

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ»
МГУПС (МИИТ)

На правах рукописи

Май Дык Минь

**РАСЧЕТ ТОННЕЛЕЙ
НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

05.23.02 – «Основания и фундаменты, подземные сооружения»

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук,
профессор **Е.Н. Курбацкий**

Москва – 2014

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1 ПОВРЕЖДЕНИЯ ТОННЕЛЕЙ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ	8
1.1 Общие замечания	8
1.2 Сейсмические волны	8
1.3 Анализ повреждений подземных сооружений при землетрясениях	11
1.4 Существующие методы оценки воздействия землетрясений на тоннели ...	17
1.5 Сейсмические условия во Вьетнаме и нормы проектирования сооружений на сейсмостойкость	18
ГЛАВА 2 МЕТРОСТРОЕНИЕ В ХАНОЕ В НАСТОЯЩЕЕ ВРЕМЯ, ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ.....	22
2.1 Введение	22
2.2 План городской транспортной системы в Ханое.....	22
2.3 Предполагаемые формы поперечных сечений тоннелей, которые будут использоваться при строительстве метро в Ханое	24
2.4 Инженерно-геологические условия и сейсмические условия в Ханое	25
2.5 Выводы по главе.....	28
ГЛАВА 3 АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	29
3.1 Введение	29
3.2 Параметры, характеризующие движения грунта при землетрясениях	30
3.3 Оценка поперечных деформаций тоннельных обделок при сейсмических воздействиях без учёта влияния тоннельной обделки на окружающий массив грунта	33
3.4 Расчёт поперечных деформаций тоннельных обделок с учётом взаимодействия с грунтом, когда деформации тоннельной обделки отличаются от деформаций свободного поля.....	43
3.5 Выводы по главе.....	59

ГЛАВА 4 АНАЛИЗ	НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ	
ВОЗДЕЙСТВИЯХ НАПРАВЛЕННЫХ ВДОЛЬ ОСИ ТОННЕЛЕЙ	60
4.1 Введение	60
4.2 Метод, основанный на совпадении деформаций тоннеля с деформациями «свободного поля».....	60
4.3 Метод расчёта балок на упругом основании с использованием интегрального преобразования Фурье и обобщенных функций	66
4.4 Метод расчёта, учитывающий разницу деформаций на контакте тоннельной обделки и массива грунта.....	68
4.5 Метод расчёта, учитывающий эффекты взаимодействия тоннеля с грунтом, характеризующимся двумя коэффициентами постели.....	72
4.6 Пример расчета тоннельных обделок на сейсмические воздействия, характерные для условий Ханоя	74
4.7 Расчёт сборных тоннельных обделок на сейсмические воздействия	78
4.8 Выводы по главе.....	86
ГЛАВА 5 РАСЧЕТ ТОННЕЛЕЙ, ПЕРЕСЕКАЮЩИХ ЗОНЫ АКТИВНЫХ	
РАЗЛОМОВ	87
5.1 Введение	87
5.2 Расчёт конструкций тоннеля при подвижке в зоне разлома, перпендикулярного его оси	87
5.3 Способ, уменьшающий воздействия относительных перемещений основания на обделки тоннелей, пересекающих зоны активных разломов	104
5.4 Расчёт тоннеля при воздействии разлома, направленного вдоль его оси .	107
5.5 Выводы по главе.....	114
ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ И ВЫВОДЫ.....	115
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	116

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясения - это стихийные бедствия, которым подвержены многие районы земного шара [16]. Последствиями таких грозных как землетрясения стихийных бедствий являются разрушения зданий, плотин, мостов, подземных сооружений, часто сопровождающиеся пожарами. Во многих случаях разрушения приводят к большим человеческим жертвам. Поэтому при строительстве в районах с повышенной сейсмической активностью необходимо создавать сейсмостойкие сооружения.

Следует отметить, что изучать землетрясения нелегко, в связи с тем, что происходят они внезапно и продолжаются небольшой промежуток времени.

Анализ повреждений конструкций, вызванных землетрясениями, являются важной задачей современной науки, так как позволяет критически подойти к проектированию новых сооружений.

Подземные сооружения являются неотъемлемой частью инфраструктуры современных городов и используются в качестве транспортных сетей, подземных стоянок, хранилищ и т.п. Сооружения, построенные в районах, с повышенной сейсмической активностью должны выдерживать и сейсмические нагрузки.

В диссертации приводится краткая информация о разрушениях тоннелей, вызванных землетрясениями, описываются современные методы расчёта тоннелей на сейсмостойкость. Описываются инженерные подходы, используемые для количественной оценки сейсмического воздействия на подземные сооружения.

Актуальность проблемы. Подземные сооружения в меньшей мере подвержены разрушениям, по сравнению с наземными. Однако сильные землетрясения, произошедшие в последние годы, повредили, а иногда и разрушили и подземные сооружения. Вьетнам расположен в районе с повышенной сейсмической активностью. На территории страны в период с 1948 года произошло 26 разрушительных землетрясений, которые привели к тяжелым экономическим и социальным последствиям. В связи с этим во Вьетнаме вопросам сейсмостойкости сооружений уделяется большое внимание. В 1997 года

во Вьетнаме введены нормы сейсмостойкого строительства. Однако в этих нормах отсутствуют разделы по сейсмостойкому строительству тоннелей.

Поэтому разработка методов оценки и защиты от сейсмических воздействий тоннелей является актуальной проблемой в настоящее время.

Цель и задачи работы:

- выполнить анализ разрушений подземных сооружений при землетрясениях;
- выполнить анализ существующих методов расчёта подземных сооружений на сейсмические воздействия;
- разработать упрощенные аналитические способы расчета сейсмостойких подземных сооружений;
- разработать методику оценки напряженно-деформированного состояния тоннелей, пересекающих зоны разлома;
- разработать методику расчета способов, уменьшающих повреждения тоннельных обделок.

В работе представлены результаты теоретических исследований, выполнен анализ и сравнение решений, полученных разными методами.

Методика исследований включает построение математических моделей рассматриваемых систем, их численный и аналитический анализ; сопоставление получаемых результатов; разработку предложений по использованию полученных результатов в инженерной практике.

Научная новизна:

- 1) предложен упрощенный метод определения усилий в тоннельных обделках, вызванных сейсмическими воздействиями, соответствующими инженерно – геологическим условиям города Ханоя;
- 2) предложен метод определения эквивалентной жёсткости сборных обделок для расчёта тоннелей при воздействии волн, направленных вдоль оси тоннелей;
- 3) разработаны методики определения внутренних усилий в обделках тоннелей, пересекающих зоны разлома;

- 4) разработаны методики решения задач, учитывающих взаимодействие тоннельных обделок и массива грунта с билинейными характеристиками;
- 5) предложен способ, позволяющий уменьшить уровень воздействия на обделки тоннелей, пересекающих зоны разлома.

Достоверность и обоснованность. При разработке метода решения задач используются известные положения теории упругости и теории распространения волн, а также интегральные преобразования.

Выполнено сравнение результатов, полученных по разработанной методике, с результатами, полученными с помощью известных программных комплексов PLAXIS 8.5 и SAP2000 V14.

Аналитические решения и исследования задач выполнены с помощью программного комплекса MATLAB R2009b.

Достоверность исследований подтверждается хорошим совпадением результатов, полученных с использованием аналитических и численных методов, а также с результатами, полученными другими авторами.

Практическая значимость и реализация работы. Полученные результаты можно использовать для оценки воздействия землетрясений на подземные сооружения и для разработки нормативного документа республики Вьетнам.

Результаты работы предполагается использовать при проектировании и строительстве первой линии метро в Ханое.

Апробация работы. Основные научные результаты докладывались:

1. на научно-практической конференции «Неделя науки-2013. Наука МИИТа - транспорту» в МИИТе г. Москва 25 апреля 2013.
2. на VI научно-практическом семинаре «Надежность и безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях» - 24 октября 2012 г. в Московском государственном строительном университете (МГСУ).

Публикации: по материалам диссертации опубликовано 6 печатных работ.

1. Май Дык Минь. Расчет тоннелей, расположенных в упругопластических грунтах, пересекающих зоны разлома, на сейсмические воздействия / Май

Дык Минь // Строительство и реконструкция. – 2013. – N 1 (45) январь-февраль. – С.19-25.

2. Зайнагабдинов Д. А., Май Дык Минь. Модели для расчета тоннелей, пересекающих активные разломы / Д. А. Зайнагабдинов, Май Дык Минь // Институт Государственного управления, права и инновационных технологий (ИГУПИТ). – Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – 2013. - N3 (16).
3. Курбацкий Е.Н., Май Дык Минь. Расчет фундаментов зданий и сооружений с двумя упругими характеристиками основания с использованием свойств изображений Фурье финитных функций // Вестник МГСУ. 2014. №1. С. 41–51.
4. Май Дык Минь. Расчет свай пересекающих зоны разлома в районах с повышенной сейсмической активностью / Май Дык Минь // Инженерные сооружения на транспорте: Сборник трудов/под общ. ред. проф. Ю. И. Романова. МИИТ. – Москва, 2012. – вып. 4. – С.88-92.
5. Курбацкий Е. Н., Май Дык Минь. Эквивалентная жесткость сборной обделки при изгибе перпендикулярной оси тоннеля / Е. Н. Курбацкий, Май Дык Минь // Перспективы развития строительного комплекса: Материалы VI Международной научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов. 28-31 октября 2013 г. / под общ. Ред. В. А. Гутмана, А. Л. Хареньяна. – Астрахань: ГАОУ АО ВПО «АИСИ». – 2013. – Т. 2. – С.3-6.
6. Май Дык Минь, Курбацкий Е. Н. Расчет балки на основании с двумя упругими характеристиками, основанный на свойствах изображений фурье финитных функций / Май Дык Минь, Е. Н. Курбацкий // Потенциал интеллектуально одаренной молодежи – развитию науки и образования. – Материалы II Международного научного форума молодых ученых, студентов и школьников. – ISBN 978-5-93026-014-4. – Астрахань. – 2013. – С.130-135.

ГЛАВА 1 ПОВРЕЖДЕНИЯ ТОННЕЛЕЙ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

1.1 Общие замечания

Сейсмические волны давно служат предметом исследований. Их систематическое изучение имеет большое значение для обеспечения безопасности населения, а также для исследования строения и эволюции Земли.

Повреждения сооружений, наблюдающиеся во время землетрясений, определяются рядом свойств землетрясений, среди которых одним из основных является пространственный характер сейсмического воздействия. Эффекты волнового движения грунта при землетрясениях могут проявиться в виде остаточных деформаций грунта, и особенно в виде деформаций протяжённых линейных объектов (железнодорожных и трамвайных путей и т.п.).

1.2 Сейсмические волны

Землетрясениями обычно называют колебания земной поверхности, вызванные внутриземными процессами.

Колебания, вызванные землетрясением, распространяются во все стороны от его очага (гипоцентра) в виде волн напряжений, которые носят название *сейсмических волн*. В грунте могут распространяться два типа объемных волн, которые при достижении поверхности отражаются и генерируют поверхностные волны [23, 24, 30].

1.2.1 Объемные волны

К первому виду объёмных волн относится продольная волна (волна P), при распространении которой частицы грунта перемещаются в направлении распространения волны. Среда, в которой распространяется этот вид волн, испытывает напряжения сжатия – растяжения с изменением своего объема. При распространении второго типа волн, смещения частиц среды происходит перпендикулярному направлению распространения. Эти волны называются поперечными (волна S); они сопровождаются изменением формы среды, но с сохранением объема. Иногда их называют волнами *искажения*. Вид деформаций среды при распространении волн представлен на рисунке 1.1.

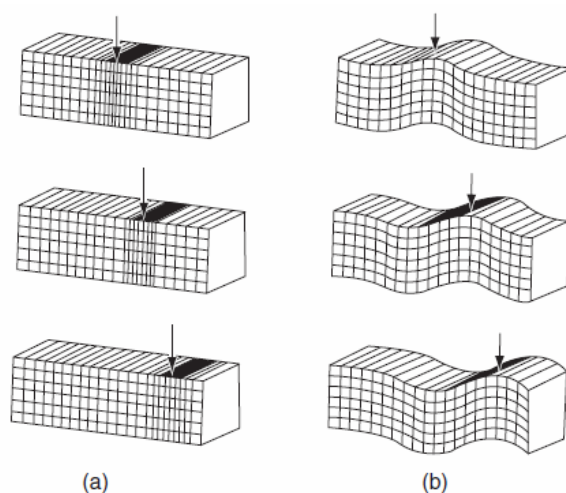


Рисунок 1.1 Вид деформаций среды при распространении волн.

Продольная волна (а) и поперечная волна (б)

Смещения в продольных (C_P) и поперечных (C_S) волнах ориентированы соответственно вдоль и ортогонально направлению распространения волн. Величины скоростей определяются выражениями [1]:

$$C_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}}; \quad C_S = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}}, \quad (1.1)$$

где ρ - плотность материала среды, $кг / м^3$;

E - модуль упругости материала среды, $КН / м^2$;

ν - коэффициент Пуассона материала среды.

Отношение их зависит только от коэффициента Пуассона:

$$\frac{C_S}{C_P} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1+\nu)}} \quad (1.2)$$

Отсюда следует, что в сплошной среде, для которой выполняется закон Гука, C_S/C_P не может быть больше $1/\sqrt{2}$ ($\nu \geq 0$).

Продольные волны распространяются быстрее поперечных волн и поэтому они раньше достигают поверхности Земли. Скорость продольных волн в земной коре достигает $7 \div 8$ км/с, а скорость поперечных волн – примерно $4 \div 4,5$ км/с [16].

В продольных волнах движение частиц грунта при передаче колебаний всегда происходит в направлении луча. В поперечных волнах частицы могут двигаться в

различных направлениях в плоскости, перпендикулярной лучу. Плоскость, проходящая через луч и направление смещения поперечной волны, называется плоскостью поляризации. Различают два типа поперечных волн (SH и SV), поляризованных в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

1.2.2 Поверхностные волны

Вблизи поверхности Земли возникают колебания грунта, которые проявляются только в поверхностных слоях и быстро затухают в более глубоких. Эти волны образуются в результате отражения от границы среды [17]. В сейсмологии используются два основного типа поверхностных волн, различающихся по ориентации плоскости поляризации: волны Рэлея, поляризованные в вертикальном направлении, и волны Лява с поляризацией в горизонтальном направлении, т.е. в волнах Рэлея частицы среды движутся вдоль, а в волнах Лява – перпендикулярно плоскости распространения волн. По многочисленным экспериментальным данным, а также теоретическим расчетам, в случае поверхностного либо приповерхностного источника на образование волн Рэлея и Лява расходуется ~60% энергии очага [26].

Скорость распространения поверхностных волн Рэлея C_R меньше скоростей распространения P и S – волн. В зависимости от упругих свойств грунта, скорость распространения этих волн бывает различной. Например, для скальных пород – $3,5 \div 5,6$ км/с, для глинистых и песчаных грунтов – $0,7 \div 1,6$ км/с, а для насыпных и почвенных оснований – $0,2 \div 0,5$ км/с [16].

Волны Рэлея переносят большую часть энергии землетрясения; вызывают интенсивные колебания поверхности и являются главной причиной разрушения сооружений [1].

Для научного анализа процессов сейсмических колебаний проводятся инструментальные измерения. Многолетними инструментальными наблюдениями в разных сейсмических зонах было установлено, что закономерности сейсмических колебаний имеют региональный характер, т.е. колебания грунта в разных сейсмических областях различны.

1.3 Анализ повреждений подземных сооружений при землетрясениях

Известно, что тоннели, так же как другие подземные конструкции, менее подвержены разрушениям при землетрясениях, чем наземные конструкции. Тем не менее, сейсмическими воздействиями на тоннели нельзя пренебрегать. Во время недавних сильных землетрясений, некоторые подземные конструкции получили серьезные повреждения и даже были разрушены [42]. В результате статистического анализа повреждений тоннелей при различных землетрясениях было установлены следующие полезные соотношения.

Тоннели при землетрясениях не повреждаются, если пиковое ускорение частиц грунта $a_g \leq 0,19g$ и пиковая скорость движения частиц грунта $v_g \leq 20 \text{ см/с}$; тоннель будет незначительно повреждён, если пиковые ускорения находятся в пределах $0,19g < a_g \leq 0,5g$ и пиковые скорости: $20 \text{ см/с} < v_g \leq 80 \text{ см/с}$; тоннель может получить серьезные повреждения, если пиковое ускорения и пиковые скорости превышают следующие значения: $a_g > 0,5g$ и $v_g > 80 \text{ см/с}$ [39].

Для того чтобы оценить реакцию тоннелей на землетрясения, был выполнен анализ повреждений тоннелей, для чего была использована литература, в которой были представлены повреждения тоннелей при землетрясениях.

1.3.1 Особенности повреждений разных типов тоннелей

Большое количество данных о разрушениях, наблюдаемых в тоннелях, которые подвергались сейсмическими воздействиями [64], позволило классифицировать виды разрушений и выделить три типа подземных сооружений, которые ведут себя по-разному во время землетрясений:

- тоннели, построенные закрытым способом;
- тоннели, построенные открытым способом;
- стальные и пластмассовые трубопроводы.

Учёные Dowding С.Н. и Rozen А. классифицировали повреждения, основываясь на форме сейсмических воздействий [39]. Ими отмечено, что

повреждения тоннелей, проявляются вследствие одной причины или комбинации следующих причин:

- повреждения, вызванные разрушениями окружающего грунта, такими как разжижение или оползни в тоннельных порталах;
- повреждения от смещения в зоне разлома;
- повреждения из-за колебаний грунта, возникающих при распространении сейсмических волн.

Предвидеть возможные повреждения тоннелей, вызванные разрушением грунта можно с помощью геомониторинга. Повреждение тоннеля в зоне разлома можно предотвратить, используя специальные меры сейсмозащиты.

Тоннель может испытывать три вида деформации при сейсмическом воздействии: продольные деформации (сжатия и растяжения), изгибные деформации и деформации сдвига. Повреждения тоннелей зависят от параметров землетрясения, характера деформаций массива грунта около тоннеля и особенностей конструкции тоннельной обделки. В зависимости от соотношения жёсткости тоннельной обделки и массива грунта тоннель будет либо деформироваться вместе с массивом грунта, либо сопротивляться деформациям. Если жёсткость тоннеля превышает жёсткость среды, в зоне контакта в грунте может образоваться пластическая зона.

1.3.2 Виды повреждений подземных сооружений

Случаи повреждений тоннелей и их особенности представлены ниже. Для анализа повреждений использовались материалы, представленные в различных источниках: [11, 35, 45, 48, 77, 82, 83, 84].

1.3.2.1 Разрушение обделок тоннеля при сдвиге

Эта проблема возникает, если тоннели, пересекают активные разломы.

Известно, что наибольшую опасность для тоннельных конструкций представляют большие смещения грунтовых массивов, возникающих вследствие неустойчивости грунтовых условий (например, разжижение, оползни) или смещений грунта по разломам. Ниже приводятся примеры тоннелей получивших

повреждения при землетрясениях: тоннель Танна при землетрясении Кита-Идзу 1930 года; тоннель Инатори при землетрясении Идзу-Осима-Kinkai 1978 года; гидротехнический тоннель при землетрясении Наганокен-Сейбу 1984 года; железнодорожный тоннель Райт при землетрясении Сан – Франциско 1906 года; тоннель Болу при землетрясении Дюздже 1999 года в Турции [45]; тоннель Шиганг при землетрясении Чи-Чи 1999 года на Тайване [77]. Можно отметить, что этот список не является полным.

Вид разрушения тоннеля при сдвиге грунта в зоне разлома представлен на рисунке 1.2.

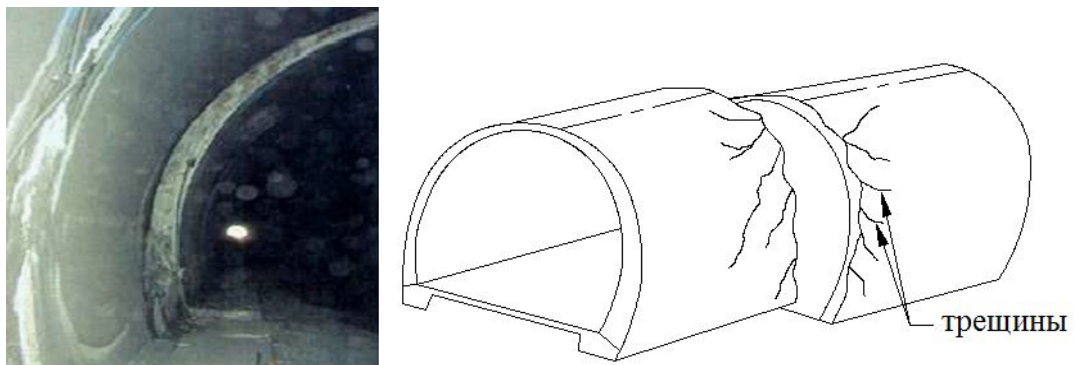


Рисунок 1.2 Разрушение тоннеля при сдвиге грунта в зоне разлома

Практически невозможно рассчитать тоннели таким образом, чтобы они выдерживали большие перемещения грунта. Подходящими мерами по уменьшению повреждений тоннелей являются:

- стабилизация грунта,
- удаление и замена жестких грунтов вокруг тоннеля,
- изменение трассы или заглубление тоннеля.

1.3.2.2 Разрушение тоннеля при обрушении откоса

Разрушения такого типа происходят, с тоннелями, которые располагаются параллельно склонам, на которых возможно возникновение оползней, проходящих через обделки тоннелей. При обрушении откосов во время землетрясения, тоннели могут быть повреждены (рисунок 1.3). Усиление сейсмических волн происходит из-за отражения от свободной поверхности

склонов, что приводит к разрушениям. Причём тоннели в данном случае являются концентраторами напряжений.

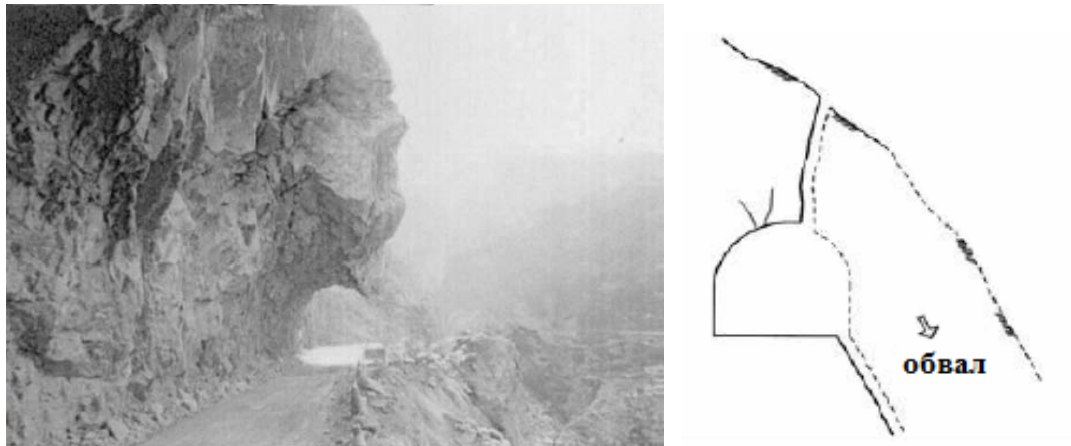


Рисунок 1.3 Вид повреждения - обрушение откоса вызвало разрушение тоннеля

1.3.2.3 Продольные трещины

Продольные трещины в сводах тоннелей и трещины в стенах тоннельных обделок, направленные вдоль оси тоннелей, возникают при распространении поперечных волн под углом 45^0 градусов к оси тоннеля и при воздействии продольных волн вдоль оси тоннеля. В некоторых случаях такие воздействия вызывают разрушения сводов тоннелей (рисунок 1.4).

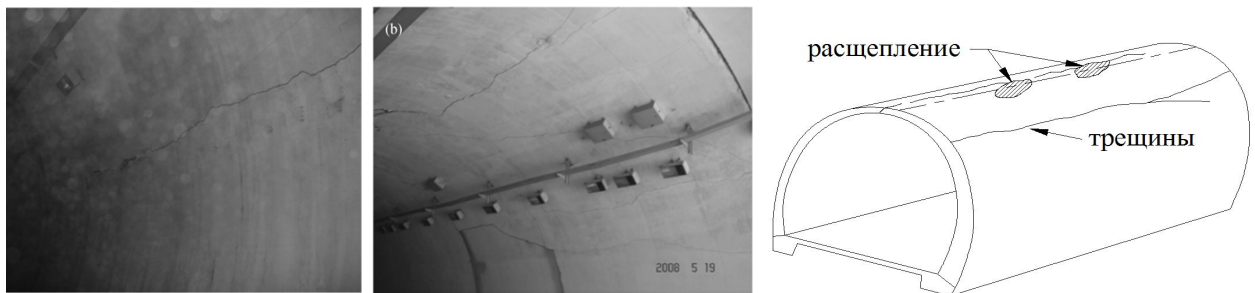


Рисунок 1.4 Вид повреждения - продольные трещины

1.3.2.4 Поперечные трещины

Поперечные трещины возникают в том случае, когда в тоннельной обделке отсутствуют или недостаточно прочные продольные связи между кольцами. При распространении продольной волны вдоль оси тоннелей в сечениях возникают напряжения растяжения сжатия, которые приводят к раскрытию трещин. Примеры таких повреждений приведены на рисунке 1.5.



Рисунок 1.5 Вид повреждений - поперечные трещины

1.3.2.5 Наклонные трещины

Кроме поперечных и продольных трещин могут образовываться и наклонные трещины, которые обычно наклонены под углом $30-60^{\circ}$ к горизонту. Трещины появляются на одной стороне тоннеля и прерываются на границах колец (рисунок 1.6).



Рисунок 1.6 Вид повреждения - наклонные трещины

1.3.2.6 Трещины основания тоннеля

При некоторых воздействиях происходит разрушение лотковой части тоннельной обделки, которое представляет собой протяжённые трещины, а также волнообразные деформации поверхности основания. Такие деформации могут иметь большую протяжённость и большие амплитуды вертикальных перемещений (рисунок 1.7).

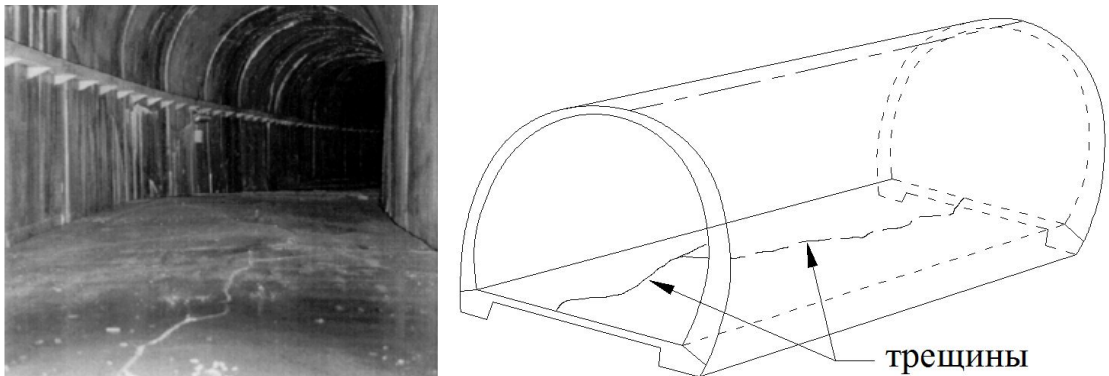


Рисунок 1.7 Вид повреждения – трещины на лотке тоннеля

1.3.2.7 Деформации стен

Деформация стен происходит из-за уменьшения размеров обратного свода вследствие его разрушения. Такое повреждение обделки приводит к деформации боковых стен, а так же к возникновению многочисленных трещин в бетонной обделке. Деформация стен тоннеля представлена на рисунке 1.8.



Рисунок 1.8 Вид повреждения – деформация стен

1.3.2.8 Трещины в зонах ниш и соединений

Очень часто трещины развиваются около разного рода ниш: вентиляционных, пожарных и так далее. Примеры таких трещин показаны на рисунке 1.9. Обычно эти трещины имеют протяжённость несколько десятков сантиметров. Однако, в некоторых случаях при больших нишах, трещины могут простираться в обе стороны и объединяться.

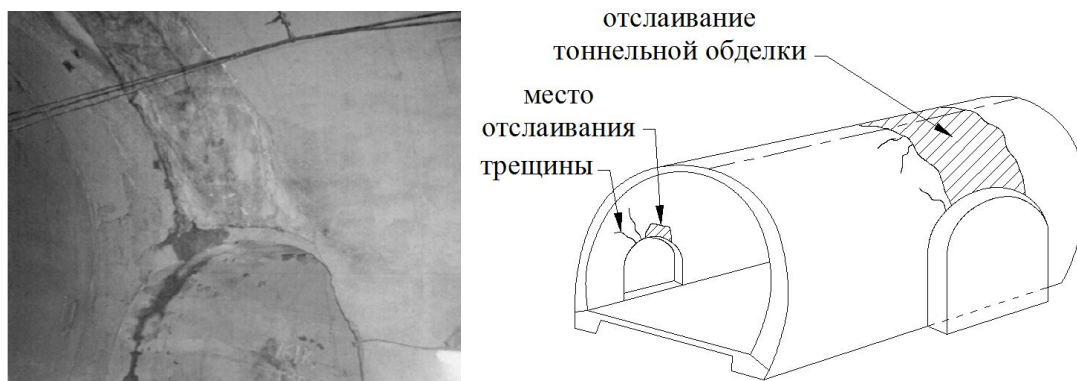


Рисунок 1.9 Форма повреждения – трещины около ниш

1.3.2.9 Виды повреждений тоннелей прямоугольного сечения

Большинство тоннелей с прямоугольными поперечными сечениями – это тоннели мелкого заложения, которые строятся открытым способом. При землетрясениях в таких тоннелях повреждаются колонны, а также соединения в

верхних и нижних углах тоннельных обделок. Вид повреждений станции метро Дайкай в Кобэ (1995 Япония) представлен на рисунке 1.10. Анализ повреждений показывает, что конструкция была подвергнута большей деформации сдвига во время землетрясения, вызывая перераспределение напряжений, которые привели к разрушению центральных колонн, обрушению перекрытий и осадке грунта над тоннелем [57].

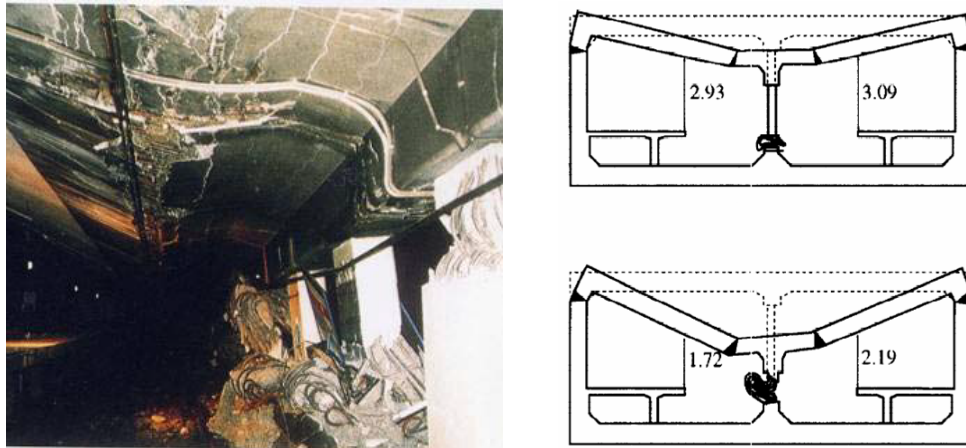


Рисунок 1.10 Форма повреждения прямоугольного тоннеля

1.4 Существующие методы оценки воздействия землетрясений на тоннели

При расположении тоннелей в однородных грунтах обычно рассматриваются два случая: когда тоннель находится в жёстких грунтах и когда тоннель находится в мягких грунтах. В каждом случае используются различные методы расчета.

Если тоннель расположен в жёстких грунтах, то деформации тоннельной обделки и окружающего его массива грунта не отличаются. В таком случае деформации и напряжения в тоннельной обделке можно определить, используя параметры распространяющихся в грунте волн. Тоннель рассматривается как полость в упругой среде и напряжения в обделке определяются как напряжения на границе этой полости.

При расположении тоннелей в мягких грунтах для учёта взаимодействия тоннелей с грунтом и учёта смещений тоннеля относительно грунтового массива [5]. В этом случае часто используется модель балки на упругом основании. Грунт представляется пружинами с соответствующей жёсткостью, зависящей от характеристик грунта и размеров поперечного сечения тоннеля, а тоннель

моделируется балкой с соответствующей жёсткостью. Для учёта рассеивания энергии к пружинам добавляются демпферы.

При расчётах тоннелей на сейсмостойкость применяются и аналитические, и численные методы анализа, в которых используются различные программные комплексы.

1.5 Сейсмические условия во Вьетнаме и нормы проектирования сооружений на сейсмостойкость

Вьетнам расположен на Евразийской плите вблизи границы с плитой Суматры-Андаман-Мьянмы. Северный Вьетнам пересекает много разломов. Самым активным разломом, генерирующим землетрясения с максимальной интенсивностью 8-9 (по шкале MSK-64) является разлом «Лай Чау - Дьен Бьен - Шонг Ма - Шон Ла». Этот разлом расположен в северо-западной части Вьетнама [40]. В северо-западных областях Ханоя в 1983 произошло большое количество землетрясений с силой от 5 до 7 баллов. Землетрясения незначительно повредили некоторые здания. Тем не менее, эти землетрясения вызвали неприятные ощущения и беспокойство у многих людей. Можно отметить такую особенность сейсмических воздействий в районе Ханоя: интенсивность землетрясений на поверхности возрастает из-за резонансного усиления колебаний в верхних мягких глинистых слоях (50 м глубиной).

1.5.1 Данные сейсмической активности Вьетнама

Результаты научно-исследовательской работы Вьетнамского Института Геофизики (ВИГ) «Исследование прогноза землетрясений и колебаний грунта во Вьетнаме» показывают, что в соответствии с историческими архивами с 114 года по 2003 год произошло более 2000 землетрясений. В настоящее время имеются записи 1645 землетрясений с магнитудой, равной 3 и более по шкале Рихтера. С 1900 по 2001 были зарегистрированы очень сильные землетрясения на Севере Вьетнама. Это землетрясение Дьен Бьен Фу в 1935, землетрясение Туан Гяо в 1983 и землетрясение Дьен Бьен Фу в 2001. Все эти землетрясения произошли на Северо-западе Вьетнама, близко к китайской провинции Юнэну и Лаосу.

Сейсмические исследования ВИГ-а позволили разработать базу данных для карты зонирования максимальных вероятных землетрясений для Вьетнама [74] (рисунок 1.11).

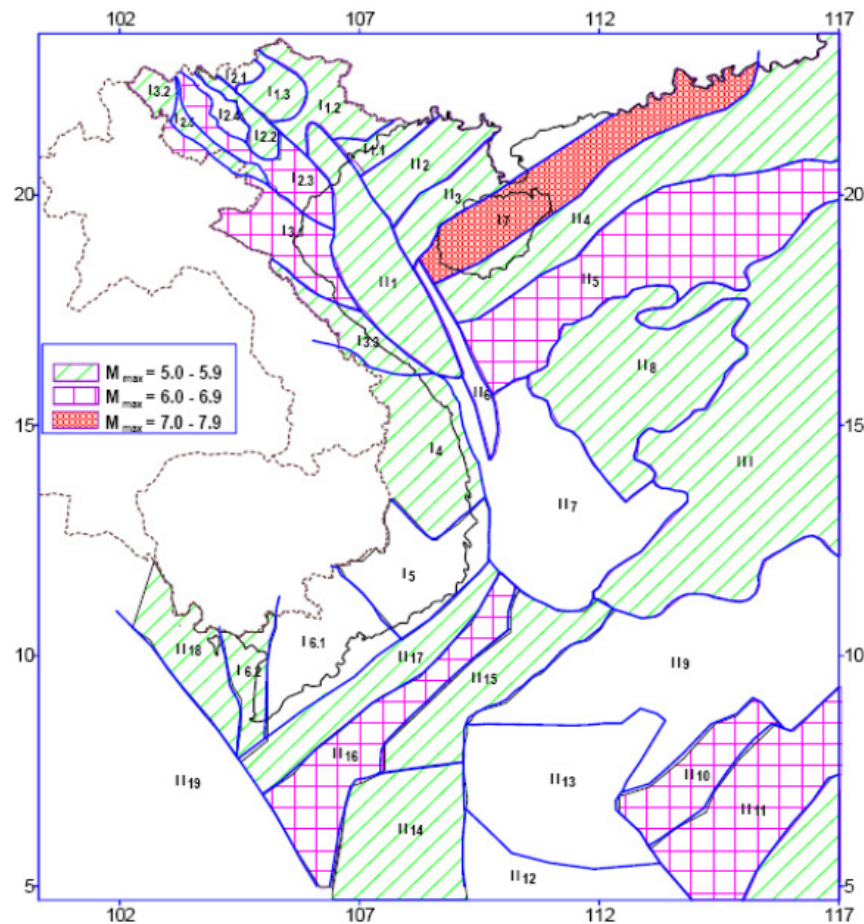


Рисунок 1.11 Схема максимальных возможных значений магнитуд на территории Вьетнама

Магнитуда землетрясения по шкале Рихтера, которое произошло на юго-западе города Дьен Бьен Фу 1 ноября 1935 года составила величину, равную $M = 6,8$. Это было самое сильное землетрясение, произошедшее за последние 100 лет во Вьетнаме. Интенсивность землетрясения составила от VIII и IX баллов по шкале MSK-64. При землетрясении Туан Гяо от 24 июня 1983 в области Лай Чау с магнитудой 6.7 интенсивность колебаний достигала VIII баллов. При этом землетрясении было разрушено и повреждено много зданий и других сооружений.

При землетрясении Дьен Бьен Фу 2001 года, которое произошло 19 февраля 2001, с эпицентром в Наме Уне (Лаос), приблизительно 15 км от города Дьен Бьен

Фу, величина магнитуды составила 5.3 по шкале Рихтера, а интенсивность порядка VII – VIII баллов. Было отмечено более сотни толчков. Землетрясение повредило почти все конструкции, выполненные из каменной кладки. Воздействия на конструкции были очень внушительными: 130 зданий были повреждены и требовали восстановления, 1044 здания необходимо было усилить или модернизировать. Землетрясение оказало очень серьезное социально-экономическое влияние на людей и органы власти [50].

В 2005 году было зарегистрировано много землетрясений не только на Севере, но также и на Юге Вьетнама, где сейсмическая активность считалась очень низкой, и воздействия землетрясений на зданиях, и другие сооружения, никогда не принимались в расчёт.

Ранее Вьетнам считался безопасным районом с точки зрения возникновения землетрясений. Однако землетрясения, которые произошли на Севере и Юге Вьетнама изменили отношение к этой проблеме. В настоящее время правительство и общество уделяет большое внимания исследованиям в области сейсмических воздействий и разработке сейсмостойких конструкций. Если сильные землетрясения произойдут в плотно населенных районах, таких как Ханой и Хошимин, убытки и потери, могут быть намного больше, чем убытки вызванные тайфунами и другими стихийными бедствиями.

1.5.2 Обзор современных вьетнамских норм по проектированию сейсмостойких сооружений

До недавнего времени во Вьетнаме не существовало собственных нормативных документов по расчёту на сейсмостойкость, поэтому для проектирования сооружений в сейсмически активных областях была разработана Инструкция Государственного Института Геологии (Национальному Центру Естествознания и Технологий). Кроме того, были официально приняты нормативные документы: Российские нормы СНиП II 7-1981 [28], ВСН 193-81 [6] и нормы UBC (США).

Позднее во Вьетнаме были разработаны Нормы проектирования сейсмостойких конструкций TCXDVN 375:2006, утверждённые Министерством

строительства. Однако в этих нормах отсутствует раздел по расчёту подземных сооружений.

В нормах TCXDVN 375:2006, сейсмическая опасность оценивается значением пикового ускорения грунта. При разработке этих норм использовались положения Еврокода 8. К нормам прилагается карта сейсмического районирования, которая была результатом долгосрочных исследований ВИГ (рисунок 1.12) [75].

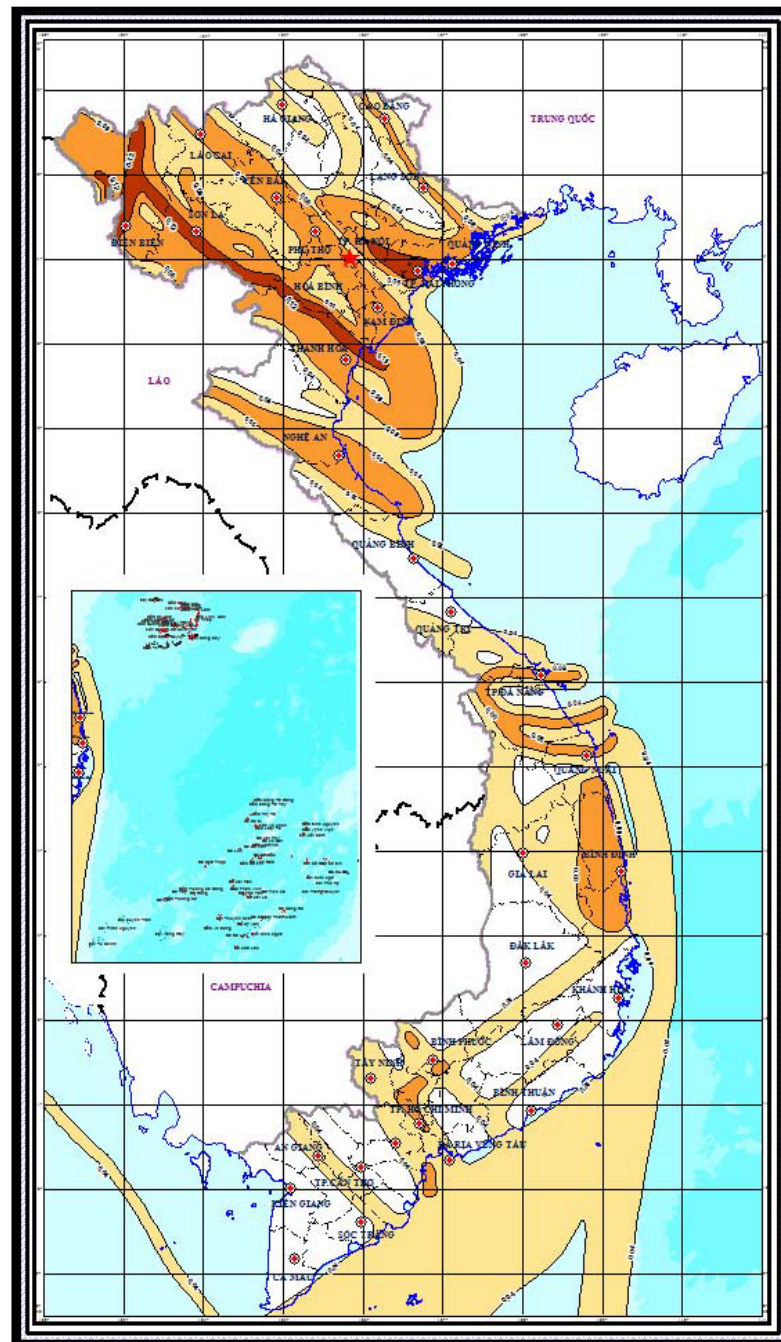


Рисунок 1.12 Карта сейсмического районирования в единицах пиковых горизонтальных ускорений для территории Вьетнама

ГЛАВА 2 МЕТРОСТРОЕНИЕ В ХАНОЕ В НАСТОЯЩЕЕ ВРЕМЯ, ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

2.1 Введение

Ханой является столицей Вьетнама и вторым по величине городом страны с населением приблизительно равным восьми миллионам.

Система общественного транспорта главным образом состоит из автобусного парка. Дороги Ханоя перегружены. Транспортные проблемы предполагаются решить путём строительства линий метрополитена. Линии метрополитена предполагается связать с существующими железнодорожными трассами. Завершение строительства Метро города Ханоя и всей городской транспортной системы предполагается в 2020 году.

2.2 План городской транспортной системы в Ханое

При планировании транспортной системы города Ханоя приоритетным является современный общественный транспорт: железные дороги и автобусные системы. Предполагается строительство кольцевых и радиальных линий с целью уменьшения пробок. Решено построить восемь городских железнодорожных трасс, 6 автомобильных дорог, 9 высокоскоростных автобусных маршрутов.

Генеральный план транспортной системы города Ханоя представлен на рисунке 2.1 и в таблице 2.1 [43].

В Ханое будут построены и наземные и подземные линии. Предполагается спроектировать и построить 240 км наземных линий и 60 км подземных линий. В качестве примера приведём Линию №2 (Нойбай – Тхыонгдйнь): длина составит 35,2 км, она соединит аэропорт Нойбай с центром города. Из аэропорта линия пройдёт через новый городской район Донгань и окружной административный комплекс в Тульеме, пересекает старый квартал Ханоя и проходит по краям дороги №6 до Тхыонгдйнь. Соединится с линией №2А городская железнодорожная линия Катлийнь-Хадонг. Эта линия будет состоять из 6 км подземных перегонных тоннелей метро, 7 подземных станций, и наземных участков.

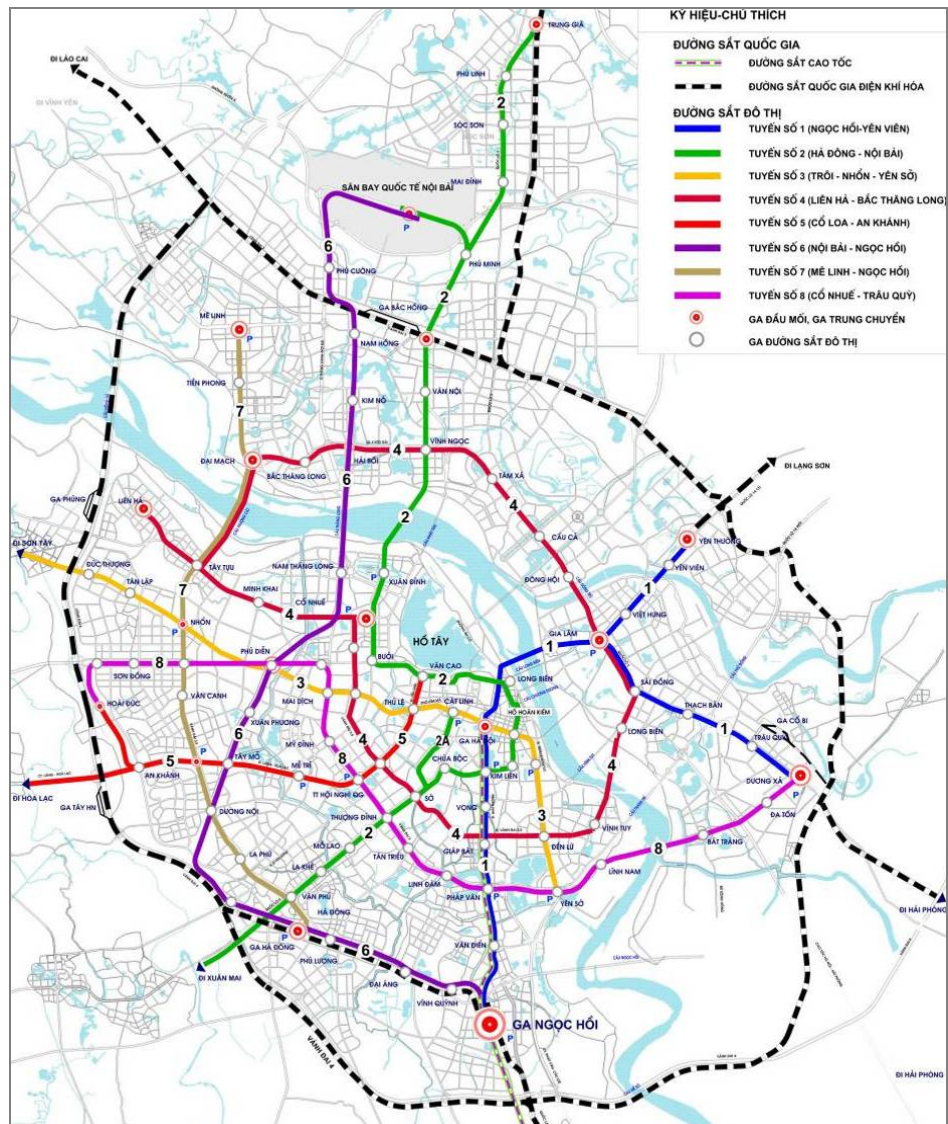


Рисунок 2.1 Карта планируемых городских железнодорожных линий в Ханое

Таблица 2.1 – Перечень городских подземных (метро) и наземных (железнодорожных) линий в Ханое

№	Названия линий	Маршруты	Длины
1	Линия №1	Нгокхой – Енвьен	38,7 км
2	Линия №2	Нойбай – Тхыонгдйнь	35,2 км
3	Линия №2a	Катлйнь – Хадонг	14 км
4	Линия №3	Чой Ньон – Еншо	21 км
5	Линия №4	Льенха – Север Тханглонг	53,1 км
6	Линия №5	Юг Западного озера – Хоалак	34,5 км
7	Линия №6	Нойбай – Нгокхой	47 км
8	Линия №7	Мелйнь – Нгокхой	35 км
9	Линия №8	Конусе - Чаукуи	28 км

В настоящее время проект находится в стадии разработки. Построено несколько наземных участков. На участках трассы, на которых предполагается строительство тоннелей мелкого и глубокого заложения проводятся проектно-изыскательские работы.

2.3 Предполагаемые формы поперечных сечений тоннелей, которые будут использоваться при строительстве метро в Ханое

2.3.1 Тоннели, сооружаемые щитовым способом

Во Вьетнаме при щитовой проходке тоннелей в мягких грунтах, расстояние от поверхности грунта до верхней части обделки должно быть не менее диаметра тоннеля. Обделки тоннелей предполагается изготавливать из железобетона или чугуна. Типичное поперечное сечение таких обделок представлено на рисунке 2.2.

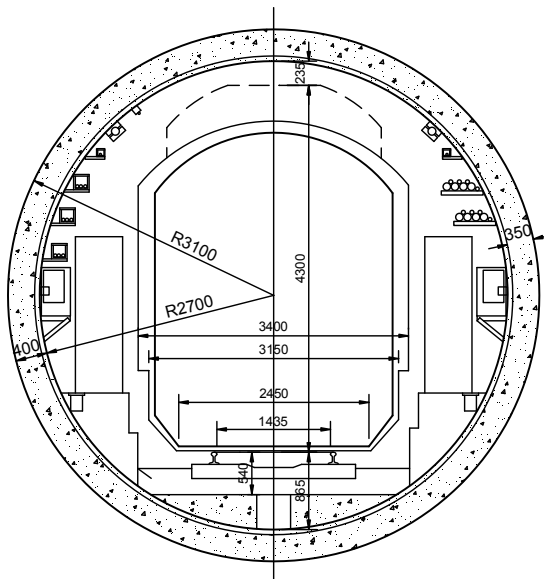


Рисунок 2.2 Типичное поперечное сечение тоннелей, сооружаемых с использованием проходческих щитов

Эта конструкция обделки тоннеля с наружным радиусом 3,1м и с толщиной обделки 0,35м, будет использоваться в примерах расчета в следующих разделах.

2.3.2 Тоннели, сооружаемые открытым способом

Для тоннелей, сооружаемых открытым методом, будут использоваться тоннельные обделки с поперечным сечением прямоугольной формы (рисунок 2.3а). Типичное поперечное сечение станции представлено на рисунке 2.3б.

Тоннельные обделки с подобными размерами поперечного сечения будут использоваться в следующих главах.

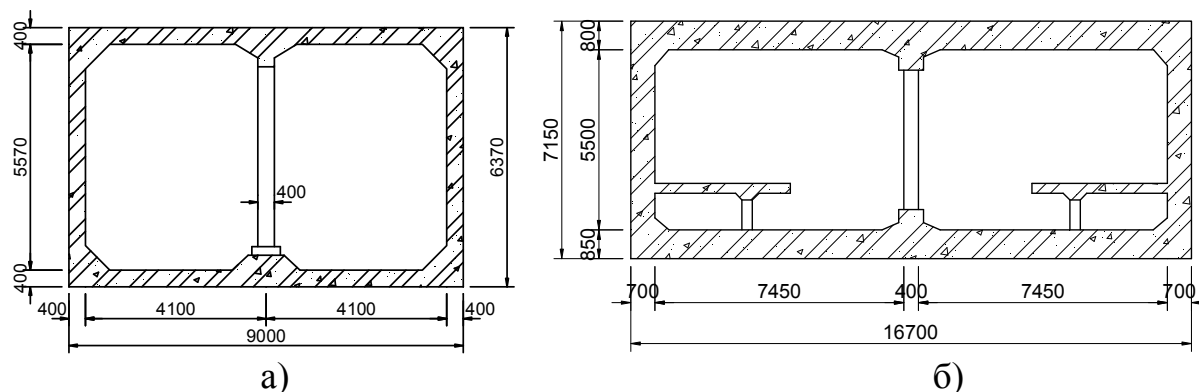


Рисунок 2.3 Типичное поперечное сечение тоннелей мелкого заложения перегонного (а), станции (б)

2.4 Инженерно-геологические условия и сейсмические условия в Ханое

2.4.1 Типичные инженерно-геологические условия в Ханое

Инженерно-геологические условия для каждой строительной площадки могут быть разными. Однако существуют некоторые общие закономерности, такие как глубина залегания коренных пород и характеристики осадочных пород. В каждом конкретном случае проводятся инженерно–геологические исследования, которые позволяют уточнить все необходимые характеристики грунта. На рисунке 2.4 представлен геологический разрез, выполненный для проектирования трассы метро в Ханое. Характеристики и мощности слоев грунта, полученные при бурении скважины QNX-12, представлены в таблице 2.2.

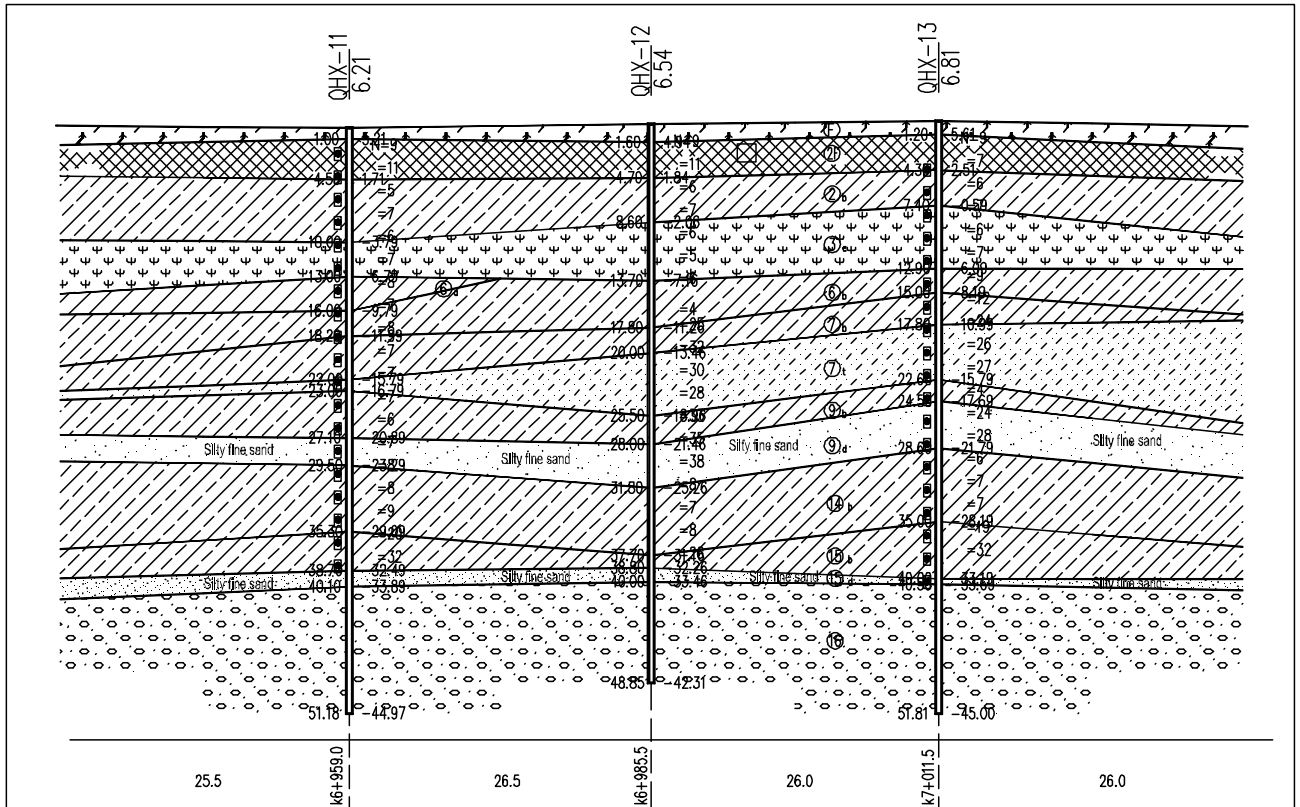


Рисунок 2.4 Геологический разрез

Таблица 2.2 – Характеристики грунтов использований в исследованиях и расчетах

Номер ИГЭ	Мощность (м)	Плотность грунта (кг/м ³)	угол внутреннего трения грунта	Коэффициент сцепления (кПа)	Модуль деформации E ₀ (МПа)	Модуль упругости E (кПа)	Коэффициент Пуассона	Скорость волны сдвига C _{si} (м/с)
F	1.6	1.98	15°79'	21.1	5.9	243.6	0.35	213
2F	3.1	1.90	15°36'	17.7	5.7	283.9	0.44	228
2b	3.9	1.86	11°08'	11.0	5.3	314.4	0.42	244
3e	5.1	1.50	11°09'	11.1	2.6	177.7	0.43	204
6b	4.1	1.78	9°44'	9.2	4.3	234.0	0.47	211
7b	2.2	1.87	11°26'	10.7	5.1	308.4	0.47	237
7t	5.5	1.78	11°33'	13.1	4.8	276.5	0.45	231
9b	2.5	1.77	11°01'	11.0	4.2	165.7	0.49	177
9d	3.8	1.76	11°09'	10.9	4.4	292.9	0.37	246
14b	5.9	1.80	13°42'	14.5	4.2	349.7	0.46	258
15b	1.1	1.89	16°42'	20.7	6.2	281.8	0.47	225
15d	1.2	1.96	17°06'	16.0	8.5	501.8	0.47	295

Геологический разрез (буровая скважина QNH-12). Данные, используемые при расчётах тоннельных обделок в следующих главах (рисунок 2.5).

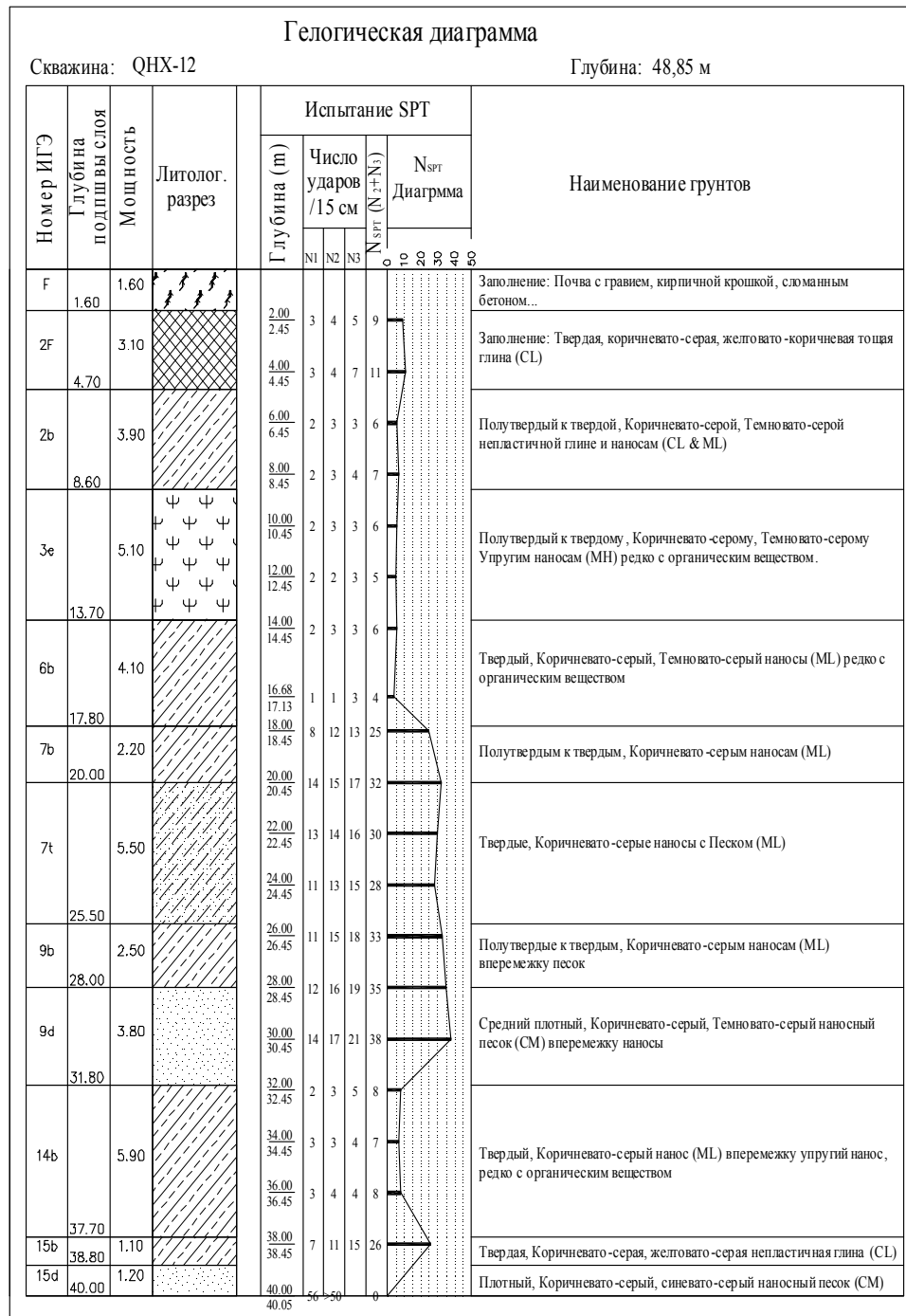


Рисунок 2.5 Характеристики слоёв грунта (скважина QNH-12)

2.4.2 Сейсмические условия в Ханое

Территорию, которую занимает город Ханой, пересекают несколько тектонических разломов, которые оказывают сильное влияние на сейсмическую активность. Следует отметить разломы, направленные по руслам следующих рек:

Красной реки, реки Чаи, реки Ло, реки Вйньинь, реки Да и реки Донгчьеу. Большинство источников землетрясений, наблюдаемых в Ханое и его окрестностях, находились на границах этих разломов. Активными являются два разлома вдоль реки Чаи и реки Ло (рисунок 2.6).

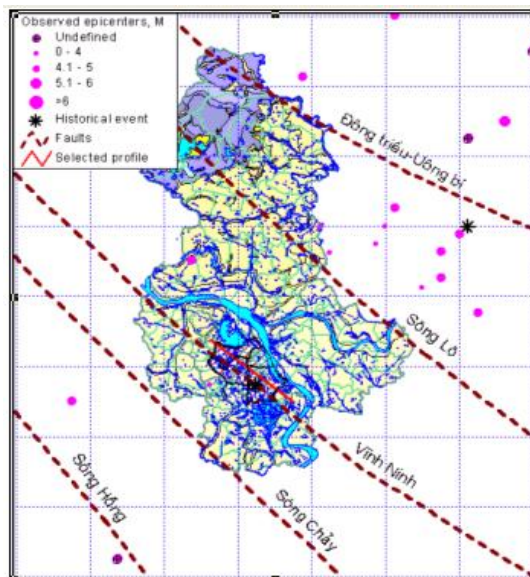


Рисунок 2.6 Схема разломов, пересекающих город Ханой

В соответствии с нормативным документом «Проектирование сейсмостойких конструкций Вьетнама» (TCXDVN375:2006) [75], в районе Ханоя может произойти землетрясение силой 8 баллов по шкале МСК 64. Значение пикового ускорения грунта рекомендуется принимать равным $a_g = 0,2g$.

2.5 Выводы по главе

Представлен генеральный план транспортной системы Ханоя, инженерно–геологические и сейсмические условия. Эти данные будут использоваться в следующих главах.

ГЛАВА 3 АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

3.1 Введение

При распространении волн перпендикулярно осям тоннелей контуры цилиндрических обделок превращаются в овальные, а поперечные сечения прямоугольной формы подвергаются деформациям сдвига, как это представлено на рисунке 3.1. Такие расчётные схемы рекомендуется использовать в «Техническом руководстве по проектированию и расчёту элементов транспортных тоннелей» США [38, 62].

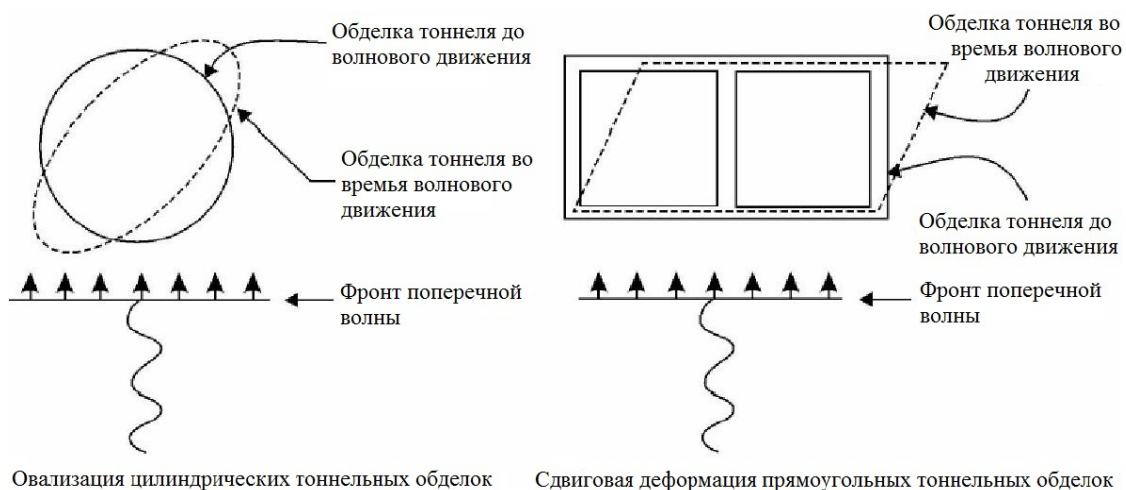


Рисунок 3.1. Деформации поперечных сечений тоннельных обделок при распространении поперечных волн в вертикальном направлении

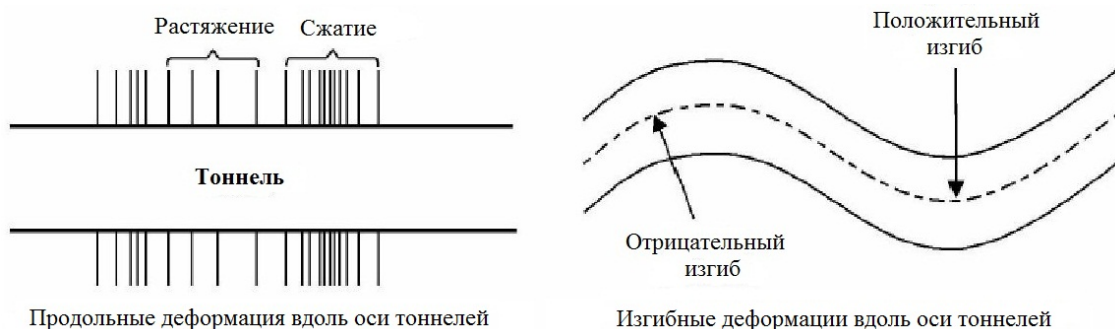


Рисунок 3.2. Деформации тоннельных обделок при распространении сейсмических волн вдоль оси тоннеля

Наибольшие деформации такого типа создаются вертикально распространяющимися поперечными волнами. Продольные и изгибные

деформации создаются волнами, распространяющимися вдоль оси тоннелей (рисунок 3.2) [76, 61].

Расчёт поперечных деформаций тоннельных обделок при воздействии сейсмических волн может быть выполнен аналитическими и численными способами. Численные методы расчёта применяются в тех случаях, когда необходимо учесть большое количество неопределённостей, связанных с грунтовыми условиями, и с заданием исходной сейсмической информации. Обычно для расчёта ответственных сооружений применяются одновременно численный и аналитический методы расчёта.

3.2 Параметры, характеризующие движения грунта при землетрясениях

Для расчёта тоннелей на сейсмические воздействия необходимо задать параметры, характеризующие движение грунта, в трёх направлениях: вдоль оси тоннеля и в двух направлениях, перпендикулярных к оси тоннеля.

3.2.1 Пиковые параметры движения грунта

Наиболее часто используемым параметром, характеризующим сейсмическое воздействие, является пиковое ускорение грунта (PGA) в горизонтальном направлении. Пиковые значения скоростей колебаний грунта (PGV) и пиковые значения перемещений колебаний грунта (PGD) также используются в инженерных расчётах. Для расчёта подземных сооружений, на сейсмостойкость пиковое значение скорости и пиковое значение перемещений являются более важными параметрами. Значения PGA, как правило, получают, используя карты общего сейсмического районирования. Можно уточнить эти значения, если известны расстояния от возможных источников землетрясений. Этими вопросами занимаются сейсмологи и геологи.

В США были выполнены исследования для определения значений отношений пиковой скорости к пиковому ускорению PGV/PGA в зависимости от магнитуды, грунтовых условий и расстояний от источника возмущений до объекта. Результаты этих исследований, позволяющих определять значения пиковой

скорости и пикового смещения грунта, если известны пиковые значения ускорения, представлены в таблицах 3.1 и 3.2 [42, 65].

Таблица 3.1 - Отношения значений пиковой скорости движения грунта к значениям пикового ускорения движения грунта на поверхности скальных и мягких грунтов

Магнитуда (M_w)	Отношение значений пиковой скорости движения грунта (см/с) к пиковому ускорению движения грунта (g)		
	Расстояние от источника землетрясения до площадки (км)		
	0-20	20-50	50-100
Скальный грунт			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Твёрдый грунт			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Мягкий грунт			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251

Таблица 3.2 - Отношения значений пиковых перемещений поверхности грунта к значениям пиковых ускорений на поверхности скальных и мягких грунтов

Магнитуда (M_w)	Отношение пика смещения частиц грунта (см) к пику ускорения частиц грунта (g)		
	Расстояние от источника землетрясения до площадки (км)		
	0-20	20-50	50-100
Скальный грунт			
6,5	18	23	30
7,5	43	56	69
8,5	81	99	119
Твёрдый грунт			
6,5	35	41	48
7,5	89	99	112
8,5	165	178	191
Мягкий грунт			
6,5	71	74	76
7,5	178	178	178
8,5	330	320	305

Типы грунтов характеризуются следующими диапазонами скорости волн сдвига:

- скальный грунт ≥ 750 м/с;
- твёрдый грунт 200-750 м/с;
- мягкий грунт ≤ 200 м/с.

Примечание. Отношения между пиковой скоростью грунта и пиковым ускорением грунта, а также между пиковым перемещением грунта и пиковым ускорением грунта является менее точными в мягких грунтах.

Кроме того величины пиковых значений ускорений, скоростей и перемещений можно определить в зависимости от бальности строительной площадки, используя данные российских исследователей Аптикаева Ф.Ф. и Михайловой Н.Н. [27]. Эти данные представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Значения PGA , PGV и PGD , соответствующие СН РК В.1.3-98

I, баллы	PGA , см/с ²		PGV , см/с		PGD , см	
	Интервал значений	Медиана	Интервал значений	Медиана	Интервал значений	Медиана
9	400-900	600	55-180	100	20-80	40
8	180-400	270	18-55	32	5-20	10
7	80-180	120	5,5-18	10	1,25-5	2,5

3.2.2 Зависимость параметров движения грунта от глубины

Параметры движения грунта, как правило, задаются на поверхности земли. Тоннели, как известно, сооружаются на некоторой глубине под дневной поверхностью. Для расчёта конструкции тоннеля на сейсмическое воздействие необходимо знать параметры движения грунта на уровне заложения тоннеля. Ввиду того, что интенсивность колебаний грунта при землетрясениях уменьшается с увеличением глубины [52], представляет интерес для расчётов тоннелей, использующих эти уменьшенные значения. Отношения,

характеризующие уменьшение параметров с глубиной представлены в таблице 3.4. Можно получить и более низкие значения, но для этого необходимо выполнить дополнительные оценки, соответствующие конкретной строительной площадке.

Таблица 3.4 – Коэффициенты, учитывающие уменьшение параметров, характеризующих движение грунта с глубиной [58]

Глубинные тоннели (м)	Коэффициенты, учитывающие уменьшение параметров, характеризующих движение грунта, в зависимости от глубины заложения
≤ 6	1.0
6 -15	0.9
15 -30	0.8
≥ 30	0.7

3.3 Оценка поперечных деформаций тоннельных обделок при сейсмических воздействиях без учёта влияния тоннельной обделки на окружающий массив грунта

Рассматриваемый упрощённый метод, позволяющий определить деформацию цилиндрической тоннельной обделки, основан на предположении, что тоннельная обделка не влияет на деформации окружающего массива грунта. Тоннель рассматривается как цилиндрическая полость в грунтовом массиве, в котором распространяются сейсмические волны.

3.3.1 Овализация

Деформация сечений тоннелей цилиндрической формы в овальную происходит при воздействии поперечных волн сдвига, распространяющихся перпендикулярно оси тоннеля. Знакопеременные деформации вызывают дополнительные сжимающие и растягивающие напряжения в тоннельной обделке. Эти динамические напряжения накладываются на существующие статические напряжения. В результате могут проявиться два эффекта: Дополнительные

напряжения сжатия вместе с существующими статическими в некоторых сечениях могут превысить предельно допускаемые и динамические напряжения уменьшают статические напряжения сжатия в тоннельной обделке, уменьшая несущую способность, иногда при этом появляются растягивающие напряжения.

3.3.2 Деформации сдвига «свободного поля»

Деформации сдвига грунта, вызванные вертикально распространяющимися волнами сдвига являются доминантными и наиболее критическими видами сейсмических движений. Такие воздействия деформируют сечения круговых тоннелей в овальные, а прямоугольные сечения в параллелепипеды как показано на рисунке 3.1.

Для оценки параметров сейсмических волн свободного поля часто требуется использование численных методов, особенно при сложных инженерно-геологических условиях. В настоящее время существует много пакетов программ различной степени сложности и детализации (например, SHAKE, FLUSH, FLAC, PLAXIS, MIDAS и др.) для решения такого рода задач.

Наиболее широко используемый подход заключается в упрощении геологии: в замене грунтовой среды горизонтально-слоистой системой с тем, чтобы можно было использовать одномерную теорию распространения волн [71]. В результате такого анализа распределения напряжения и деформации сейсмических волн сдвига в «свободном поле» можно было представить в зависимости от глубины.

Для тоннелей глубокого заложения, расположенных в относительно однородных грунтах при отсутствии детального анализа сейсмических напряжений, упрощённые методики Newmark N. M. [60] и Hendron A. J. [54] позволяют получить разумную оценку, отметив, однако, что эти результаты дают завышенные значения, особенно в том случае, когда ослабление уровней колебаний грунта с увеличением глубины игнорируется. Максимальная деформация сдвига, γ_{max} , в свободном поле может быть выражена как [58, 38]:

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_{Se}}, \quad (3.1)$$

где V_s - пиковая скорость движения частиц грунта, $м/с$;

C_{se} - эффективная скорость распространения волн сдвига, $м/с$.

Эффективные скорости вертикально распространяющихся волн сдвига C_{se} , соответствуют уровням деформаций сдвига, которые могут возникнуть в грунте на уровне заложения тоннеля при воздействии проектного землетрясения. Значение C_{se} может быть получено путем соответствующего уменьшения скорости волн сдвига C_s , измеренных при деформациях. Для учета зависимости скорости волн сдвига от уровня деформаций используется результаты замеров распространения поперечных и продольных волн.

Для скальных пород отношение C_{se}/C_s можно принять равным 1,0. Для жестких и очень жестких пород отношение C_{se}/C_s может варьироваться от 0,6 до 0,9. Кроме того, должен быть определён специальный спектр максимальных реакций для строительной площадки с учётом полученного значения C_{se} . Для тоннелей, расположенных в мягких грунтах так же должен быть определён специальный спектр максимальных реакций для строительной площадки с учётом значения C_{se} .

3.3.3 Исходные данные для расчета тоннеля для условий Ханоя

Аналитические решения можно получить только для однородных сред, поэтому слоистые среды заменяются эквивалентными однородными. Средняя скорость волны сдвига в слоистой среде определяется по формуле, учитывающей общее время распространения сдвиговой волны в каждом слое [72]:

$$C_s(d) = \frac{d}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{C_{si}}}, \quad (3.2)$$

где: d – общая мощность слоев грунта;

H_i – мощность i -того слоя;

C_{si} – скорость волны сдвига i -того слоя;

n – общее число слоев грунта.

Средние значения модулей упругости:

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (3.3)$$

Аналогично, определим остальные средние параметры, используемые в последующих исследованиях. Параметры расчета представлены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Параметры расчета

№	Параметр	Значение	Единица
1	Модуль упругости бетона (E_b) [85]	32400	МПа
2	Средний модуль упругости слоев грунта (E_z^c)	276,6	МПа
3	Средний коэффициент Пуассона слоев грунта (ν_z^c)	0,44	
4	Пиковая скорость поверхности грунта (V_s)	0,38	м/с
5	Скорость распространения волн в грунте ($C_s(d)$)	227	м/с
6	Эффективная скорость распространения волн в грунте (C_{se})	182	м/с
7	Максимальная деформация грунта на глубине 10 м (γ_{10})	0,00188	
8	Максимальная деформация грунта на глубине 20 м (γ_{20})	0,00167	

3.3.4 Оценка параметров овализации поперечных сечений цилиндрических тоннельных обделок, соответствующих деформациям сдвига «свободного поля»

Если предполагается, что круговая тоннельная обделка принимает овальную форму, в соответствии с деформациями, соответствующими деформациям окружающего массива грунта (например, при деформациях сдвига), жесткость сечений обделки полностью игнорируется. Это предположение, является вполне разумным для большинства тоннелей, расположенных в скальных и в жестких грунтах, так как жёсткость обделки мала по сравнению с жёсткостью окружающей среды и, следовательно, искажения, вносимые наличием тоннеля в напряжённо деформированное состояние малы. Однако такое предположение

может идти как в запас прочности, так и к недооценке сейсмических воздействий, поэтому этот вопрос будет обсуждён более подробно [53].

Искажение деформированного состояния окружающего тоннель массива грунта, можно определить двумя способами. При отсутствии (при не учёте) полости тоннельная обделка должна деформироваться так, как это представлено на рисунке 3.3а.

Тоннельная обделка должна быть запроектирована так, чтобы выдержать максимальные напряжения, соответствующие такой деформации тоннельной обделки.

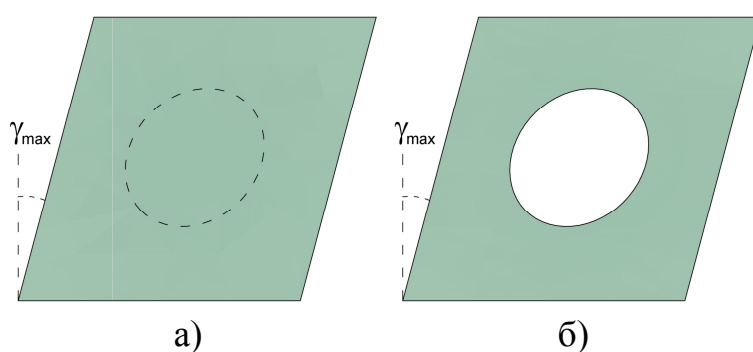


Рисунок 3.3 - Сдвиг искажения грунта [76]

а) Сдвиг искажения свободного поля;

б) Сдвиг искажения поля с полостью.

Максимальные изменения диаметра тоннельной обделки в этом случае определяются по формуле [22, 38, 76]:

$$\Delta D_{f,f} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2} D, \quad (3.4)$$

где D - диаметр тоннеля;

$\gamma_{\max}$ - максимальные деформации сдвига свободного поля при распространении волн сдвига.

В этом случае деформации соответствуют деформациям сплошной среды.

Во втором случае предполагается наличие полости. Тогда изменения диаметра определяются выражением:

$$\Delta D_{\text{полость}} = \pm 2\gamma_{\max} (1 - \nu_m) D, \quad (3.5)$$

где ν_m - коэффициент Пуассон грунта.

При выводе уравнений (3.4) и (3.5) предполагается отсутствие тоннельной обделки. Другими словами взаимодействие «грунт-тоннель» не учитывается.

Сравнение уравнений (3.4) и (3.5) показывает, что искажения с учётом полости приведёт к большей деформаций, чем без учёта полости. Для обычных грунтов разница может достигать трёх раз. Основываясь на полученных формулах можно сделать следующие заключения:

- Уравнение (3.4) можно использовать для определения деформаций тоннельных обделок, жёсткость которых такова, что они не вносят искажений в деформированное состояние свободного поля.
- Уравнение (3.5) можно использовать для определения деформаций тоннельных обделок, жёсткость материала которых мала по сравнению с жёсткостью грунта;

Основываясь на представленном выше обсуждении можно предположить, что тоннельные обделки, обладающие большей жёсткостью, чем окружающий массив грунта будут испытывать меньшие деформации, чем деформации «свободного поля». Этому случаю соответствует тоннель, расположенный в мягких и очень мягких грунтах. Поэтому следует отметить, что относительная жесткость тоннельной обделки и окружающего массива грунта (эффект взаимодействия грунт-тоннельных обделок) играет важную роль при определении реакции тоннеля на сейсмические воздействия.

3.3.5 Определение деформации цилиндрической тоннельной обделки с аналитическим и численным методом

Выполнено сравнение результатов, полученных аналитическим методом, с численными результатами, полученными с использованием программного комплекса PLAXIS.

Конечно-элементная модель обделки тоннеля и массива грунта представлена на рисунке 3.4.

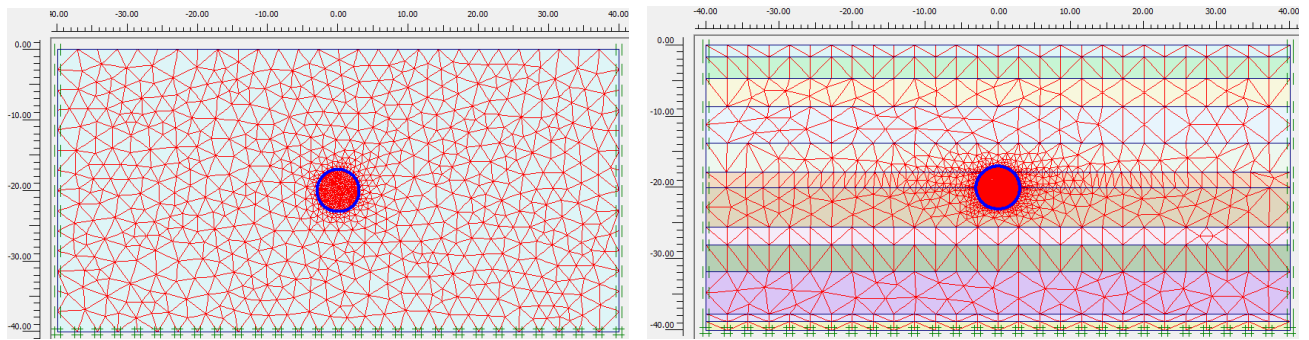


Рисунок 3.4 Разбиение на конечные элементы однородной эквивалентной среды и слоистого массива грунта

Деформации круглой обделки, соответствующие деформациям сдвига свободного поля, без учёта жёсткости тоннельной обделки представлены на рисунке 3.5.

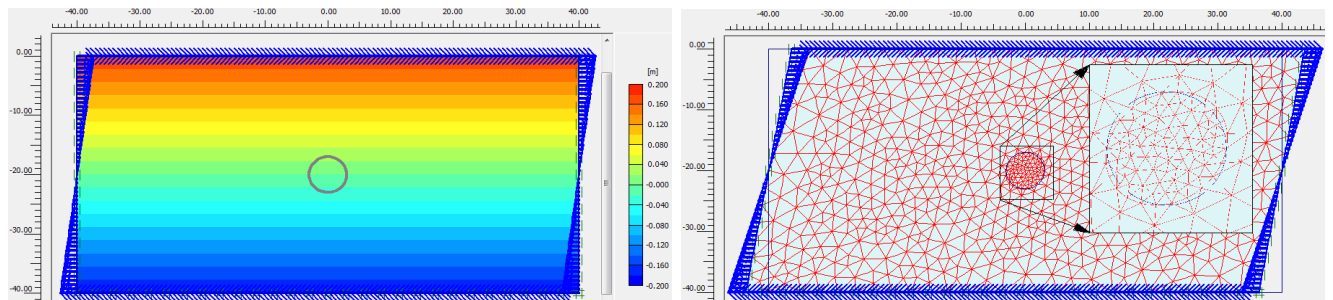


Рисунок 3.5 Вид деформаций свободного поля контура тоннельной обделки

Сравнение результатов, полученных аналитическим и численным методом, приведено в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Максимальные изменения диаметра (ΔD (м)) при деформации тоннельных обделок, соответствующих деформациям сдвига свободного поля

Метод решения	Аналитический метод	Численный метод			
		Однородная среда		Слоистый грунт	
		Значение	Погрешность	Значение	Погрешность
При отсутствии полости	0,005	0,00495	1,0%	0,00477	4,60%
С учётом полости	0,0112	0,01096	2,14%	0,01073	4,20%

Таким образом, результаты, полученные аналитическим и численным методом, практически не отличаются.

Примечание. Под погрешностью в данном случае понимается отличие решения аналитического от численного. Хотя какое из них точнее заранее не определишь.

3.3.6 Оценка сдвиговых деформаций поперечных сечений тоннельных обделок прямоугольной формы, соответствующих деформациям сдвига свободного поля

Транспортные тоннели мелкого заложения, в частности станции метрополитена, часто строятся открытым способом и имеют прямоугольное поперечное сечение. Тоннели представляют собой жесткую коробчатую конструкцию. Реакции на сейсмические воздействия этих коробчатых тоннелей существенно отличаются от реакций на землетрясения цилиндрических тоннелей, и эти различия зависят не только от геометрии сечений. Можно выделить три основные особенности при расчёте тоннельных обделок с прямоугольным поперечным сечением.

Первая особенность. Тоннели, сооружённые открытым способом, находятся на небольшой глубине, где деформации грунта больше, чем на большой глубине, вследствие малой жёсткости грунтов и усиления колебаний грунта вблизи к дневной поверхности. Как уже отмечалось выше, тоннели, построенные открытым способом, в большей мере повреждаются при землетрясениях, чем тоннели, расположенные на большей глубине.

Вторая особенность. Коробчатые конструкции не работают так эффективно, как работают цилиндрические, в результате чего приходится применять более толстые стены и перекрытия. В результате, прямоугольные тоннельные конструкции, как правило, более жесткие, чем круговые обделки тоннеля в поперечном направлении и менее приспособляются к деформациям грунта. Эта особенность, вместе с потенциально большими деформациями грунта при землетрясениях, которые характерны для небольших глубин, делает учёт

взаимодействия тоннельной обделки с грунтом особенно важным для сейсмических расчётов прямоугольных тоннелей, построенных открытым способом, в том числе и тоннелей из погружных секций.

Третья особенность. При сооружении тоннеля над тоннелем и между нетронутым грунтом и конструкцией засыпается грунт. Часто свойства насыпного грунта отличаются от свойств первоначального грунтового массива. Свойства насыпного грунта и свойства исходного грунта должны быть учтены при расчёте. Влияние обратной засыпки, однако, не может быть описано с использованием аналитических решений, полученных в замкнутой форме. Поэтому часто используются численные методы расчёта.

Методы, представленные в этом разделе, основаны на упрощенных аналитических методах.

3.3.6.1 Сдвиговые деформации

При землетрясениях подземные сооружения с сечениями прямоугольной формы, находящиеся в мягких или скальных породах, будут испытывать поперечные деформации похожие на деформации стеллажей, из-за сдвиговых деформаций породы, подобные искажению круговых тоннелей цилиндрической формы в тоннели овальной формы.

Внешние воздействия, которым подвергаются коробчатые сечения тоннелей, представляются собой нормальные и касательные напряжения, действующие по всей поверхности сооружения. Величины и распределения этих внешних воздействий являются сложными и трудно оцениваемыми. Кроме того эти воздействия являются переменными во времени и в пространстве. Эти динамические напряжения увеличивают существующие статические напряжения. Наиболее частыми повреждениям тоннелей коробчатого сечения при землетрясениях является разрушение верхних и нижних узлов (рисунок 1.10).

Принимая во внимание, что основным эффектом при сейсмических воздействиях являются деформации грунта, вызывающие разрушения сооружений, является разумным воспользоваться методом перемещений. Целью

решения задач является расчёт конструкции возможные сдвиговые деформации, а не динамические силовые воздействия.

3.3.6.2 Метод сдвиговых деформаций свободного поля

Как было предположено ранее, тоннельные обделки прямоугольной формы могут рассчитываться на деформации, соответствующие деформациям сдвига "свободного поля" грунта, как показано на рисунке 3.6 (то есть $\Delta_s = \Delta_{diff}$). Жесткостью сооружения при определении деформаций при этом пренебрегается.

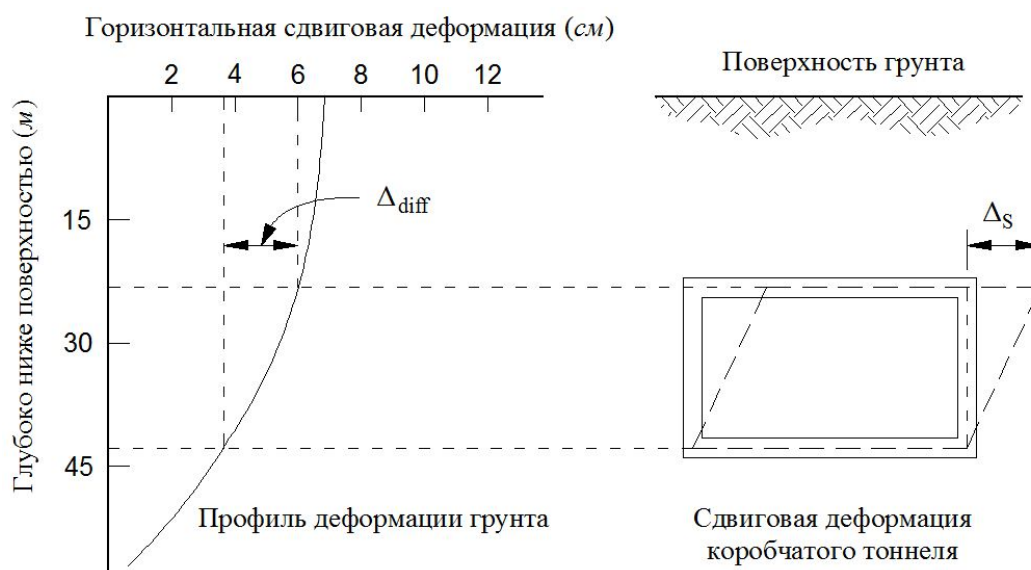


Рисунок 3.6 Деформация поперечного сечения грунта и деформация сдвига поперечного сечения тоннельной обделки

Метод соответствия деформаций тоннельной обделки деформациям свободного поля является простым и эффективным способом расчёта тоннелей, в том случае, когда деформации грунта являются малыми, например, когда интенсивность напряжений мала и когда жёсткость грунта велика. При таких условиях наиболее часто конструкции повторяют деформацию грунта без искажений. Метод также применим и в том случае, когда жёсткость контура обделки соизмерима с жёсткостью окружающего массива грунта.

В работе авторов [76, 64, 42], было отмечено, что эта простая методика может привести к чрезмерно консервативным результатам (если $\Delta_{diff} \geq \Delta_s$), наоборот к неконсервативным результатам (когда $\Delta_{diff} < \Delta_s$), в зависимости от относительной жесткости между грунтом и конструкцией.

3.4 Расчёт поперечных деформаций тоннельных обделок с учётом взаимодействия с грунтом, когда деформации тоннельной обделки отличаются от деформаций свободного поля

Отметим, что относительная жесткость тоннельной обделки и окружающего массива грунта (эффект взаимодействия грунт - тоннельная обделка) играет важную роль при определении реакции тоннеля на сейсмические воздействия. Этот эффект будет обсуждаться в этом разделе.

3.4.1 Расчёт овализации поперечных сечений цилиндрической тоннельной обделки модели «грунт–тоннельная обделка»

3.4.1.1 Коэффициенты передачи напряжений при сжатии и изгибе

Для количественной оценки относительной жесткости между тоннельной обделкой и окружающей среды, используются два коэффициента передачи напряжений: при сжатии C , и при изгибе F .

Коэффициент передачи напряжений при сжатии является отношением между величиной давления, приложенным к массиву грунта с контуром радиуса R_l , и давлением, приложенным на тоннельную обделку с радиусом R_l и толщиной t_l при равенстве деформаций грунта и тоннельной обделки.

Эти коэффициенты определяются следующими выражениями:

- коэффициент передачи напряжений при сжатии:

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R_l}{E_l t_l(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}, \quad (3.6)$$

Коэффициент передачи напряжений при изгибе определяется отношением касательных напряжений, приложенных к массиву грунта, к касательным напряжениям, приложенным к тоннельной обделке, вызывающим одинаковые деформации диаметра.

- коэффициент передачи напряжений при изгибе:

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R_l^3}{6E_l I_{l,1}(1+\nu_m)}, \quad (3.7)$$

где E_m - модуль деформации, соответствующий величине деформации массива грунта, $H / м^2$;

ν_m - коэффициент Пуассона материала грунта;

ν_l - коэффициент Пуассона материала обделки;

R_l - радиус обделки, $м$;

t_l - толщина обделки, $м$;

$I_{l,1}$ - момент инерции сечения тоннельной обделки единичной длины в направлении оси тоннеля, $м^4$.

Часто предполагается, что из этих двух параметров параметр, характеризующий гибкость (при изгибе), более важен, так как характеризует возможность препятствовать деформациям, возникающим при распространении волн. Как будет показано ниже, параметр, характеризующий сжатие, также имеет значительное влияние на величину реакции тоннельной обделки.

Для большинства тоннелей с цилиндрической обделкой, встречающихся на практике, параметр F достаточно велик ($F > 20$), так что эффект взаимодействия тоннеля с грунтом можно не учитывать [66]. Следует отметить, что при $F > 20$, грунт примерно в 20 раз жестче, чем обделка. В этих случаях искажения деформированных состояний грунта можно предполагать равными искажениям, которые соответствуют полостям в грунте (деформации цилиндрической полости определяются величиной $\Delta D_{\text{полость}}$).

Эта методика не применима, когда очень жесткая тоннельная обделка находится в мягкой породе. Типичными примерами могут служить жесткие погружные секции тоннелей, расположенные на дне озер или рек. В этом случае параметр, характеризующий гибкость является очень низким, и жесткая тоннельная обделка не может соответствовать деформациям, создаваемыми в мягких грунтах. Эффект взаимодействия тоннельной обделки и грунта должен рассматриваться с использованием другой более реалистичной модели.

В следующем разделе представлены более точные методики, учитывающие эффект взаимодействия тоннельной обделки и грунта для получения более точной

оценки сейсмического эффекта, вызывающего деформирование обделки круговой формы в овальное.

3.4.1.2 Аналитическое определение овальной деформации цилиндрической обделки модели «грунт–тоннельная обделка»

Аналитические решения в замкнутой форме для оценки взаимодействия круговых тоннелей с грунтом при сейсмических воздействиях были выполнены ученым Wang [76]. Эти решения, основаны на предположении, что:

- Грунт - бесконечная, упругая, однородная, изотропная среда;
- Цилиндрическая тоннельная обделка представляет собой тонкостенную упругую среду, при плоско-деформированном состоянии;
- Происходит проскальзывание или отсутствие проскальзывания на границе грунта и тоннельной обделки [59].

Реакции тоннельных обделок определяются с использованием функций передачи напряжений при сжатии и изгибе (3.6) и (3.7). Выражения для максимального обжатия тоннельной обделки $T_{\max}$, максимального изгибающего момента $M_{\max}$ и деформации диаметра $\Delta D / D$ могут быть представлены в следующих случаях:

- для определения максимального изгибающего момента допустим, что происходит полное проскальзывание тоннельной обделки относительно окружающего вокруг нее грунта;

$$M_{\max} = \pm K_1 \frac{E_m}{6(1+\nu_m)} R_l^2 \gamma_{\max}, \quad (3.8)$$

$$T_{\max} = \pm K_1 \frac{E_m}{6(1+\nu_m)} R_l \gamma_{\max}, \quad (3.9)$$

$$\frac{\Delta D_{\max}}{D} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max}, \quad (3.10)$$

где

$$K_1 = \pm \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}, \quad (3.11)$$

- для определения максимальной продольной силы в обделке необходимо учитывать силы сцепления, т.е. отсутствие полного проскальзывания тоннельной обделки относительно окружающего вокруг нее грунта.

$$T_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} R_l \gamma_{\max}, \quad (3.12)$$

$$\text{где } K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 C + 2}{F[(3-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m}, \quad (3.13)$$

K_1 и K_2 - коэффициенты передачи усилий на тоннельную обделку. Сейсмическое воздействие задаётся максимальными деформациями сдвига $\gamma_{\max}$, создаваемыми землетрясениями в «свободном поле», которые могут быть получены с помощью упрощенных методик (используя, например, уравнения (3.12) или (3.13)), или путём более точного определения напряжённо деформированного состояния грунтового массива.

Суммарные фибровые деформации, возникающие в результате изгиба ε_m и обжатия ε_T , тоннельной обделки, можно определить используя формулы:

$$\varepsilon_m = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R_l^2 \frac{\gamma_{\max} t_l}{2E_l I_{l,1}}, \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_T = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} R_l \frac{\gamma_{\max}}{E_l t_l}. \quad (3.15)$$

Следует отметить, что значения параметров $M_{\max}$, $\Delta D_{\max}$ и ε_m получены в предположении, полного проскальзывания поверхности тоннельной обделки относительно грунта. Для определения максимального параметра $T_{\max}$ необходимо принять, что на контакте поверхности тоннельной обделки с грунтом, полностью отсутствует проскальзывание. Эти предположения принимаются, ввиду того, что условия отсутствия проскальзывания являются более консервативными при определении параметров $M_{\max}$ и $\Delta D_{\max}$, в то время как условие отсутствия контакта является более консервативной для параметра $T_{\max}$. При землетрясениях проскальзывание тоннельной обделки относительно грунта происходит в тех

случаях, если тоннель расположен в мягких грунтах, а так же при сильных землетрясениях. В большинстве случаев на границе тоннельной обделки и грунтового массива взаимодействие отличаются от полного контакта. Поэтому при расчёте напряжённно–деформированного состояния тоннельной обделки необходимо анализировать оба случая и принимать в расчет наиболее опасный.

Таким образом, для оценки моментов и деформаций сечений цилиндрических тоннельных обделок можно рекомендовать модели с полным проскальзыванием обделки относительно грунта (уравнение (3.11)).

При использовании модели полного проскальзывания тоннельной обделки относительно грунта (отсутствия сил трения) существенно недооценивается величина максимального обжатия T_{max} при простом сдвиге, проявляющемся при сейсмическом воздействии. Поэтому рекомендуется для оценки обжатия тоннельной обделки использовать предположение об отсутствии проскальзывания (уравнение (3.13)).

Американские учёные (Penzien и др.) получили аналитические решения для определения изгибающих моментов и поперечных сил в тоннельных обделках. Для условия полного проскальзывания тоннельной обделки относительно окружающего её массива грунта [63]:

$$\Delta D^{nproc} = R^{nproc} \Delta D_{f,f} = R^{nproc} \frac{D}{2} \gamma_{max} , \quad (3.16)$$

$$T_{max} = \pm \frac{6E_l I_{l,1} R^{nproc} \gamma_{max}}{D^2 (1 - \nu_l^2)} , \quad (3.17)$$

$$M_{max} = \pm \frac{3E_l I_{l,1} R^{nproc} \gamma_{max}}{D (1 - \nu_l^2)} , \quad (3.18)$$

$$V_{max} = \pm \frac{12E_l I_{l,1} R^{nproc} \gamma_{max}}{D^2 (1 - \nu_l^2)} , \quad (3.19)$$

где:

$$R^{nproc} = \pm \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^{nproc} + 1} , \quad (3.20)$$

$$\alpha^{прос} = \frac{12E_l I_{l,1}(5-6\nu_m)}{D^3 G_m (1-\nu_l^2)} . \quad (3.21)$$

При условии отсутствия проскальзывания на границе тоннельной обделки и окружающего её массива грунта:

$$\Delta D = R \Delta D_{f,f} = R \frac{D}{2} \gamma_{\max} , \quad (3.22)$$

$$T_{\max} = \pm \frac{12E_l I_{l,1} R \gamma_{\max}}{D^2 (1-\nu_l^2)} , \quad (3.23)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{3E_l I_{l,1} R \gamma_{\max}}{D (1-\nu_l^2)} , \quad (3.24)$$

$$V_{\max} = \pm \frac{12E_l I_{l,1} R \gamma_{\max}}{D^2 (1-\nu_l^2)} , \quad (3.25)$$

где:

$$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha + 1} , \quad (3.26)$$

$$\alpha = \frac{24E_l I_{l,1}(3-4\nu_m)}{D^3 G_m (1-\nu_l^2)} , \quad (3.27)$$

$V_{\max}$ - максимальная поперечная сила.

Таким образом, можно отметить два хорошо известных способа проектирования цилиндрических тоннелей Wang и Penzien, которые позволяют выполнять расчёты с учётом полного проскальзывания и без проскальзывания тоннельных обделок относительно окружающего её массива грунта.

3.4.1.3 Определение внутренних усилий в обделке цилиндрического тоннеля аналитическим и численным методом

Представим решения, выполненные аналитическим и численным методами при следующих случаях:

- Первый случай. Деформации обделки соответствуют сдвигу свободного поля;

- Второй случай. Деформации обделки соответствуют деформации поля с цилиндрической полостью;

Нужно отметить, что при решении численным методом с использованием программного комплекса Plaxis без применения интерфейсного элемента, можно смоделировать только условие без проскальзывания между тоннельной обделкой и грунтом. С учёта взаимодействия конструкции с грунтом можно использовать интерфейсный элемент. При использовании интерфейсного элемента, на контакте грунта и тоннельной обделки возникают касательные напряжения, определяемые выражением:

$$\tau_{\text{int}} \leq R_{\text{int}} [\sigma_n \operatorname{tg} \varphi_z + C_z], \quad (3.28)$$

где:

σ_n - нормальное напряжение;

φ_z - угол внутреннего трения грунта;

C_z - коэффициент сцепления грунта;

R_{int} - интерфейсный коэффициент, учитывающий взаимодействие обделки и грунта (зависит от отношения прочность обделки к прочности грунта).

Для железобетонных обделок тоннеля с суглинистым грунтом мы можем выбрать коэффициент $R_{\text{int}} = 0,8$.

Конечно-элементная модель конструкций обделок тоннелей и массива грунта представлена на рисунке 3.7.

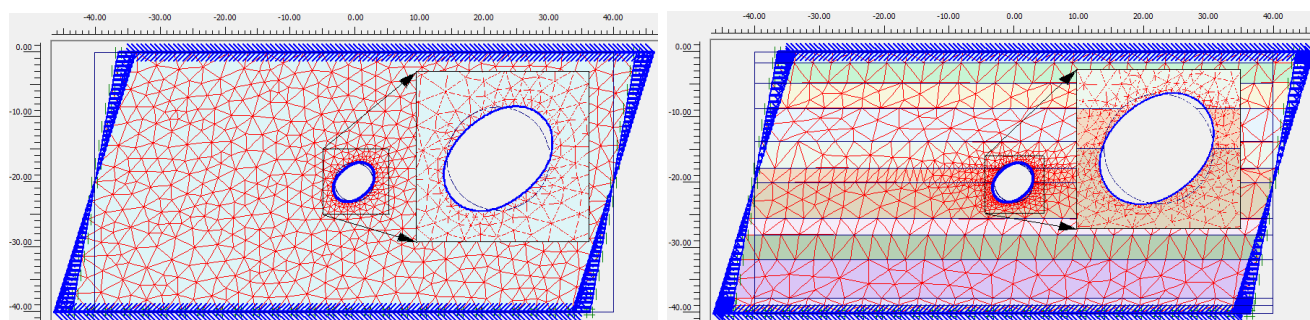


Рисунок 3.7 Вид деформаций цилиндрической обделки тоннеля в однородной и слоистой среде

Результаты, полученные разными методами, показаны в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Максимальные значения внутренних усилий в цилиндрической тоннельной обделке

Метод решения		Условия расчета	T _{max} (КН)	M _{max} (КНм)	V _{max} (КН)
Wang		Полное проскальзывание	63,301	189,904	-
		Без проскальзывания	488.439	189,904	-
Penzien		Полное проскальзывание	63.301	189.904	126.603
		Без проскальзывания	125.604	188.406	125.604
Численный	Однородная среда	Без проскальзывания	517,969	180,467	118.142
		R _{int} = 0,8	366,724	183,072	119,878
	Слоистый грунт	Без проскальзывания	499,107	171,695	118,145
		R _{int} = 0,8	354,36	174,503	119,968

Результаты расчётов, выполненных по исходным данным, соответствующим тоннелю для метрополитена Ханоя, упрощёнными аналитическими процедурами Wang и Penzien, и численным методом, представлены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Сравнение результатов, полученных аналитическим и численным методами для цилиндрической тоннельной обделки

Метод решения		Условия расчета	T _{max} (КН)	M _{max} (КНм)	V _{max} (КН)
Аналитический		Однородная среда	488.439	189.904	126.603
Численный		Слоистый грунт	499,107	174,503	119,968
Погрешность			-2,14%	8,11%	5,24%

Максимальное нормальное напряжение при изгибе:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{I_{l,1}} \frac{t_l}{2}, \quad (3.29)$$

где: $M_{\max}$ - максимальный изгибный момент, $КНм$;

t_l - толщина обделки, $м$;

$I_{l,1}$ - момент инерции сечения тоннельной обделки единичной длины в направлении оси тоннеля, $м^4$.

$$\sigma_{\max} = \frac{189,904}{3,570 \cdot 10^{-3}} \frac{0,35}{2} = 9301 \text{ } КН / м^2 = 9,301 \text{ } МПа < [\sigma]_{сжа} = 22 \text{ } МПа$$

Максимальное нормальное напряжение при сжатии:

$$\sigma_{\max}^{сжа} = \frac{T_{\max}}{A_l}, \quad (3.30)$$

где: $T_{\max}$ - максимальная продольная сила, $КН$;

A_l - площадь поперечного сечения тоннельной обделки единичной длины в направлении оси тоннеля, $м$;

$$\sigma_{\max}^{сжа} = \frac{848,104}{1,0,35} = 2423 \text{ } КН / м^2 = 2,423 \text{ } МПа < [\sigma]_{сжа} = 22 \text{ } МПа$$

Следовательно, конструкция тоннельной обделки удовлетворяет условию прочности.

3.4.1.4 Эффективная жесткость тоннельной обделки

Изложенные выше результаты основаны на предположении, что тоннельная обделка представляет собой монолитное, однородное, упругое неповрежденное кольцо. Многие обделки состоят из элементов и колец, соединённых различными соединительными устройствами (связями). Кроме того, в бетонных тубингах, подверженных изгибным и ударным воздействиям, появляются трещины, в результате чего материал ведёт себя нелинейно. Поэтому, при расчётах представляется удобным использовать тоннельную обделку с эффективной (или эквивалентной) жесткостью. Существует несколько простых и приближенных методы учета влияния соединений на жесткость тоннельной обделки.

Monsees J.E. и Hansmire W.H. предложили использовать эффективную жесткость обделки, равную половине жесткости полного поперечного сечения обделки [55].

В результате аналитических исследований Paul S.L. и др. [67] предложили, использовать эффективную жесткость, равную от 30 до 95 процентов от полного сечения.

Muir Wood A.M. [56] и Lyons A.C. [49] изучали влияние соединений в бетонных блочных обделках и пришли к выводу, что эффективную жёсткость обделок с "n" сегментами, можно определить по формуле:

$$I_e = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I, \quad (3.31)$$

где $I_e < I$ и $n > 4$;

I - жёсткость тоннельной обделки с полным неповреждённым поперечным сечением;

I_j - эффективная жёсткость обделки в узлах;

I_e - эффективная жёсткость обделки.

3.4.2 Оценка сдвиговых деформаций поперечных сечений тоннельных обделок прямоугольной формы при взаимодействии с грунтом

Более сложный характер сейсмического воздействия на тоннели мелкого заложения определяется той причиной, что тоннели прямоугольной формы строятся открытым способом на малых глубинах, где деформации и напряжения, создаваемые сейсмическими воздействиями существенно больше, чем на глубине.

Для разработки простых методов Wang выполнил серию динамических расчётов взаимодействия тоннельных обделки с грунтом с использованием метода конечных элементов. Исследовались основные факторы, влияющие на динамические реакции прямоугольных тоннельных обделок.

Относительная жесткость грунта и конструкции. На основании результатов, полученных при расчёте цилиндрических тоннелей, ожидалось, что относительная жесткость грунта и конструкции является доминирующим фактором, определяющим характер взаимодействия. Были проведены расчёты конструкций с различными жёсткостями, взаимодействующих с разнообразными

грунтовыми массивами. Исследовался и частный случай, когда тоннельная обделка опирается непосредственно на жесткий грунт.

Исходное сейсмическое воздействие. В качестве воздействий использовались две различные акселерограммы.

Глубина заложения тоннеля. Большинство тоннелей, построенных открытым способом, расположенных на небольших глубинах. Для оценки влияния глубины заложения выполнены расчёты тоннелей, расположенных на разных глубинах.

Для разработки упрощённой методики было выполнено 36 динамических расчётов с использованием метода конечных элементов. На основании анализа этих расчётов была разработана упрощённая методика учёта взаимодействия грунта с тоннелями прямоугольной формы. Описание этой методики представлено ниже.

3.4.2.1 Определение деформации грунта по высоте тоннельной обделки

Пусть $\gamma_{\max}$ деформации «свободного поля» грунта в месте расположения сооружения, создаваемые вертикально распространяющимися волнами сдвига при расчётном землетрясении (раздел 3.3.2). Тогда разность относительных перемещений Δ_{diff} , соответствующих основанию и верху коробчатой конструкции, определяется выражением:

$$\Delta_{diff} = H \times \gamma_{\max}, \quad (3.32)$$

где H - высота поперечного сечения тоннеля.

3.4.2.2 Определение жёсткости при сдвиге коробчатой обделки

Определить жёсткость при сдвиге коробчатой обделки, можно используя методы расчёта рамных конструкций. Жёсткость на сдвиг можно найти, приложив единичную силу к верхнему перекрытию, полагая, что основание является неподвижным. Учесть образование в основании возникновения шарниров, если они образуются. Отношение приложенной силы к результирующему перемещению позволяет найти параметр K_s . При расчёте рамы

необходимо выбирать соответствующий момент инерции и учитывать возможность образования трещин и пластических шарниров.

3.4.2.3 Определение коэффициента изгибной жёсткости

Коэффициент изгибной жёсткости коробчатой конструкции определяется по формуле:

$$F_r = \frac{G_m}{K_s} \cdot \frac{W}{H}, \quad (3.33)$$

где:

W - ширина поперечного сечения обделки, м;

H - высота поперечного сечения обделки, м;

G_m - средний модуль деформации сдвига грунта, расположенного между основанием и перекрытием тоннеля, соответствующий величине напряжений, $H / \text{м}^2$;

K_s - жёсткость при сдвиге коробчатой конструкции обделки.

Если параметр F_r равен нулю, конструкция абсолютно жёсткая, ни сдвигов, ни деформаций не происходит, и конструкция движется как твердое тело при воздействии землетрясения. Если параметр F_r равен 1, деформация сдвига сооружения примерно такая же, как и грунта (и в точности такая же при отсутствии проскальзывания). Для сооружений, более гибких по отношению к окружающему грунту, ($F_r > 1$), сдвиговые деформации конструкции больше, чем деформации свободного поля. Как отметил Penzien [63], если сооружение имеет нулевую жесткость ($F_r \rightarrow \infty$), значение R_r примерно равно $4(1 - \nu_m)$, что соответствует неподкреплённой полости.

3.4.2.4 Определение коэффициента жёсткости при сдвиге и сдвиговой деформации конструкции

Используя коэффициент изгибной жёсткости, полученный из выражения (3.33), можно найти коэффициент жёсткости при сдвиге: R_r . Коэффициент жёсткости

при сдвиге R_r является отношением сдвиговой деформации конструкции Δ_s , расположенной в грунте, к деформации свободного поля Δ_{diff} над конструкцией

$$R_r = \frac{\Delta_s}{\Delta_{diff}}. \quad (3.34)$$

В результате анализа результатов серии динамических расчётов с использованием метода конечных элементов Wang [76] представил зависимости сдвиговой жёсткости конструкции и коэффициента изгибной жёсткости F_r . Решения, полученные при условии полного проскальзывания, представлены Wang и Penzien [63], и решения, при условии отсутствии проскальзывания Penzien. Зависимости, полученные аналитическим способом, хорошо совпадают с результатами, полученными с использованием метода конечных элементов. Поэтому эти зависимости могут быть использованы для оценки сдвиговых деформаций тоннелей прямоугольной формы в зависимости от соотношения, определяемого уравнением (3.33).

При взаимодействии без проскальзывания:

$$R_r = \frac{4(1 - \nu_m)F_r}{3 - 4\nu_m + F_r}, \quad (3.35)$$

При взаимодействии с полным проскальзыванием:

$$R_r = \frac{4(1 - \nu_m)F_r}{2,5 - 3\nu_m + F_r}. \quad (3.36)$$

Значение сдвиговой деформации конструкции Δ_s можно определить, используя следующую зависимость:

$$\Delta_s = R_r \times \Delta_{diff}, \quad (3.37)$$

3.4.2.5 Определение усилий и напряжений обделки тоннеля

Рекомендуется использовать две псевдо-статические модели при расчёте на поперечные силы. Усилия и напряжения обделки тоннеля определяются на заданное перемещение Δ_s в соответствии с расчётной схемой, представленной на рисунке 3.8.

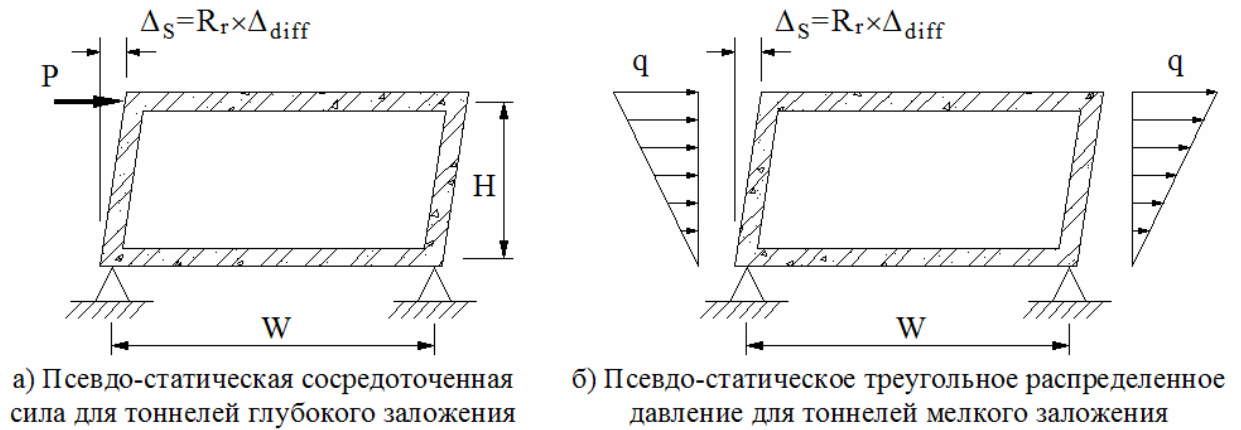


Рисунок 3.8 – Схема упрощённых сдвиговых расчётов тоннелей с прямоугольным поперечным сечением

При проектировании из двух решений используются наиболее критические реакции сооружения. Если перемещения таковы, что могут вызвать нелинейные деформации конструкции необходимо выполнить нелинейный расчёт, учитывающий нелинейные характеристики конструкций и грунта, для оценки адекватного поведения конструкции и определения несущей способности тоннеля.

При проектировании на расчётные землетрясения допускаются неупругие деформации, соответствующие определённым критериям и условию обеспечения общей устойчивости и сохранности тоннеля. Проектирование элементов сооружения и узлов должны обеспечивать прочность, пластические деформации способность рассеивать энергию.

3.4.3 Расчет прямоугольной тоннельной обделки с аналитическим и численным методом

Моделирование конструкций обделки тоннеля и среды с помощью программного комплекса представлено на рисунке 3.9.

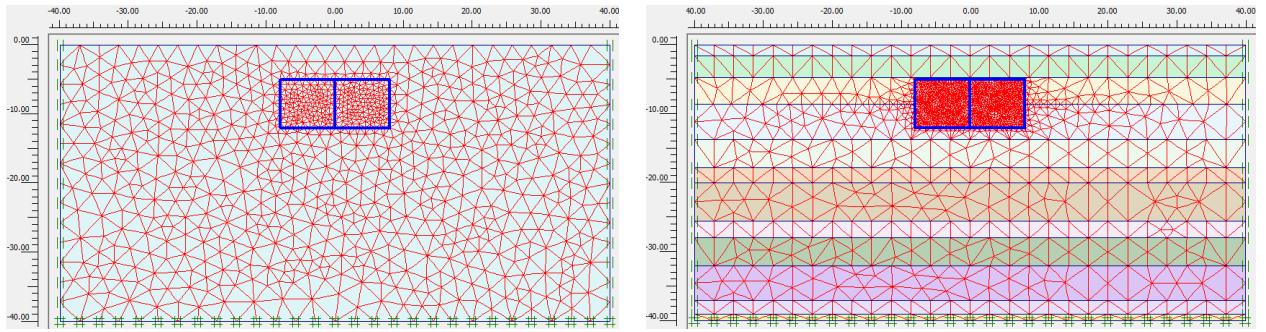


Рисунок 3.9 Сетка конечных элементов моделирований с однородной средой и слоистой средой

Деформации массивов грунтов и контура тоннеля, расположенного в однородной и слоистой среде, представлены на рисунке 3.10.

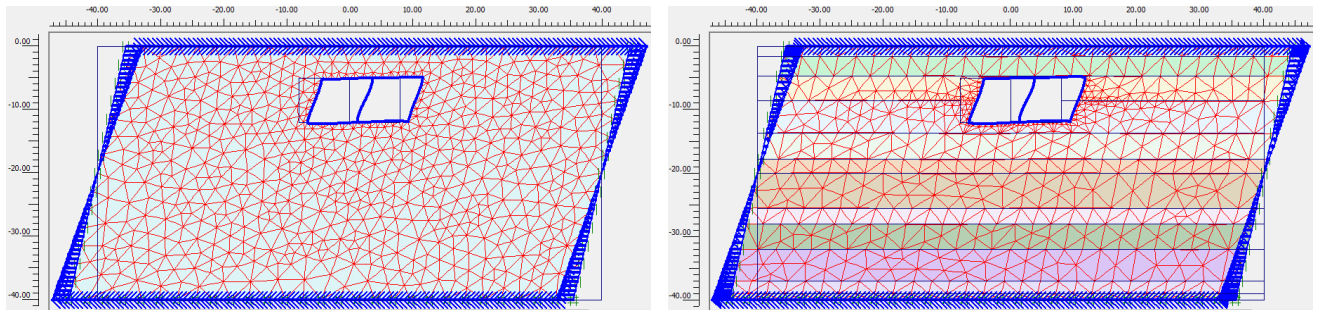


Рисунок 3.10 Деформации контура тоннеля в однородной среде и слоистой среде

Определение жесткости на сдвиг коробчатой конструкции обделки K_s рассчитывается с помощью схемы, представленной на рисунке 3.11 [63].

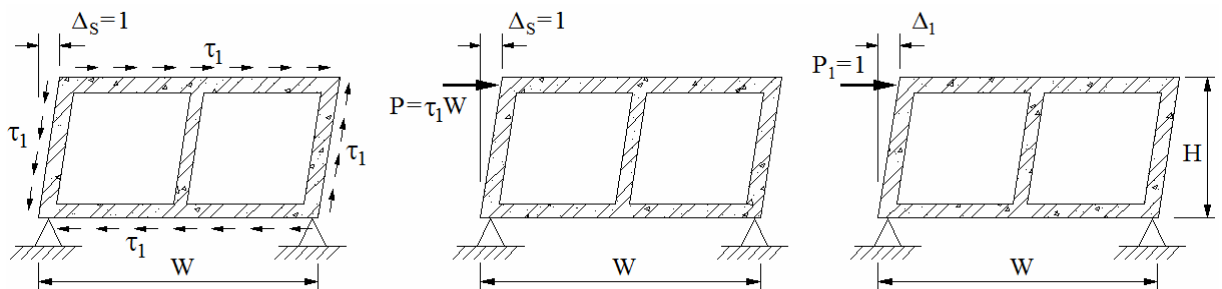


Рисунок 3.11 Схема расчета жесткости на сдвиг коробчатой конструкции

Коэффициент сдвиговой жесткости конструкции станции определяется выражением:

$$K_s = \frac{1}{\Delta_1}, \quad (3.38)$$

где

Δ_1 - относительное перемещение конструкции, соответствующее сосредоточенной силе $P_1 = 1$.

Пример расчёта. Исходные значения параметров:

- жесткость на сдвиг конструкции: $K_s = 3255,208 \text{ КПа}$;
- коэффициент изгибной жесткости: $F_r = 69,27$;
- коэффициент сдвига:
 - + при взаимодействии без проскальзывания: $R_r = 2.198$;
 - + при взаимодействии с полным проскальзыванием: $R_r = 2.201$;
- сдвиговая деформация конструкции:
 - + при взаимодействии без проскальзывания: $\Delta_s = 0,02480 \text{ м}$;
 - + при взаимодействии с полным проскальзыванием: $\Delta_{s(\text{прос})} = 0,02481 \text{ м}$.

Результаты решения, полученные аналитическим и численным методом, представлены в таблицах 3.9 и 3.10.

Таблица 3.9 – Максимальные усилия в конструкции прямоугольного тоннеля

Метод решения		Условия расчета	$T_{\max}$ (КН)	$M_{\max}$ (КНм)	$V_{\max}$ (КН)
Аналитический		Полное проскальзывание	778,137	1584,95	833,22
		Без проскальзывания	776,386	1581,39	829,99
Численный	Однородная среда	Без проскальзывания	848,104	1621,090	911,104
		$R_{\text{int}} = 0,8$	808,733	1600,744	898,266
	Слоистый грунт	Без проскальзывания	799,631	1451,140	792,641
		$R_{\text{int}} = 0,8$	708,744	1385,005	719,737

Таблица 3.10 – Сравнение результатов расчётов, полученных аналитическим и численным методами для прямоугольной тоннельной обделки

Условия расчета		$\Delta T_{\max}$ (кН)	$\Delta M_{\max}$ (кНм)	$\Delta V_{\max}$ (кН)
Однородная среда	Без проскальзывания	9.24	2.51	9.77
	$R_{\text{int}} = 0,8$	4.17	1.22	8.23
Слоистый грунт	Без проскальзывания	2.99	-8.24	-4.50
	$R_{\text{int}} = 0,8$	-8.71	-12.42	-13.28

Анализируя полученные результаты, констатируем, что оба метода дают практически близкие значения.

3.5 Выводы по главе

Определены внутренние усилия в поперечных сечениях тоннельных обделок цилиндрической и прямоугольной формы при сейсмических воздействиях. Подробно изложены два упрощенных аналитических способа: Wang и Penzien. Полученные результаты сопоставлены с результатами расчёта, полученные с использованием численного метода. И аналитический, и численный методы позволяют получить близкие результаты. Таким образом, упрощенный аналитический способ можно рекомендовать для расчёта на сейсмостойкость тоннелей в Ханое.

ГЛАВА 4 АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ НАПРАВЛЕННЫХ ВДОЛЬ ОСИ ТОННЕЛЕЙ

4.1 Введение

Подобно методам, используемым для оценки поперечных реакций, для оценки реакции тоннелей в продольном направлении так же используются упрощённые аналитические модели и более сложные численные модели, зависящие от степени сложности системы грунт-сооружение, уровня сейсмического воздействия и ответственности сооружения.

В следующих разделах рассматривается упрощённый метод, который предполагается, что деформации тоннеля соответствуют деформациям свободного поля, и что тоннель не оказывает влияние на деформации грунта. Более уточнённый метод учитывает взаимодействие сооружения с грунтом, для чего используется модель балки на упругом основании.

4.2 Метод, основанный на совпадении деформаций тоннеля с деформациями «свободного поля»

При решении предполагается, продольные и изгибные деформации тоннельной обделки следуют по деформациям свободного поля грунта (т.е. без учёта наличия тоннеля). Эта консервативная предпосылка даёт достаточно хорошую оценку, потому что в большинстве случаев жесткость тоннельных обделок меньше жёсткости окружающего массива грунта. Эта методика требует минимум исходных данных.

Аналитические оценки деформаций и напряжений, в конструкциях, которые соответствуют движениям грунта при сейсмических воздействиях, основано на теории распространения волн в однородных, изотропных упругих средах [47, 60]. Исходя из уравнения, описывающего движение грунта в результате распространения плоской волны в x -направлении, можно показать, что продольная деформация $(\partial u / \partial x)$ и кривизна $(\partial^2 u / \partial x^2)$ в направлении распространения волны являются соответственно:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{C} \frac{\partial u}{\partial t}; \quad \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad (4.1)$$

где $\frac{\partial u}{\partial t}$ и $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ - величина скорости и ускорения движения грунта;

t - время;

C - скорость распространения волны.

Деформации и кривизны свободной среды в зависимости от различных типов волн можно оценить, используя уравнение (4.1). Например, в случае Р-волн, для которых движение частиц в направлении распространения волны, осевые или продольный деформации (ε_l) и его пиковое значение (ε_{lm}) задаются следующим образом:

$$\varepsilon_l = \frac{\partial u_l}{\partial l}; \quad \varepsilon_{lm} = \pm \frac{V_p}{C_p}, \quad (4.2)$$

где C_p - скорость распространения Р-волны;

V_p - пиковая скорость движения грунта из-за Р-волны.

Соответственные поперечные деформации и деформации сдвига равны нулю.

Так же, максимальная деформация сдвига (γ_m) и кривизна ($1/\rho_m$) в связи с S-волной задаются:

$$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s}; \quad \frac{1}{\rho_m} = \frac{a_s}{C_s^2}, \quad (4.3)$$

где C_s - скорость распространения S-волны;

V_s - пиковая скорость движения грунта из-за S-волны;

a_s - пиковое ускорение движения грунта из-за S-волны.

Уравнения (4.2) и (4.3) описывают деформации и кривизны в направлении распространения Р- или S-волны. В более общем случае, Р- или S-волна распространяется под углом φ по отношению к оси тоннеля. Соответственные деформации и кривизны, выраженные как функция угла падения, представлены в таблице 4.1. Так как угол падения сейсмических волн, как правило, не известен, в выражениях для деформаций входит угол падения волны, который необходимо

выбирать таким, чтобы получить максимальное значение деформации и кривизны Рэлея.

Таблица 4.1 – Осевые деформации и изгибные деформации при воздействии разных типов [70]

Типы волн		Осевые деформации	Поперечные деформации	Деформация сдвига	Кривизны
Р-волны		$\varepsilon_l = \frac{V_P}{c_P} \cos^2 \varphi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_P}{c_P}$ для $\varphi = 0^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_P}{c_P} \sin^2 \varphi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_P}{c_P}$ для $\varphi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_P}{c_P} \sin \varphi \cos \varphi$ $\gamma_m = \frac{V_P}{2c_P}$ для $\varphi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{c_P^2} \sin \varphi \cos^2 \varphi$ $\frac{1}{\rho_m} = 0,385 \frac{a_P}{c_P^2}$ для $\varphi = 35^\circ 16'$
S-волны		$\varepsilon_l = \frac{V_S}{c_S} \sin \varphi \cos \varphi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_S}{2c_S}$ для $\varphi = 45^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_S}{c_S} \sin \varphi \cos \varphi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_S}{2c_S}$ для $\varphi = 45^\circ$	$\gamma = \frac{V_S}{c_S} \cos^2 \varphi$ $\gamma_m = \frac{V_S}{c_S}$ для $\varphi = 0^\circ$	$K = \frac{a_S}{c_S^2} \cos^3 \varphi$ $K_m = \frac{a_S}{c_S^2}$ для $\varphi = 0^\circ$
Волны Рэлея	Деформации сжатия	$\varepsilon_l = \frac{V_{RP}}{c_R} \cos^2 \varphi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{c_R}$ для $\varphi = 0^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{c_R} \sin^2 \varphi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{c_R}$ для $\varphi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{c_R} \sin \varphi \cos \varphi$ $\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2c_R}$ для $\varphi = 45^\circ$	$K = \frac{a_{RP}}{c_R^2} \sin \varphi \cos^2 \varphi$ $K_m = 0,385 \frac{a_{RP}}{c_R^2}$ для $\varphi = 35^\circ 16'$
	Деформации сдвига		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{c_R} \sin \varphi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{c_R}$ для $\varphi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{c_R} \cos \varphi$ $\gamma_m = \frac{V_{RS}}{c_R}$ для $\varphi = 0^\circ$	$K = \frac{a_{RS}}{c_R^2} \cos^2 \varphi$ $K_m = \frac{a_{RS}}{c_R^2}$ для $\varphi = 0^\circ$

В тоннельной обделке развиваются осевые и изгибные напряжения создаваемые деформациями окружающего массива грунта. Деформации обделки тоннеля можно рассчитать, если протяжённая тоннельная конструкция рассматривается как балка в грунтовой среде.

Деформации ε , являющиеся комбинаций осевых и поперечных деформаций, могут быть получены с использованием продольных и изгибных напряжений [42, 76]:

- для Р – волн:

$$\varepsilon = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \varphi + Y \frac{A_p}{C_p^2} \sin \varphi \cos^2 \varphi , \quad (4.4)$$

- для S – волн:

$$\varepsilon = \frac{V_s}{C_s} \sin \varphi \cos \varphi + Y \frac{A_s}{C_s^2} \cos^3 \varphi , \quad (4.5)$$

- для R – волн:

$$\varepsilon = \frac{V_R}{C_R} \cos^2 \varphi + Y \frac{A_R}{C_R^2} \sin \varphi \cos^2 \varphi , \quad (4.6)$$

где V_R - пиковое значение скорости колебания частиц при распространении R-волн вблизи тоннеля;

A_R - пиковое значение ускорения колебания частиц при распространении R-волн вблизи тоннеля;

C_R - скорость распространения R-волн вблизи тоннеля;

Y - расстояние от нейтральной оси поперечного сечения тоннеля до удаленной фибры;

φ - угол между направлением распространения волны в горизонтальной плоскости и осью тоннеля (угол падения).

Следует отметить, что S-волны обычно создают наибольшее напряжение, поэтому являются регламентирующими и угол распространения волн должен выбираться таким образом, чтобы максимизировать суммарные напряжения. Рассматриваем тоннельную конструкцию, подвергающуюся движению синусоидальной поперечной волны с длиной волны L и амплитудой D , как показано на рисунке 4.1. Поперечные и продольные перемещения сечений обделки тоннеля определяются выражениями:

$$u_y = D \cos \varphi \sin \frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} , \quad (4.7)$$

$$u_x = D \sin \varphi \sin \frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} , \quad (4.8)$$

где u_y - поперечные перемещения сечений обделки тоннеля;

u_x - продольные перемещения сечений обделки тоннеля.

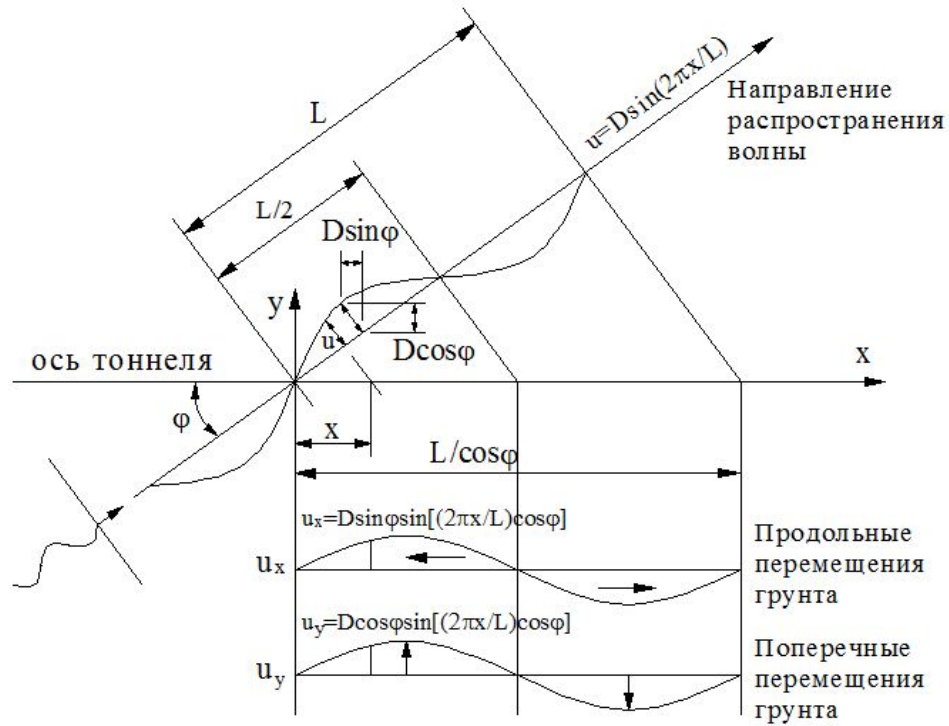


Рисунок 4.1 Перемещения грунта при распространении поперечной волны [42, 70]

Предполагая, что конструкция ведет себя как балка, кривизна которой из-за поперечных перемещений задается в виде:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = -\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D \cos^3 \varphi \sin \frac{2\pi x}{L / \cos \varphi}, \quad (4.9)$$

где ρ - радиус изгиба конструкции.

Получим внутренние усилия в тоннельной конструкции:

$$M = -\frac{EI}{\rho} = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D \cos^3 \varphi \times EI \sin \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi}\right), \quad (4.10)$$

$$V = \frac{\partial M}{\partial x} = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 D \cos^4 \varphi \times EI \cos \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi}\right), \quad (4.11)$$

$$Q = \left(\frac{2\pi}{L}\right) D \sin \varphi \cos \varphi \times EA \cos \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi}\right), \quad (4.12)$$

где M - изгибающий момент, H_m ;

V - поперечная сила, H ;

Q - продольная сила, H ;

I - осевой момент инерции тоннельной обделки, m^4 ;

E - модуль упругости тоннельной обделки, H / m^2 ;

D - амплитуда синусоидальной волны, m ;

L - длина поперечной волны, m ;

A - площадь поперечного сечения обделки, m^2 ;

Для синусоидальной волны с амплитудой перемещения D и длиной волны L , D может быть вычислены по следующим уравнениям [46, 73]:

- при продольной деформации свободной среды:

$$\frac{2\pi D}{L} = \frac{V_s}{C_s} \sin \varphi \cos \varphi, \quad (4.13)$$

- при деформации изгиба свободной среды:

$$\frac{4\pi^2 D}{L^2} = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \varphi. \quad (4.14)$$

Длина волны может быть определена по формуле [44]:

$$L = TC_s, \quad (4.15)$$

Где T является доминирующим периодом колебаний поперечной волны в сжимаемых слоях грунта, которые имеют общую мощность h .

$$T = \frac{4h}{C_s}. \quad (4.16)$$

Скорость распространения поперечных волн, C_s , в большей мере характеризует распространение волн в глубоких скальных породах, чем в верхних слоях, где расположены тоннели. Обычно величина скорости варьируется от 2 до 4 (км/сек). Продольные волны распространяются со скоростью от 4 до 8 (км/сек).

Если тоннель располагается в мощных слоях осадочных пород, основные напряжения создаются волнами Рэлея. В таких условиях обязательно необходимо выполнить исследования сейсмо-геологические изыскания, чтобы определить реальные скорости распространения волн Рэлея C_R .

Комбинация напряжений, полученных с использованием уравнений (4.4), (4.5) и (4.6), представляет только сейсмические нагрузки. Для оценки поведения конструкций при сейсмическом воздействии динамические нагрузки должны

быть сложены со статическими. Результирующие напряжения необходимо сравнить с предельными, которые устанавливаются нормативными требованиями (например, эксплуатационными требованиями и допусаемым уровнем повреждений).

4.3 Метод расчёта балок на упругом основании с использованием интегрального преобразования Фурье и обобщенных функций

В следующих параграфах используется метод решения задач, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций [13].

Обозначим $F(\omega)$ преобразование Фурье функции $f(x)$. В свою очередь, функция $f(x)$ является обратным преобразованием Фурье функции $F(\omega)$.

Функция $F(\omega)$ определяется формулой [4]:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{i\omega t} dt, \quad (4.17)$$

Выполняя обратное преобразование, получим:

$$f(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{-i\omega x} d\omega, \quad (4.18)$$

Функция $F(\omega)$ называется изображением Фурье функции, $f(x)$, функция $f(x)$ называется оригиналом и является обратным преобразованием Фурье функции $F(\omega)$.

Так как, далее будут использованы модели балки на упругом основании, рассмотрим расчёт такой модели подробно. Рассмотрим балку конечной длины, представляющую конечный элемент конструкции сооружения, с постоянной изгибной жесткостью EI , лежащую на упругом основании. Жёсткость основания постоянная и определяется параметром k . Схема балки на упругом основании представлена на рисунке 4.2.

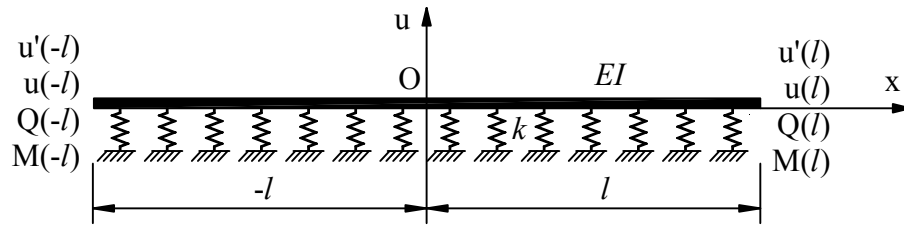


Рисунок 4.2 Схема балки на упругом основании

Дифференциальное уравнение изгиба балки на упругом основании имеет вид:

$$EI \frac{d^4 u}{dx^4} + ku = q(x) , \quad (4.19)$$

Представим уравнение в финитных обобщённых функциях [7, 20, 33]:

$$EI \frac{d^4 U}{dx^4} + kU = q(x) + EIU(-l)\delta'''(x+l) - EIU(l)\delta'''(x-l) + EIU'(-l)\delta''(x+l) - EIU'(l)\delta''(x-l) + M(-l)\delta'(x+l) - M(l)\delta'(x-l) + Q(-l)\delta(x+l) - Q(l)\delta(x-l) , \quad (4.20)$$

или

$$\frac{d^4 U}{dx^4} + 4\beta^4 U = \frac{Q(x)}{EI} , \quad (4.21)$$

где: $U(x) = u(x)[\theta(x+l) - \theta(x-l)]$;

$\theta(x)$ - функция Хэвисайда;

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} ;$$

$Q(x)$ - обобщённая нагрузка, обозначающая правую часть уравнения (4.20).

Применим преобразование Фурье к обеим частям уравнения, выполнив необходимые, получим:

$$\tilde{U}(v) = \frac{\tilde{Q}(v)}{EI(v^4 + 4\beta^4)} , \quad (4.22)$$

где: $\tilde{U}(v)$ - изображение Фурье функции $U(x)$;

$\tilde{Q}(v)$ - изображение Фурье обобщённой нагрузки $Q(x)$;

v - параметр преобразования Фурье.

Изображение Фурье обобщённой нагрузки имеет вид:

$$\begin{aligned}\tilde{Q}(v) = & \tilde{q}(v) + Q(-l)e^{-ivl} - Q(l)e^{ivl} + M(-l)(-iv)e^{-ivl} - M(l)(-iv)e^{ivl} \\ & + E l u'(-l)(-iv)^2 e^{-ivl} - E l u'(l)(-iv)^2 e^{ivl} \\ & + E l u(-l)(-iv)^3 e^{-ivl} - E l u(l)(-iv)^3 e^{ivl}\end{aligned}\quad (4.23)$$

Для балки конечной длины не известны восемь значений функций на границах - по четыре на каждом конце балки. Поэтому:

$$\tilde{U}(v) = \frac{\frac{\tilde{q}(v)}{EI} + u'(-l)(iv)^2 e^{-ivl} - u'(l)(iv)^2 e^{ivl} + u(-l)(-iv)^3 e^{-ivl} - u(l)(-iv)^3 e^{ivl} + Q(-l)e^{-ivl} - Q(l)e^{ivl} + M(-l)(-iv)e^{-ivl} - M(l)(-iv)e^{ivl}}{v^4 + 4\beta^4}, \quad (4.24)$$

Функция $\tilde{U}(v)$ должна быть целой (теорема Винера-Пэли-Шварца), т.е., числитель должен содержать в себе нули знаменателя. Поэтому можно записать четыре условия:

$$\tilde{Q}(v_j) = 0, \quad (j=1,2,3,4), \quad (4.25)$$

где: v_j - корни выражения $v^4 + 4\beta^4 = 0$.

$$\begin{aligned}v_1 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}} = \beta(1+i), & \quad v_2 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{3\pi}{4}} = \beta(-1+i), \\ v_3 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{5\pi}{4}} = \beta(-1-i), & \quad v_4 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{7\pi}{4}} = \beta(1-i)\end{aligned}\quad (4.26)$$

Остальные неизвестные определяются из условий равенства перемещений, углов поворота, моментов и поперечных сил в местах соединения элементов. После определения этих параметров и подстановки этих параметров в уравнение (4.24) необходимо выполнить обратное преобразование Фурье:

$$U(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{U}(v) e^{-ivx} dv. \quad (4.27)$$

Выражение (4.23) и условия (4.25) можно использовать для построения балочного конечного элемента.

4.4 Метод расчёта, учитывающий разницу деформаций на контакте тоннельной обделки и массива грунта

Если жёсткий тоннель находится в мягком грунте, существует заметный эффект взаимодействия сооружения с грунтом, и поэтому методика, основанная

на равенстве деформаций свободного поля и конструкции, приводит к консервативному результату. В этом случае для учёта взаимодействия сооружения с грунтом может использоваться модель балки на упругом основании [8]. Дифференциальное уравнение для конструкции тоннеля можно записать в виде:

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} = P, \quad (4.28)$$

где u_t - поперечные перемещения тоннельной конструкции, м;

P - давление между конструкцией и окружающим грунтом, Н/м.

Предположим, что грунт работает в упругой стадии, тогда давление P можно записать в виде:

$$P = K_h (u_y - u_t), \quad (4.29)$$

где K_h - коэффициент основания по направлению перпендикулярному к оси тоннеля, Н/м³.

u_y - поперечные перемещения свободного грунта (см. рисунок 4.1), м.

Дифференциальное уравнение для конструкции:

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_h u_t = K_h u_y, \quad (4.30)$$

или

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_h u_t = K_h D \cos \varphi \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \varphi \right). \quad (4.31)$$

Применим преобразование Фурье к обеим частям уравнения, выполнив обратное алгебраические преобразования, получим:

$$\tilde{u}_t(v) = 2\pi K_h D \cos \varphi \frac{\delta \left(v + \frac{2\pi}{L} \cos \varphi \right) + \delta \left(v - \frac{2\pi}{L} \cos \varphi \right)}{2i(EIv^4 + K_h)}. \quad (4.32)$$

Выполнив обратное преобразование Фурье:

$$u_t(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{u}_t(v) e^{-ivx} dv, \quad (4.33)$$

получим:

$$u_t(x) = \frac{D \cos \varphi}{1 + \frac{EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \cos^4 \varphi} K_h} \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \varphi \right). \quad (4.34)$$

Поэтому кривизна тоннельной конструкции, полученной в результате решения уравнения (4.30), меньше, чем кривизна, полученная с использованием выражения (4.9) с множителем:

$$R_1 = \frac{1}{1 + \frac{EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \cos^4 \varphi}{K_h}}. \quad (4.35)$$

Изгибающий момент и поперечная сила в тоннельной обделке определяются уравнениями:

$$M = \frac{\left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 D \cos^3 \varphi}{1 + \frac{EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \cos^4 \varphi}{K_h}} EI \sin \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} \right), \quad (4.36)$$

$$V = \frac{\left(\frac{2\pi}{L} \right)^3 D \cos^4 \varphi}{1 + \frac{EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \cos^4 \varphi}{K_h}} EI \cos \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} \right). \quad (4.37)$$

Тот же подход можно использовать для получения выражение для осевой силы. В этом случае, дифференциальное уравнение имеет вид:

$$EA \frac{d^2 u_a}{dx^2} = K_a (u_a - u_x), \quad (4.38)$$

где u_a - продольные перемещения тоннельной конструкции, м;

u_x - продольные перемещения грунта, соответствующие «свободному полю» (см. рисунок 4.1), м;

K_a - коэффициент упругого основания, направленный вдоль оси тоннеля, H/m^3 .

Решив уравнение (4.38), получим осевые перемещения, которые соответствуют значениям выражения (4.8) умноженному на коэффициент R_2 , который всегда меньше единицы:

$$R_2 = \frac{1}{1 + \frac{EA}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \cos^2 \varphi} . \quad (4.39)$$

Из уравнения (4.12) получим осевые усилия в тоннельной обделке:

$$Q = \frac{\left(\frac{2\pi}{L} \right) D \sin \varphi \cos \varphi}{1 + \frac{EA}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \cos^2 \varphi} EA \cos \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} \right) . \quad (4.40)$$

Расчётные усилия являются максимальным изгибающим моментом, поперечной и продольной силами, которые зависят от расположения вдоль тоннельной конструкции, от угла падения, φ , и от длины волны, L . Максимальные усилия можно получить, положив $\sin \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} \right)$ и $\cos \left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi} \right)$ равными единице. Для определения угла падения необходимо приравнять частные производные выражений (4.36) и (4.37) к нулю. Отсюда следует, что максимальные значения возникнут при $\varphi = 0$. Для уравнения (4.40), максимальная величина продольной силы зависит от свойств тоннельной конструкции и окружающего массива грунта среды. Обычно рекомендуется использовать угол падения волны, равным 45° . Эта величина угла падения φ будет максимизировать, значение продольной силы, когда взаимодействием между грунтом и тоннельной обделкой можно пренебречь. Максимальные усилия, таким образом, определяются выражениями:

$$M_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 D}{1 + \frac{EI}{K_h} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4} EI , \quad (4.41)$$

$$V_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L} \right)^3 D}{1 + \frac{EI}{K_h} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4} EI , \quad (4.42)$$

$$Q_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) D}{2 + \frac{EA}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} EA. \quad (4.43)$$

Как отмечалось выше, уравнения (4.41), (4.42), (4.43) должны иметь максимальные значения, которые зависят от длины волны L . Отметим, что предварительно необходимо определить коэффициенты упругого основания, K_h и K_a . Можно воспользоваться результатами исследований учёных St. John C.M. и Zahrah T.F. [70], которые предложили удобное и достаточно обоснованное выражение для определения коэффициентов упругого основания:

$$K_h = K_a = \frac{16\pi G(1-\nu) d}{3-4\nu} \frac{1}{L}, \quad (4.44)$$

где: G_m - модуль сдвига грунта, $KH / м^2$;

ν - коэффициент Пуассона грунта;

d - диаметр обделки тоннеля, $м$;

L - длина поперечной волны, $м$.

Следует отметить, что максимальная величина продольной силы, полученной с использованием представленной выше методики не должны превышать максимальные силы трения $Q_{\max}$ между тоннельной обделкой и окружающим массивом грунта. Значение $Q_{\max}$ можно определить, используя следующее выражение:

$$Q_{\max} = \frac{fL}{4}, \quad (4.45)$$

где f - максимальная сила трения, приходящаяся на единицу длины тоннеля.

4.5 Метод расчёта, учитывающий эффекты взаимодействия тоннеля с грунтом, характеризующимся двумя коэффициентами постели

Рассмотрим тоннельную обделку в виде бесконечной балки с изгибной жесткостью EI , лежащей на основании, свойства которого описываются моделью с двумя упругими характеристиками k_1 и k_2 . Первый коэффициент постели k_1 –

коэффициент сжатия, который ничем не отличается от обычного коэффициента постели по теории Винклера. Второй коэффициент постели k_2 – коэффициент сдвига, позволяющий выразить интенсивность вертикальной силы сдвига Q в виде произведения коэффициента k_2 на производную функции осадки $Q = k_2 \frac{du}{dx}$.

Эти силы сдвига появляются и в сыпучих и малосвязных грунтах вследствие зацепления и внутреннего трения между частицами грунта.

Используя выражение (4.31), запишем дифференциальное уравнение, описывающее изгиб балки, лежащей на основании, свойства которого описываются моделью с двумя упругими характеристиками [19, 25]:

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} - k_2 \frac{d^2 u_t}{dx^2} + k_1 u_t = k_1 D \cos \varphi \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \varphi \right). \quad (4.46)$$

Применив преобразование Фурье к обеим частям уравнения, и выполнив необходимые алгебраические преобразования, получим:

$$\tilde{u}_t(v) = \frac{k_1 D \cos \varphi}{EI v^4 + k_2 v^2 + k_1} 2\pi \frac{\delta \left(v + \frac{2\pi}{L} \cos \varphi \right) + \delta \left(v - \frac{2\pi}{L} \cos \varphi \right)}{2i}. \quad (4.47)$$

Выполнив обратное преобразование Фурье:

$$u_t(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{u}_t(v) e^{-ivx} dv, \quad (4.48)$$

получим:

$$u_t(x) = \frac{D \cos \varphi}{1 + \frac{k_2}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \cos^2 \varphi + \frac{EI}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \cos^4 \varphi} \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \varphi \right). \quad (4.49)$$

Кривизна тоннельной обделки, полученная в результате решения уравнения (4.46), меньше, кривизны, определяемой в соответствии с выражением (4.9). Соотношение между кривизнами характеризуется множителем:

$$R_3 = \frac{1}{1 + \frac{k_2}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \cos^2 \varphi + \frac{EI}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \cos^4 \varphi}. \quad (4.50)$$

Изгибающий момент и поперечная сила в тоннельной конструкции

определяются уравнениями:

$$M = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D \cos^3 \varphi}{1 + \frac{k_2}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^2 \varphi + \frac{EI}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^4 \varphi} EI \sin\left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi}\right), \quad (4.51)$$

$$V = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 D \cos^4 \varphi}{1 + \frac{k_2}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^2 \varphi + \frac{EI}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^4 \varphi} EI \cos\left(\frac{2\pi x}{L / \cos \varphi}\right), \quad (4.52)$$

Сравнив полученные выражения, находим, что значения перемещения тоннельной обделки, кривизны тоннеля и внутренних усилий, полученные с двумя характеристиками основания грунта, меньше, чем значения, полученные при использовании упругого основания Винклера.

4.6 Пример расчета тоннельных обделок на сейсмические воздействия, характерные для условий Ханоя

Представим результаты расчёта монолитного тоннеля на сейсмические воздействия, направленные вдоль оси тоннеля.

Геологические и сейсмические данные, а так же конструктивные параметры соответствуют проекту строящегося метро Ханоя. В соответствии со строительными нормами Вьетнама пиковое ускорение поверхности грунта в Ханое составляет $0,2g$. Тоннель должен противостоять землетрясениям с магнитудой $M=8$, эпицентрами на расстоянии 20-50км. Характеристики грунта представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Характеристики грунта

Характеристика грунта	Единица	Значение
Толщина грунта над коренной породой	<i>м</i>	40
Плотность, ρ	$кг/м^3$	1783
Модуль упругости, E_s	<i>МПа</i>	276,6
Коэффициент Пуассона, ν		0,44

Как указано выше, поперечные волны обычно создают наибольшее напряжение. Определим параметры этих волн. Значение скорости поперечной волны:

$$C_s = \sqrt{\frac{E_z}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{276,6 \cdot 10^6}{1783} \frac{1}{2(1+0,44)}} = 232,1 \text{ м/с} . \quad (4.53)$$

Используя таблицы 3.1 и 3.4 определим пиковую скорость грунта на глубине заложения тоннеля:

$$V_s = (188 \text{ см/с/г})(0,9 \cdot 0,2 \text{ г}) = 188 \cdot 0,18 = 34 \text{ см/с} = 0,34 \text{ м/с} . \quad (4.54)$$

Из выражений (4.15) и (4.16) следует:

$$L = 4h = 4 \cdot 40 = 160 \text{ м} . \quad (4.55)$$

Амплитуды перемещений грунта:

- при продольной деформации свободной среды:

$$D_a = \frac{V_s}{C_s} \frac{L}{4\pi} = \frac{0,34}{232,1} \frac{160}{4\pi} = 0,019 \text{ м} , \quad (4.56)$$

- при деформации изгиба свободной среды:

$$D_\delta = \frac{a_s}{C_s^2} \frac{L^2}{4\pi^2} = \frac{0,2 \cdot 9,81}{232,1^2} \cdot \frac{160^2}{4\pi^2} = 0,024 \text{ м} . \quad (4.57)$$

При совпадении деформации тоннеля с деформациями свободного поля:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 D_\delta = 32400 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi(3,1^4 - 2,75^4)}{4} \left(\frac{2\pi}{160} \right)^2 0,024 , \\ &= 33114,89 \text{ КНм} \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\begin{aligned} V_{\max} &= EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^3 D_\delta = 32400 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi(3,1^4 - 2,75^4)}{4} \left(\frac{2\pi}{160} \right)^3 0,024 , \\ &= 1300,42 \text{ КН} \end{aligned} \quad (4.59)$$

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= \frac{EA}{2} \left(\frac{2\pi}{L} \right) D_\delta = \frac{32400 \cdot 10^3 \cdot \pi(3,1^2 - 2,75^2)}{2} \left(\frac{2\pi}{160} \right) 0,024 . \\ &= 98210,95 \text{ КН} \end{aligned} \quad (4.60)$$

При учёте взаимодействия конструкции с грунтом с использованием упругого основания Винклера:

$$K_h = K_a = \frac{16\pi G(1-\nu)d}{(3-4\nu)L} = 72026,15 \text{ KH} / \text{м}^2, \quad (4.61)$$

$$M_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D}{1 + \frac{EI}{K_h} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} EI = 32164,68 \text{ KHм}, \quad (4.62)$$

$$V_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 D}{1 + \frac{EI}{K_h} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} EI = 1263,1 \text{ KH}, \quad (4.63)$$

$$Q_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) D}{2 + \frac{EA}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} EA = 24063,14 \text{ KH}. \quad (4.64)$$

При учёте взаимодействия конструкции с грунтом с использованием упругого основания с двумя коэффициентами постели. Полагая $k_2 = 0,5\sqrt{k_1 EI}$ [19]), получим следующие внутренние усилия:

$$k_1 = K_h = K_a = 72026,15 \text{ KH} / \text{м}^2, \quad (4.65)$$

$$M_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D}{1 + \frac{k_2}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + \frac{EI}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} EI = 29686,64 \text{ KHм}, \quad (4.66)$$

$$V_m = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 D}{1 + \frac{k_2}{k_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + \frac{EI}{K_h} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} EI = 1165,8 \text{ KH}. \quad (4.67)$$

Максимальные значения внутренних усилий, полученных с учётом разного типа взаимодействия конструкции с грунтом, представлены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Максимальные внутренние усилия, полученные с использованием разных моделей взаимодействия конструкции с грунтом

Метод решения	Момент $M_{\max}$ (KHm)	Поперечная сила $V_{\max}$ (KH)	Продольная сила $Q_{\max}$ (KH)
Совпадение деформаций тоннеля с деформациями «свободного поля»	33114,89	1300,42	98210,95
Взаимодействия конструкции с упругим основанием грунта	32164,68	1263,1	24063,14
Взаимодействия конструкции с двумя упругими характеристиками основания грунта	29686,64	1165,8	

Максимальное нормальное напряжение при изгибе определяется выражением:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{I} R_l, \quad (4.68)$$

где: $M_{\max}$ - максимальный изгибный момент, KHm ;

R_l - радиус обделки, m ;

I - момент инерции поперечного сечения тоннельной обделки, m^4 .

$$\sigma_{\max} = \frac{33114,89}{27,62} 3,1 = 3332 \text{ } KH / m^2 = 3,332 \text{ } МПа < [\sigma]_{сжа} = 22 \text{ } МПа$$

Максимальное нормальное напряжение при сжатии вдоль оси тоннеля:

$$\sigma_{\max}^x = \frac{Q_{\max}}{A}, \quad (4.69)$$

где: $Q_{\max}$ - максимальная продольная сила, KH ;

A - площадь поперечного сечения обделки, m ;

$$\sigma_{\max}^x = \frac{98210,95}{6,43} = 15274 \text{ } KH / m^2 = 15,274 \text{ } МПа < [\sigma]_{сжа} = 22 \text{ } МПа$$

Конструкция тоннельной обделки удовлетворяет условием прочности.

4.7 Расчёт сборных тоннельных обделок на сейсмические воздействия

Сборная обделка тоннеля представляет собой ряд последовательно установленных в подземной выработке колец, которые в свою очередь состоят из отдельных элементов. Сборные элементы (сегменты) кольца обделки называются тюбингами или блоками.

Отдельные элементы сборных тоннельных обделок изготавливаются в основном из железобетона или чугуна, крайне редко сборные обделки выполняются из сварных стальных элементов. В некоторых случаях сборные обделки выполняют из композитных материалов.

4.7.1 Эквивалентная жесткость при сжатии и растяжении

Для монтажа тюбингов в кольце или соединениях между кольцами обделки используются болтовые связи, обычно равномерно расположенные на кольце [78, 79].

Жесткость поперечного стыка при растяжении:

$$K_j = \frac{nE_j A_j}{l_j}, \quad (4.70)$$

где n - число болтов в поперечном сечении стыка;

$E_j A_j$ - жесткость болта при растяжении;

l_j - длина болта.

В состоянии сжатия, болты не работают, поэтому жесткость определяется только жесткостью обделки.

А когда конструкция находится в состоянии растяжения, кольца обделки и связи поперечного стыка работают совместно, тогда эквивалентная жесткость обделки с учётом жесткости связей может быть представлена в следующем виде:

$$\frac{l_s}{(EA)_{eq}^T} = \frac{1}{K_j} + \frac{l_s}{E_s A_s} \quad \text{или} \quad (EA)_{eq}^T = \frac{K_j E_s A_s / l_s}{K_j + E_s A_s / l_s}. \quad (4.71)$$

4.7.2 Эквивалентная жесткость при изгибе сборных обделок [14]

Запишем условие равновесия части конструкции, состоящей из двух половин кольца и поперечного стыка (рисунок 4.3, а). Эта часть конструкции называется эквивалентным кольцом.

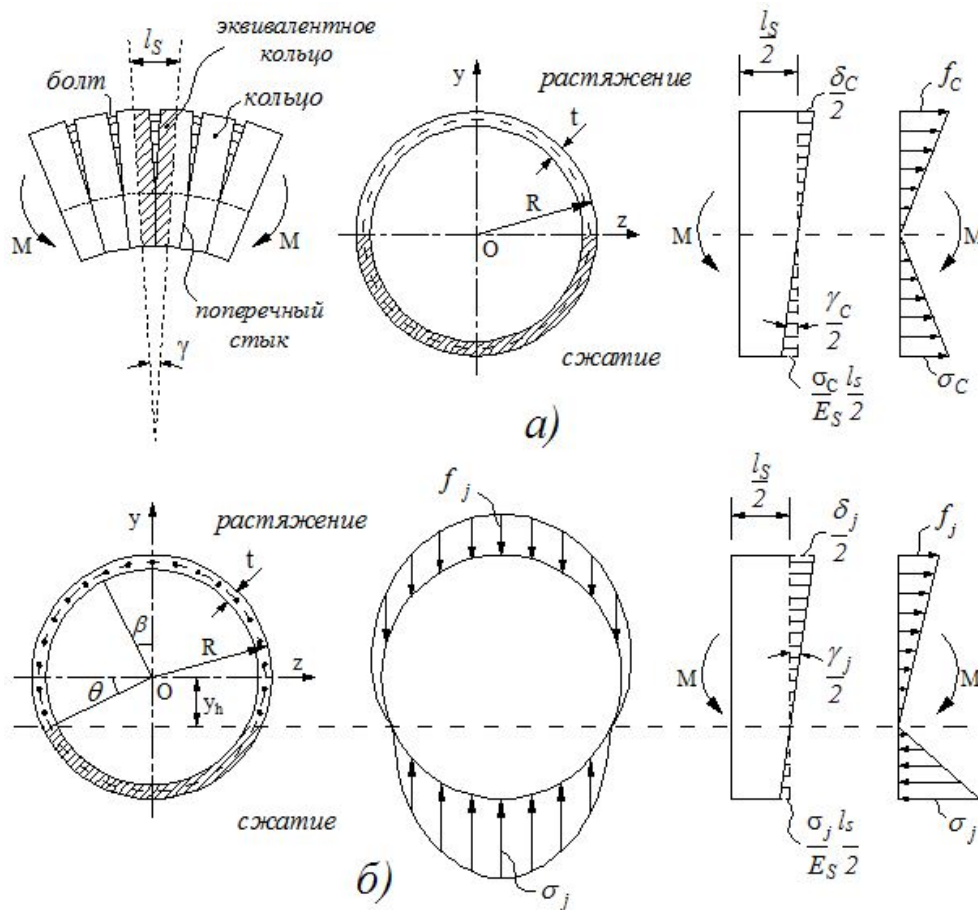


Рисунок 4.3 – Расстановка напряжений и поворотное перемещение поперечного сечения обделки тоннеля

а – в кольце; б – в поперечном стыке.

Предположим, что ширина кольца значительно меньше, чем длина сейсмической волны, поэтому изменением напряжений вдоль оси тоннеля при распространении волн пренебрегаем. Толщина обделки значительно меньше, чем радиус тоннеля.

4.7.2.1 Эквивалентная жесткость стыка при изгибе

В поперечном сечении стыка (рисунок 4.3, б), сумма продольных усилий Q , равно нулю, поэтому:

$$\begin{aligned}
Q = 0 &= \int_0^{\pi/2+\theta} 2Rt \frac{f_j (\cos \beta + \sin \theta)}{1 + \sin \theta} d\beta - \int_{\pi/2+\theta}^{\pi} 2Rt \frac{\sigma_j (-\cos \beta - \sin \theta)}{1 - \sin \theta} d\beta \\
&= \frac{2Rt f_j}{1 + \sin \theta} \left[\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta \right] + \frac{2Rt \sigma_j}{1 - \sin \theta} \left[\cos \theta - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \sin \theta \right].
\end{aligned} \tag{4.72}$$

Получим:

$$\frac{\sigma_j}{f_j} = \frac{(1 - \sin \theta) \left[\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta \right]}{(1 + \sin \theta) \left[\cos \theta - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \sin \theta \right]}, \tag{4.73}$$

где σ_j и f_j - максимальные напряжения в поперечном стыке при изгибе, $H / \text{м}^2$;

θ - угол, определяющий положение нейтральной оси.

Приравнявая значения угла поворота поперечного сечения стыка (рисунок 4.3, б), выше и ниже нейтральной оси, получим уравнение:

$$\frac{\sigma_j l_s}{2E_s (R - R \sin \theta)} = \frac{1}{R + R \sin \theta} \frac{f_j A_s}{2K_j}. \tag{4.74}$$

где R - радиус обделки тоннеля.

или:

$$\frac{\sigma_j}{f_j} = \frac{E_s A_s}{K_j l_s} \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}, \tag{4.75}$$

Используя выражения (4.73) и (4.75), получим уравнение:

$$\frac{E_s A_s}{K_j l_s} = \frac{\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta}{\cos \theta - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \sin \theta}, \tag{4.76}$$

Решив уравнение относительно угла θ , получим:

$$\theta + \cotg \theta = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{E_s A_s / K_j l_s - 1} \right). \tag{4.77}$$

Определим соотношение между изгибающим моментом и продольными напряжениями. Для этой цели найдём изгибающий момент в поперечном сечении стыка:

$$M_{Oz} = \int_0^{\pi/2+\theta} \frac{2Rt f_j (\cos \beta + \sin \theta)}{1 + \sin \theta} R \cos \beta d\beta - \int_{\pi/2+\theta}^{\pi} \frac{2Rt \sigma_j (-\cos \beta - \sin \theta)}{1 - \sin \theta} R \cos \beta d\beta, \quad (4.78)$$

$$= \frac{R^2 t f_j}{1 + \sin \theta} \left[\frac{\pi}{2} + \theta + \cos \theta \sin \theta \right] + \frac{R^2 t \sigma_j}{1 - \sin \theta} \left[\frac{\pi}{2} - \theta - \cos \theta \sin \theta \right]$$

Подставив f_j выражения (4.73) в уравнение (4.78), получим:

$$M_{Oz} = \frac{R^2 t \sigma_j}{1 - \sin \theta} \left\{ \frac{\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \cos \theta \sin \theta \right) \left[\cos \theta - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \sin \theta \right]}{\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta} + \frac{\pi}{2} - \theta - \cos \theta \sin \theta \right\} \quad (4.79)$$

$$= \frac{\pi R^2 t \sigma_j}{1 - \sin \theta} \frac{\cos^3 \theta}{\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta}$$

Далее определим зависимость между изгибающим моментом и углом поворота. Значение угла поворота поперечного сечения стыка можно представить в следующем виде:

$$\frac{M_{Oz}}{(EI)_j} \frac{l_j}{2} = \frac{\gamma_j}{2} = \frac{\sigma_j l_s}{2 E_s R (1 - \sin \theta)}, \quad (4.80)$$

или:

$$(EI)_j = \frac{M_{Oz} E_s R l_j (1 - \sin \theta)}{\sigma_j l_s}, \quad (4.81)$$

где: $(EI)_j$ - эквивалентная жесткость сечения поперечного стыка при изгибе.

Используя выражения (4.79) и уравнения (4.80), получим выражение, определяющее эквивалентную жесткость поперечного сечения стыка при изгибе для сборных обделок:

$$(EI)_j = \frac{E_s I_s l_j}{l_s} \frac{\cos^3 \theta}{\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta}, \quad (4.82)$$

где: $I_s = \pi R^3 t$ - осевой момент инерции поперечного сечения кольца.

4.7.2.2 Эквивалентная жесткость сборной обделки тоннеля при изгибе

Угол поворота поперечного сечения эквивалентного кольца состоит из суммы углов поворота кольца и стыка ($\gamma = \gamma_c + \gamma_j$), поэтому:

$$\frac{M_{Oz} l_s}{(EI)_{eq}} = \frac{M_{Oz} l_s}{E_S I_S} + \frac{M_{Oz} l_j}{(EI)_j}, \quad (4.83)$$

где: $(EI)_{eq}$ - эквивалентная жесткость сечения обделки при изгибе.

Или:

$$\frac{l_s}{(EI)_{eq}} = \frac{l_s}{E_S I_S} + \frac{l_j}{(EI)_j}. \quad (4.84)$$

Используя выражения (4.82) и (4.84), получим эквивалентную жесткость сечения обделки при изгибе в виде:

$$(EI)_{eq} = E_S I_S \frac{\cos^3 \theta}{\cos^3 \theta + \cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta}. \quad (4.85)$$

4.7.3 Численное моделирование и анализ конструкции сборной обделки

Для оценки точности аналитической модели выполнено численное моделирование оценки жесткости сборной обделки при изгибе. Рассмотрим конструкцию, состоящую из четырех эквивалентных колец, в виде консольной балки, нагруженной на конце сосредоточенной силой P (рисунок 4.4).

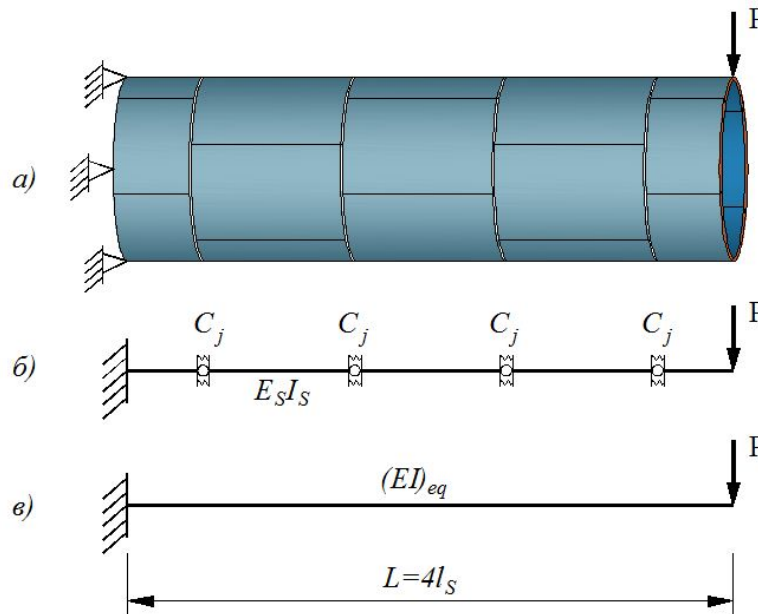


Рисунок 4.4 – Моделирование и расчетная схема сборной обделки тоннеля

Полагая, что поперечный стык имеет жесткость C_j ($Hм / рад$), перепишем выражение (4.82) для жесткости C_j в виде:

$$C_j = \frac{(EI)_j}{l_j} = \frac{E_s I_s}{l_s} \frac{\cos^3 \theta}{\cos \theta + \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right) \sin \theta} . \quad (4.86)$$

Рассмотрим две расчетные схемы. Первая расчетная схема состоит из колец с жесткостями сечений при изгибе $E_s I_s$, и шарниров с жесткостью C_j (рисунок 4.4, б). Такая схема использована с помощью программного комплекса SAP2000. Вторая расчетная схема состоит из монолитной обделки с эквивалентной жесткостью сечения при изгибе (рисунок 4.4, в). Эта схема использована для получения аналитического решения.

Рассмотрим сборную железобетонную обделку со следующими параметрами [31]:

- наружный радиус обделки $R = 3,1 \text{ м}$;
- толщина обделки $t = 0,35 \text{ м}$;
- модуль упругости бетона $E_s = 3,45 \times 10^7 \text{ КН} / \text{м}^2$;
- коэффициент Пуассона бетона $\nu_c = 0,3$;
- количество болтов в поперечном стыке $n = 17$;
- длина болта $l_j = 0,4 \text{ м}$;
- диаметр болта $d_j = 0,03 \text{ м}$;
- модуль упругости болта $E_j = 2,1 \times 10^8 \text{ КН} / \text{м}^2$.

Приведены примеры при различных ширинах колец. Результаты расчётных параметров представлены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Параметры конструкции сборной обделки.

l_s (м)	$E_s A_s$ (КН)	K_j (КН / м)	φ (рад)	$E_s I_s$ (КНм ²)	$(EI)_j$ (КНм ²)	C_j (КНм / рад)	$(EI)_{eq}$ (КНм ²)
1	2.22E+08	6.31E+06	0.9547	9.53E+08	2.786E+07	6.966E+07	6.491E+07
1,4	-	-	0.8884	-	2.689E+07	6.722E+07	8.565E+07
1,8	-	-	0.8352	-	2.606E+07	6.515E+07	1.044E+08

Для сравнения получены перемещения свободного конца обделки.

Сравнивая перемещения, полученные с использованием модели с эквивалентной жёсткостью, с результатами, полученными численными методами, можно отметить незначительное отличие результатов (таблице 4.5, рисунок 4.5).

Таблица 4.5 – Перемещения свободного конца сборной обделки (мм).

Метод решения	P (кН)	$l_s = 1м$	$l_s = 1,4м$	$l_s = 1,8м$
Численное решение	2000	0,650	1,351	2,289
Аналитическое решение		0,657	1,367	2,383
Погрешность		1,06%	1,17%	4,1%
Численное решение	4000	1,300	2,701	4,579
Аналитическое решение		1,315	2,734	4,766
Погрешность		1,14%	1,2%	3,9%
Численное решение	6000	1,950	4,052	6,868
Аналитическое решение		1,972	4,101	7,150
Погрешность		1,11%	1,19%	3,94%
Численное решение	8000	2,600	5,402	9,158
Аналитическое решение		2,629	5,468	9,533
Погрешность		1,10%	1,21%	3,93%

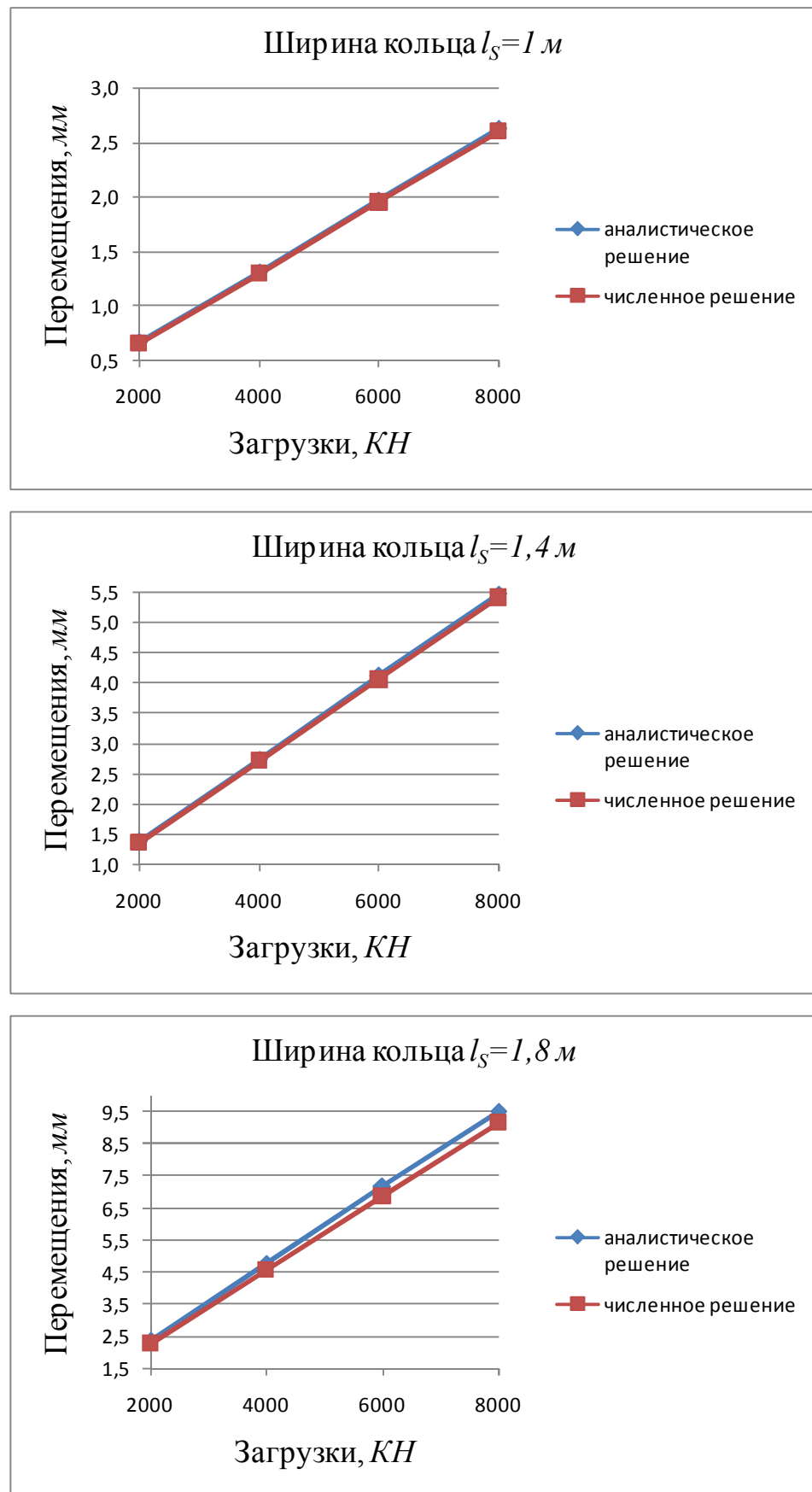


Рисунок 4.5 – Отношения между нагрузками и вертикальными перемещениями свободного конца сборной обделки

Модель сборной обделки в виде балки с эквивалентной жёсткостью хорошо описывает поведение тоннеля при изгибе. Это позволяет сделать заключение, что такие модели могут использоваться при расчёте тоннелей на сейсмические воздействия.

4.8 Выводы по главе

Предложен упрощенный аналитический способ расчёта тоннелей на сейсмические воздействия, направленные вдоль оси тоннелей. Получено выражение для определения эквивалентной изгибной жёсткости сборных обделок тоннелей. Такой параметр необходим при расчётах, в которых тоннели рассматриваются как балки с постоянной жёсткостью на упругом основании Винклера или на упругом основании с двумя коэффициентами постели.

ГЛАВА 5 РАСЧЕТ ТОННЕЛЕЙ, ПЕРЕСЕКАЮЩИХ ЗОНЫ АКТИВНЫХ РАЗЛОМОВ

5.1 Введение

При землетрясениях очень часто происходят подвижки слоёв грунтов, обладающих различными свойствами [3, 51]. Тоннели, пересекающие такие границы, могут быть повреждены, если смещения этих слоёв достаточно велики. Тоннели, расположенные в мягких грунтах, можно рассматривать как балки в упругой среде (или считать балками на упругом основании). Как правило, разломы обычно являются границами слоёв грунтов с различными инженерно–геологическими характеристиками [34].

В этой главе исследуется напряжённо-деформированное состояние обделки тоннеля, пересекающего зону разлома двух блоков грунта с разными свойствами. Предполагается, что между блоками отсутствует заполнение грунтом с другими свойствами. Разработанная методика позволяет учитывать и такие случаи. На этом этапе расчёта ставится цель получения аналитических решений и определения зоны влияния разлома.

Моделирование основания представлено тремя моделями, соответствующими трем направлениям горизонтальному, продольному и вертикальному перемещениям.

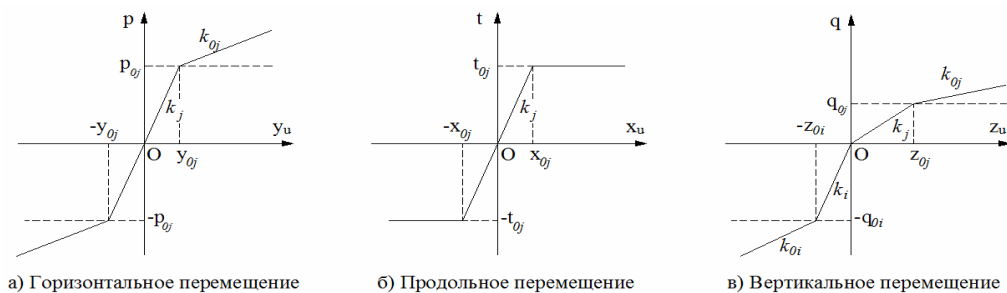


Рисунок 5.1 Зависимости давления и перемещения основания грунта

5.2 Расчёт конструкций тоннеля при подвижке в зоне разлома, перпендикулярного его оси

Для оценки реакции тоннеля, пересекающего разлом, на сейсмическое воздействие, представляющее перемещение границ разлома рассматривается

модель тоннеля в виде балки на билинейном упругом основании с различными характеристиками [18]. Исходными данными являются параметры поперечного сечения обделки, характеристики грунта и величина относительного смещения слоёв грунта.

5.2.1 Метод решения задачи

Ближние к разлому участки основания характеризуются билинейными характеристиками, а другие – упругими. Предположим, что ближние к разлому участки тоннеля, протяжённостью L_2 и L_3 находятся в грунте, параметры которого характеризуются билинейными характеристиками, а участки тоннеля L_1 и L_4 находятся в грунтах с упругими свойствами. Разделим конструкцию на 4 элемента с длинами L_i ($i=1 \div 4$) (рисунок 5.2).

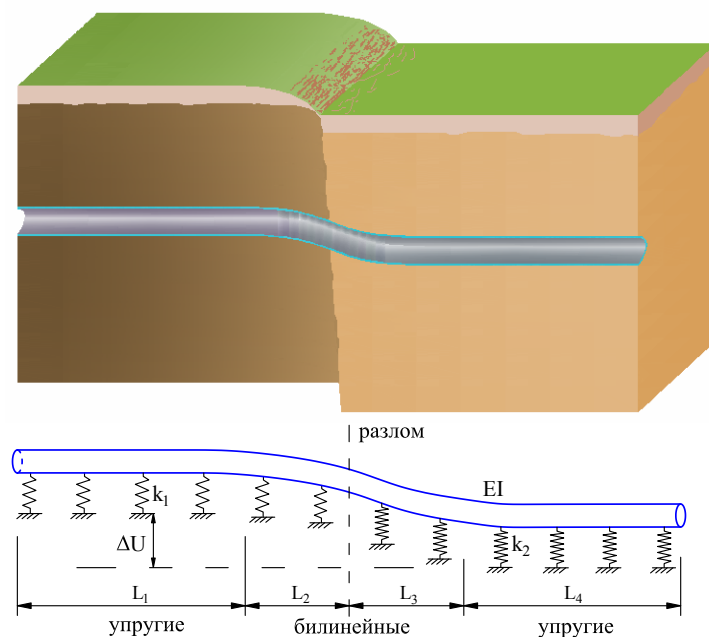


Рисунок 5.2 Расчётная схема тоннеля, расположенного на различных основаниях:
(билинейном и упругом)

Для каждого элемента будем использовать локальную систему координат (рисунок 5.3):

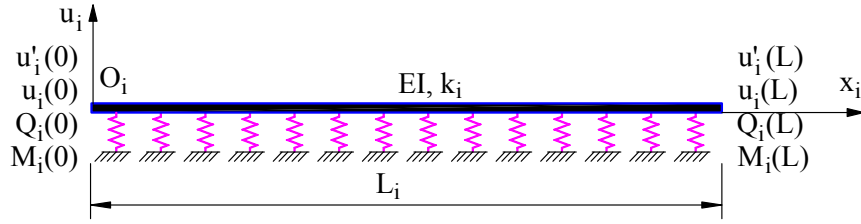


Рисунок 5.3 Локальная система координат элемента

В качестве модели тоннеля воспользуемся балкой Эйлера. Дифференциальные уравнения балки Эйлера на упругом основании в обобщённых финитных функциях [13] имеют вид [12]:

для первого участка:

$$EI \frac{d^4 U_1}{dx^4} + k_1 U_1 = EI u_1'(0) \delta''(x) + EI u_1(0) \delta'''(x) - Q_1(L_1) \delta(x - L_1) - M_1(L_1) \delta'(x - L_1) - EI u_1'(L_1) \delta''(x - L_1) - EI u_1(L_1) \delta'''(x - L_1) \quad (5.1)$$

для четвертого участка:

$$EI \frac{d^4 U_4}{dx^4} + k_2 U_4 = Q_4(0) \delta(x) + M_4(0) \delta'(x) + EI u_4'(0) \delta''(x) + EI u_4(0) \delta'''(x) - EI u_4'(L_4) \delta''(x - L_4) - EI u_4(L_4) \delta'''(x - L_4) \quad (5.2)$$

Дифференциальные уравнения балки на билинейном основании представятся в следующем виде:

для второго участка:

$$EI \frac{d^4 U_2}{dx^4} + k_{01} U_2 = -(k_1 - k_{01}) u_{01} [H(x) - H(x - L_2)] + Q_2(0) \delta(x + L_2) + M_2(0) \delta'(x + L_2) + EI u_2'(0) \delta''(x) + EI u_2(0) \delta'''(x) - Q_2(L_2) \delta(x - L_2) - M_2(L_2) \delta'(x - L_2) - EI u_2'(L_2) \delta''(x - L_2) - EI u_2(L_2) \delta'''(x - L_2) \quad (5.3)$$

для третьего участка:

$$EI \frac{d^4 U_3}{dx^4} + k_{02} U_3 = -(k_2 - k_{02}) u_{02} [H(x) - H(x - L_2)] + Q_3(0) \delta(x + L_3) + M_3(0) \delta'(x + L_3) + EI u_3'(0) \delta''(x) + EI u_3(0) \delta'''(x) - Q_3(L_3) \delta(x - L_3) - M_3(L_3) \delta'(x - L_3) - EI u_3'(L_3) \delta''(x - L_3) - EI u_3(L_3) \delta'''(x - L_3) \quad (5.4)$$

где $U_i(x) = u_i(x)[H(x) - H(x - L_i)]$;

$H(x)$ - функция Хевисайда (функция единичного скачка);

L_i - координата конца части i -той балки, m ;

$\delta(x)$ - функция Дирака;

k_j, k_{0j} - коэффициенты упругого отпора ($j=1, 2$);

u_{0j} - предельные перемещения обделки соответствующие коэффициентам k_j (рисунок 5.4).

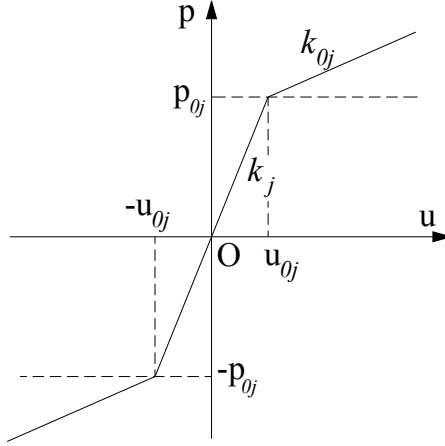


Рисунок 5.4 Зависимости давления от перемещений в билинейной модели грунта

Применим преобразование Фурье к обеим частям уравнений (5.1), (5.2), (5.3) и (5.4) получим:

$$\begin{aligned} [v^4 + 4\beta_1^4] \tilde{U}_1(v) = & u'_1(0)(-iv)^2 + u_1(0)(-iv)^3 - \frac{Q_1(L_1)}{EI} e^{ivL_1} - \frac{M_1(L_1)}{EI} e^{ivL_1}(-iv) , \\ & - u'_1(L_1) e^{ivL_1}(-iv)^2 - u_1(L_1) e^{ivL_1}(-iv)^3 \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} [v^4 + 4\beta_{01}^4] \tilde{U}_2(v) = & -\frac{k_1 - k_{01}}{EI} u_{01} (1 - e^{ivL_2}) \left[-\frac{1}{iv} + \pi\delta(v) \right] + \frac{Q_2(0)}{EI} + \frac{M_2(0)}{EI}(-iv) \\ & + u'_2(0)(-iv)^2 + u_2(0)(-iv)^3 - \frac{Q_2(L_2)}{EI} e^{ivL_2} - \frac{M_2(L_2)}{EI} e^{ivL_2}(-iv) , \\ & - u'_2(L_2) e^{ivL_2}(-iv)^2 - u_2(L_2) e^{ivL_2}(-iv)^3 \end{aligned} \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} [v^4 + 4\beta_{02}^4] \tilde{U}_3(v) = & -\frac{k_2 - k_{02}}{EI} u_{02} (1 - e^{ivL_3}) \left[-\frac{1}{iv} + \pi\delta(v) \right] + \frac{Q_3(0)}{EI} + \frac{M_3(0)}{EI}(-iv) \\ & + u'_3(0)(-iv)^2 + u_3(0)(-iv)^3 - \frac{Q_3(L_3)}{EI} e^{ivL_3} - \frac{M_3(L_3)}{EI} e^{ivL_3}(-iv) , \\ & - u'_3(L_3) e^{ivL_3}(-iv)^2 - u_3(L_3) e^{ivL_3}(-iv)^3 \end{aligned} \quad (5.7)$$

$$\begin{aligned} [v^4 + 4\beta_2^4] \tilde{U}_4(v) = & \frac{Q_4(0)}{EI} + \frac{M_4(0)}{EI}(-iv) + u'_4(0)(-iv)^2 + u_4(0)(-iv)^3 , \\ & - u'_4(L_4) e^{ivL_4}(-iv)^2 - u_4(L_4) e^{ivL_4}(-iv)^3 \end{aligned} \quad (5.8)$$

где $\beta_1^4 = \frac{k_1}{4EI}$, $\beta_2^4 = \frac{k_2}{4EI}$, $\beta_{01}^4 = \frac{k_{01}}{4EI}$, $\beta_{02}^4 = \frac{k_{02}}{4EI}$.

В правой части уравнений (5.5), (5.6), (5.7) и (5.8) содержится вся информация о воздействии на балку: перемещения, углы, поперечные силы и моменты изгиба на концах элемента. Обозначим правые части уравнений через $Q_i^{ob}(x)$, ($i=1 \div 4$), которые назовём обобщёнными нагрузками. Представим (5.5), (5.6), (5.7) и (5.8) в следующем виде:

$$\begin{cases} \tilde{U}_1(v) = \frac{Q_1^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_1^4} \\ \tilde{U}_2(v) = \frac{Q_2^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_{01}^4} \\ \tilde{U}_3(v) = \frac{Q_3^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_{02}^4} \\ \tilde{U}_4(v) = \frac{Q_4^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_2^4} \end{cases} \quad (5.9)$$

В соответствии с теоремой Винера-Пэли-Шварца, числитель выражений (5.9) должен делиться без остатка на знаменатель. Из этого следует, что он должен быть равен нулю при значениях, равных корням знаменателя. Используя это условие, получим:

$$\begin{cases} Q_1^{ob}(v_{1j}) = 0 \\ Q_2^{ob}(v_{01j}) = 0 \\ Q_3^{ob}(v_{02j}) = 0 \\ Q_4^{ob}(v_{2j}) = 0 \end{cases} \quad j = 1, 2, 3, 4, \quad (5.10)$$

где v_{kj} - корни уравнения $v^4 + 4\beta_k^4 = 0$ ($k=1, 2, 01, 02$).

Решив уравнения, получим корни:

$$\begin{aligned} v_{k1} &= \sqrt{2}\beta_k e^{i\frac{\pi}{4}} = \beta_k(1+i); & v_{k2} &= -\sqrt{2}\beta_k e^{-i\frac{\pi}{4}} = -\beta_k(1-i); \\ v_{k3} &= -\sqrt{2}\beta_k e^{i\frac{\pi}{4}} = -\beta_k(1+i); & v_{k4} &= \sqrt{2}\beta_k e^{-i\frac{\pi}{4}} = \beta_k(1-i). \end{aligned} \quad (5.11)$$

Расположение корней представлено на рисунке 5.5.

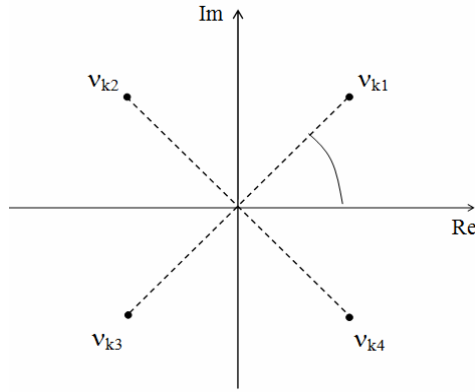


Рисунок 5.5 Схема расположение корней выражения $v^4 + 4\beta_k^4 = 0$

Используя условие неразрывной балки, имеем:

$$\begin{aligned} u_1(L_1) &= u_2(0); \quad u_2(L_2) = u_3(0) - \Delta U; \quad u_3(L_3) = u_4(0); \\ Q_i(L_i) &= Q_{i+1}(0); \quad M_i(L_i) = M_{i+1}(0); \quad u'_i(L_i) = u'_{i+1}(0); \quad (i = 1, 2, 3) \end{aligned} \quad (5.12)$$

Поставим корни v_{kj} ($k = 1, 2; j = 1 \div 4$) в систему уравнения (5.10), получим четыре системы уравнений соответствующие четырем участкам тоннеля:

$$[K_1]\{u_1\} = \{P_1\}, \quad (5.13)$$

$$[K_2]\{u_2\} = \{P_2\}, \quad (5.14)$$

$$[K_3]\{u_3\} = \{P_3\}, \quad (5.15)$$

$$[K_4]\{u_4\} = \{P_4\}, \quad (5.16)$$

где $\{u_j\}$ – матрицы условий границ элементов;

$\{P_j\}$ – матрицы нагрузки элементов:

$$\{P_1\} = \{P_4\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{P_2\} = \begin{Bmatrix} -\frac{u_{01}(k_1 - k_{01})(1 - e^{iv_{011}L_2})}{iv_{011}EI} \\ -\frac{u_{01}(k_1 - k_{01})(1 - e^{iv_{012}L_2})}{iv_{012}EI} \\ -\frac{u_{01}(k_1 - k_{01})(1 - e^{iv_{013}L_2})}{iv_{013}EI} \\ -\frac{u_{01}(k_1 - k_{01})(1 - e^{iv_{014}L_2})}{iv_{014}EI} \end{Bmatrix}, \quad \{P_3\} = \begin{Bmatrix} -\frac{u_{02}(k_2 - k_{02})(1 - e^{iv_{021}L_3})}{iv_{021}EI} - iv_{021}^3 \Delta U \\ -\frac{u_{02}(k_2 - k_{02})(1 - e^{iv_{022}L_3})}{iv_{022}EI} - iv_{022}^3 \Delta U \\ -\frac{u_{02}(k_2 - k_{02})(1 - e^{iv_{023}L_3})}{iv_{023}EI} - iv_{023}^3 \Delta U \\ -\frac{u_{02}(k_2 - k_{02})(1 - e^{iv_{024}L_3})}{iv_{024}EI} - iv_{024}^3 \Delta U \end{Bmatrix}, \quad (5.17)$$

$[K_j]$ – матрицы жесткости элементов представлены в следующих видах:

$$[K_1] = \begin{bmatrix} -v_{11}^2 & iv_{11}^3 & -\frac{e^{iv_{11}L_1}}{EI} & \frac{iv_{11}e^{iv_{11}L_1}}{EI} & v_{11}^2e^{iv_{11}L_1} & -iv_{11}^3e^{iv_{11}L_1} \\ -v_{12}^2 & iv_{12}^3 & -\frac{e^{iv_{12}L_1}}{EI} & \frac{iv_{12}e^{iv_{12}L_1}}{EI} & v_{12}^2e^{iv_{12}L_1} & -iv_{12}^3e^{iv_{12}L_1} \\ -v_{13}^2 & iv_{13}^3 & -\frac{e^{iv_{13}L_1}}{EI} & \frac{iv_{13}e^{iv_{13}L_1}}{EI} & v_{13}^2e^{iv_{13}L_1} & -iv_{13}^3e^{iv_{13}L_1} \\ -v_{14}^2 & iv_{14}^3 & -\frac{e^{iv_{14}L_1}}{EI} & \frac{iv_{14}e^{iv_{14}L_1}}{EI} & v_{14}^2e^{iv_{14}L_1} & -iv_{14}^3e^{iv_{14}L_1} \end{bmatrix}, \quad (5.18)$$

$$[K_2] = \begin{bmatrix} \frac{1}{EI} & \frac{iv_{011}}{EI} & -v_{011}^2 & iv_{011}^3 & -\frac{e^{iv_{011}L_2}}{EI} & \frac{iv_{011}e^{iv_{011}L_2}}{EI} & v_{011}^2e^{iv_{011}L_2} & -iv_{011}^3e^{iv_{011}L_2} \\ \frac{1}{EI} & \frac{iv_{012}}{EI} & -v_{012}^2 & iv_{012}^3 & -\frac{e^{iv_{012}L_2}}{EI} & \frac{iv_{012}e^{iv_{012}L_2}}{EI} & v_{012}^2e^{iv_{012}L_2} & -iv_{012}^3e^{iv_{012}L_2} \\ \frac{1}{EI} & \frac{iv_{013}}{EI} & -v_{013}^2 & iv_{013}^3 & -\frac{e^{iv_{013}L_2}}{EI} & \frac{iv_{013}e^{iv_{013}L_2}}{EI} & v_{013}^2e^{iv_{013}L_2} & -iv_{013}^3e^{iv_{013}L_2} \\ \frac{1}{EI} & \frac{iv_{014}}{EI} & -v_{014}^2 & iv_{014}^3 & -\frac{e^{iv_{014}L_2}}{EI} & \frac{iv_{014}e^{iv_{014}L_2}}{EI} & v_{014}^2e^{iv_{014}L_2} & -iv_{014}^3e^{iv_{014}L_2} \end{bmatrix}, \quad (5.19)$$

$$[K_3] = \begin{bmatrix} \frac{1}{EI} & \frac{iv_{021}}{EI} & -v_{021}^2 & iv_{021}^3 & -\frac{e^{iv_{021}L_3}}{EI} & \frac{iv_{021}e^{iv_{021}L_3}}{EI} & v_{021}^2e^{iv_{021}L_3} & -iv_{021}^3e^{iv_{021}L_3} \\ \frac{1}{EI} & \frac{iv_{022}}{EI} & -v_{022}^2 & iv_{022}^3 & -\frac{e^{iv_{022}L_3}}{EI} & \frac{iv_{022}e^{iv_{022}L_3}}{EI} & v_{022}^2e^{iv_{022}L_3} & -iv_{022}^3e^{iv_{022}L_3} \\ \frac{1}{EI} & \frac{iv_{023}}{EI} & -v_{023}^2 & iv_{023}^3 & -\frac{e^{iv_{023}L_3}}{EI} & \frac{iv_{023}e^{iv_{023}L_3}}{EI} & v_{023}^2e^{iv_{023}L_3} & -iv_{023}^3e^{iv_{023}L_3} \\ \frac{1}{EI} & \frac{iv_{024}}{EI} & -v_{024}^2 & iv_{024}^3 & -\frac{e^{iv_{024}L_3}}{EI} & \frac{iv_{024}e^{iv_{024}L_3}}{EI} & v_{024}^2e^{iv_{024}L_3} & -iv_{024}^3e^{iv_{024}L_3} \end{bmatrix}, \quad (5.20)$$

$$[K_4] = \begin{bmatrix} \frac{1}{EI} & -\frac{iv_{21}}{EI} & -v_{21}^2 & iv_{21}^3 & v_{21}^2e^{iv_{21}L_4} & -iv_{21}^3e^{iv_{21}L_4} \\ \frac{1}{EI} & -\frac{iv_{22}}{EI} & -v_{22}^2 & iv_{22}^3 & v_{22}^2e^{iv_{22}L_4} & -iv_{22}^3e^{iv_{22}L_4} \\ \frac{1}{EI} & -\frac{iv_{23}}{EI} & -v_{23}^2 & iv_{23}^3 & v_{23}^2e^{iv_{23}L_4} & -iv_{23}^3e^{iv_{23}L_4} \\ \frac{1}{EI} & -\frac{iv_{24}}{EI} & -v_{24}^2 & iv_{24}^3 & v_{24}^2e^{iv_{24}L_4} & -iv_{24}^3e^{iv_{24}L_4} \end{bmatrix}. \quad (5.21)$$

Учитывая равенства перемещений, углов поворота, моментов изгиба и поперечных сил при сопряжении участков тоннеля и соотношения (5.13), (5.14), (5.15) и (5.16), мы получим общую систему уравнений, состоящую из 16 уравнений и 16 неизвестных, в виде:

$$[K]\{U\} = \{P\} , \quad (5.22)$$

где $[K]$ – общая матрица жесткости элементов;

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_1] & & & 0 \\ & [K_2] & & \\ & & [K_3] & \\ 0 & & & [K_4] \end{bmatrix} , \quad (5.23)$$

$\{U\}$ – общая матрица условий границ элементов;

$\{P\}$ – общая матрица нагрузки:

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} \{P_1\} \\ \{P_2\} \\ \{P_3\} \\ \{P_4\} \end{Bmatrix} , \quad (5.24)$$

При решении системы уравнения (5.22), используется итерационный метод последовательных приближений. Первым приближением является решение в упругой стадии. На следующем этапе рассматривается решение, учитывающее пластическое поведение оснований на малой части балки вблизи разлома. Полученное решение позволяет определить расстояние, на котором реактивный отпор достигает условия пластичности. Решение повторяется до тех пор, пока наибольшие напряжения в грунте достигнут предельных упругих значений.

Алгоритм решения представлен на рисунке 5.6.

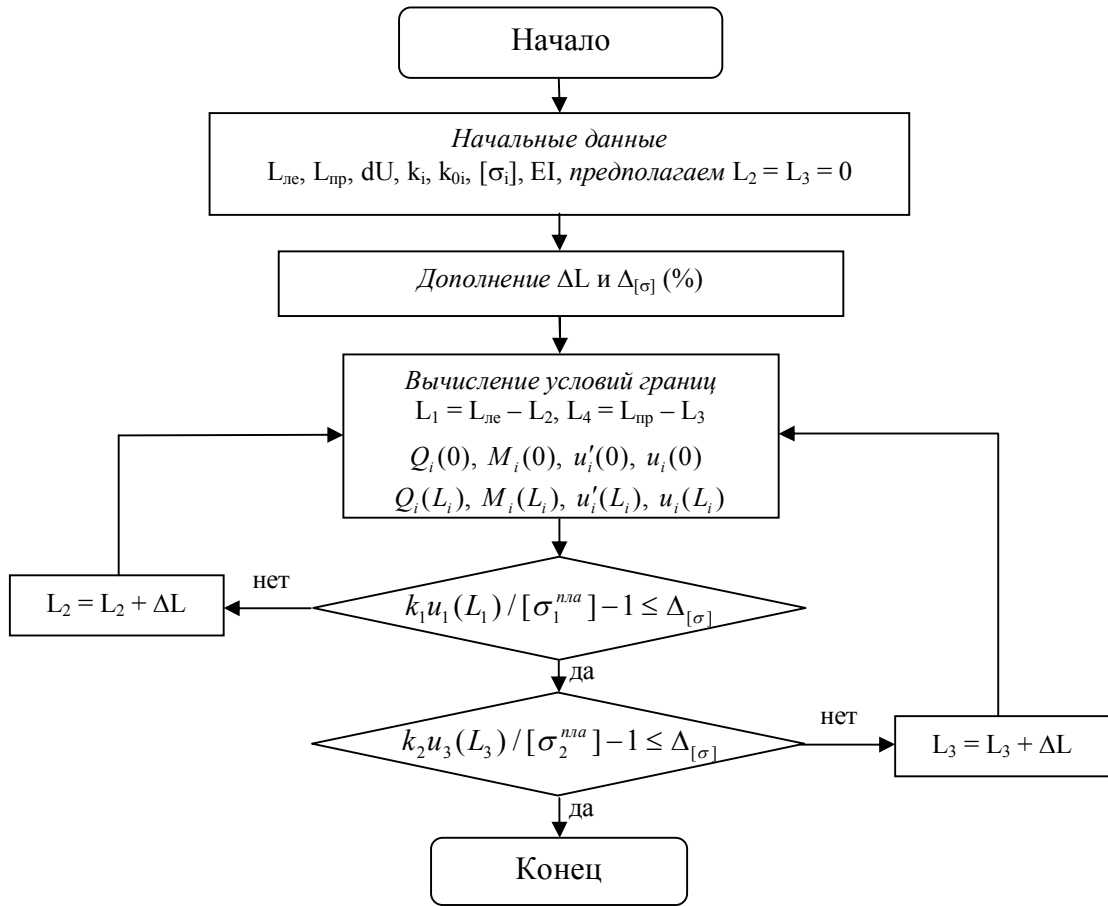


Рисунок 5.6 Блок схемы программы

Для определения функции прогиба элементов необходимо выполнить обратное преобразование Фурье:

$$u_1(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Q_1^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_1^4} e^{-ivx} dv, \quad (5.25)$$

$$u_2(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Q_2^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_1^4} e^{-ivx} dv, \quad (5.26)$$

$$u_3(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Q_3^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_2^4} e^{-ivx} dv, \quad (5.27)$$

$$u_4(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Q_4^{ob}(x)}{v^4 + 4\beta_2^4} e^{-ivx} dv. \quad (5.28)$$

Для вычисления интегралов используется теория вычетов [2, 15].

Используя аналитические выражения для прогибов, определим моменты изгиба и поперечные силы в сечениях тоннельной обделки.

5.2.2 Результаты и анализ

Для численного решения задачи, разработана программа с использованием комплекса MATLAB.

Для расчёта использованы данные, соответствующие геологическим условиям Ханоя (таблица 2.2 и 3.5), имеющие средние характеристики грунта: $E_0 = 276,6 \cdot 10^3 \text{ КН/м}^2$, $\rho = 17,8 \text{ КН/м}^3$, $C = 13 \text{ КН/м}^2$, $\varphi = 13^\circ$, $\nu = 0,44$. Нелинейное поведение грунта описывается основанием с билинейными параметрами. Для определения коэффициентов постели использовался программный комплекс PLAXIS. Схема модели и результат расчёта (перемещения в масштабе) при нагрузке, равной 1 КН , представлена на рисунке 5.7. Значение коэффициента постели на первом участке загрузки $k_1 = 2,08 \cdot 10^4 \text{ КН/м}^3$. При превышении напряжений на контакте обделки и грунта величины 300 КН/м^2 значение коэффициента постели принимается в 8 раз меньше, чем величина k_1 [9, 10], т.е. $k_{01} = 2,6 \cdot 10^3 \text{ КН/м}^3$.

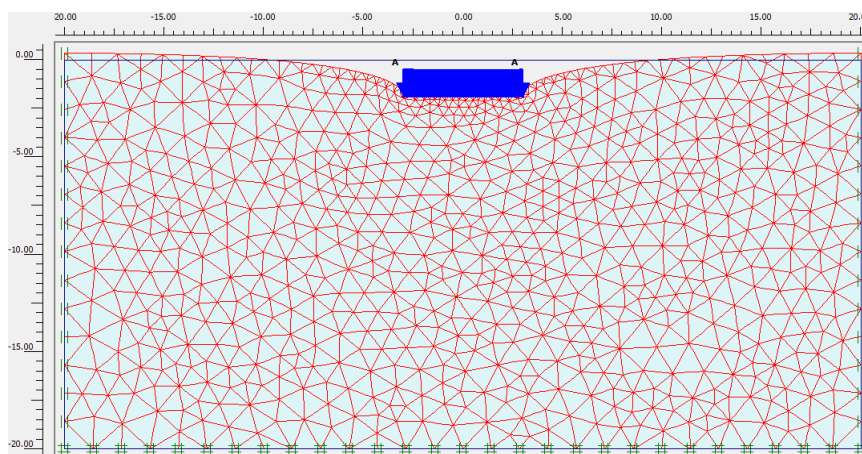


Рисунок 5.7 Моделирование эксперимента, определяющего значение коэффициента постели с помощью программного комплекса PLAXIS

Приведём пример расчёта тоннеля, пересекающего разлом. Исходные данные представлены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Исходные данные

№	Параметр	Значения	Меры
1	Длина левой части тоннеля от разлома ($L_{ле}$)	50	$м$
2	Длина правой части тоннеля от разлома ($L_{пр}$)	50	$м$
3	Наружный диаметр тоннельной обделки (D)	6,2	$м$
4	Толщина тоннельной обделки (t)	0,35	$м$
5	Модуль упругости бетона (E)	$2,4e+7$	$КН/м^2$
6	Первый коэффициент постели основания левого тоннеля (k_1)	$2,08e+4$	$КН/м^3$
7	Второй коэффициент постели основания левого тоннеля (k_{01})	$2,6e+3$	$КН/м^3$
8	Первый коэффициент постели основания правого тоннеля (k_2)	$2,08e+4$	$КН/м^3$
9	Второй коэффициент постели основания правого тоннеля (k_{02})	$2,6e+3$	$КН/м^3$
10	Смещение границ разлома (ΔU)	0,1	$м$
11	Пределы упругости на сжатие грунтов левой зоны ($[\sigma_1]$)	312	$КН/м^2$
12	Пределы упругости на сжатие грунтов правой зоны ($[\sigma_2]$)	312	$КН/м^2$

Результаты расчёта:

- Длина левого тоннеля, попадающего в зону пластического поведения грунта:

$$L_2 = 9,48 м$$

- Длина правого тоннеля, попадающего в зону пластического поведения грунта: $L_3 = 9,48 м$.

Эпюры перемещений, внутренних усилий в тоннельной обделке и реакции отпора грунта представлены на рисунке 5.8.

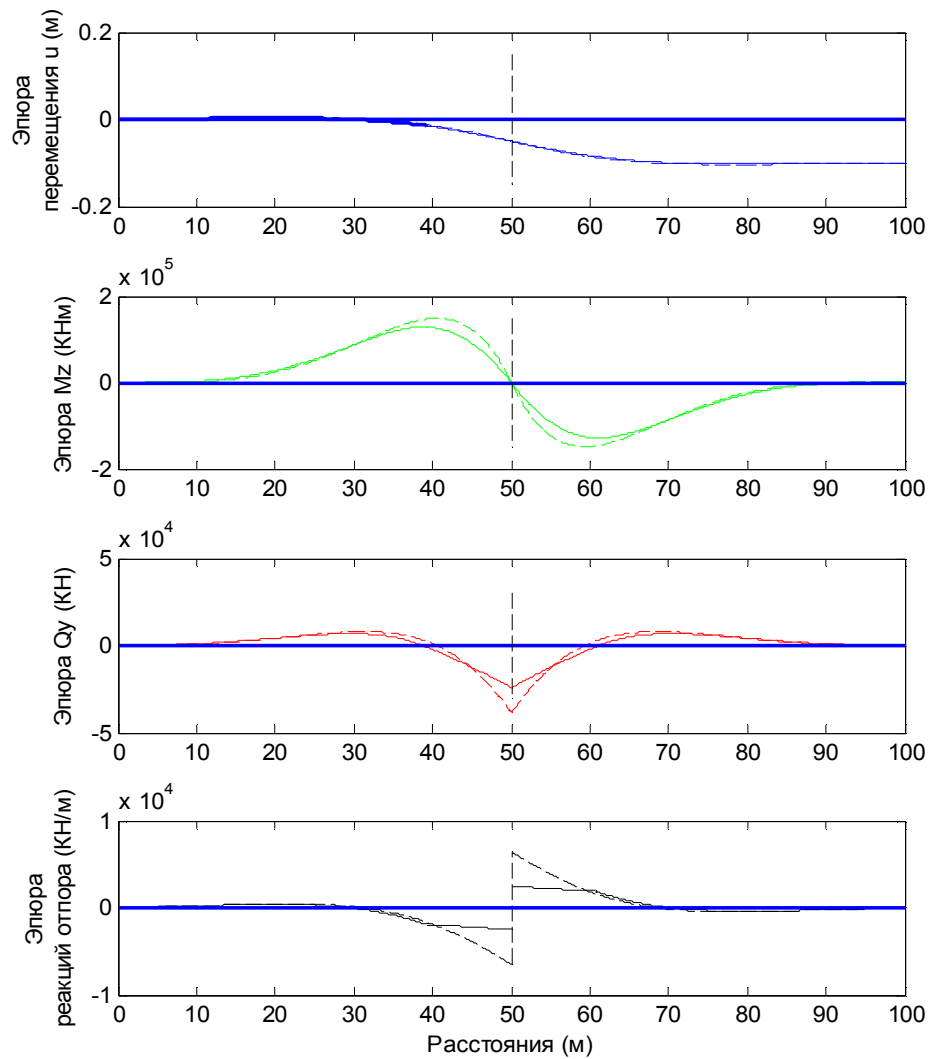


Рисунок 5.8 График перемещений, внутренних усилий в тоннельной обделке и реакции отпора грунта

- - - - - для упругой среды
 ————— для среды с билинейными характеристиками

Для сравнения результатов было выполнено решение этой же задачи с использованием комплекса SAP2000 V14.2.2. Основание моделировалось опорными элементами (link/support properties) [41]. Расстояние между опорными элементами было принято принимать, равным 0,1м. Параметры опорных элементов, характеризующих билинейным материалом, представлены на рисунке 5.9.

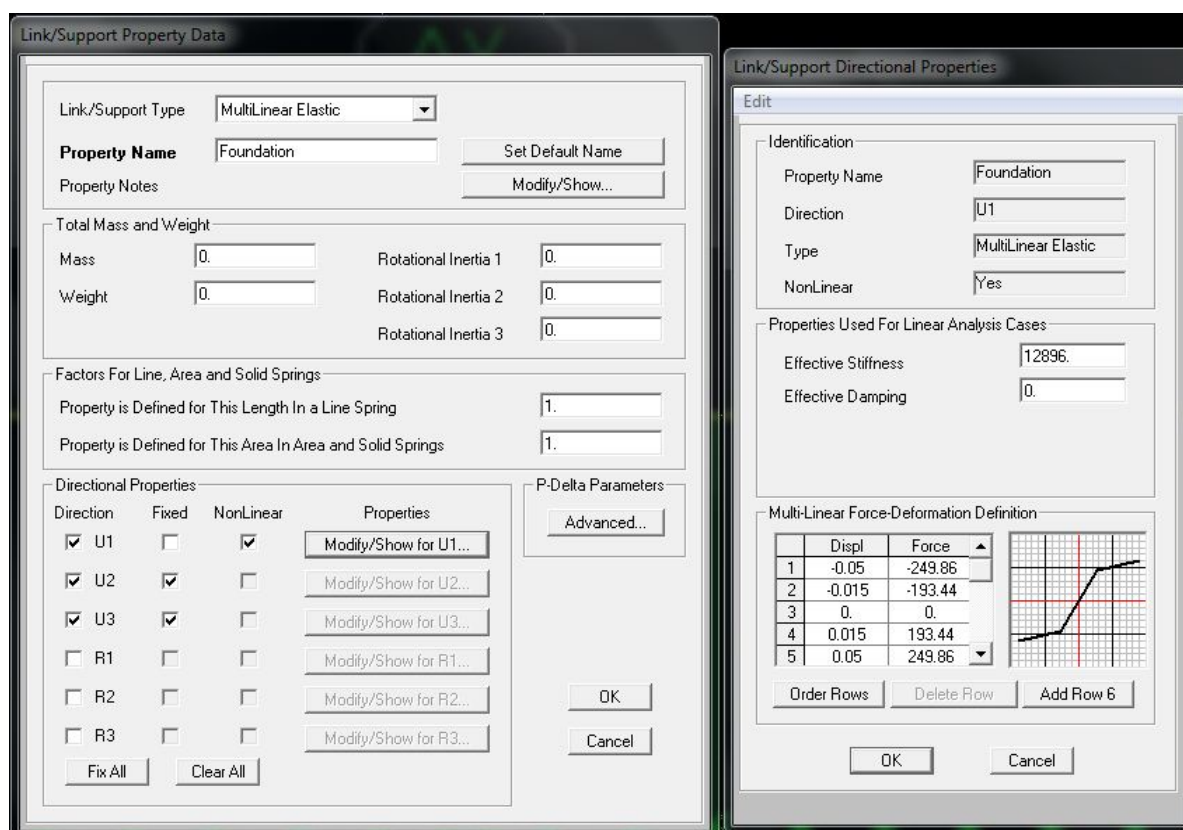


Рисунок 5.9 Характеристики билинейного материала

Предельные перемещения обделки 0,015 м соответствует напряжению 312 КН/м² или реакции отпора 1934,4 КН/м. При такой нагрузке основание характеризуется коэффициентами постели k_1 (или k_2). Когда перемещения обделки превышают этот предел, основание будет характеризоваться коэффициентами постели k_{01} (или k_{02}).

Эта же задача была решена с использованием программного комплекса PLAXIS 8.5, в которой основание моделируется упругими элементами, работающими в условиях плоской деформации. В месте разлома, разделяющем два блока, использовались интерфейсные элементы. Разбиение конструкции обделки тоннеля и среды на конечные элементы представлено на рисунке 5.10.

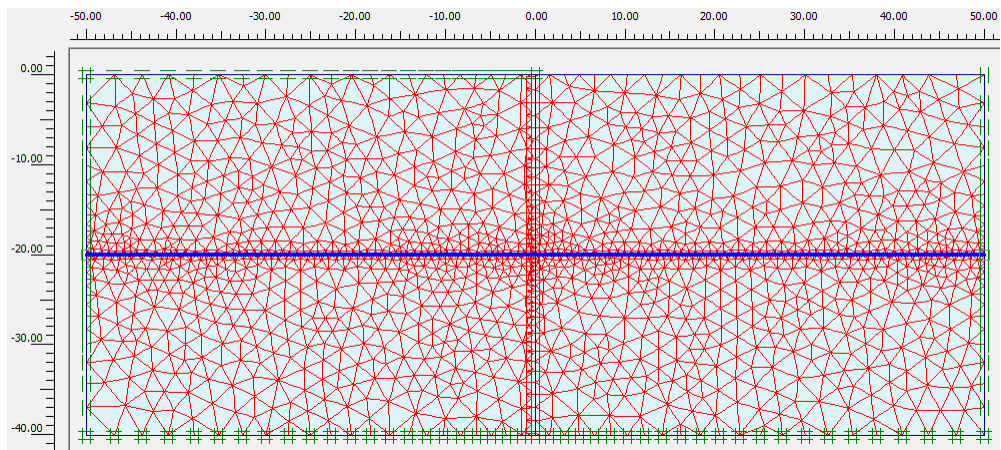


Рисунок 5.10 Схема разбиения на конечные элементы

Результаты расчёта, полученные с использованием комплекса SAP2000, представлены на рисунке 5.11.

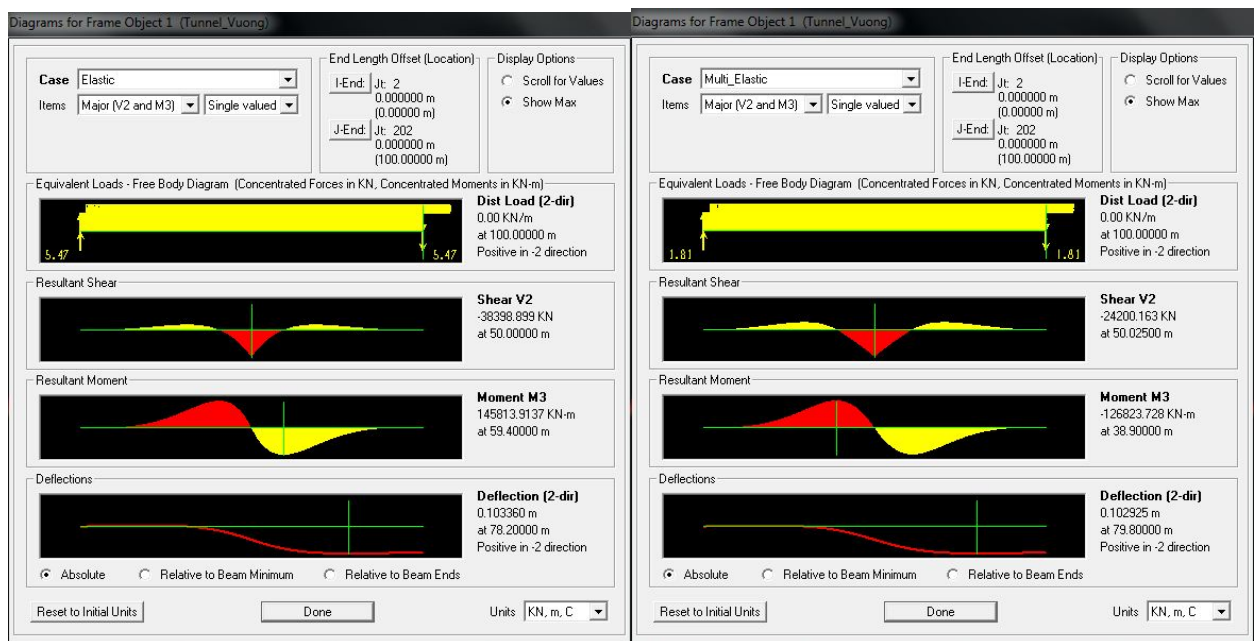


Рисунок 5.11 Результаты, полученные с использованием комплекса SAP2000

Результаты расчёта, полученные с использованием комплекса PLAXIS, представлены на рисунках 5.12 и 5.13.

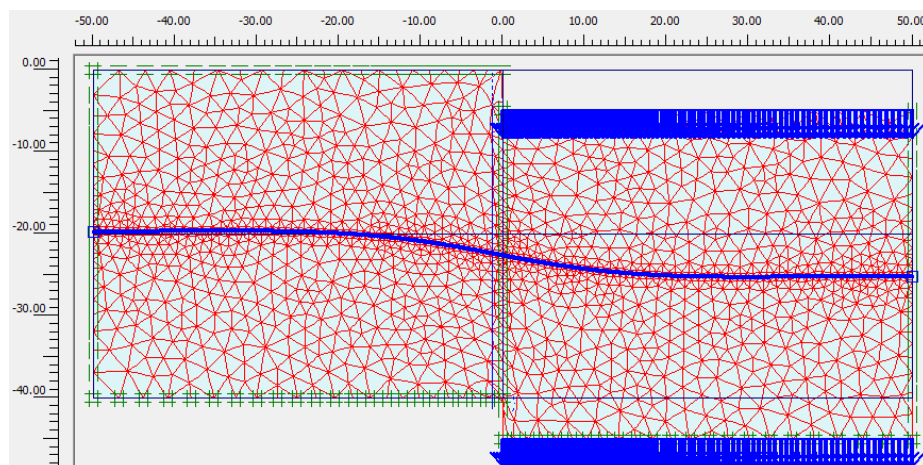


Рисунок 5.12 Вид перемещений (программный комплекс PLAXIS)

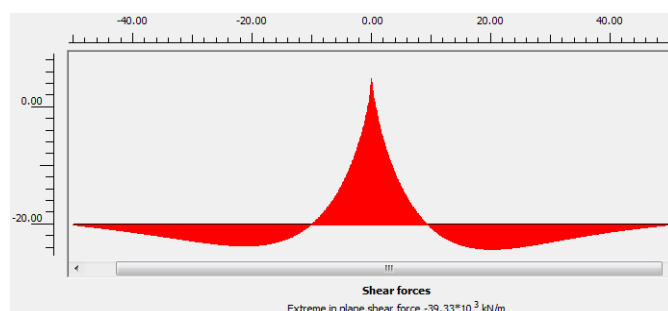
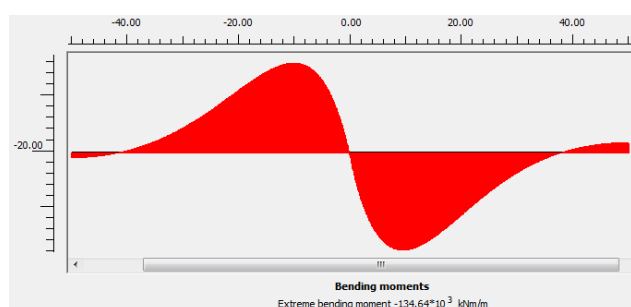


Рисунок 5.13 Эпюра изгибающих моментов и поперечных силы в обделке тоннеля, (программный комплекс PLAXIS)

Сравнение результатов расчёта представлено в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Сравнение результатов расчёта

Метод расчёта		Максимальный момент (КНм)	Максимальная поперечная сила (КН)
Упругое основание	Аналитическое решение	148810	38575
	SAP2000	145814	38399
	PLAXIS	134640	39330
	Погрешность	2,01%	0,46%
		9,52%	-1,96%
Билинейное основание	Аналитическое решение	128790	24275
	SAP2000	126824	24200
	Погрешность	1,53%	0,3%

Из сравнения полученных результатов следует, что аналитические и

численные результаты отличаются незначительно (менее 10%).

5.2.3 Исследование влияния отношениями упругих коэффициентов билинейной модели на внутренние усилия

Для оценки влияния соотношения упругих коэффициентов билинейной системы выполнены расчёты в предположении, что первый коэффициент упругого основания остаётся постоянным, а второй коэффициент меняется от значения первого коэффициента до нуля. Графики, представляющие зависимости внутренних усилий от отношения коэффициентов представлены на рисунках 5.14 и 5.15.

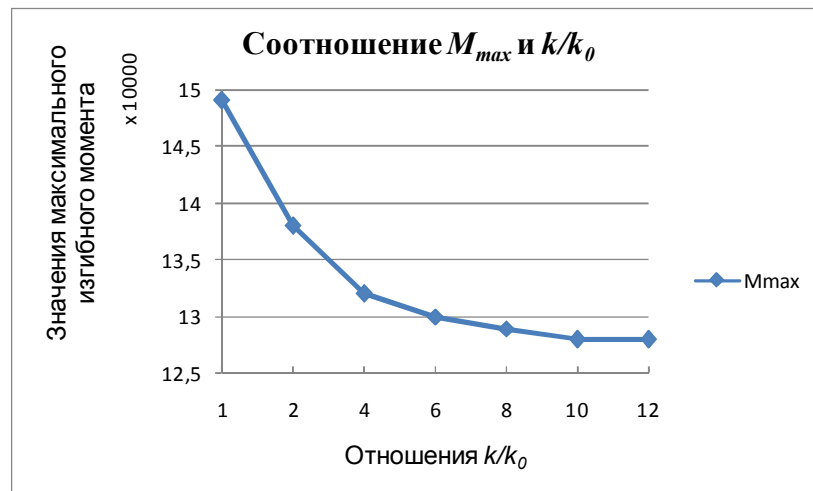


Рисунок 5.14 Значения максимального изгибающего момента в зависимости от отношений k/k_0

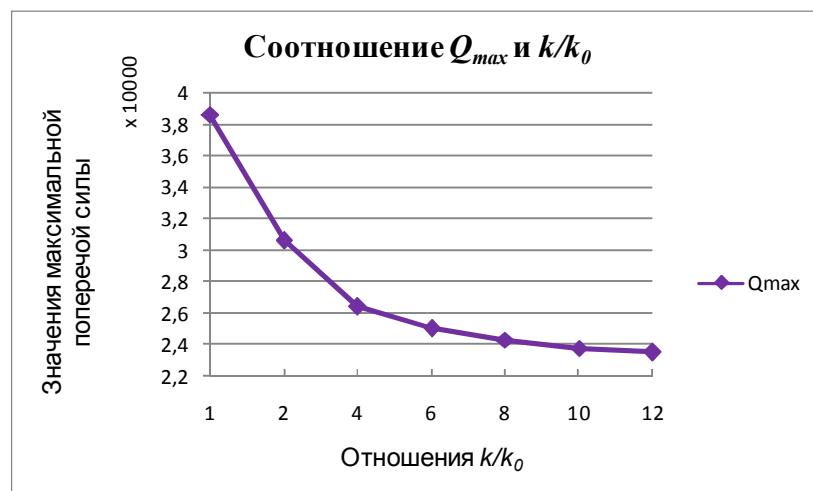


Рисунок 5.15 Значения максимальной поперечной силы в зависимости от отношений k/k_0

Предполагаем, что работы грунтов оснований рассматриваются только в упругой стадии ($k_{0i} = k_i$, $i=1,2$) и коэффициент упругого основания левого массива грунта от разлома (k_1) является постоянно. Изменив значение коэффициентов упругого основания правого массива грунта (k_2), получим графики, представляющие изменение внутренних усилий на рисунках 5.16 и 5.17.

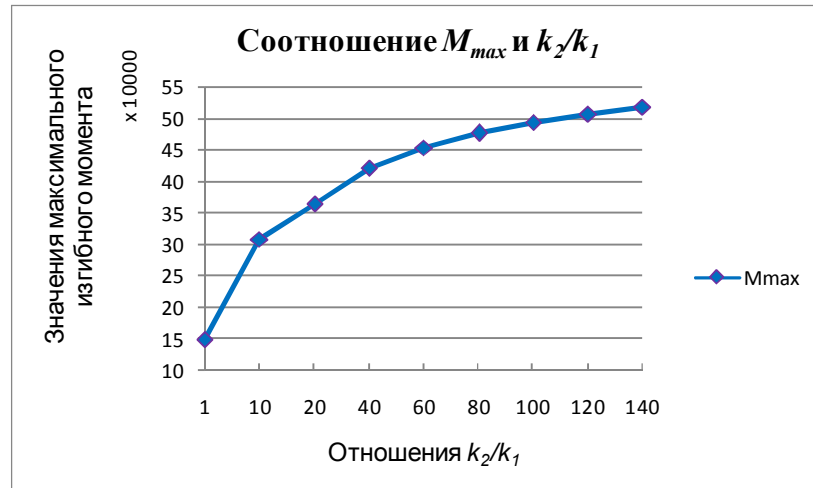


Рисунок 5.16 Значения максимального изгибающего момента, зависящего от отношения k_2/k_1

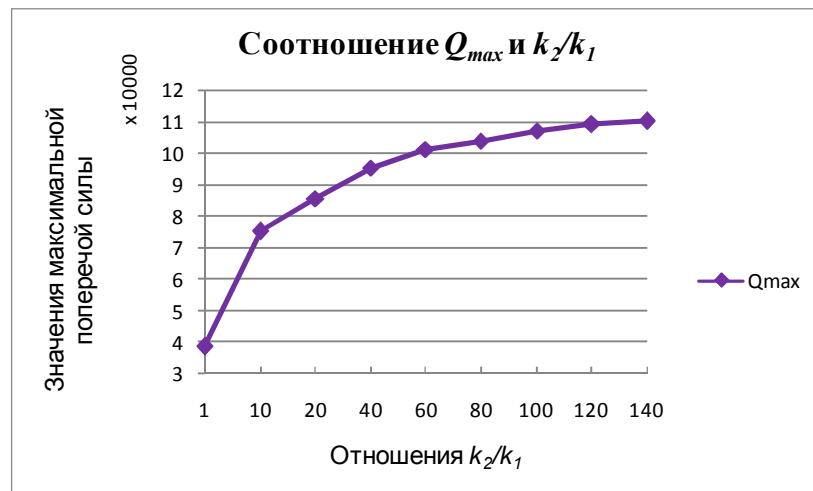


Рисунок 5.17 Значения максимальной поперечной силы в зависимости от соотношения k_2/k_1

Метод решения задачи, с билинейной моделью грунта является общим методом решения. Варьируя коэффициенты и отношения коэффициентов можно получить решения для тоннелей, расположенных в средах, характеризующихся упругими, упругопластическими и билинейными моделями.

При использовании билинейной модели оснований, значения внутренних усилий в обделке получаются менее чем значения усилий, которые соответствуют моделям в упругих средах. Такие модели являются более точно описывать реальное поведение конструкций и их взаимодействия с грунтом.

5.3 Способ, уменьшающий воздействия относительных перемещений основания на обделки тоннелей, пересекающих зоны активных разломов

При пересечении тоннелями участков грунта, с сильно отличающимися характеристиками, при землетрясениях на границах участков могут произойти подвижки. Такие же подвижки могут произойти в зонах разломов.

Существуют способы, позволяющие уменьшить воздействия относительных перемещений основания на тоннельные обделки.

5.3.1 Замены грунтов вокруг тоннельной обделки слоями из мягкого материала

Из анализа графиков, представленных на рисунках 5.16 и 5.17, можно отметить, что замена жесткого грунта вокруг обделки мягким слоем, может уменьшить внутренние усилия в обделке.

Если тоннель пересекает границу двух участков жестких грунтов, коэффициенты упругого отпора характеризуются большими значениями, поэтому для уменьшения внутренних усилий в тоннельной обделке необходимо расположить упругий слой, слева и справа от границы разлома на двух участках тоннеля (рисунок 5.18). Если тоннель пересекает границу участков мягкого и жесткого грунта, то упругий слой необходимо расположить только в участке жесткого грунта (рисунок 5.19).

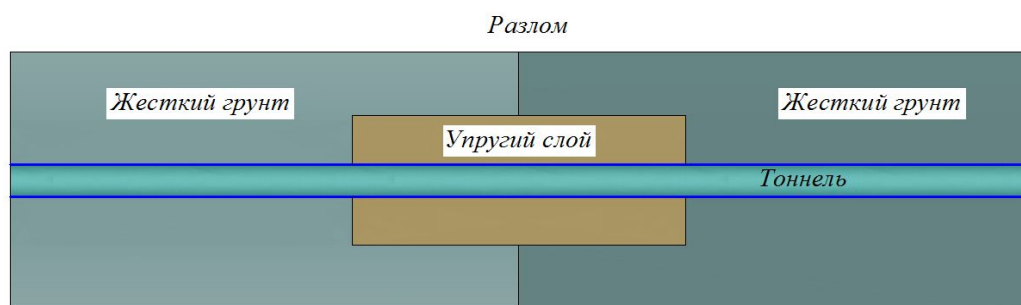


Рисунок 5.18 Расположение упругого слоя между двумя участками жесткого грунта

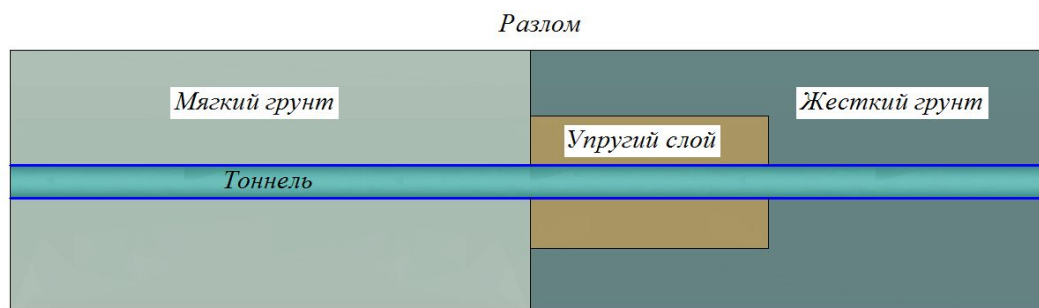


Рисунок 5.19 Расположение упругого слоя между участками мягкого и жесткого грунта

5.3.2 Расчетная схема и результаты расчёта

Примем следующую расчётную схему, представленную на рисунке 5.20.

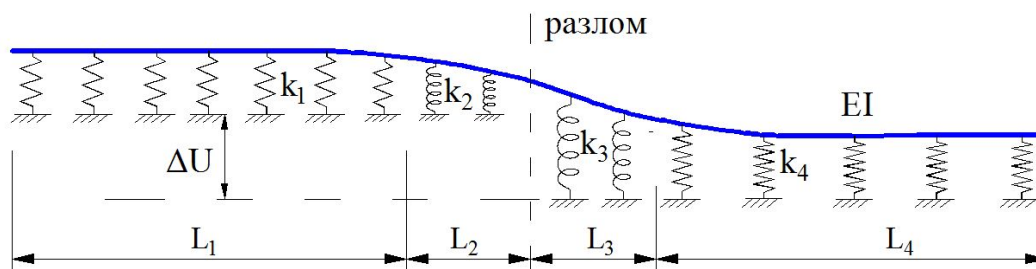


Рисунок 5.20 Расчётная схема тоннеля, пересекающего разлом, при наличии упругого слоя

На рисунке 5.20, участки с длинами L_2 и L_3 соответствуют участкам тоннелей с упругими слоями, на других участках – основаниями тоннелей являются грунты. Исходные данные включают в себя следующие параметры: характеристики тоннеля, характеристики участков грунта, характеристики упругого слоя и величину смещения грунта в зоне разлома.

Для решения используется метод, представленный в разделе 5.2.

Грунт: упругая среда (мягкий трещиноватый скальный грунт или песчаник с $k = 2,08 \cdot 10^4 \text{ КН/м}^3$).

Изоляционный слой, характеризуется коэффициентом постели, составляющим одну десятую (1/10) значения коэффициента постели скального грунта, что соответствует глине влажной [32]

Длины изоляционных слоёв $L_2 = L_3 = 7 \text{ (м)}$.

Результаты решения представлены на рисунке 5.21.

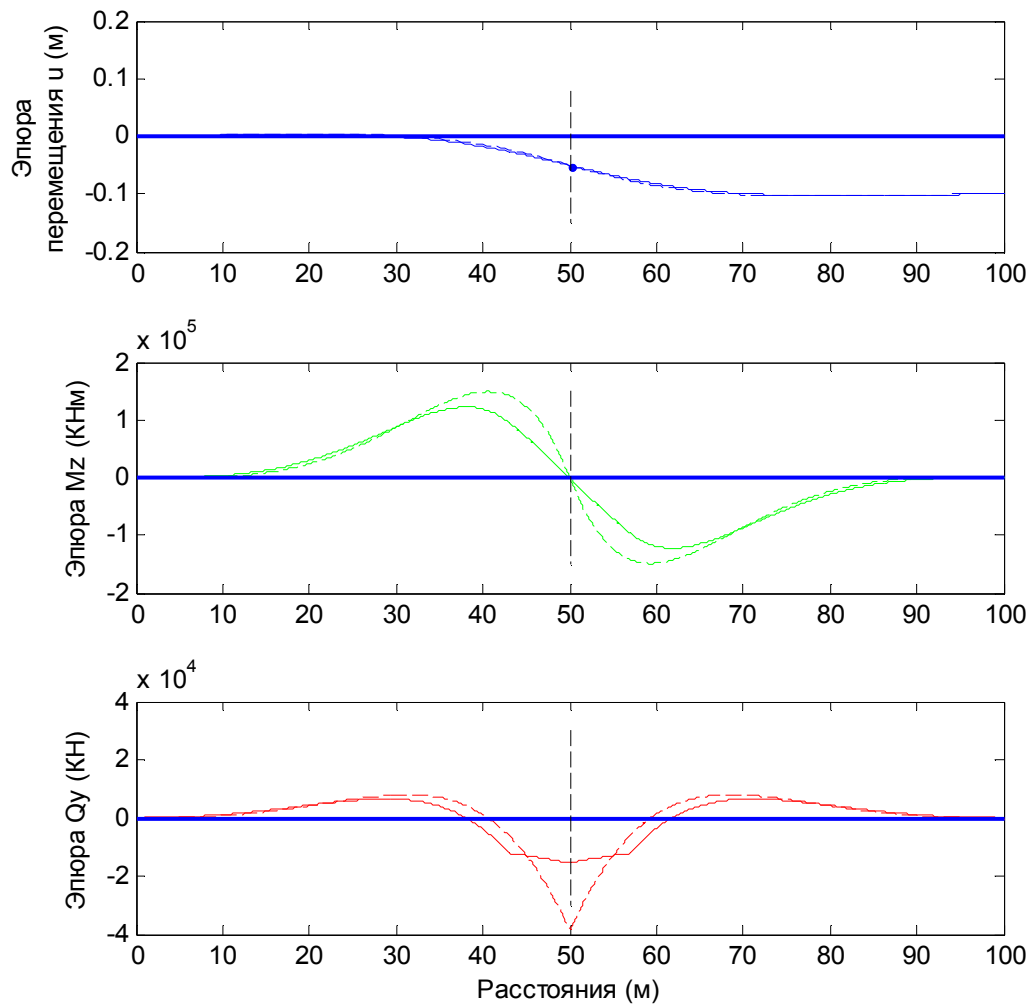


Рисунок 5.21 График перемещений, внутренних усилий в тоннельной обделке

----- для оригинальной упругой среды

———— при дополнении упругого слоя

Как следует из анализа результатов расчёта, добавление изоляционного слоя значительно снижает внутренние усилия в обделке.

Кроме того, было исследовано влияние длины изолирующего слоя, считая от разлома. Эти результаты представлены на рисунках 5.22 и 5.23.

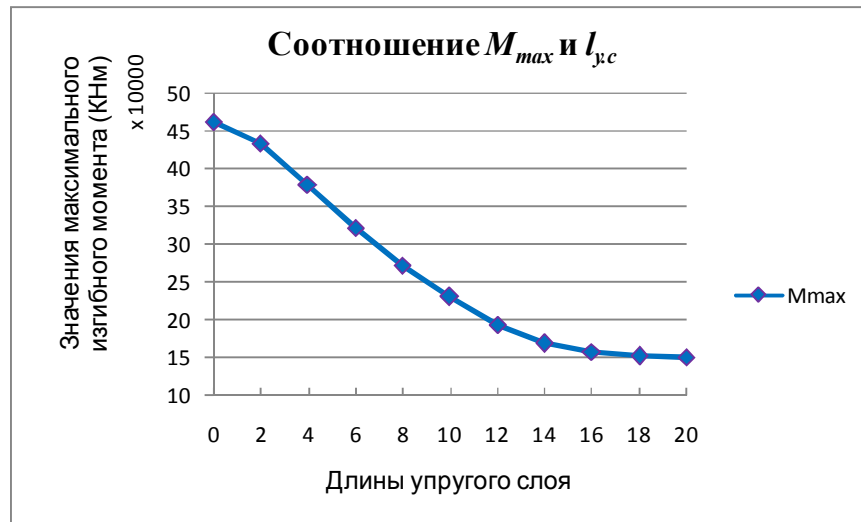


Рисунок 5.22 Значения максимального изгибающего момента, зависящего от длины упругого слоя

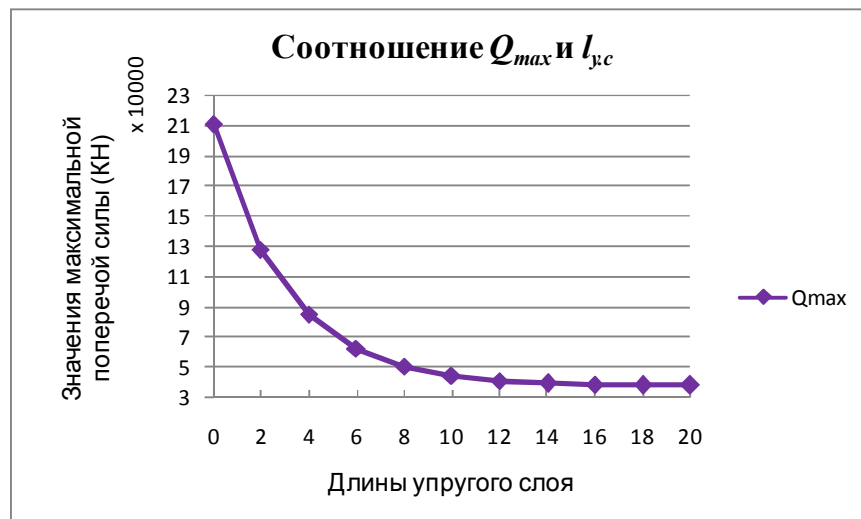


Рисунок 5.23 Значения максимальной поперечной силы, зависящей от длины упругого слоя

Следует отметить, что при увеличении длины изолирующего слоя внутренние усилия убывают, но только до определенного предела. Поэтому необходимо выбирать соответствующую длину изолирующего слоя, руководствуясь целями безопасности и экономической целесообразностью.

5.4 Расчёт тоннеля при воздействии разлома, направленного вдоль его оси

При оценке компоненты подвижки, направленной оси тоннеля, в тоннельной обделке возникают усилия сжатия и растяжения. Нагрузки, действующие на

конструкции, определяются силами трения между грунтом и тоннельной обделкой [21, 36].

5.4.1 Расчётные модели и метод решения

Рассмотрим цилиндрический тоннель длиной L , наружным диаметром d и с жесткостью при сжатии (или растяжении) - EA . Используя модель Винклера, для описания взаимодействия окружающего массива грунта и тоннельной конструкции, введём коэффициент упругого отпора при сдвиге k_s . Расчетная схема тоннеля, находящегося в зоне разлома при наличии компоненты смещения вдоль оси тоннеля представлена на рисунке 5.24.

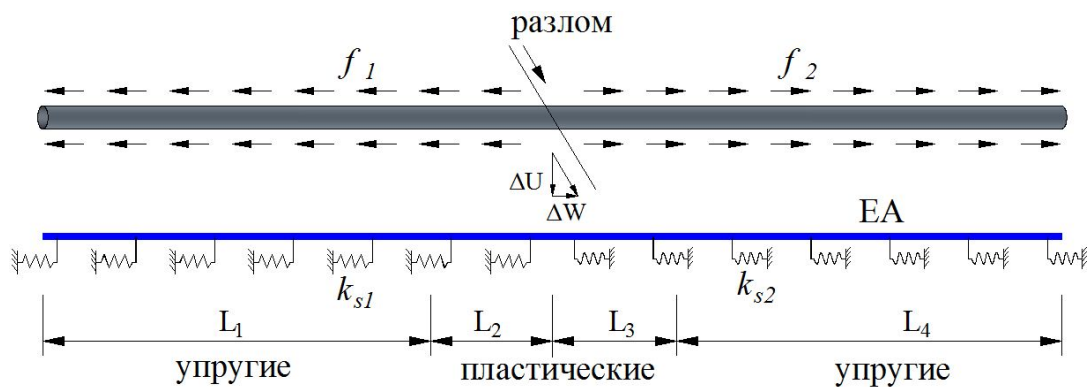


Рисунок 5.24 Расчетная схема тоннеля, находящегося в зоне разлома при наличии компоненты смещения вдоль оси тоннеля

Перемещения поперечных сечений тоннеля (w) вдоль оси (x) описываются следующим дифференциальным уравнением [68, 80]:

$$EA \frac{d^2 w}{dx^2} - \pi d k_s w = 0, \quad (5.29)$$

Для учёта упругопластического поведения основания, зависимость коэффициента k_s принимается в виде, представленном на рисунке 5.25 [80, 81].

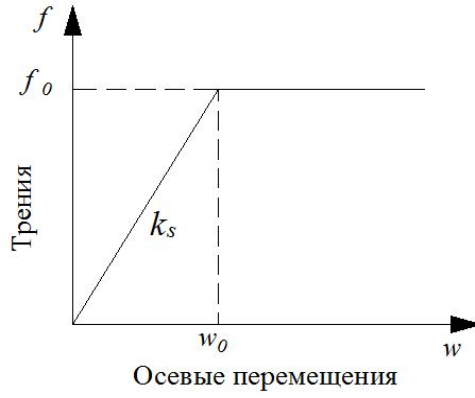


Рисунок 5.25 Зависимости сил трения от осевых перемещений поперечных сечений тоннеля

Воспользуемся методом расчета, представленным в разделе 5.2. Дифференциальное уравнение в обобщённых финитных функциях:

$$EA \frac{d^2 W_1}{dx^2} - \pi D k_{s1} W_1 = EA w_1(0) \delta'(x) - N_1(L_1) \delta(x - L_1) - EA w_1(L_1) \delta'(x - L_1), \quad (5.30)$$

$$\begin{cases} N_2(0) - N_2(l) = -\pi D f_0 L_2 \\ w_2(0) - w_2(l) = -\frac{L_2}{EA} \left[\frac{\pi D f_0 L_2}{2} + N_2(0) \right] \end{cases}, \quad (5.31)$$

$$\begin{cases} N_3(0) - N_3(l) = \pi D f_0 L_3 \\ w_3(0) - w_3(l) = -\frac{L_3}{EA} \left[-\frac{\pi D f_0 L_3}{2} + N_3(0) \right] \end{cases}, \quad (5.32)$$

$$EA \frac{d^2 W_4}{dx^2} - \pi d k_{s2} W_4 = N_4(0) \delta(x) + EA w_4(0) \delta'(x) - EA w_4(L_4) \delta'(x - L_4). \quad (5.33)$$

Применим преобразование Фурье к обеим частям уравнений (5.30) и (5.33), получим:

$$\tilde{W}_1 = -\frac{-w_1(0)(iv) - \frac{N_1(L_1)}{EA} e^{ivL_1} + w_1(L_1)(iv) e^{ivL_1}}{v^2 + \eta_1^2}, \quad (5.34)$$

$$\tilde{W}_4 = -\frac{\frac{N_4(0)}{EA} - w_4(0)(iv) + w_4(L_4)(iv) e^{ivL_4}}{v^2 + \eta_4^2}, \quad (5.35)$$

где: $\eta_1^2 = \frac{\pi d k_{s1}}{EA}$; $\eta_4^2 = \frac{\pi d k_{s2}}{EA}$.

Продольные силы и перемещения на границах элементов конструкции являются неизвестными в следующей системе уравнения:

$$\begin{bmatrix} -iv_{11} & -\frac{e^{iv_{11}L_1}}{EA} & iv_{11}e^{iv_{11}L_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -iv_{12} & -\frac{e^{iv_{12}L_1}}{EA} & iv_{12}e^{iv_{12}L_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L_2}{EA} & 1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{L_2}{EA} & 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{EA} & -iv_{41} & iv_{41}e^{iv_{41}L_4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{EA} & -iv_{42} & iv_{42}e^{iv_{42}L_4} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1(0) \\ N_1(L_1) \\ w_1(L_1) \\ N_2(L_2) \\ w_2(L_2) \\ N_3(L_3) \\ w_3(L_3) \\ w_4(L_4) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\pi Df_0 L_2 \\ -\frac{\pi Df_0 L_2^2}{2EA} \\ \pi Df_0 L_3 \\ \frac{\pi Df_0 L_3^2}{2EA} + dW \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad (5.36)$$

где: v_{tj} - корни знаменателей выражений (5.34) и (5.35), $t=1,4$; $j=1,2$.

$$\begin{aligned} v_{11} &= i\eta_1; & v_{12} &= -i\eta_1; \\ v_{41} &= i\eta_4; & v_{42} &= -i\eta_4. \end{aligned} \quad (5.37)$$

Решив систему уравнения (5.36), подставим найденные значения на границах в выражения (5.34) и (5.35). Выполнив обратное преобразование Фурье, получим функции продольных перемещений поперечных сечений тоннеля. Чтобы определить длины пластических участков, используется итерационный метод последовательных приближений.

5.4.2 Пример и результаты расчёта

В качестве примера воспользуемся характеристиками тоннеля, представленного в разделе 5.2. При задании исходных данных учтём, что компонента разлома ΔW направлена вдоль оси тоннеля, длина тоннеля 200м. Кроме того добавим следующие данные, представленные в таблице 5.3 [68, 69].

Таблица 5.3 – Дополнительные данные задачи

№	Названия характеристик	Значения	Меры
1	Коэффициент реакции отпора для напряжений сдвига первого основания (k_{s1})	1400	KH/m^3
2	Максимальное напряжение сдвига на поверхности тоннеля на первом основании (f_{01})	20	KH/m^2
3	Коэффициент реакции отпора для напряжения сдвига второго основания (k_{s2})	1400	KH/m^3
4	Максимальное напряжение сдвига на поверхности тоннеля на втором основании (f_{02})	20	KH/m^2
5	Относительное продольное смещение оснований в зоне разлома (ΔW)	0,05	m

Задача решена с использованием программного комплекса MATLAB. Для получения решения был разработан итерационный алгоритм. График перемещений сечений тоннеля, продольных усилий в тоннельной обделке и реакции отпора грунта представлены на рисунке 5.26.

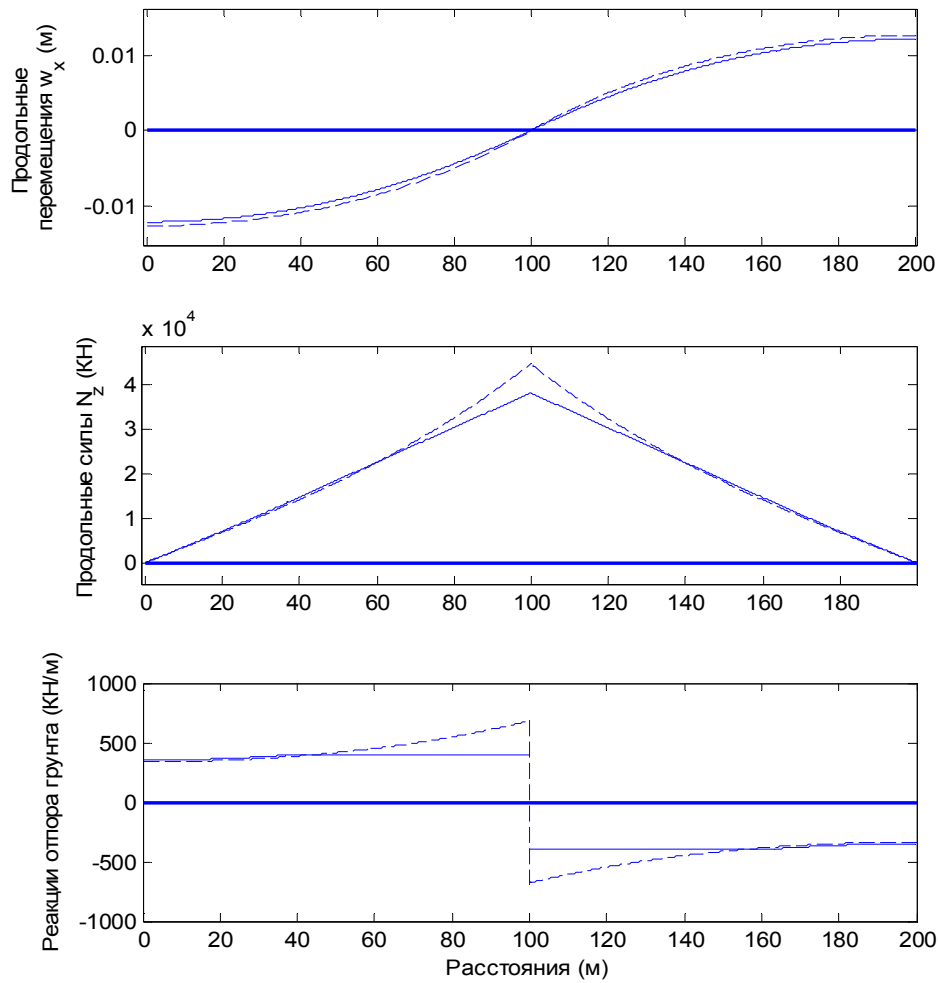


Рисунок 5.26 График перемещений, продольных усилий в тоннельной обделке и реакции отпора грунта

----- для упругой среды
 ————— для упругопластической среды

Эта же задача решена с помощью программного комплекса SAP2000, в которой основание моделируется элементами, характеризующимися упругопластическими свойствами (link/support properties). Характеристики этих связей показаны на рисунке 5.27:

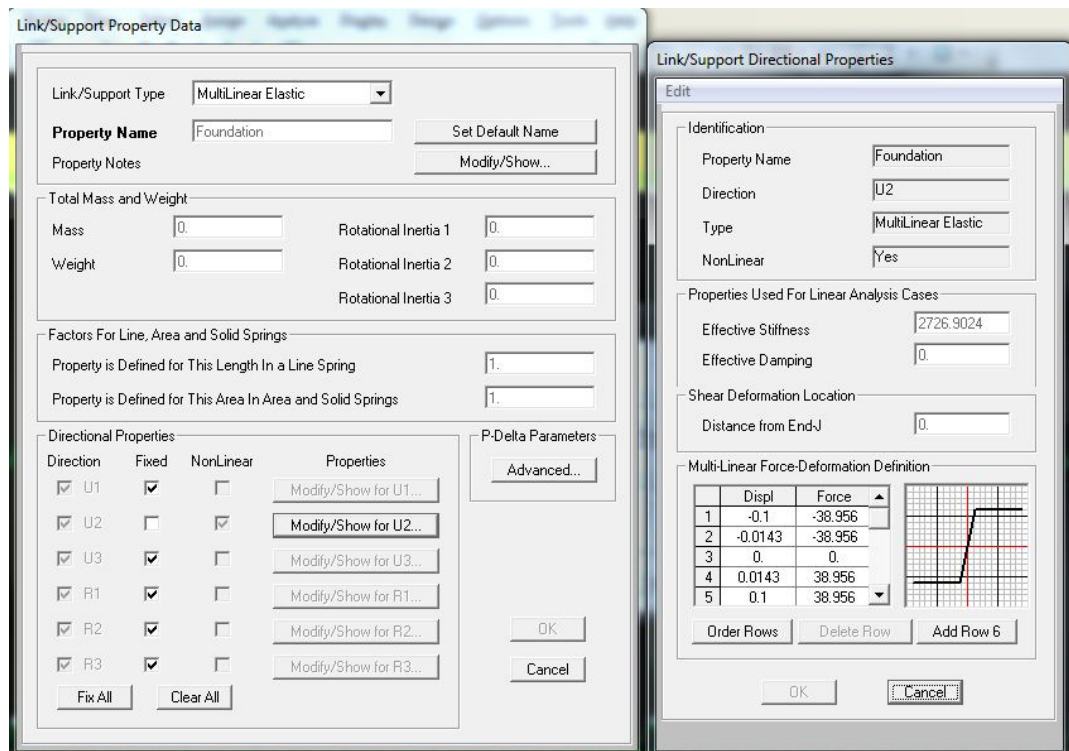


Рисунок 5.27 Характеристики упругопластических связей

Перемещения сечений тоннеля и эпюра продольных усилий в тоннельной обделке, полученные с помощью программного комплекса SAP2000, представлены на рисунке 5.28.

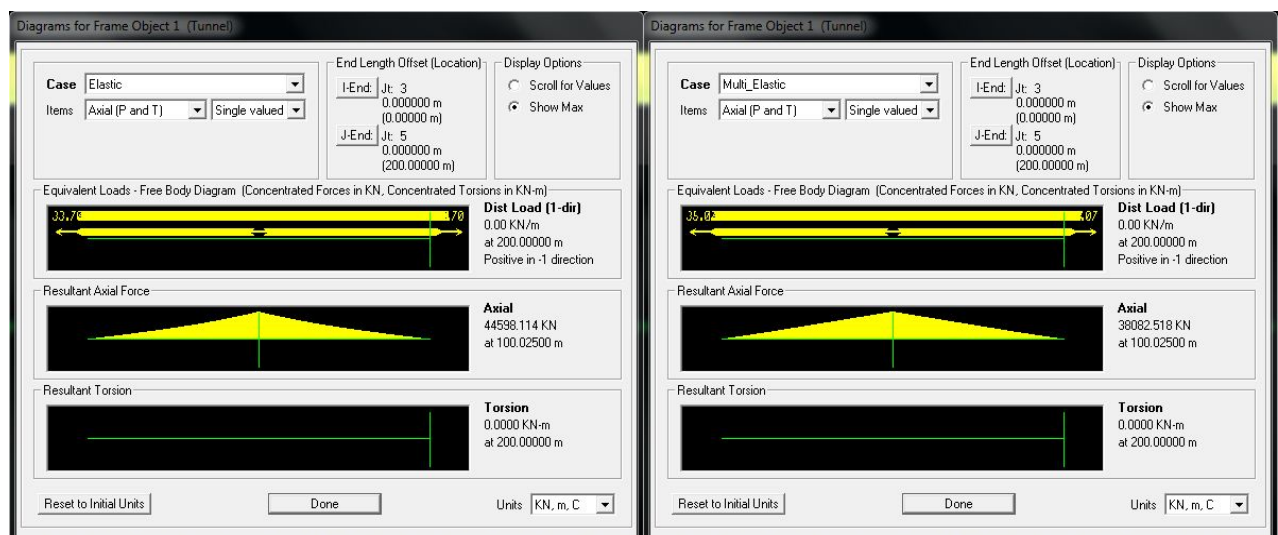


Рисунок 5.28 Результаты задачи, решенного с помощью программного комплекса SAP2000

Сравнение результатов, полученных различными методами, представлено в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Сравнение результатов, полученных разными методами

Метод расчёта		Максимальная продольная сила (КН)	Погрешности
Упругое основание	Аналитическое решение	44598	0.05%
	SAP2000	44575	
Упругопластическое основание	Аналитическое решение	38068	0.04%
	SAP2000	38082	

Анализ сравнения полученных результатов, показывает их несущественное отличие.

5.5 Выводы по главе

Представлен метод решения и приведены примеры расчёта тоннелей, пересекающих зоны активных разломов. Предложены способы, позволяющие уменьшить воздействие разломов на тоннельные обделки, путём добавления упругих слоёв между грунтом и обделками

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ И ВЫВОДЫ

1. Предложены упрощенные аналитические методы расчёта тоннелей на сейсмические воздействия, соответствующие геологическим и сейсмическим условиям Ханоя.
2. Выполнено сравнение упрощенных аналитических методов расчёта с численным методом, использованием программного комплекса PLAXIS.
3. Предложено выражение, определяющее эквивалентную жёсткость сборных обделок тоннеля в продольном направлении, необходимую для выполнения аналитических методов расчёта. Полученные результаты согласуются с результатами, полученными с использованием пакета программ SAP2000.
4. Предложен метод решения задач, для определения усилия в обделках тоннелей, пересекающих зоны разлома. При решении используется метод решения, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций.
5. Разработана программа с использованием метода последовательных приближений для определения усилий в тоннельной обделке, пересекающей зону разлома, расположенной в грунтах, характеризующихся билинейным поведением.
6. Контрольные результаты расчётов, полученные с использованием разработанной методики, хорошо согласуются с результатами, полученными с использованием программ комплекса SAP2000 и PLAXIS.
7. Предложен способ, уменьшения воздействий землетрясений на обделки тоннелей, пересекающих разлом и границы грунтов с различными свойствами.
8. Разработанные методики и результаты расчётов можно использовать при проектировании линий метро в Ханое.
9. Результаты исследования могут быть использованы при создании Норм по проектированию сейсмостойких подземных сооружений Вьетнама.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Амосов, А.А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А.А.Амосов, С.Б.Синицын. – Изд-во АСВ, 2001. – 96 с.
2. Арманович, И.Г. Функции комплексного переменного. Операционное исчисление. Теория устойчивости / И.Г.Арманович, Г.Л.Лунц, Л.Э.Эльсгольд. – Изд-во «Наука», Главная редакция физико-математической литературы, 1968. – 416 с.
3. Бирбраер, А.Н. Расчёт конструкций на сейсмостойкость / А.Н.Бирбраер. – СПб.: Наука, 1998, – 255 с.
4. Брычков, Ю.А. Интегральные преобразования обобщенных функций / Ю.А.Брычков, А.П.Прудников. – Главная редакция физико-математической литературы изд-ва «наука». – М., 1977. – 288 с.
5. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений / Н.С.Булычев. – М.: «недра», 1994.-382 с.
6. ВСН 193-81 Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей. Министерство транспортного строительства. – М.: "ВПТИТРАНССТРОЙ", 1982. – 68 с.
7. Гельфанд, И.М. Обобщенные функции и действия над ними / И.М.Гельфанд, Г.Е.Шилов. – М.: Физматгиз, 1958. – 470 с.
8. Горбунов-Посадов, М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И.Горбунов-Посадов, В.А.Ильичев, В.И.Крутов и др.. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
9. Городецкий А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона / А.С.Городецкий, Л.Г.Батрак, Д.А.Городецкий, М.В.Лазнюк, С.В.Юсипенко. – К.: издательство «Факт», 2004. – 106 с. – С. 37-39.
10. Городецкий, А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона / А.С.Городецкий, Л.Г.Батрак, Д.А.Городецкий, М.В.Лазнюк, С.В.Юсипенко. – К.: издательство «Факт», 2004. – 106 с.

11. Дорман, И.Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей. – М.: ТИМП, 2000. 307 с. 2-е доп. и перераб. Изд.
12. Зайнагабдинов Д. А., Май Дык Минь. Модели для расчета тоннелей, пересекающих активные разломы / Д. А. Зайнагабдинов, Май Дык Минь // Институт Государственного управления, права и инновационных технологий (ИГУПИТ). – Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – 2013. - N3 (16).
13. Курбацкий, Е.Н. Метод решения задач строительной механики и теории упругости, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций: Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук: 05.23.17 / Курбацкий Евгений Николаевич. – МИИТ, Москва, 1995. – 205 с.
14. Курбацкий Е. Н., Май Дык Минь. Эквивалентная жесткость сборной обделки при изгибе перпендикулярной оси тоннеля / Е. Н. Курбацкий, Май Дык Минь // Перспективы развития строительного комплекса: Материалы VI Международной научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов. 28-31 октября 2013 г. / под общ. Ред. В. А. Гутмана, А. Л. Хареньяна. – Астрахань: ГАОУ АО ВПО «АИСИ». – 2013. – Т. 2. – с.3-6.
15. Краснов, М.Л. Функции комплексного переменного. Операционное исчисление. Теория устойчивости: Учебное пособие, 2е изд., перераб. и доп. / М.Л.Краснов, А.И.Киселев, Г.И.Макаренко. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1981. – 302 с.
16. Корчинский, И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий / И.Л.Корчинский, Л.А.Бородин, А.Б.Гроссман и др. – Учеб. пособие для вузов. М., «Высш. школа», 1971. – 320 с.
17. Левшин, А.Л. Поверхностные сейсмические волны в горизонтально–неоднородной Земле / А.Л.Левшин, Т.Б.Яновская, А.В.Ландер и др. – М.: Наука, 1987. – 278 с.
18. Май Дык Минь. Расчет тоннелей, расположенных в упругопластических грунтах, пересекающих зоны разлома, на сейсмические воздействия / Май

- Дык Минь // Строительство и реконструкция. – 2013. – N 1 (45) январь-февраль. – с.19-25.
19. Май Дык Минь, Курбацкий Е. Н. Расчет балки на основании с двумя упругими характеристиками, основанный на свойствах изображений фурье финитных функций / Май Дык Минь, Е. Н. Курбацкий // Потенциал интеллектуально одаренной молодежи – развитию науки и образования. – Материалы II Международного научного форума молодых ученых, студентов и школьников. – ISBN 978-5-93026-014-4. – Астрахань. – 2013. – с.130-135.
 20. Май Дык Минь. Расчет свай пересекающих зоны разлома в районах с повышенной сейсмической активностью / Май Дык Минь // Инженерные сооружения на транспорте: Сборник трудов/под общ. ред. проф. Ю. И. Романова. МИИТ. – Москва, 2012. – вып. 4. – с.88-92.
 21. Молоков, Л.А. Взаимодействие инженерных сооружений с геологической средой / Л.А.Молоков. – М.: Недра, 1988. – 222 с.
 22. Мухелишвили, Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / Н.И.Мухелишвили. – М.: Наука, 1966. – 709 с.
 23. Назаров, Ю.П. Расчетные модели сейсмических воздействий / Ю.П.Назаров. – М.: Наука, 2012. – 414 с.
 24. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н.Ньюмарк, Э.Розенблюэт; Сокр. пер. с англ./Под ред. Я. М. Айзенберга. – М.: Стройиздат, 1980. –344 с.
 25. Пастернак, П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П.Л.Пастернак. – М.: Москва, 1954. – 55 с.
 26. Пузырев, Н.Н. Методы и объекты сейсмических исследований. Введение в общую сейсмологию / Н.Н.Пузырев; РАН, Сиб. отд-ние, Объед. ин-т геологии, геофизики и минералогии. Научный ред. д. г.-м. н. И. Р. Оболенцева. – Новосибирск: Изд-во СО РАН, НИЦ ОИГГМ, 1997. 301 с.

27. Руководство по ядерной и радиационной безопасности: «Определению исходных сейсмических колебаний грунта для проектных основ». (РБ – 006 – 98). Нормативный документ. – М.: НТЦ ЯРБ 2000, 76с.
28. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах.
29. Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле / С.П.Тимошенко. – М.: Наука, 1967. –314 с.
30. Уайт Дж.Э. Возбуждение и распротранение сейсмических волн / Дж.Э.Уайт; Пер. с англ. О. В. Павловой и С. В. Гольдина – Редактор пер. Н. Н. Пузырев. – М: Недра, 1986. –261 с.
31. Филиппов, И.И. Тоннели, сооружаемые щитовым и специальными способами: Учеб. пос. / И.И.Филиппов. – М.: РГОТУПС, 2004. –212 с.
32. Файн, Я.С. Примеры проектирования автодорожных тоннелей / Я.С.Файн, А.Д.Дмитриев. – Автотрансиздат – Москва, 1957. – 187 с.
33. Хургин, Я.И. Финитные функции в физике и технике / Я.И.Хургин, В. П.Яковлев. – М.: Наука, 1971. – 408 с.
34. Шерифф Р., Гелдарт Л. Сейсморазведка: В 2-х т. Т. 2. Пер. с англ. – М.: Мир, 1987, 400 с, ил.
35. Asakura T., Tsukada K., Matsunaga T., Matsuoka S., Yashiro K., Shiba Y., and Oya T. Damage to mountain tunnels by earthquake and its mechanism. Proceedings of JSCE (Japan Society of Civil Engineers) 659, 2000, p. 27-38.
36. Basuki Ampera, Taner Aydogmus. Skin Friction between Peat and Silt Soils with Construction Materials. Ejge Paper, <http://www.ejge.com/2005>.
37. Borchardt R. D. "Estimates of Site-Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification)", Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 4, 1994, pp. 617-653.
38. C. Jeremy Hung, James Monsees, Nasri Munfah, John Wisniewski. Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements. Parsons Brinkerhoff, Inc. One Penn Plaza, New York, NY 10119.

39. Dowding C.H., Rozen A. Damage to rock tunnels from earthquake shaking, American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol.104, 1978, p. 175-191.
40. D. X. Nguyen. “База данных для мер по уменьшению опасности землетрясения во Вьетнаме”, Национальный институт геофизики, Ханой, Вьетнам, 1996 (на вьетнамском языке).
41. Jingpei Li, Yongwei Tan, Fayun Liang. A Modified Analysis Method for the Nonlinear Load Transfer Behaviour of Axially Loaded Piles. KSCE Journal of Civil Engineering Vol. 16, No. 3 / March 2012:325-333.
42. Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I-C.. Seismic design and analysis of underground structure. Tunn. Undergr. Sp.Technol. 16, 2001, 247–293.
43. <http://www.mrb.gov.vn/vi/quy-hoach-chung-cac-tuyen-duong-sat-do-thi-thanh-pho-ha-noi>
44. Idriss, I.M., Seed, H.B. Seismic response of horizontal soil layers. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94, No. 4, July/August 1968, pp. 1003-1034.
45. Kontogianni V., Stiros S. Earthquakes and Seismic Faulting – Effects on Tunnels, Turkish Journal on Earth Sciences, Vol. 12, 2003, pp. 153-156.
46. Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Kawashima, K. Dynamic behavior of a subsurface tubular structure. Proc. 5th European Conf. on Earthquake Engng, Istanbul. 1975.
47. Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Kawashima, K. 1975. Dynamic behavior of a subsurface tubular structure. Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering, vol.7, no.4. december 1974.
48. Lanzano G., Bilotta E., Russo G. Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. Strategy for Reduction of the Seismic Risk (Fabbrocino & Santucci de Magistris eds.). 2008. pp 65-74. ISBN 88-88102-15-3.
49. Lyons, A. C., “The Design and Development of Segmental Tunnel Linings in the U. K.,” Proceedings of the International Tunnel Symposium on Tunneling Under Difficult Conditions, Tokyo, 1978.

50. L. N. Nguyen. Землетрясение и проектирование сооружения с учетом сейсмостойкости. Строительный издатель: Ханой, 2009. – 513 с. (на вьетнамском языке).
51. Matsubara, K., Hirasawa, K., Urano, K. On the wavelength for seismic design of underground pipeline structures. Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. 1995, pp. 587-590.
52. M.S. Power, C.-Y. Chang, I.M. Idriss, R.P. Kennedy. Engineering Characterization of Ground Motion. NUREG/CR-3805, Vol. 5. 1986.
53. Mohraz B., Hendron A.J., Ranken R.E. & Salem M.H. 1975. Liner-Medium Interaction in Tunnels, Proceedings, ASCE, Journal of the construction Division, Vol. 101, 127-141.
54. Merritt J. L., Monsees J. E., Hendron A. J., 1985. Seismic design of underground structures: Proc of the 1985 Rapid Excavation and Tunneling Conference, New York. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Volume 23, Issue 6, 255-282.
55. Monsees, J. E., and Hansmire, W. H., “Civil Works Tunnels for Vehicles, Water, and Wastewater,” Chapter 24.1, SME Mining Engineering Handbook, 2nd Edition, 1992.
56. Muir Wood, A. M., “The Circular Tunnel in Elastic Ground,” Geotechnique 25, No. 1, 1975.
57. Nakamura S., Yoshida N., Iwatate T. Damage to Daikai Subway Station During the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake and Its Investigation. Japan Society of Civil Engineers, Committee of Earthquake Engineering, 1996, pp. 287_295.
58. NCHRP-12-70. Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments. 2008.
59. N. M. Newmark, W. J. Hall. Development of criteria for seismic review of selected nuclear power plants. U.S. Nuc. Reg. Comm. Report NUREG/CR-0098.
60. Newmark, N. M. 1967. Problems in wave propagation in soil and rock. Proc. Int. Syrup. Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials. New Mexico: Univ. of New Mexico Press.

61. Owen, G.N. & Scholl, R.E. Earthquake engineering of large underground structures. Report prepared for the Federal Highway Administration, FHWAIRD-801195, 1981.
62. Penzien J., Wu C. Stresses in linings of bored tunnels. *Journal of Earthquake Eng. Structural Dynamics* 27, 1998, pp. 283–300.
63. Penzien J. Seismically induced racking of tunnel linings. *Journal of Earthquake Eng. Structural Dynamics*, 29, 2000, p. 683–691.
64. Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J.Y. Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited, *Proceedings of North American Tunneling '98*, Newport Beach, CA, Balkema Rotterdam, 1998, p. 243-250.
65. Power, M.S., Rosidi, D., Kaneshiro, J., 1996. Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
66. Peck R.B., Hendron A.J. & Mohraz B. 1972. State of the Art of Soft-tunnelling, *Proceedings of the first North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, 259-86, Chicago, ASCE, AIME.
67. Paul, S.L., et al, Design Recommendations for Concrete Linings for Transportation Tunnels, Report No. UMTA-MA-06-0100-83-1 and 2, prepared for U.S. DOT, Urban Mass Transportation Administration, Vols. 1 and 2, 1983.
68. Reed L. Mosher and William P. Dawkins. Theoretical Manual for Pile Foundations. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, 2000.
69. Scott, R. F. Foundation Analysis. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ 07632, 1981.
70. St. John, C.M., Zahrah, T.F. Aseismic design of underground structures. *Tunneling Underground Space Technol.* 2 (2)., 1987, 165 – 197.
71. Schnabel P., Seed H.B., Lysmer J. Modification of seismograph records for effects of local soil conditions., *Bull. Seism. Soc. Am.*, 62, 6, 1649-1664, 1972.
72. Tamura I., Yamazaki F. and Shabestari. Relationship between the Average S-wave Velocity and Site Amplification Ratio using K-NET Records, *Proceedings of Sixth International Conference on Seismic Zonation*, 2000, pp. 447–452.

73. Takada S., Horinouchi N., Tsubakimoto T., Tsuchiya M., Ogawa Y. Earthquake resistance evaluation of service junctions in a small-diameter steel pipeline. Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering, August 1998, Tokyo-Kyoto, Japan (Voll.2).
74. T.D. Ngo, M.D. Nguyen, D.B. Nguyen, A review of the Current Vietnamese Earthquake Design Code, Special Issue of the Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE): Earthquake Engineering in the low and moderate seismic regions of Southeast Asia and Australia, pp. 32-41, 2008.
75. TCXDVN 375: 2006, Проектирование конструкций с учетом сейсмостойкости, Министерство строительства, Вьетнам, 2006 (на вьетнамском языке).
76. Wang, J. Seismic design of tunnels. Monograph 7, Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas Inc, New York, June 1993.
77. Wang W.L., Wang T.T., Su J.J., Lin C.H., Seng C.R., Huang T.H. Assesment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake, Tunneling and Underground Space Technology, 16, 2001, p.133-150.
78. W . Zhu, Z . G . Huang, X . C . Zhong, X . Q . Kou. Modification of key parameters of longitudinal equivalent model for shield tunnel. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground - proceedings of the 6th international symposium (is-shanghai 2008), shanghai, china, 10–12 april 2008, 863–868.
79. Xu Huang, Hongwei Huang, Jie Zhang. Flattening of jointed shield-driven tunnel induced by longitudinal differential settlements. Tunnelling and Underground Space Technology 31 (2012) 20–32.
80. Yi-Chuan Chou¹, Yun-Mei Hsiung. A Normalized Equation of Axially Loaded Piles in Elasto-Plastic Soil. Journal of GeoEngineering, Vol. 4, No. 1, pp. 1-7, April 2009.
81. Zuhair Kadhim JahanGer. Relation between standerd penetration test and skin resistance of driven concrete pile in over- consolidated clay soil. Journal of Engineering. Number 5 Volume 17 October 2011.

82. Zheng Shengbao, Jiang Shuping, Wang Xiaowen, Lin Zhi. The Theory Research of Tunnels Seismic Damage. Software Engineering and Knowledge Engineering: Theory and Practice, AISC 162, pp. 1-11.
83. Z.Z. Wang, Z. Zhang. Seismic damage classification and risk assessment of mountain tunnels with a validation for the 2008 Wenchuan earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 45, 2013, p. 45–55.
84. Zhang J., Mei Z., Quan X. Failure Characteristics and Influencing Factors of Highway Tunnel Damage due to Earthquakes. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 18, 2013, p. 973-986.
85. 22TCN 272-05, Технические требования на проектирование моста, Министерство транспорта, Вьетнам, 2005 (на вьетнамском языке).