. 2.10 - Диаграмма изменения напряжения τ_{xy} с течением времени от вертикальной составляющей акселерограммы_y.

(Кривая 1- точка 3, кривая 2 –точка 7 (см. рисунок 2.1))

2.5. Технология проведения горизонтальных выработок в сложных горно-геологических условиях с учетом сейсмичности района

В современном строительном производстве все чаще обсуждается вопрос о необходимости внедрения высоких технологий и специальных способов для проведения подземных выработок в зонах со сложными инженерно-геологическими условиями. В этих условиях существенно снижаются скорости проходки, особенно, в неустойчивых водонасыщенных грунтах, при этом ряде случаев приходится даже изменять направление и увеличивать протяженность трассы сооружаемых транспортных и гидротехнических сооружений, что приводит к удорожанию работ и удлинению сроков строительства.

Многие тоннельные сооружения, особенно большой протяженности по трассе, неизбежно пересекает разрывные тектонические нарушения и виде зон разломов, дроблений, трещин сбросов и смещений различных порядков, которые весьма осложняют строительство (с резким снижением темпов до

полной остановки работ) и требуют специальной технологии безопасного и эффективного их преодоления с учетом возможных сейсмических проявлений при строительстве [68,69].

В связи с этим при выборе оптимального метода преодоления таких зон необходим всесторонний анализ условий строительства тоннеля, который позволит обоснованно принять рациональный способ проходки.

Мировой опыт строительства протяженных тоннелей в различных инженерно-геологических условиях убедительно доказывает преимущества механизированного способа по сравнению с любым другим.

Для преодоления участков со сложными инженерно-геологическими условиями в рамках государственной научно-технической программы 054-10 и 055-10 были разработаны и внедрялись при строительстве новые технологии и специальные способы работ, без применения которых успешно осуществить проходку тоннелей было практически невозможно [35-43].

Впервые в отечественной практике при строительстве тоннелей были применены технология проходки с устройством арочно-бетонной крепи и двухслойной обделки, опережающие экраны из труб, взрыво-инъекционный метод упрочнения грунтов, низкотемпературное замораживание грунтов азотом(опытное применение).

Совершенствовались и корректировались известные спецспособы: инъекционное закрепление грунтов, комплексное водопонижение, ликвидация объемных пустот внутри грунтового массива и другие.

Область применения и характеристика каждого из них зависели от конкретных инженерно-геологических и гидрогеологических условий участка строительства, размеров, назначения выработки, намеченной технологии работ, применяемых материалов, оборудования и темпов строительства [70-72].

Известно, что в зарубежной практике тоннелестроения широко распространился новоавстрийский способ сооружения тоннелей, отличающийся высокой экономичностью. Главная отличительная черта этого способа макси-

мальное использование несущей способности горного массива, достигаемое подкреплением выработки податливой крепью сразу разработки грунта. Важным элементом технологии является постоянный контроль напряженно-деформированного состояния системы «крепь- массив», в результате которого определяется необходимость усиления крепи дополнительными средствами (анкеры, подхваты, набрызгбетон). Измерительную аппаратуру выпускает ряд известных зарубежных фирм, причем стоимость измерений достигает 5-7% от стоимости сооружения. После стабилизации горного давления возводится внутренний слой постоянной обделки, усиливающий наружный слой и обеспечивающий требуемую при эксплуатации несущую способность обделки. Техничко-экономические характеристики такой обделки значительно выше по сравнению с обделками тоннелей, построенным по традиционной технологии (стоимость снижается в 1.3-1.5 раза) [44-47].

Изучив зарубежный опыт и получив в процесс строительства тоннелей БАМа результаты исследований, была разработана новая технология, сочетающая преимущества новоавстрийского способа сооружения тоннелей в части использования несущей способности массива с новой конструкцией временного крепления, обеспечивающего повышение безопасности ведения работ и упрощенную систему контроля. Новые решения позволило отказаться от принципа непрерывных измерений и использования дорогих и сложных приборов, в основном одноразового пользования [73-75].

Это технология также использовались при строительстве Северо-Муйского тоннеля на обходной трассе Северо-Муйского хребта, которые находятся в 9-10 балльной сейсмической зоне и технология проходки тоннеля была частично рекомендовано и внедрена при строительстве тоннеля «Шахристан», т.к. геологические условия и сейсмичность района были близки [96-101].

Взрывной метод проходки приводит к дополнительным трещинам в скальных грунтах, которые при землетрясениях увеличиваются по длине и ширине раскрытия. В зоне тектонических разломов от взрывов дополнитель-

но разрыхляется грунт, что требует дополнительных затрат на закрепление этих участков [4].

Вывод по главе 2

1. Разработан алгоритм для определения амплитудно-частотных характеристик системы «грунт - туннель» на основе метода итераций в подпространстве с использованием устойчивой схемы Якоби и свойств последовательности Штурма.

2. Предложена эффективная методика и вычислительный алгоритм изучения динамического поведения системы «грунт - тоннель» при сейсмических воздействиях на основе пошагового интегрирования системы дифференциальных уравнений вынужденных колебаний во времени с использованием абсолютно устойчивой схемы Ньюмарка.

3. Изучено упругопластическое состояние системы «грунт - тоннель» с учетом неоднородности и анизотропности составляющих ее грунтовых слоев. Проанализировано влияние на размеры и формы пластической зоны в грунте таких важных факторов как неоднородность и анизотропность породного массива.

4. Изучено сейсмическое напряженное состояние системы «грунт-тоннель», обусловленное сейсмическим воздействием при землетрясении. Результаты расчетов сейсмических значений перемещений и напряжений точек основной площадки тоннеля даны в таблицах.

5. В результате численного анализа выявлено, что существенное влияние на сейсмическое напряженное состояние системы «грунт - тоннель» оказывают неоднородность, анизотропность породного массива, направление распространения сейсмических волн.

6. Расчет динамической реакции грунтового массива на заданные акселерограммы реальных землетрясений позволяет дать практическую оценку его сейсмостойкости при сильных сейсмических воздействиях. При этом можно учесть инструментально установленное абсолютно максимальное значение

сейсмического ускорения по разным регионам и характерные частоты колебаний для рассматриваемого региона.

7. На основе систематического и комплексного исследования установлено, что методы конечно-элементного анализа, прямые итерационные и шаговые методы позволяют расширить математический аппарат методов расчета системы «грунт - тоннель» с использованием механико-математических моделей слоисто неоднородных сред, а также численно решать сейсмические задачи.

8. Разработан алгоритм МКЭ для определения смещений и напряжений в своде тоннеля при однородных грунтах, что позволило выявить зоны различной расчетной сейсмичности и объясняет причину повышенного напряженного состояния порталной части тоннеля, что подтверждается анализом повреждений этих сооружений при реальных землетрясениях последних лет.

Глава 3. ДОРОЖНЫЕ ВОДОПРОВОДНЫЕ ТРУБЫ И ПОДЗЕМНЫХ ПЕРЕХОДОВ

3.1. Конструкция водопропускного сооружения и подземного перехода

Наибольшие конструктивные затруднения при проектировании водопропускных труб и подземных пешеходных переходов возникают на косогорных участках, где рельеф местности не только усложняет конструкцию, но и увеличивает величину сейсмического воздействия в зависимости от степени косогорности.

В Таджикистане автомобильные дороги часто строятся на высоте более 2000 метров над уровнем моря, что усложняет условия строительства и требует разработки конструкций из сборных элементов.

Нами разработан сборный вариант водопропускного сооружения, который обладает рядом преимуществ по сравнению со сборными круглыми трубами и состоит из трех сборных элементов: 1-арка, 2-вертикальные подпор-

ные стенки, 3-фундамент, который может быть сборным или монолитным в зависимости от грунтовых условий и степени косогорности основания – Рис. 5. В крупных трубах большого сечения (диаметр труб больше 1 м) требуется дополнительно фундамент размером в зависимости от грунтовых характеристик, но в пропуске воды не участвуют. Максимальный расход пропускаемой воды начинается только при достижении отметки воды диаметра трубы, что способствует подтоплению дороги в верхнем бьефе, а это увлажняет грунт земного полотна дороги и приводит к разрушению дорожной одежды. В сборных круглых трубах армирование одинаково по всему сечению, но природное и сейсмическое активное давление не одинаково, что показывает рисб.

При обеспечении одинакового расхода воды, предложенная схема водопропускного сооружения обеспечивает лучшее сопротивление сейсмическим силам, дает экономию арматуры до 17%, бетона до 30%. При сейсмических воздействиях и взрывных работах вблизи с карьером, дает осадки фундамента в три раза меньше, чем круглых трубах, что способствует заиливания сооружения, а также является причиной их разрушения.

В местах сопряжения арки подпорной стенки необходима прокладка из фторопласта – F4, что способствует созданию условий снижения сейсмических сил, что было рекомендовано в работе.

В предлагаемой конструкции – Рис.5, грунт засыпки $h=0,75$ м, при армировании грунта стеклотканью [54] грунт засыпки можно уменьшить до $h=0,5$ м. Значительное влияние прокладки из фторопласта, которая выполняет роль демпфера и снижает сейсмические и ударные нагрузки. Арочный свод нейтрализует часть активного давления на подпорные стенки.

Сравнение стоимости балочного моста, способного пропустить такой же расход воды с предлагаемой нами конструкцией, на 40% дороже, а процесс эксплуатации требует дополнительных трудовых затрат по их эксплуатации.

Армирование грунта насыпи земляного полотна на всю высоту дает снижение напряжения в сооружении в два раза, т.е. расчетную интенсивность сейсмического воздействия можно понизить на один балл.

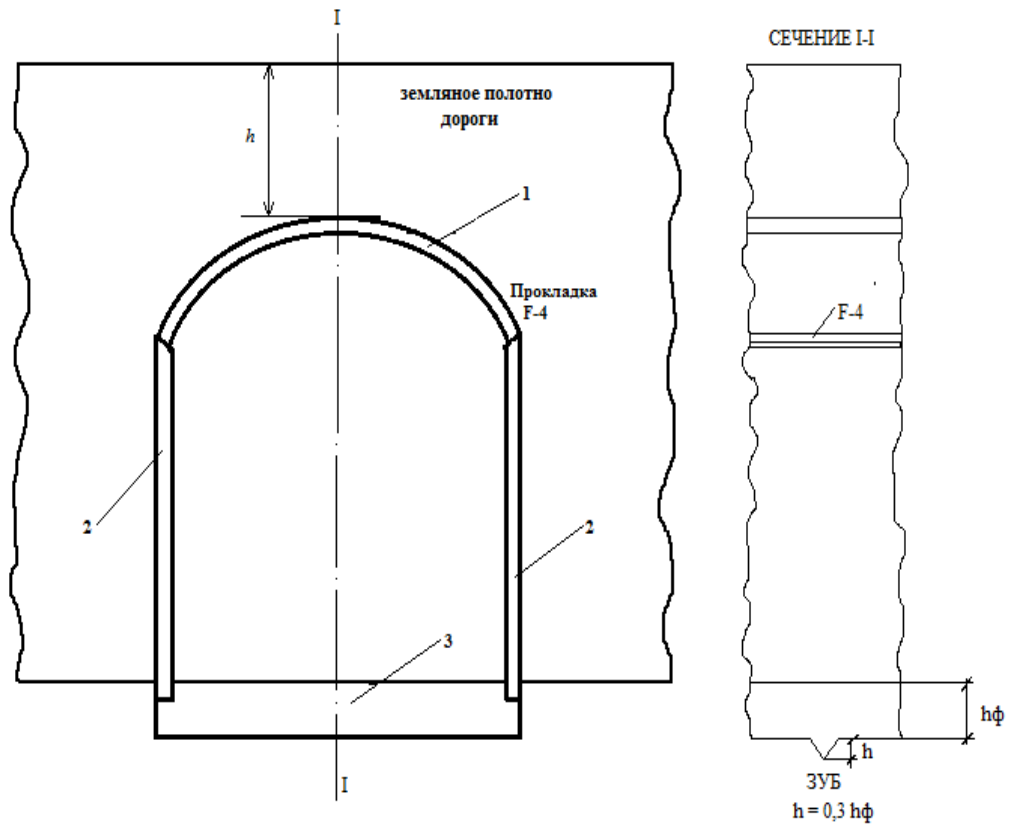


Рис.5. Сборная конструкция водопропускного сооружения для сейсмических районов. 1 – арка, 2 – подпорные стенки, 3 – фундамент.

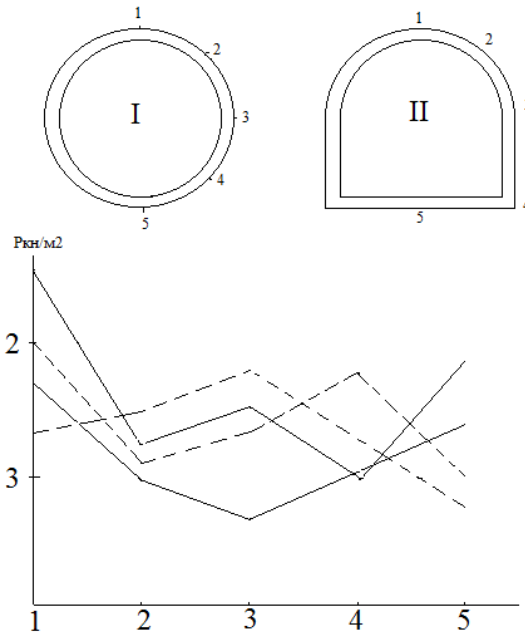


Рис. 3.2. Величина активного сейсмического давления на трубы при $Y = 9$ баллов, грунт супесь, сечение - п .
 — сейсмическое давление;
 ----- статическое давление.

Весьма напряженно –деформированное состояние инженерного сооружения, находящегося в грунтовой среде и испытывающего нагрузки от сейсмических волн, еще более усложняется сейсмическим инерционным давлением грунта, являясь основным видом внешнего воздействия. Эпюра имеет координаты с увеличением от основания сооружения к верхней поверхности и имеет равнодействующую.

$$P_c = m \int_0^H P_y(Z) dz, \quad (3.1)$$

где: $P_y = 0,8\beta(t)AK_c\gamma H \sin \pi z/2H,$

$$P_c = 1,1\beta(t)AK_c\gamma H^2/2 \quad (3.2)$$

где: m - коэффициент, учитывающий влияние динамических параметров насыпи; $m = 0,75$ (по результатам экспериментов);

$\beta(t)$ – коэффициент динамичности; H - высота водопропускного сооружения;

γ - объемный вес грунта; A и K_c – амплитуда колебаний и сейсмический коэффициент.

Сейсмическое инерционное горизонтальное давление грунта, находящегося на арочном своде равно:

$$Q_r = AK_c \gamma H \mu d \cdot n \quad (3.3)$$

где: m – коэффициент трения грунта на арочному своду;

d – коэффициент, учитывающий действия на арочный свод, для автотранспорта $d=1,0$; для железнодорожного транспорта $d=1,1$.

n – коэффициент демпфера влияния фторопластовой прокладки, $n=0,9$.

Все эти расчеты позволяют рассчитать дополнительные нагрузки грунта на сооружения с учетом особенностей предлагаемой конструкции –рис. 3.1.

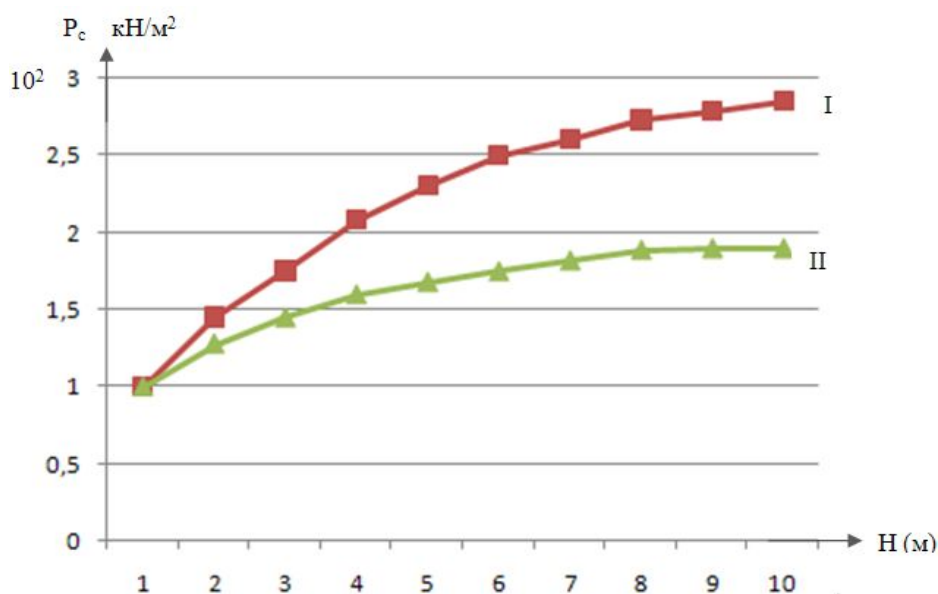


Рис. 3.3. Сейсмическое давление грунта насыпи при сечении I и II.

Применение трубы сечением рекомендованным на рис. 3.1. для сброса воды в тоннели дает экономию строительных материалов до 20% и увеличивает просвет тоннеля по высоте на 0,2 м. Это обеспечивает полный расход воды, а высота трубы на 0,2 м меньше, чем для трубы круглого сечения.

3.2. Расчет напряженно - деформированного состояния

водопроепускного сооружения

В работе [7] дан теоретический анализ и расчет поперечных колебаний водопроепускных труб, что обосновано тем, что в полотне дорог, это является наиболее уязвимым направлением сейсмической волны. В тоннелях водопроепускные трубы больше подвергаются воздействию продольных сейсмических волн. Необходимо определить участки с наибольшей концентрацией возможных напряжений и смещений в теле труб, чтобы запроектировать в этих сечениях податливые стыки соединений, что обеспечит минимальные повреждения этих сооружений [92,93].

Для решения этой проблемы рассмотрим общее решение напряженно-деформированного состояния подземных сооружений, находящихся под динамическим воздействием по динамической теории сейсмостойкости. Колебания системы, состоящей из отдельных составляющих, связанных между собой, описываются системой уравнений в частных производных [28].

$$B \frac{d^2 u}{dx^2} - m \frac{d^2 u}{dt^2} - L_p \tau_x \quad (3.4)$$

где: B – продольная жесткость сооружения;

U – продольное перемещение;

m – масса единицы длины трубы;

τ_x – удельная сила взаимодействия между сооружением и грунтом на единицу его длины;

L_p - периметр трубы.

Усилие на участке трубы – можно выразить через относительные деформации:

$$P_n = EF \frac{U_{n+1} - U_n}{L_c} \quad (3.5)$$

где: E – модуль упругости материала трубы;

F – площадь поперечного сечения трубы;

L_c – ширина свода трубы.

Модель грунта вокруг трубы примем упруго-вязко-пластичной, т.к. грунт находится чаще во влажном состоянии:

$$\tau_x = k(U - U_0)[1 - W(U - U_0)], \quad (3.6)$$

где: τ_x – коэффициент равномерного сдвига секции трубы в грунте;
 W - функция пластичности.

$$\begin{cases} \tau_n = L_p k_x L_c [U_0(X_n, t) - U_n(X_n, t)] \\ \tau_{n-1} = L_p k_x L_c [U_0(X_{n-1}, t) - U_{n-1}(X_{n-1}, t)] \end{cases} \quad (3.7)$$

где: τ_n – удельная сила взаимодействия между трубой и окружающим грунтом, приходящаяся на единицу ее длины, на $-n$ или $-(n^{-1})$ участке трубы.

Перемещение грунта вдоль трубы на различных участках равно:

$$\begin{aligned} U_0(X_n, t) &= U_n + \frac{U_{n+1} - U_n}{L_c} X_n \\ U_{n-1}(X_{n-1}, t) &= U_{n-1} + \frac{U_n - U_{n-1}}{L_c} X_{n-1} \end{aligned} \quad (3.8)$$

Из (3.7), (3.8) получено:

$$\begin{aligned} \int_0^{0,5\tau_n} dx_n &= \frac{L_p k_x L_c}{8} [3(U_{0n} - U_n) + (U_{0n+1} - U_{n+1})] \\ \int_{0,5}^0 dx_n &= \frac{L_p k_x L_c}{8} [3(U_{0n} - U_n) + (U_{0n-1} + U_{n-1})] \end{aligned} \quad (3.9)$$

Здесь $U_{0n} = U_0(X_n, t)$ при $X_n = 0$

$$\begin{cases} \frac{mL_c}{2} U_{k-1}^k + \left(\frac{2EJ}{L_c} + \frac{3L_p k_x L_c}{4} \right) U_{n-1} + \left(\frac{L_p k_x L_c}{8} - \frac{EJ}{L_c} \right) (U_n - U_{n-1}) = L_p k_x L_c U_{n-1}, \\ \frac{mL_c}{2} U_n^k + \left(\frac{2EJ}{L_c} + \frac{3L_p k_x L_c}{4} \right) U_n + \left(\frac{L_p k_x L_c}{8} - \frac{EJ}{L_c} \right) (U_{n+1} - U_n) = L_p k_x U_{0n} \\ \frac{mL_c}{2} U_{n+1}^k + \left(\frac{2EJ}{L_c} + \frac{3L_p k_x L_c}{4} \right) U_{n+1} + \left(\frac{L_p k_x L_c}{8} - \frac{EJ}{L_c} \right) (U_{n+1} - U_n) = L_p k_x L_c U_{0n+1} \end{cases} \quad (3.10)$$

где: U_n^k – вторая производная абсолютных перемещений - участка трубы;

U_{0n}^k – вторая производная перемещений грунта вблизи рассматриваемого участка при сейсмическом воздействии.

Решение системы (3.10) в относительных координатах дает анализ влияния длины участка трубы на напряженно – деформированное состояние конструкции трубы.

График изменения максимальных смещений звеньев труб в зависимости от числа рассматриваемых уравнений при $k_x = 0,3$ МПА и скорости распространения сейсмических волн в грунтах глина ($v_d = 300$ м/с) и гравелистых грунтах ($v_d = 1800$ м/с) приведен на Рис 3.4.

Относительное смещение трубы равно:

$$U_n^a = \frac{U_n}{A} \quad (3.11)$$

где: А- амплитуда колебания грунта при землетрясении.

Из графиков (рис 3.3) видно, что число – $n = (10 \div 12)$ из теоретических расчетов, а экспериментально получено – $n = (6 \div 8)$. Среднее значение: $n = 7$ м.

Отсюда следует, что в зависимости от сечения трубы, концентрация смещений и напряжений в последней будут каждые 7 метров и при превышении этой длины необходимо предусматривать антисейсмические податливые стыки рекомендованные в работе [7].

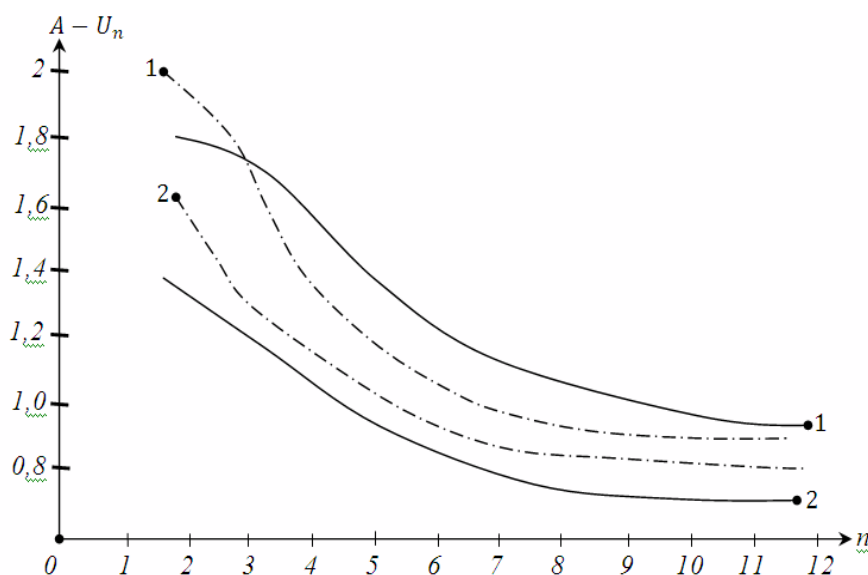


Рис. 3.4. График максимальных смещений. 1- глина, 2- гравелистые грунты

_____ результаты теоретических расчетов;

----- результаты экспериментов.

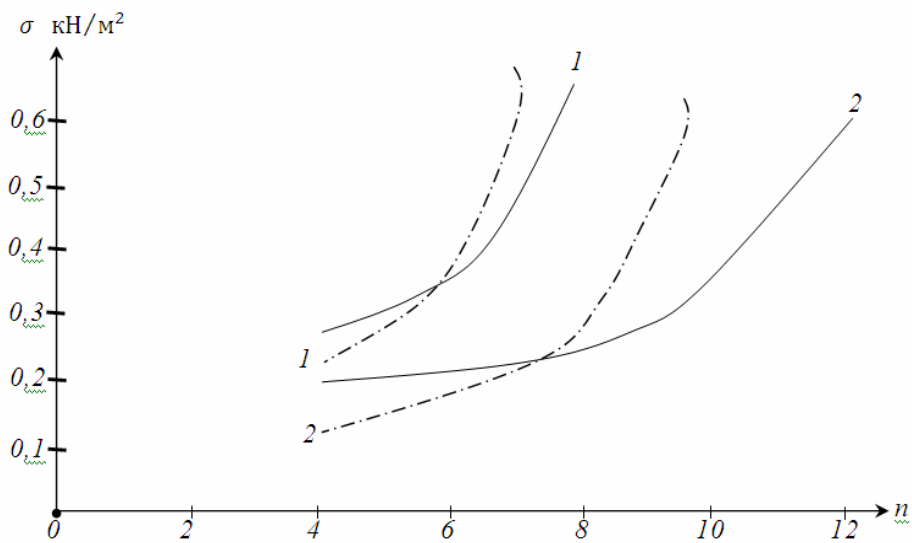


Рис 3.5. График изменения напряжений. 1- глина, 2- гравелистые грунты.

_____ результаты теоретических расчетов;

----- результаты экспериментов.

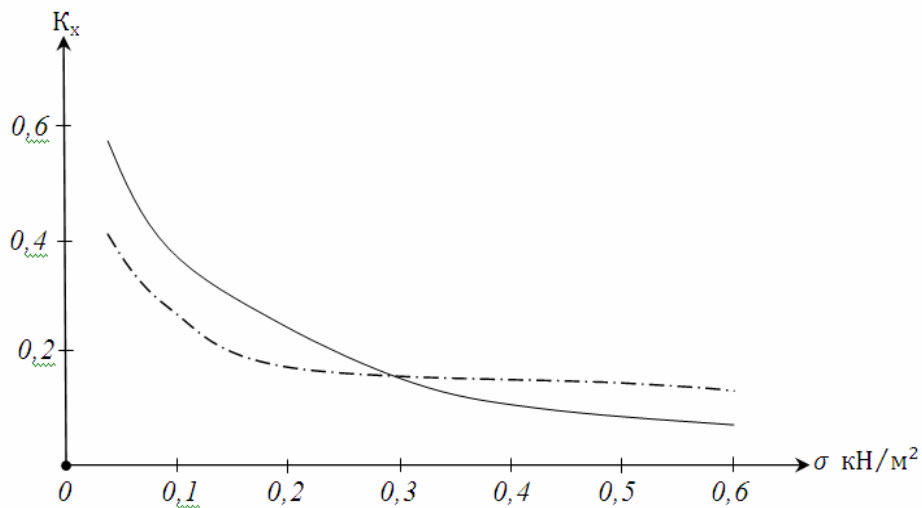


Рис 3.6. График изменения напряжений в трубе от коэффициента податливости стыка.

_____ результаты теоретических расчетов;

----- результаты экспериментов

Выводы по главе 3

1. Разработанная сборная конструкция водопропускного сооружения обеспечивает сейсмостойкость и экономическую целесообразность по сравнению с круглыми трубами большого сечения. Так же дает конструктивные превосходства при применении их в тоннелях.

2. Теоретически и экспериментально определены участки концентрации напряжений и смещений труб при сейсмическом воздействии, а применение в этих сечениях антисейсмических швов сохраняет сооружение от значительных разрушений.

3. Предложенная конструкция бетонной трубы дает экономию бетона и арматуры, особенно при большом сечении. Является более сейсмостойкой конструкцией и технологически более проста, особенно в горной местности при отметке места строительства более 2000 м.

4. В тоннелях труба с арочным сводом дает возможности увеличивать высоту проезжей части на 0,2 метра, что увеличивает эксплуатационные качества тоннеля и дает экономию строительных материалов.

Глава 4. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ БЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ ДОРОГ И ВЗЛЕТНО-ПОСАДОЧНЫХ ПОЛОС АЭРОДРОМОВ

4.1. Расчет напряженно-деформированного состояния дорожного покрытия

В результате последних 5-10 лет при сильных землетрясениях в Китае, Индонезии, Турции были выявлены разрушения не только покрытий автодорог, но взлетно-посадочных полос аэродромов, что приводило к частичному прекращению движения автотранспорта и длительному закрытию аэропортов, что привело не только к экономическим потерям но и к невозможности оказания срочной помощи в районах проявления землетрясений.

Решению этой сложной задачи исследования сейсмостойкости бетонных покрытий с обоснованием актуальности посвящены исследования профессора Абдужабарова А.К. [7], где с теоретическим и экспериментальным методом получены конструктивные решения дающие возможность частично решить задачу методики конструирования бетонных покрытий. Нами про-

должны исследования в этом направлении, что позволило уточнить результаты и учесть их конструкции бетонных покрытий.

Расчетная схема дорожного покрытия приведена на рис.4.1. Действия сейсмической волны направлены по направлению длины плиты, что приводит к максимальному изгибу плиты и соответственно максимальным дополнительным напряжениям по оси X [95].

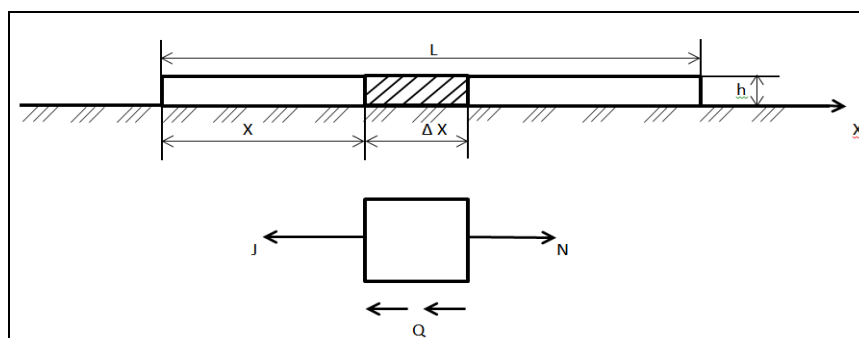


Рис. 4.1. Расчетная схема дорожного покрытия.

На бетонное покрытие действуют следующие силы:

1. Равнодействующая сил взаимодействия между поверхностью плиты и грунта основания

$$Q = aG_x u(x, t) dx \varepsilon_x \quad (4.1)$$

где ε_x – коэффициент учитывающий массу грунта основания участвующих в совместных колебаниях с плитой.

2. Продольная сила

$$N = EF \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} dx \quad (4.2)$$

3. Сила инерции элемента

$$J = -m \frac{\partial^2 (u_0 + u)}{\partial t^2} dx \quad (4.3)$$

Уравнение продольного движения бетонной плиты :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + b^2 k = -\frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} \quad (4.4)$$

где v – скорость распространения волны в плите :

$$v^2 = \frac{EF}{m} b^2 = \frac{aLG_x}{m} \quad (4.5)$$

a - ширина плиты;

L -длина плиты;

G_x – коэффициент сдвига плиты;

u_0 – перемещения почвы при землетрясении;

m - масса единицы длины плиты.

Начальные условия :

$$u(x,0)=\dot{u}(x,0)=0$$

Граничные условия:

$$\frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=0} = \frac{k_x}{EF} \frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=L} = \frac{k_x}{EF} \quad (4.6)$$

Уравнение (4.6) решается по синусоидальному закону изменения ускорения земной поверхности:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = k_c g \sin \omega t \quad (4.7)$$

Решением уравнения (4.4) с граничными и начальными условиями получено:

смещение плиты равно:

$$u_{x=0,L} = \frac{k_c g T^2}{2\pi} \cdot \frac{\varphi}{\mu^2 + \varphi^2 + 2\varphi} + \frac{w}{b} \sin \frac{b\pi}{w} \cdot \frac{2k_c g}{\varphi + 2} \varepsilon_x \quad (4.8)$$

Напряжение в бетонной плите:

$$\sigma_{x=0,L} = \frac{Ek_c T^2}{2\pi L} \cdot \frac{w^2}{\mu^2 + \varphi^2 + 2\varphi} \varepsilon_x \quad (4.9)$$

$$\text{где } \varphi = \frac{KL}{EF}; \quad a_n = \sqrt{\frac{EF}{m}}; \quad \mu = \frac{L}{a_n} \sqrt{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 + b^2}$$

где k_x - коэффициент защемления плиты;

T -период колебания почвы

ε_x - коэффициент, величина которого установлена экспериментально и равна

$\varepsilon_x = 1,1$ при мелко-ребристой опорной поверхности плиты;

$\varepsilon_x = 1,2$ при арочной опорной части плиты;

$\varepsilon_x = 1,0$ при гладкой поверхности плиты;

Так же напряжение в бетонном покрытии отсейсмического воздействия можно определить по формуле, которая нами уточнена экспериментально [31,32].

$$\sigma^2 = \frac{WT \sqrt{(E_n + \alpha E_r) \gamma_{np}}}{2\pi \sqrt{(1+\alpha)g}} \beta \quad (4.10)$$

β - коэффициент, учитывающий конструкцию основания плиты, для плоского $\beta = 1$, для ребристого $\beta = 0,9$, для арочного $\beta = 0,8$;

E_n, E_r - модули упругости покрытия и грунта основания ;

T - период колебания грунта;

W - расчетное сейсмическое ускорение грунта;

α - коэффициент соотношения грунта основания и толщины покрытия, которые участвуют в совместных колебаниях;

$\alpha = 0,8$ при 7 баллах, $\alpha = 0,5$ при 8 баллах, $\alpha = 0,1$ при 9 баллах при гладкой поверхности бетонного покрытия .

Если основание плиты укрепить геотекстилем, что предложено в работе [33,34]; то $\beta = 0,6$, что на 40% снижает напряжение в бетонной плите.

При рифленой опорной поверхности покрытия $\alpha = 1,0$ при J=7 баллов , $\alpha = 0,7$ при J=8 баллов, $\alpha = 0,3$ при J=9 баллов.

Получены графики напряжений в бетонной плите в зависимости от закрепления концов плит по формуле (4.9) и по формуле (4.10) что дает возможность определить наличие в конструкции ребер и гладкой поверхности (рис.4.2, 4.3).

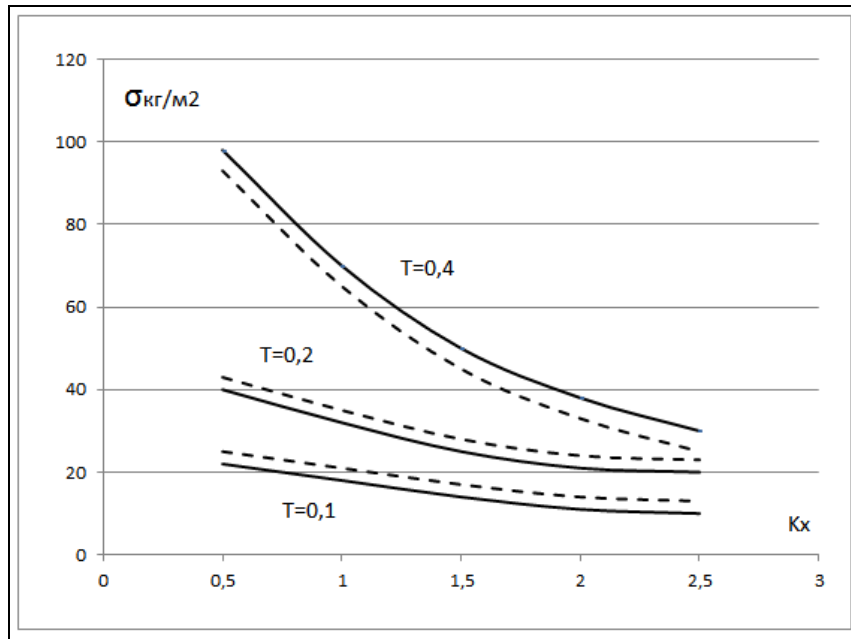


Рис 4.2. Зависимость напряжения в дорожном покрытии от коэффициента сцепления K_x .

— по расчетной формуле (4.9) - - - по результатам эксперимента

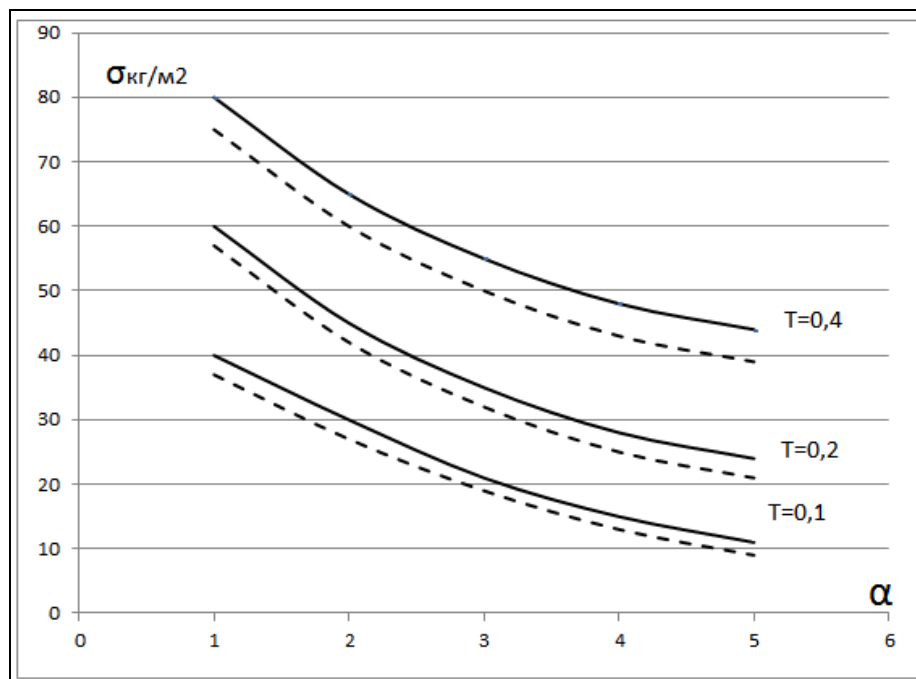


Рис 4.3. Зависимость напряжения в бетонном покрытии от α

— по расчетной формуле (4.10) - - - по результатам эксперимента

По результатам расчетов и экспериментов можно сделать вывод, что конструктивные решения бетонного покрытия позволяют снизить напряжение в них, если снизить коэффициент заземления плиты, что возможно если по торцам запроектировать прокладки из фторопласта F-4, а так же проектировать плиты с ребристой опорной поверхностью или арочной поверхностью а так же при применении геотекстиля в песчаном основании плиты [33]

4.2. Конструкция бетонного покрытия дорог и аэродромов с учетом сейсмических сил

Под действием сейсмической нагрузки, колебания дорожного покрытия и взлетно-посадочных полос аэродромов как балки бесконечной длины, лежащей на упругом основании Фусса-Винклера, можно описать линейным дифференциальным уравнением в частных производных [30].

$$EJ_y \frac{\partial^4 z_s}{\partial x^4} + S \frac{\partial^2 z_s}{\partial x^2} + m_z \frac{\partial^2 z_s}{\partial t^2} + \lambda \frac{\partial z_s}{\partial t} + E_0 z_s = 0 \quad (4.11)$$

где: E – модуль упругости покрытия;

J_y – момент инерции покрытия относительно горизонтальной оси – y;

z_s – вертикальный прогиб покрытия от сейсмической волны;

x – абсцисса сечения покрытия от начала неподвижной системы координат;

t – время;

S – сейсмическая нагрузка в покрытии;

m_z – распределенная по длине приведенная масса покрытия и основания при сейсмических колебаниях;

λ – распределенная по длине деформирования масса покрытия;

E_0 – модуль упругости основания покрытия.

При сейсмической нагрузке, движущейся с постоянной скоростью – v , необходимо перейти к новым переменным – ξ , t, где ξ – длина покрытия:

$$z_s = z_s(u, t); \quad u = x - \vartheta t \quad (4.12)$$

При новых переменных частные производные от прогиба покрытия имеют вид:

$$\begin{cases} \frac{\partial z_s}{\partial u} = \frac{\partial z_s}{\partial x}; \\ \frac{\partial z_s}{\partial t} = \left[\frac{\partial z_s}{\partial t} \right] + \frac{\partial z_s}{\partial u} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = \left[\frac{\partial z_s}{\partial t} \right] - \vartheta \frac{\partial z_s}{\partial u}; \\ \frac{\partial^2 z_s}{\partial t^2} = \left[\frac{\partial^2 z_s}{\partial t^2} \right] - 2\vartheta \frac{\partial \left[\frac{\partial z_s}{\partial t} \right]}{\partial u} + \vartheta^2 \frac{\partial^2 z_s}{\partial u^2}; \end{cases} \quad (4.13)$$

где: $\left[\frac{\partial z_s}{\partial t} \right]$ – абсолютная частная производная по времени.

С учетом (4.12) и (4.13) уравнение (4.11) примет вид:

$$EJ \frac{\partial^4 z_s}{\partial u^4} + S \frac{\partial^2 z_s}{\partial u^2} m_z \left[\frac{\partial^2 z_s}{\partial t^2} - 2\vartheta \frac{\partial \left[\frac{\partial z_s}{\partial t} \right]}{\partial u} + \vartheta^2 \frac{\partial^2 z_s}{\partial u^2} + \right. \\ \left. + \vartheta \left(\left[\frac{\partial z_s}{\partial t} \right] - \vartheta \frac{\partial z_s}{\partial u} \right) + E_0 z_0 = 0. \quad (4.14)$$

Решение уравнения (4.14) имеет вид:

$$z_s = \psi(\omega, i \omega) \exp(i \omega t); \quad (4.15)$$

где: $i = \sqrt{-1}$ мнимая единица;

ω – частота колебаний.

Подставляя (4.15) в (4.14) получим дифференциальное уравнение с комплексными коэффициентами, определяющее функцию - $\psi(\omega, i \omega)$:

$$\psi^4 + \frac{s+m\omega}{EJ} \psi^2 - \left(\frac{f\vartheta}{EJ} - \frac{2m\vartheta\omega}{EJ} \right) \psi + \left(\frac{E_0 - m\omega^2}{EJ} + \frac{f\omega}{EJ} \psi \right) = 0 \quad (4.16)$$

Характеристическое уравнение дифференциального уравнения (4.16) имеем вид:

$$Z^4 + \frac{s-m\omega^2}{EJ} r^2 - \left(\frac{f\vartheta}{EJ} + \frac{2m\vartheta\omega}{EJ} \right) r + \frac{E_0 - m\omega^2}{EJ} + \frac{f\omega}{EJ} i = 0 \quad (4.17)$$

Уравнение (4.17) имеет четыре комплексных корня

$$r_j = \alpha_j + \beta_j (j = \bar{1}, \bar{4}),$$

Уравнение (4.16) имеет вид:

$$r_s(u) = \sum_{i=1}^H C_i \exp(r_i \omega); \quad (4.18)$$

где: C_j – постоянные величины;

Подставив (4.18) в уравнение (4.15) получим выражение $r_s(\omega, t)$ при частоте – ω .

$$r_s(u) = \sum_{i=1}^H C_i \exp(r_i \omega + i \omega t); \quad (4.19)$$

Уравнение (4.19) справедливо для полубесконечных плит, простирающихся вправо и влево от точки действия сейсмических сил.

Уравнение (4.14) для положительных и отрицательных значений имеет вид:

$$\begin{cases} z_s(u, t) = \sum_{i=1}^H C_i \exp(r_i \omega - i \omega t); \\ r_s(\omega, t) = \sum_{i=1}^H C_i \exp(r_i + i \omega t). \end{cases} \quad (4.20)$$

Из графика(рис. 4.4) видно что величина собственных колебаний покрытия зависит от её жесткости –EJ. Из этого следует, что более жесткие покрытия обладают большой степенью сейсмостойкости.

Модельные и натурные эксперименты позволили сделать обоснованные рекомендации по конструкции железобетонных монолитных покрытий и арочной опорной поверхностью в продольном и поперечном направлении по главной оси дороги применительно для тоннелей и на подходах к порталам тоннелей –рис. 4.5.

В поперечном направлении целесообразно внутри тоннелей, на пересечении дорог, на участках крутых подъемов и спусков, а так же на подходах к порталной части тоннелей – около 5 м, т.к. здесь находится зона перехода влияния продольных сейсмических волн в поперечные сейсмические волны. На прямых участках дорог и на влетно-посадочных полосах-продольное направление арочной опорной части бетонных покрытий. Эксперименты позволили уточнить, что арочное основание покрытия увеличивает угол рас-

пространения нагрузки $-a$ на основание до 20° , что перераспределяет нагрузку на основание покрытия, что снижает напряжение в песчаном основании до 30% и позволяет выдавливанию песка основания в зоне повышенной нагрузки, так как ребра препятствуют этому.

Очень важно отметить, что ребра арки снижают величину прогиба плиты, так как она работает на сжатие, а не на растяжение, что свойственно для плиты с плоской опорной поверхностью. Расчетная толщина бетонного покрытия снижается на величину стрелы арки $-h_a$, что дает экономию бетона и арматуры до 25%, при этом обеспечивается надежность покрытия на действие сосредоточенных и сейсмических нагрузок. Возможны сборный вариант и монолитный. Технология получения арочного основания заключается в установке на основание арочных металлических штампов с вибраторами. Между ребрами при поперечном направлении $L_p = 1,5$ м при продольном $L_p = 1,0$ м со снижает напряжение в бетонной плите.

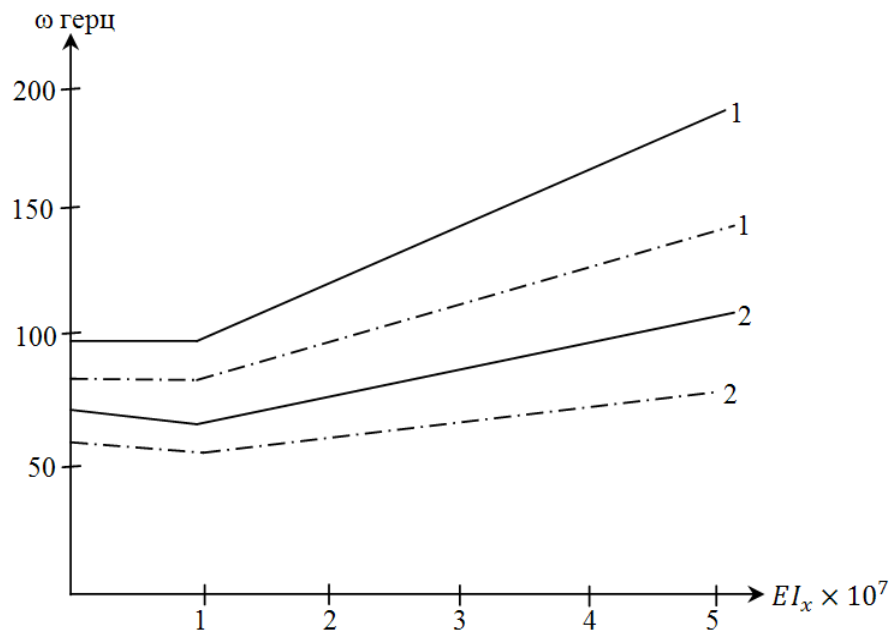


Рис. 4.4. Зависимость частот собственных колебаний дорожného покрытия от ее жесткости. 1- кривая расчетов для покрытий вне тоннеля, 2- кривая расчетов для покрытий в тоннелях.

- _____ теоретические расчеты;
- результаты экспериментов.

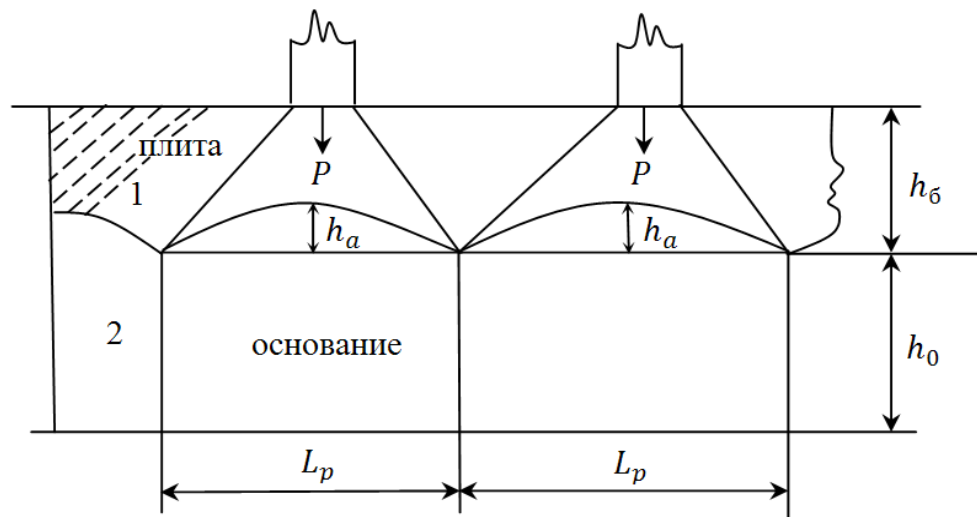


Рис. 4.5. Конструкция бетонного покрытия с арочной опорной поверхностью, $h_a = \frac{1}{3}h_b$, h_b - толщина бетонного покрытия, P – колесная нагрузка на покрытие; 1 - бетонное покрытие; 2 - песчаное основание покрытия.

Выводы по главе 4

1. Предложена уточненная формула для расчета смещений и напряжений бетонного покрытия автодорог и взлетно-посадочных полос аэродромов.

2. Определены компоненты, влияющие на сейсмостойкость покрытия и на основе этого предложены обоснованные конструктивные решения позволяющие обеспечить значительную устойчивость конструкции без существенных экономических затрат.

3. Разработана конструкция бетонного покрытия с арочной поверхностью для дорог, аэродромов и для тоннелей, где преобладают продольные сейсмические волны.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Анализ последствий сильных и разрушительных землетрясений убедительно показывает, что дорожные сооружения, особенно тоннели, водопропускные сооружения, бетонные покрытия дорог и аэродромов подвергаются сильным разрушениям, что создает трудности для безотлагательного использования транспорта с целью помощи районам стихийных бедствий.

2. Действующие нормативные документы по проектированию транспортных сооружений не могут обеспечить их сохранность в сейсмически активных зонах, что подчеркивает актуальность научных исследований в этом направлении.

3. Глубокий и разновекторный анализ грунтовой ситуации с использованием новейших научных исследований по распространению и влиянию сейсмических волн продольного и поперечного направления позволяет выделить участки различной сейсмической активности, что позволяет их, дополни-

тельно укрепить, а сейсмически менее уязвимые участки выполнить в более ослабленном конструктивном состоянии, что дает инженерно обоснованную экономию в строительных материалов и упрощение технологических схем ведения строительства.

4. Результаты анализа грунтовой условий тоннеля «Шахристан» Республики Таджикистан, теоретические расчеты и экспериментальные исследования взрывным методом позволили обоснованно выделить участки 7,8 и 9 балльной расчетной сейсмичности по длине тоннеля, что позволяет сократить сметную стоимость до 20% по сравнению с вариантом, где вся трасса принята с 9 балльной сейсмичностью.

5. Разработанные алгоритмы для определения амплитудно-частотных характеристик тоннеля, использованные для расчета напряженно-деформированного состояния свода конструкции тоннеля при различных акселерограммах реальных землетрясений с определением мест концентрации напряжений и смещений, указывают на усиление предлагаемого арочного сечения или сооружение податливых стыков, позволяющие минимизировать повреждения при сильных землетрясениях.

6. Расчеты, проведенные эксперименты и анализ последствий землетрясений показывают, что наибольшие повреждения тоннели получили вблизи порталной части, что зависит от степени крутизны откоса горы в этом сечении. Поэтому целесообразно порталную часть тоннеля располагать, по возможности, в скальных грунтах с большой крутизной откоса.

7. Разработана конструкция трубы большого сечения, способная заменить мостовой переход небольшого пролета, что является более технологически удобной, более сейсмостойкой и допускает применение сборного варианта, который значительно дешевле при строительстве и эксплуатации. Эта конструкция, применяемая для сброса воды, дает возможность увеличить полезную высоту тоннеля на 0,2 м, а в случае укрепления грунта засыпки геотекстилем, добавляется еще 0,3 м. При этом сейсмостойкость основания трубы и в целом тоннельной обделки увеличивается, т.к. расчетную сейсмич-

ность можно снизить на 1 балл. Кроме того, эта конструкция более устойчива на косогорном участке, т.к. в конструкции предусматривается «зуб» для удержания сооружения от сдвига, что часто проявляется при землетрясениях.

8. Получена уточненная формула для расчета напряжений и деформаций бетонного покрытия автомобильных дорог и взлетно-посадочных полос аэродромов. Разработаны конструктивные решения, обеспечивающие снизить величину напряжений и деформаций этих дорогостоящих инженерных сооружений. Учтены особые условия бетонных покрытий в тоннели и на поверхности земляного полотна и даны конкретные рекомендации по армированию плиты основания.

9. Экономический эффект от уточнения расчетной сейсмичности по трассе тоннеля, снижение армирования обделки тоннеля из-за более точного расчета напряжений в обделке тоннеля от сейсмического воздействия, замены круглой трубы на арочную, снижения толщины бетонного покрытия и процента его армирования составляет 1 млн. 750 тыс. самони.

10. Разработанный сборный вариант водопропускных труб и подземных переходов для пешеходов, обеспечивает сейсмостойкость этого сооружения, удобен при строительстве на косогорах и на отметках более 2000 м и дает экономию строительных материалов до 20%, способствуют сокращению периода строительства, а так же замене малого мостового перехода пролетом до 3,5 метра, который значительно дороже по сметной стоимости и по эксплуатационным расходам.

11. Внедрение бетонных покрытий с арочной опорной поверхностью на автомобильных дорогах и на взлетно-посадочных полосах аэродромов позволяет сократить толщину бетонного слоя и снизить процент армирования. Что позволяет снизить сметную стоимость до 15%. Это конструктивное решение обеспечивается тем, что бетонный слой от воздействия поверхностных нагрузок работает только на сжатие, а нагрузка за счет увеличения угла передачи напряжения на грунт основания, передается на значительно большую поверхность.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рахматулин Х.А., Жубаев Н., Ормонбеков Т.О. Распространение волн деформации. –Бишкек: «Илим», 1985.-148 с.
2. Сагдиев Х.С., Юнусалиев Э.М. Колебания грунта и сооружений при промышленных взрывах в сложных горно-геологических условиях. – Ташкент: ФАН, 2010.-160с.
3. Хасанов Н.М. Снижение сейсмического воздействия на инженерные сооружения с учетом геологического строения местности // «Техник» КГТУ им Раззакова. - Бишкек, 2012. -№27. -С.107-109.
4. Дорман И.Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей.-М.: Транспорт, 1986.-175 с.
5. Хасанов Н.М. Уточнение инженерно-геологических условий тоннеля «Шахристан» для определения расчетной сейсмичности // «Техник» КГТУ им Раззакова. - Бишкек, 2012. -№27. -С.109-111.

6. Тешабаев З.Р. Установка для воспроизведения динамических воздействий на подземные сооружения. –Ташкент, 1985. с.74-78
7. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог. - Бишкек, 1996. 226 с.
8. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. -М., Мир,1975.- 541 с.
- 9.Зенкевич О. Метод конечных элементов. - М., Иностранная литература, 1970. - 60с.
10. Wilrinson J.H. June Algebraic Eigenvalue Problem ,Clarenolon Press, Oxford,1965
11. Константинов И.А. Динамика гидротехнических сооружений. – Л. Энергия, 1976.-196 с
12. Newmark N.M. *A Method of Computation for Structural Dynamics*, A.S.C.E., Journal of Engineering Mechanics Division. - Vol.85. - P. 69-94.
- 13 .Bathe K.J. *ADINA-A* Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis*, Report 82448-1, Acoustics and vibration Laboratory, Department of Mechanical Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., 1975.
- 14 .Bathe K.J., Ozdemir H, and Wilson E.L. Static and Dynamic Geometric and Material Nonlinear Analysis. Report UC SESM 74-4, College of Engineering, University of California, Berkeley, Feb. 1974.
- 15.Клаф Р.В. Метод конечных элементов в решении плоской задачи теории упругости. М.: Стройиздат. 1967.
16. Ержаков Ж.С., Айталиев Ш.М., Масанов Ж. К. Устойчивость горизонтальных выработок в наклонно – сложном масштабе. Алма-Ата.с.160.
17. Абдужабаров А.Х., Хасанов Н.М. Расчет свода тоннелей с учетом динамических свойств грунтов в сейсмических районах. Бишкек. КГУСТА. Вестник №3.2013.
18. Пучков С.В. Закономерности колебаний грунта. – Москва, 1974, - 120с.

19. Пучков С.В. О предельной силе землетрясений на коренных скальных породах. – Москва: изд. АН СССР, серия геофиз, 1956, №8, -98с.
20. Ивановский И.К. О землетрясениях и песчаных заносах на Закаспийской железной дороге// Железнодорожное дело -1986. -№40.-с 327-334.
21. Оразымбетов Н.О., Сердюков М.М., Шанин С.А. Ашхабадское землетрясение. 1948 –М.: ГСИ 1960. – с 20-307.
22. Мушкетов Д.И. Опыт сейсмического районирования СССР.// Тр. Сейсмол. Ин-та АН СССР, 1933, №33 (материалы по сеймотектонике, вып.1)- с 1-17.
23. Газемешвили И.А., Сафарян А.Н. Влияние микро геологии на сейсмостойкость сооружений по данным Ашхабадского землетрясения 5-6 октября 1948 г.// Тр. ин-та строит. дела АН Груз. ССР т.1,Тбилиси, 1949,-с27-39.
24. Сафарян А.Н. К вопросу сейсмичности коренных скальных пород. // Труды. Ин-та строит. дела. АН Груз. ССР, т.5.Тбилиси, 155. – с 12-27.
25. Шахунянц Г.М. Земляное полотно железных дорог. – М.: Транспорт, 1953.- 828 с.
26. Покровский Г.И., Федоров И.С. Центробежное моделирование в строительном деле. М.: Стройиздат, 1968.-247с.
27. Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. М.ГСН.1959 г.
28. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость водопропускных сооружений большого сечения. Кабарлары. Выпуск 3(17).Бишкек. 2007.- с 147-149.
29. Абдужабаров А.Х., Азизов А. К расчету цементобетонных покрытий на сейсмические воздействия. Журнал «Строительство и архитектура Узбекистана». Ташкент, №12, 1974.- с 43-44.
30. Абдужабаров А.Х., Ишанходжаев А.А., Бектенов А.А. Сейсмостойкость бетонного покрытия автодорог и аэродромов. Бишкек КГУСТА, Вестник №3(21). 2008. С.95-97.

31. Абдужабаров А.Х., Рашидов Т. Экспериментальные исследования сейсмостойкости полотна дорог. Всесоюзное совещание «Проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений». Москва- Фрунзе.- 1971. –с. 112-119.
32. Завриев К.С. Руководство по сейсмостойкому строительству. Тбилиси. Мецтиреба, 1967. С 10.
33. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта. Перев. англ. яз. В.С.Забавина. – М.:Стройиздат,1989. –с39-87.
34. Переселенков Г.С., Песов Л.И., Усмеков Ф.И., Абдужабаров А. Материалы и инженерные решения сейсмологических армогрунтовых конструкций земляного полотна. Транспортное строительство.-1990. №4. с.6-8
35. Петренко И.Е. Опыт строительства транспортного тоннеля в сложных горно-геологических условиях. Горный журнал, 1999,№11.с82.
36. Картозия Б.А., Малышев Ю.Н., Федунец Б.Н. и др. Шахтное подземное строительство. М, Изд. Академии горных наук, 1999,Т.1.
37. Картозия Б.А., Малышев Ю.Н., Федунец Б.Н. и др. Шахтное подземное строительство. М, Изд. Академии горных наук, 1999,Т.2.
38. Насонов И.Д., Ресин В.И., Шуплик М.Н., Федюкин Б.А. Технология строительства подземных сооружений. Строительство горизонтальных и наклонных выработок. Изд. Академии горных наук, М -1998.
- 39.Трупак Н.Г. Специальные способы проведения горных выработок. Изд.3, М, «Недра». 1976.
40. Кригер Н.И. Условия строительства на дизъюнктивах в сейсмических районах. В. кн. Инженерная геология скальных массивов. М, наука, 1976, с 18-20.
41. Погребиский М.И., Количко А.В. Опыт инженерно-геологического районирования массивов трещиноватых горных пород (на примере участка Рогунской ГЭС).Труды ПНИИИС,Т23,1972, с 92-99.

42. Кригер Н.И., Матушкин Б.А. Строительство на тектонических разрывах и в зонах разломов в сейсмических областях. Труды ПНИИИС, вып 40, 1975, с 19-27.
43. Несмеянов С.А., Бархатов И.И. Новейшие и сейсмогенерирующие структуры Западного Гиссара-Алая. М, 1978. 119 с.
44. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М, Стройиздат, 1980, 342 с.
45. Рашидов Т.Р. и др. Сейсмостойкость туннельных конструкций метрополитенов. М, Транспорт, 1975, 120 с.
46. Journal of stuktuctural Division. Pros/A.S.C.E, Vol.95,N.ST6,1969, p1213-1231.
47. Louderbak. G.B. fa Подэрни Р.Ю ulfs. and. Engineering in. Application. Of Geology to Engineering Practice, Barkley Volume, NEV York, 1950, 392 p.
48. Бируля Д.Н. Исследования взаимодействия с грунтом при сейсмических воздействиях. - М. ЦНИСК. Автореф. дис. к.т.н. – 1973. С4-15.
49. Быховский В.А. Инженерный анализ последствий в Японии и США. –М.ГСН,1961. с 20-44.
50. Гадлийское землетрясение 1976 г. Инженерный анализ последствий. МСССС АН СССР. М.: Наука, 1982 г. с 196.
51. Горбунов – Пасадов М.П., Мамекова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. –М, Стройиздат, 1973. с 450.
52. Джурабеков С., Тешабаев З.Р., Юсупов А. Распределение давления грунта по контуру тоннелей различных конфигураций. Матер. VI Всесоюзной конфер. по «Динамике оснований, фундаментов и подземных сооружений», Л. 1985. с 118-122.
53. Назаров А.Г. Теория подобия твердых деформируемых тел. Ереван, АН Арм. ССр, 1965. с. 218.
54. Абдужабаров А.Х., Хасанов Н.М. Сейсмостойкость дорожных водопропускных трубы и подземных переходов. Бишкек, Вестник, № 3, 2013.

55. Попова Е.В., Левкович Р.А. Поверхностные нарушения грунтов в эпицентральной зоне. В кн. «Дагестанское землетрясение 14 мая 1970 г». М. Наука, 1973. с 3-34.
56. Целиков Ф.И., Оболенский А.Н. Исследование сейсмостойкости откосов скальных выемок с помощью взрывов. СБ «Сейсмостойкость транспортных сооружений». М, Наука, 1980. с. 121-125.
57. Ризниченко Ю.В. Расчет сотрясаемости точек Земной поверхности от землетрясений в окружающей области. // Изв. АН. СССР. Физика земли, 1966, № 5, с. 16-32.
58. Изучение сейсмической опасности. Отв. ред. Ю.В. Ризниченко. Ташкент: Фан, 1971, 119 с.
59. Вопросы количественной оценки сейсмической опасности. Под ред. Ю.В. Ризниченко. –М.: Наука, 1975. 191 с.
60. Ризниченко Ю.В., Сейдузова С.С. Энергетические спектры землетрясений. Региональные исследования сейсмического режима. Кишинев, Штиинца, 1974, - с. 174-188.
61. Велицкий С.Н. Землетрясение в г. Верном и в Семиреченской области 22 декабря 1910 г. и 1 января 1911 г. – Изд. ИРГО, 1911, т.47, вып. 1/4, с. 113-163.
62. Мушкетов И.В., Орлов А.Н. Каталог землетрясений Российской империи. СПб, 1893. 582 с. (Зап. Рус.георг. о – ва; Т26).
63. Мушкетов И.В. Материалы для изучения землетрясений России. Изв. Рус. георг. о –ва; 1891, вып. 1.62. с. 1899, вып. 2. 106 с.
64. Багданович К.И., Карк И.М., Королькова Б.Я. и др. Землетрясения в северных цепях Тянь- Шаня. 22 декабря 1910 г. (4 января 1911 г). Тр. Геол. ком., 1914, вып. 89.270 с.
65. Повреждения искусственных сооружений и пути в результате землетрясения на Аляске. Экспресс –Информация. «Путь и строительство железных дорог». 1986. - №8. с. 5

66. Хожметов Г.Х., Абдужабаров А.Х., Омеляненко В.А. Оценка сейсмической опасности специальных инженерных сооружений. Материалы Всемирного XXI Конгресса генеральной ассамблеи. София, Болгария. 23-27 августа 1988. с. 73-75

67. Цшохер В.О., Быковский В.А. Антисейсмическое строительство. Журнал. «Наше строительство». М.: ЦСБ. 11937. с. 8

68. Аннин Б.Д., Черепанов Г.П. Упруго - пластическая задача. Наука, Сибирское отделение, Новосибирск, 1983, 238 с.

69. Протосеня А.Г. Упруго – пластическое распределение напряжений возле кругового отверстия для пластически неоднородной среды.// прикладная механика, 1972, в.2, т.8, с. 73-78.

70. Парасюк О.С. Упруго – пластическая задача с не бигармоническим пластическим состоянием.// Докл. АН СССР, 1948, 63, № 4.

71. Савин Г.Н., Парасюк О.С. Вылив неоднородного наружного поля на пластическую зону более отвару.//Докл. АН УРСР, 1948, №3.

72. Савин Г.Н., Парасюк О.С. Пластические зоны возле отверстия в неоднородного-напряженном плоском поле.//Уч. Записки Львовского университета, серия физ.- мат., 1949, т.12, № 3.

73. Руппенейт К.В. Некоторые вопросы механики горных пород. М., «Углетехиздат», 1954, 379 с.

74. Рукин В.В., Руппенейт К.В. Механизм воздействия обделки напорных тоннелей с массивом горных пород. М., «Наука», 1969, 156 с.

75. Аннин Б.Д. Одна плоская упруго-пластическая задача при экспоненциальном условии текучести.//Механика твердого тела, 1966, № 3, с. 122-123.

76. Перлин П.И. Приближенный метод решения упруго-пластических задач.//Инженерный журнал, 1960, в.228, с. 145-150.

77. Перлин П.И. Упруго-пластическое распределение напряжений вокруг отверстий.// Труды Моск.физ. – техн .ин-та, 1960, №5, с.31-39.

78. Солодилов Ю.Н. Упруго-пластическое распределение напряжений в пластине с овальным отверстием.//Инженерный журнал,1961,т.1, в 4.

79. Сажин В.С. Упруго-пластическое распределение напряжений вокруг горных выработок различного очертания. М., «Наука»,1968,94с. 80.

Алимжанов М.Т. Устойчивость равновесия тел и задача механики горных пород.Алма-Ата, «Наука», 1982, 270 с.

81. Алимжанов М.Т., Жантаев К.Т. Упруго-пластическое напряженное состояние горного массива вблизи глубокой горизонтальной выработки.//Изв. АН Каз ССР, серия физ. – мат., 1976, №3, с. 1-6.

82. Протосеня А.Г. Напряженно-деформированное состояние массива вокруг выработки.// Изв. ВУЗов. Горный журнал, 1979,№2, с.27-33.

83. Алимжанов М.Т. Упругопластическое состояние и несущая способность неоднородных толстостенных цилиндрических и сферических оболочек.//Известия Академии наук. Механика твердого тела,1998, №2, с.119-138.

84. Ставрогин А.И., Протосеня А.Г. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах. М., «Недра», 1985,271 с.

85. Ставрогин А.И., Протосеня А.Г. Механика деформирования и разрушения горных пород. М., «Недра», 1992, 222 с.

86. Айталиев Ш.М., Каринский С.Ю. Оценка прочностной анизотропии горных пород вблизи подземной выработки.//Изв.АНКазССР, серия физ. – мат., 1970, №1, с. 19-24.

87. Айталиев Ш.М., Ескалиев М.У., Масанов Ж.К. О неупругой зоне вокруг горизонтальной выработки в анизотропном массиве. //В кн.: Горное давление, метода управления и контроля.- Фрунзе, «Илим», 1979, с.157-164.

88. Фотиева Н.Н. Практический численный подход к задачам о больших деформациях в грунте. A practical numerical approach for large deformation problems in Soil / Hu Y., Randolph M.F. // Int. Numer. And Anal. Meth. Geomech. -1988.-22, №5.-с. 327-350.

89. Reports of the Imperial Earthquake Investigation Committee, №100, d.Tokyo,1926.

90. Fukuj Earthquake Region Hokuriku, Japan 28 June. Tokyo, 1953.
91. Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. М., «Госстройиздат», 1959.
92. Рассказовский В.Г., Рашидов Т.Р., Абдурашидов К.С. Последствия Ташкентского землетрясения. Ташкент, «Фан», УзССР, 1967.
93. Рашидов Т.Р., Крыженков В.А. Воздействия Ташкентского землетрясения и его авершоков на подземные сооружения различного назначения. // В кн.: Ташкентское землетрясение 26 апреля 1996 года. – Ташкент, «ФАН», УзССР, 1971.
94. Рашидов Т.Р., Хожметов Г.Х. Сейсмостойкость подземных трубопроводов. Ташкент, «ФАН», 1986, 152 с.
95. Абдужабаров А.Х., Хасанов Н.М. Конструктивные решения бетонных покрытий дорог и взлетно- посадочных полос в сейсмических районах. Н и НТ. №9, Бишкек. 2012.
96. Хасанов Н.М. Обоснование способов и технологии строительства в зонах разрывных тектонических нарушений. – М, МГГУ. Горная книга. 2005. – с 343-345.
97. Хасанов Н.М., Сулейманова М.А. Критерий эффективности технологических приемов проходки тоннеля «Шахристан». Материалы IV МНПК. «Перспективы развития науки и образования в XXI в» -Душанбе, ТГУ. 2010. с. 107-111.
98. Хасанов Н.М. Разработка критерия эффективности технологических приемов проходки тоннеля. М, МГГУ. Горный журнал №2, 2006 г.
99. Хасанов Н.М., Ятимов А.Ч., Рузиев А.Р. Основы экологической безопасности при освоении подземного пространства города. Материалы IV Межд.научно-практ.конф. «Перспективы развития науки и образования в XXI в»-Душанбе: ТГУ, 2010. –С. 101-107.
100. Хасанов Н.М., Саидов Ф.Х. Метод расчета подборных стен и экспериментальные исследования работы протяженных в плане фундаментов.

МНПК, «Архитектурное образование и архитектура Таджикистана: 50 лет развития», Душанбе, 2013. с. 251-256.

101. Хасанов Н.М., Бобобеков О. Метод расчета подборных стен и экспериментальные исследования работы протяженных в плане фундаментов. ТНУ, Журнал Вестник Таджикского национального университета, 1/3(110).с. 98-104.

102. Иманалиев Т.Б. Сейсмостойкость искусственных сооружений. Бишкек. КГУСТА, 2010. -211 с.

103. Баркан Д.Д. Сейсмозрывные волны и действие их на сооружения. М, Л., Стройиздат, 1945 г.

ПРИЛОЖЕНИЕ