

Дисциплина:

**Моделирование и расчёт подземных сооружений
на сейсмическое воздействие**

**Лекция 7. Взаимодействие тоннелей глубокого
заложения с грунтовым массивом при прохождении
сейсмических волн сжатия и сдвига.**

ЮШКИН Владимир Федорович

Новосибирск – 2015

Методическая литература к лекции 7

1. **СП 122.13330.2012.** Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. – М: Минрегион РФ, 2012. – 117 с.
2. **СП 14.13330.2011.** Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М: Минрегион РФ, 2011. – 84 с.
3. **ВСН 193-81.** Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей. – М.: Минтранстрой СССР, 1982. – 67 с.
4. **Дорман И. Я.** Сейсмостойкость транспортных тоннелей. – М.: Информационно-издательский центр ТИМР, 2000. – 307 с.
5. **Булычев Н.С.** Механика подземных сооружений. – М.: Недра, 1982.
6. **Баклашов И.В., Картозия Б. А.** Механика подземных сооружений и конструкций крепи. – М.: Недра, 1984.

Лекция 7. Взаимодействие тоннелей глубокого заложения с грунтовым массивом при прохождении сейсмических волн сжатия и сдвига

1. Экспериментально-теоретические основы расчетных методик

При прохождении в грунтовом массиве сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига, распространяющихся от очага землетрясения, в каждом элементе грунта, помимо естественного напряженного состояния, формируются сейсмические напряжения. В местах контакта грунта с контуром обделки тоннеля (или другим препятствием) при прохождении плоской сейсмической волны возникает концентрация сейсмических напряжений, являющихся дополнительной сейсмической контактной нагрузкой. На основе этих положений разработаны методики расчета сейсмических напряжений для круговых и некруговых тоннельных обделок.

Основные положения этих методик заключаются в следующем.

1. Рассматриваются две плоские контактные задачи теории упругости для кольца, подкрепляющего вырез в упругой среде и работающего в условиях совместности перемещений при следующих граничных условиях: сейсмические волны предполагаются упругими, гармоническими с плоским фронтом распространения, либо нестандартными, с незначительным отличием (по форме) реального импульса от синусоидального.
2. Плоский фронт волны является простейшим и широко используется для изучения распространения упругих волн в горных породах и массивах. В этой связи более сложные формы волнового поля представляют математически в виде суперпозиций плоских волн, распространяющихся в разных направлениях.
3. Грунтовой массив принимают сплошным, линейно деформируемым, однородным, характеризующимся модулем деформации E_0 и коэффициентом Пуассона ν_0 .

При решении динамических и квазистатических задач для вязкоупругих тел можно использовать решения, найденные для упругих тел. Достаточно лишь в этих решениях деформативные характеристики (E_0, ν_0) заменить соответствующими вязкоупругими параметрами при условии, что граничные условия будут идентичными.

При рассмотрении грунтового массива как сплошного тела, а также при изучении механических процессов, происходящих в породных массивах, различают два понятия сплошности: физическое, которое подразумевает отсутствие в исследуемой области каких-либо дефектов, и математическое, суть которого состоит в непрерывности поля напряжений и деформаций.

Зернистость структуры грунта, слоистость, трещиноватость нарушают физическую сплошность массива, в результате он оказывается разбит на отдельные слои и блоки. Однако если все эти элементы деформируются внешне как единое целое, то с известной степенью идеализации такой массив можно рассматривать как сплошную среду в математическом смысле этого понятия.

При рассмотрении грунтового массива как линейно деформированной среды можно отметить, что линейная связь между напряжениями и деформациями у большинства горных пород сохраняется до достижения нагрузками определенной величины.

И если в классической механике сплошной среды рассматривают модель идеально упругого тела, то в механике горных пород принимают геомеханическую модель линейно деформируемого грунтового массива, отражающую деформационные свойства различных по структуре пород в определенном диапазоне действующих напряжений.

Обделку рассматривают в условиях плоской деформации, т.е. в предположении, что длина тоннеля превосходит его поперечные размеры **не менее чем в 5 раз** и сейсмические волны распространяются в плоскости его поперечного сечения.

Эти допущения относятся к тоннельным сооружениям, глубина которых превышает диаметр обделки **не менее чем в 2 раза**.

Решение задачи теории упругости для тяжелой полуплоскости с круговым отверстием показывает, что влияние прямолинейной грани полуплоскости незначительно сказывается на распределении напряжений вблизи отверстия уже при $h \geq 2D$, где h — расстояние от прямолинейной грани до центра отверстия, D — диаметр отверстия.

При выполнении этого условия допустимая погрешность не превышает 10 % и убывает по мере увеличения расстояния h . Такой же порядок имеет погрешность при расстоянии между центрами, большими $2.5D$ ($h \geq 2D$), т.е. в этом случае влияние земной поверхности можно не учитывать.

Таким образом, исследуя механические процессы в массиве грунта вблизи горной выработки, достаточно решить задачу для односвязного контура, т.е. можно рассматривать одиночную заглубленную выработку. Деформационные характеристики грунта предполагаются такими, что выполняется неравенство

$$D \leq T_0 \sqrt{\frac{E_0 g}{2\rho_0(1 + \nu_0)'}}$$

где T_0 — преобладающий период колебаний частиц грунта; g — ускорение свободного падения; ρ_0 — плотность (**объемный вес**) грунта.

Неравенство (2.1) выражает требование, чтобы длина сейсмических волн сдвига превосходила диаметр тоннеля **не менее чем в 3** раза (например, для скального грунта с модулем деформации $E_0 = 1 \cdot 10^4$ МПа, объемной массой $\rho_0 = 2.5$ т/м³ и коэффициентом Пуассона $\nu_0 = 0.25$ при преобладающем периоде колебаний $T_0 = 0.4$ длина упругой волны сдвига составляет 482 м).

При выборе расчетной схемы линейно деформируемого грунтового массива следует учитывать различие деформационных свойств пород в различных направлениях, т.е. их анизотропию. Здесь следует различать два случая:

1 — когда через каждую точку массива проходит поверхность анизотропии, в которой все направления являются эквивалентными в отношении деформационных свойств (такой поверхностью может быть плоскость напластования), в этом случае породный массив считают трансверсально-изотропным;

2 — когда все направления, проходящие через каждую точку массива, эквивалентны по деформационным свойствам (горные породы квазиизотропны), в этом случае можно с допустимой погрешностью рассматривать модель изотропного массива.

Расчеты показывают, что учет анизотропии (т.е. напластований) горных пород вносит лишь количественные поправки, ведущие в основном к снижению компонентов **напряжений и смещений до 20—40 %**.

Рассмотрим две плоские контактные задачи теории упругости для кругового кольца, подкрепляющего вырез в грунтовой среде.

Решение первой задачи заключается в оценке напряженного состояния обделки от действия длинной волны сжатия, задаваемой на бесконечности напряжениями:

$$\sigma_{x_1}^{(z)} = -P; \quad \sigma_{y_1}^{(z)} = \xi P,$$

причем ось ox_1 наклонена под произвольным углом α к оси ox (рис. 2.1, а). Здесь:

$$\xi = \frac{v_0}{1 - v_0}; \quad P = \frac{1}{2\pi} AK_1 \rho_0 c_1 T_0,$$

где A — коэффициент, равный 0.1; 0.2; 0.4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов; K_1 — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения, определяемый по табл. 3 СНиП 11-7-81; c_1 — скорость продольных сейсмических волн в грунте.

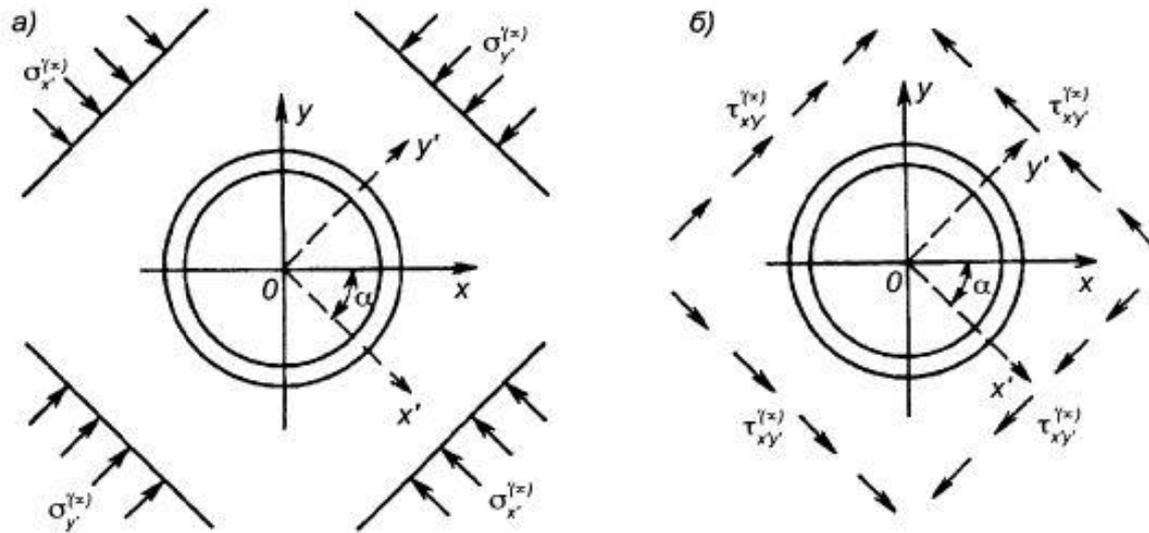


Рис. 2.1. Воздействие на тоннель произвольно направленных сейсмических волн сжатия-растяжения (а) и сдвига (б)

Решение второй задачи сводится к оценке напряженного состояния обделки от действия длинной волны сдвига, задаваемой на бесконечности касательными напряжениями:

$$\tau_{x_1 y_1}^{(\infty)} = -Q,$$

действующими под углом α к оси ox (рис. 2.1, б). Здесь

$$Q = \frac{1}{2\pi} AK_1 \rho_0 c_2 T_0,$$

где c_2 — скорость поперечных сейсмических волн в грунте.

Решение первой задачи позволяет получить распределение напряжений в обделке и массиве при действии длинной волны растяжения (сжатия), из решения второй задачи определяются напряжения в обделке и грунтовом массиве при действии волны сдвига.

Правильно судить о наиболее неблагоприятном напряженном состоянии обделки при сейсмических воздействиях можно лишь после определения нормальных тангенциальных напряжений, вызываемых волнами растяжения (сжатия) $\pm\sigma_{\theta}^{(1)}$, сдвига $\pm\sigma_{\theta}^{(2)}$, суммарным воздействием волн растяжения и сдвига ($\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}$), сжатия и сдвига ($-\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}$) и выбора из полученных значений максимального по абсолютной величине.

Если $\sigma_{\theta}^{(1)}$ и $\sigma_{\theta}^{(2)}$ имеют одинаковые знаки, то $|\sigma_{\theta}^{(i)}| < |\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}|$ ($i = 1, 2$); если же они имеют разные знаки, то $|\sigma_{\theta}^{(i)}| < |-\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}|$, следовательно, максимальные по абсолютной величине значения могут иметь лишь комбинации ($\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}$); ($-\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}$), т.е. наибольшие напряжения в обделке вызываются совместным действием волн сжатия (растяжения) и сдвига.

При заданном направлении распространения (падении) сейсмических волн напряжения распределяются по периметру обделки неравномерно, приобретая максимальные значения в точках контура, лежащих на диаметре.

Поскольку направление падающих волн заранее неизвестно, для круговых тоннелей изменение этого направления вследствие симметрии задачи вызовет лишь изменение положения точек с максимальными напряжениями, и в качестве расчетного логично принимать равномерное распределение напряжений, соответствующее их максимальному значению. Последнее получается при совокупном действии волн растяжения (сжатия) и сдвига, направленных по оси ox (рис. 2.2).

Таким образом выполняется оценка напряженного состояния, наиболее неблагоприятного из возможных в каждом сечении обделки при любом направлении сейсмических волн, действующих в плоскости поперечного сечения кругового тоннеля.

Расчетное давление на обделку и усилия в ней также должны приниматься равномерно распределенными. Их значения следует вычислять при том сочетании действия волн сжатия (растяжения) и сдвига и значения угла θ , при котором получено максимальное значение σ_θ .

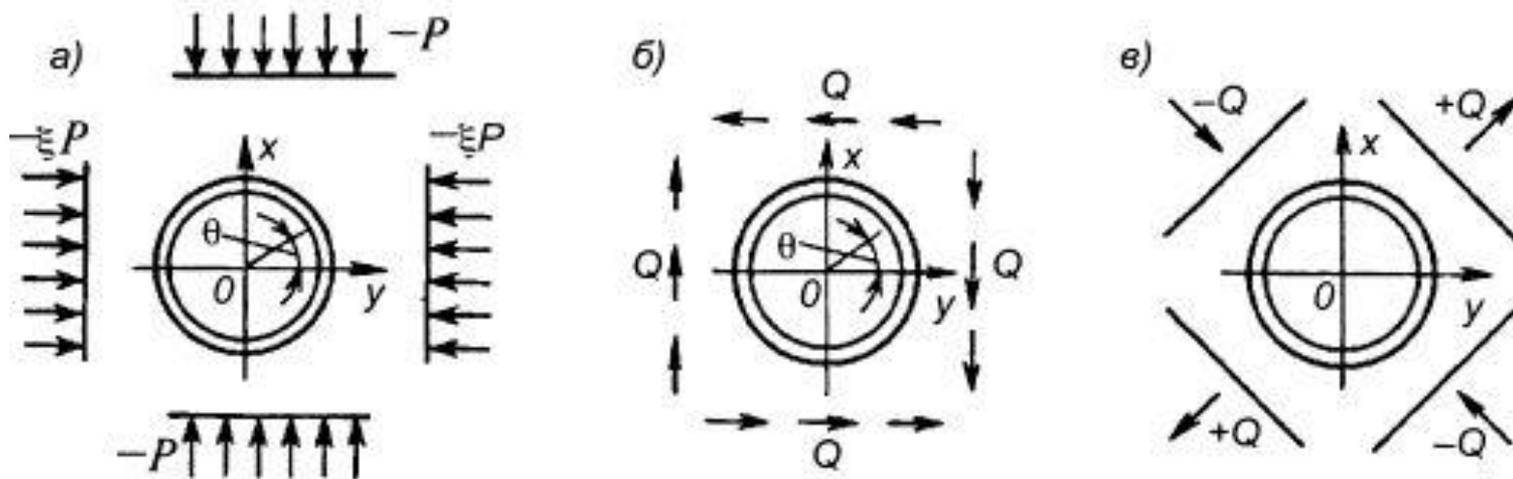


Рис. 2.2. Расчетные схемы для определения напряженного состояния круговых обделок от сейсмических волн сжатия-растяжения (а), сдвига (б) и в случае чистого сдвига (в)

Определенные таким образом напряжения, взятые со знаком «+» и «—» (соответственно растяжению и сжатию), есть максимально возможные растягивающие и сжимающие напряжения от сейсмических воздействий любого возможного направления, **которые должны суммироваться с напряжениями от других нагрузок.**

Полученные расчетные значения растягивающих напряжений могут реализовываться в том случае, если обделка работает совместно с породой при наличии как сжимающих, так и растягивающих контактных напряжений σ_p , возникающих при определенном сочетании волн сжатия-растяжения и сдвига.

Если предположить, что контакт между обделкой и породой нарушается и растягивающая нагрузка на обделку не передается (что полностью справедливо, если σ_p превышает сцепление обделки с породой), то расчетными значениями растягивающих напряжений (если таковые могут возникнуть) будут максимальные растягивающие тангенциальные напряжения σ_θ , которые могут реализоваться при действии волн сжатия и сдвига.

Таким образом, при проектировании обделки можно принять следующие варианты:

- 1) использовать расчетные значения усилий, соответствующие максимальным сжимающим напряжениям σ_{θ} со знаками «+» и «—» в предположении, что обделка работает совместно с массивом грунта и при наличии растягивающих контактных напряжений (как правило, они имеют значения порядка 0.2 — 0.3 МПа);
- 2) использовать две расчетные эпюры усилий, соответствующие максимальным сжимающим и максимальным растягивающим напряжениям в обделке в предположении, что при возникновении на всей линии контакта растягивающих σ_{ρ} контактных напряжений нагрузка на обделку не передается.

Первый вариант приводит к получению усилий с максимальным запасом; к расчету по второму варианту следует подходить осторожно, так как если отрыва обделки от породы не произойдет (что возможно вследствие кратковременности воздействия при сравнительно небольших растягивающих контактных напряжениях σ_{ρ} , которые могут оказаться меньше, чем сцепление обделки с породой), то в некоторых сечениях могут возникнуть растягивающие напряжения, превышающие расчетные.

С другой стороны, поскольку в качестве наиболее неблагоприятных воздействий рассматривается случай одновременно приходящих волн сжатия (растяжения) и сдвига, что при небольшой вероятности такого сочетания нагрузок создает значительный запас прочности, отказываться от второго варианта не следует. Во всяком случае его можно рекомендовать, если обделка проектируется с допущением образования трещин, что экономически целесообразно при возникновении землетрясения расчетной (наибольшей) балльности.

2. Напряженное состояние круговой обделки от действия волн сжатия и сдвига

Рассмотрим напряженное состояние круговой обделки, возникающее под действием волны сжатия. Согласно расчетной схеме на рис. 2.2, а грунтовая среда с отверстием, подкрепленным кольцом внутренним радиусом r_1 и внешним радиусом r_2 нагружена на бесконечности напряжениями (2.2):

$$\sigma_x^{(\infty)} = -P \text{ и } \sigma_y^{(\infty)} = -\xi P = -\frac{\nu_0}{1 - \nu_0} P.$$

Решение данной контактной задачи теории упругости сводится к решению краевой задачи теории аналитических функций комплексного переменного по отысканию четырех комплексных потенциалов, характеризующих соответственно напряженное состояние среды (грунтового массива) и кольца (тоннельной обделки).

В окончательном виде для определения нормальных тангенциальных напряжений на наружной (внешней) и внутренней стороне обделки получены следующие формулы:

$$\begin{aligned} \sigma_{\Theta}^{\text{нар}} &= -P \left[\frac{1 - \xi}{4} \frac{4(d - 1)m - d + n}{d} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1 - \xi}{2} (4F - B) \cos 2\Theta \right]; \\ \sigma_{\Theta}^{\text{вн}} &= -P \left[(1 + \xi)m + 2A_1(1 - \xi) \cos 2\Theta \right] \end{aligned}$$

и соответственно контактные напряжения в фунтовом массиве на контуре выработки

$$\sigma_{\rho} = -P \left[\frac{1 + \xi}{4} \frac{m - n + d}{d} + \frac{1 - \xi}{2} B \cos 2\Theta \right].$$

В выражениях (2.5) и (2.6) введены коэффициенты, полученные из соотношения деформационных характеристик грунта E_0, ν_0 и обделки E_1, ν_1 , а также геометрических параметров обделки:

$$r_{\text{отн}} = r_1/r_2;$$

$$d = \frac{1 - \beta}{1 + x_1}; m = \frac{n - d}{1 - 2d(1 - r_{\text{отн}}^2)}; n = \frac{1 + x_0\beta}{1 + x_1};$$

$$F = d - na_1 + 3a_2; B = 1 - a_1 + \frac{3a_2}{d};$$

$$A_1 = (d - na_1)r_{\text{отн}}^{-2} + 3a_2r_{\text{отн}}^2$$

Значения параметров, входящих в формулы для определения коэффициентов d, m, n, F, B и A_1 могут быть определены из следующих выражений:

$$\beta = \frac{E_1(1 + \nu_0)}{E_0(1 + \nu_1)}; x_i = 3 - 4\nu_i \quad (i = 0, 1);$$

$$a_1 = \frac{(dr_{\text{отн}}^6 + l)(d + lr_{\text{отн}}^2) + 3d^2r_{\text{отн}}^2(r_{\text{отн}}^2 - 1)^2}{(n + sr_{\text{отн}}^2)(dr_{\text{отн}}^6 + l) + 3ndr_{\text{отн}}^2(r_{\text{отн}}^2 - 1)^2};$$

$$a_2 = \frac{d(n - d)r_{\text{отн}}^2(r_{\text{отн}}^2 - 1)}{(n + sr_{\text{отн}}^2)(dr_{\text{отн}}^6 + l) + 3ndr_{\text{отн}}^2(r_{\text{отн}}^2 - 1)^2}.$$

Входящие в две последние формулы коэффициенты определяют из следующих соотношений:

$$l = 1 - d; s = 1 - n.$$

Для определения напряженного состояния круговой обделки от действия волны сдвига рассматривается плоская контактная задача теории упругости для кругового кольца, подкрепляющего вырез в упругой среде, имеющей другие деформационные характеристики и работающей в условиях совместного перемещения на линии контакта (см. рис. 2.2, б). Среда подвержена чистому сдвигу, т.е. нагружена на бесконечности касательными напряжениями (2.4).

Для оценки напряжений от чистого сдвига на бесконечности принимается частный случай предыдущего решения при $\xi = -1$, при $\theta = \theta - \pi/4$, а значение P заменяется значением интенсивности Q .

В результате получаются следующие формулы для определения контактных напряжений и нормальных тангенциальных напряжений в обделке:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta} &= -QB \sin 2\theta; \tau_{r\theta} = -QB_1 \cos 2\theta; \\ \sigma_{\theta}^{\text{н ар}} &= -Q(4F - B) \sin 2\theta; \sigma_{\theta}^{\text{вн}} = -4QA_1 \sin 2\theta. \end{aligned} \right\}$$

Дисциплина:

**Моделирование и расчёт подземных сооружений
на сейсмическое воздействие**

**Лекция 8. Взаимодействие тоннелей глубокого
заложения с грунтовым массивом при прохождении
сейсмических волн сжатия и сдвига.**

ЮШКИН Владимир Федорович

Новосибирск – 2015

Методическая литература к лекции 8

1. **СП 122.13330.2012.** Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. – М: Минрегион РФ, 2012. – 117 с.
2. **СП 14.13330.2011.** Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М: Минрегион РФ, 2011. – 84 с.
3. **ВСН 193-81.** Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей. – М.: Минтрансстрой СССР, 1982. – 67 с.
4. **Дорман И. Я.** Сейсмостойкость транспортных тоннелей. – М.: Информационно-издательский центр ТИМР, 2000. – 307 с.
5. **Булычев Н.С.** Механика подземных сооружений. – М.: Недра, 1982.
6. **Баклашов И.В., Картозия Б. А.** Механика подземных сооружений и конструкций крепи. – М.: Недра, 1984.

Лекция 8. Взаимодействие тоннелей глубокого заложения с грунтовым массивом при прохождении сейсмических волн сжатия и сдвига

Землетрясения – это подземные толчки и сильные колебания поверхности Земли, вызванные естественными (в основном тектоническими) процессами, происходящими в литосфере. Большинство землетрясений происходит вблизи высоких гор, так как эти области продолжают формироваться и земная кора здесь особенно подвижна.



Тектонические плиты Земли: Тихоокеанская, Северо-Американская, Южно-Американская, Африканская, Евро-Азиатская, Индо-Австралийская.

Тектонические пояса: Тихоокеанский, Евро-Азиатский.

Виды землетрясений:

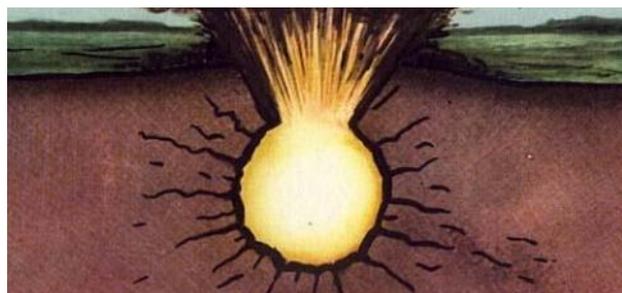
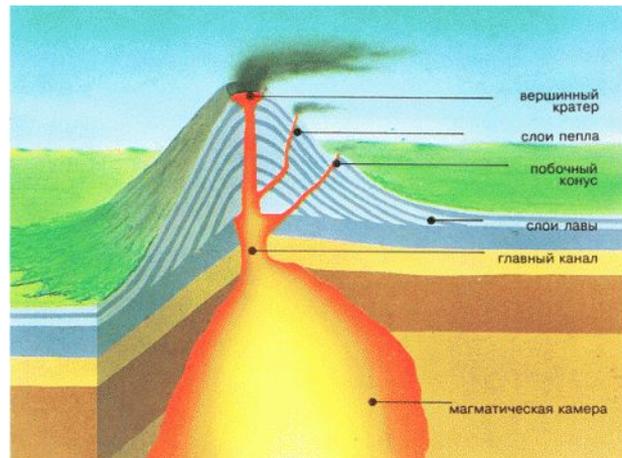
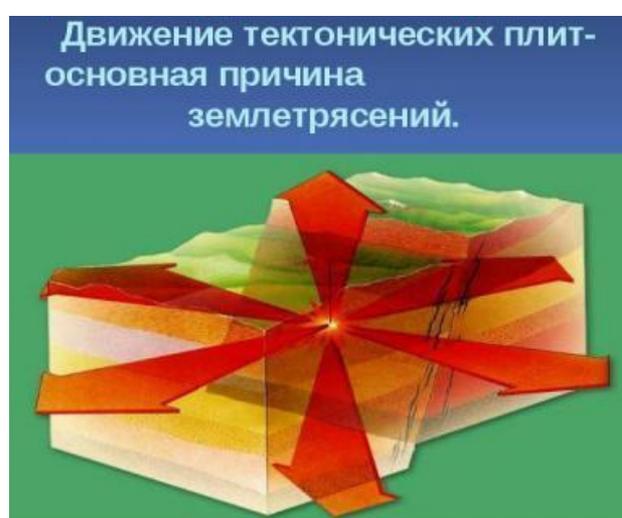
тектонические, вулканические, обвальные, искусственные.

Тектонические землетрясения возникают при смещении горных плит или в результате столкновений океанической и материковой платформ. При таких столкновениях образуются горы и впадины и происходят колебания поверхности.

Вулканические землетрясения происходят, когда потоки раскалённой лавы и газов давят снизу на поверхность Земли. Вулканические землетрясения обычно не слишком сильные, но могут продолжаться до нескольких недель. Кроме того, вулканические землетрясения обычно являются предвестниками извержения вулкана, которое грозит более серьёзными последствиями.

Обвальные землетрясения связаны с образованием под землёй пустот, возникающих под воздействием грунтовых вод или подземных рек. При этом верхний слой поверхности земли обрушивается вниз, вызывая небольшие сотрясения.

Искусственные землетрясения вызываются деятельностью человека: сильными подземными взрывами, например, в ходе горнодобывающих работ или ядерных испытаний, строительством плотин и водохранилищ, перераспределяющих давление воды на горные породы и др.

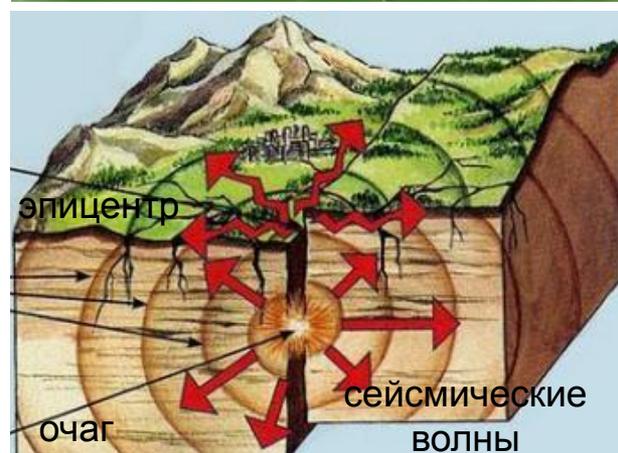
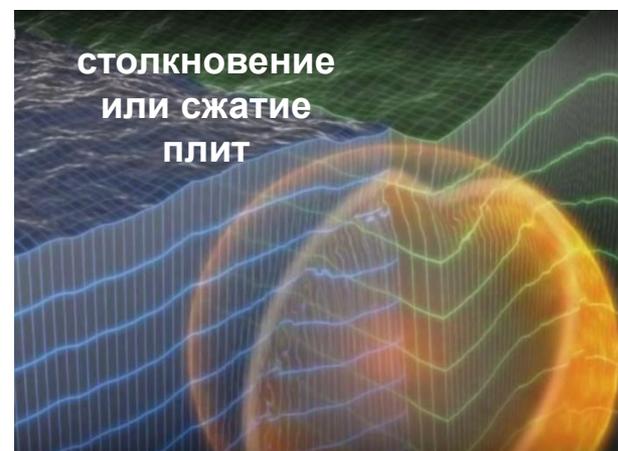


Большинство очагов землетрясений возникает близ поверхности Земли. Землетрясение начинается с разрыва и перемещении горных пород в глубине Земли. Это место называется **очагом землетрясения или гипоцентром.**

Глубина его обычно не больше 100 км, но иногда доходит и до 700 км. По глубине очага различают нормальные (70—80 км), промежуточные (80—300 км) и глубокие землетрясения (более 300 км).

Проекция гипоцентра на земную поверхность именуется эпицентром. Вокруг него располагается область наибольших разрушений (эпицентральная, или плейстосейстовая, область).

Наиболее частой причиной землетрясений являются тектонические сдвиги в глубине земной коры. Дело в том, что поверхность Земли не является неподвижной, в ней постоянно происходят различные процессы, особенно заметные в районах так называемых тектонических разломов. В этих местах горные породы сдвигаются относительно друг друга, и скольжение огромных масс вызывает внутренние напряжения. Когда энергия такого напряжения накапливается, происходит деформация пород, которая сопровождается либо образованием трещины, либо наоборот – сжатием и вспучиванием в месте разлома. Ударная волна, образуемая вследствие этого процесса, распространяется порой на сотни и даже тысячи километров, вызывая колебания земной поверхности.



Измерение силы и воздействий землетрясений

Для оценки и сравнения землетрясений используются шкала магнитуд (шкала Рихтера) и различные шкалы интенсивности.

Шкала магнитуд различает землетрясения по величине магнитуды, которая является относительной энергетической характеристикой землетрясения. Существует несколько магнитуд и соответственно магнитудных шкал: локальная магнитуда (M_L); магнитуда, определяемая по поверхностным волнам (M_s); магнитуда, определяемая по объемным волнам (m_b); моментная магнитуда (M_w).

Наиболее популярной шкалой для оценки энергии землетрясений является локальная шкала магнитуд Рихтера. По этой шкале возрастанию магнитуды на единицу соответствует 32-кратное увеличение освобожденной сейсмической энергии. Землетрясение с магнитудой 2 едва ощутимо, тогда как магнитуда 7 отвечает нижней границе разрушительных землетрясений, охватывающих большие территории.

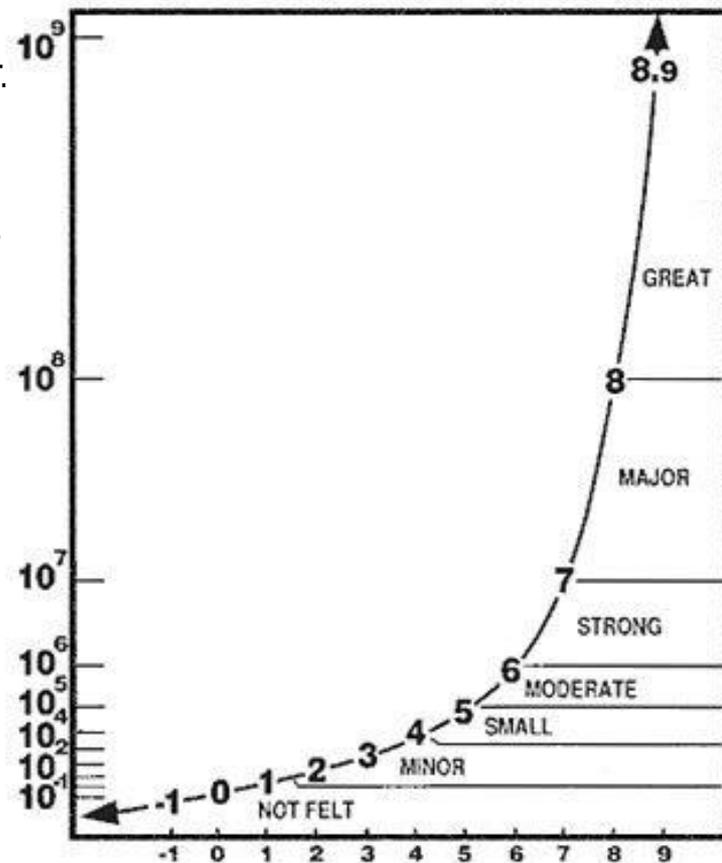
Шкала Рихтера является наиболее распространенной для измерения магнитуды землетрясений, однако она учитывает только силу поверхностных волн, поэтому исследователи пользуются другими шкалами определения силы толчков – магнитудой объемных волн и магнитудой поверхностных волн. Эти показатели рассматриваются только вместе и позволяют объективно оценивать каждое землетрясение.

Шкала Рихтера характеризует воздействие, которое осуществляется земными толчками на поверхность. Эта система измерения демонстрирует ущерб, который был нанесен той или иной местности. Землетрясение получает свой точный балл лишь после того, как район будет обследован на предмет деформаций поверхности и разрушений сооружений. По мнению экспертов и учёных, на нашей планете не может возникнуть таких земных толчков, магнитуда которых составит девять баллов или больше.

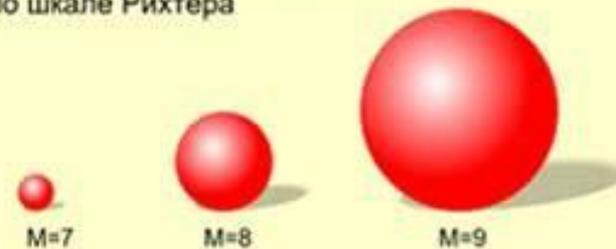


Сила землетрясений оценивается в зависимости от мощности сейсмических волн, которые их сопровождают. Всё сводится в единую систему классификации, получившую название «шкала Рихтера». Ее предложил американский учёный-сейсмолог Чарльз Рихтер в 1935 г. Шкала характеризует размер энергии, производимой земной корой. Хотя ограничений шкалы магнитуд нет, физический предел ее количества всё-таки существует. В предложенной Рихтером системе используется логарифмический масштаб. Основной ее принцип заключается в том, что каждое из последующих целых значений обозначает землетрясение, что превышает по мощности предыдущее в десять раз. Другими словами, если шкала Рихтера показывает, что земные толчки составляют 5.0, то это означает, что их сила в 10 раз больше, чем при показателе в 4.0. При этом не следует путать полную энергию землетрясения и его магнитуду. При повышении второго на одну единицу первое возрастает почти в тридцать раз.

Магнитудам землетрясений, согласно теории Рихтера, соответствуют следующие характеристики. Толчки, что практически не ощущаются, оцениваются в 2,0 бала; слабые толчки, результатом которых являются незначительные разрушения, – в 4.5; при умеренных разрушениях выставляется оценка в 6.0 баллов; самое сильное землетрясение, известное учёным и когда-нибудь возникавшее на планете, характеризовалось отметкой в 8.5 баллов по шкале.



Оценка силы землетрясения по шкале Рихтера



Землетрясения по силе отличаются друг от друга в сотни и тысячи раз, шкала Рихтера - один из способов для определения разницы между их энергиями

Интенсивность землетрясений оценивается по тем повреждениям, которые они причиняют в населённых районах (не оценивают магнитудой).

Шкала интенсивности является качественной характеристикой и указывает на характер и масштаб воздействия землетрясения на поверхность земли, а также на естественные и искусственные сооружения.

В мире используется несколько шкал интенсивности землетрясений:

в Европе — европейская макросейсмическая шкала (EMS);

в Японии — шкала японского метрологического агентства (Shindo);

в США и России — модифицированная шкала Меркалли (MM):

1 балл (незаметное) — отмечается специальными приборами;

2 балла (очень слабое) — ощущается животными и людьми в зданиях;

3 балла (слабое) — ощущается внутри зданий как сотрясение от грузовика;

4 балла (умеренное) — отмечается людьми; колебание окон и дверей;

5 баллов (довольно сильное) — качание предметов, дребезжание стекол;

6 баллов (сильное) — повреждение зданий: трещины в штукатурке, печах;

7 баллов (очень сильное) — значительное повреждение зданий; трещины

в штукатурке и отламывание кусков, трещины в стенах, повреждение дымовых труб; трещины в грунтах;

8 баллов (разрушительное) — разрушения в зданиях: трещины в стенах, падение карнизов, дымовых труб. Оползни и трещины на склонах гор;

9 баллов (опустошительное) — обвалы в некоторых зданиях, обрушение стен, перегородок, кровли. Обвалы, осыпи и оползни в горах. Скорость

продвижения трещин достигает 2 см/с;

10 баллов (уничтожающее) — обвалы и серьёзные повреждения во многих зданиях. Трещины в грунте до 1 м шириной, обвалы, оползни;

11 баллов (катастрофа) — многочисленные трещины на поверхности Земли, большие обвалы в горах. Общее разрушение зданий;

12 баллов (сильная катастрофа) — изменение рельефа, обвалы и оползни.

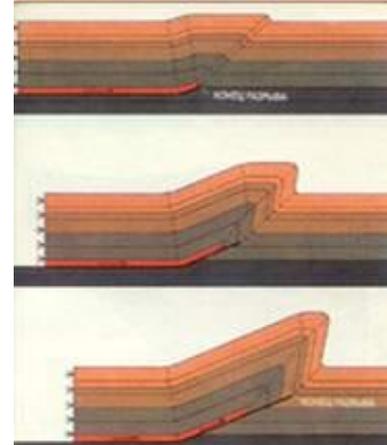


Схема возникновения "скрытого" землетрясения. Давление слева приводит к проскальзыванию горных пород по разлому - образованию складок на земной поверхности, момент срыва - землетрясение.

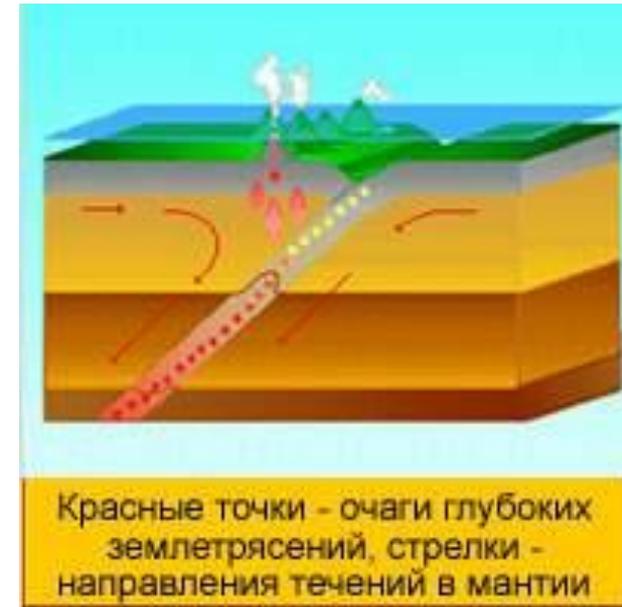


В России используется 12-балльная шкала **шкала Медведева-Шпонхойера-Карника (MSK-64)**, которая была разработана в 1964 году и получила широкое распространение в Европе и СССР.

С 1996 года в странах Европейского союза применяется более современная Европейская макросейсмическая шкала **(EMS)**. MSK-64 лежит в основе СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах», а также используется в странах СНГ. В Казахстане в настоящее время действует СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах».

Площадь землетрясений

Широко известен тот факт, что любое из землетрясений состоит из одного толчка или их серии. Они появляются в связи с возникновением разломов в земной коре и смещением горных масс по ним. Исходя из произведённых расчетов, размер площади смещения пород во время еле ощутимых толчков равняется нескольким метрам в высоту и ширину. В том случае, когда шкала Рихтера символизирует толчки магнитудой около пяти баллов, размеры очагов достигают нескольких километров. При сильнейших землетрясениях с катастрофическими последствиями протяжённость смещений в глубину может составить около 50 км – это при протяжённости до одной тысячи километров. Длина очага самого мощного среди всех известных землетрясений составила 1000 км, а глубина – 100 км (большее значение невозможно ввиду того, что земное вещество ниже этой отметки находится в состоянии, аналогичном плавлению).



Сейсмические волны распространяются от очага землетрясения во все стороны подобно звуковым волнам. По мере удаления от очага их интенсивность уменьшается. Скорости сейсмических волн достигают 8 км/с.

При формировании **сейсмические волны делятся на волны сжатия и волны сдвига**. В одних случаях пласты земли, расположенные по сторонам разлома, надвигаются друг на друга. В других — земля по одну сторону разлома опускается, образуя сбросы. В местах, где они пересекают речные русла, появляются водопады. Своды подземных сооружений растрескиваются и обрушиваются. Бывает, что после землетрясения большие участки земли опускаются, их заливают водой. Подземные толчки смещают со склонов верхние, рыхлые слои почвы, образуя обвалы и оползни. Во время землетрясения в Калифорнии в 1906 г. на участке в 477 километров наблюдались смещения грунта на расстояние до 6 – 8.5 м.

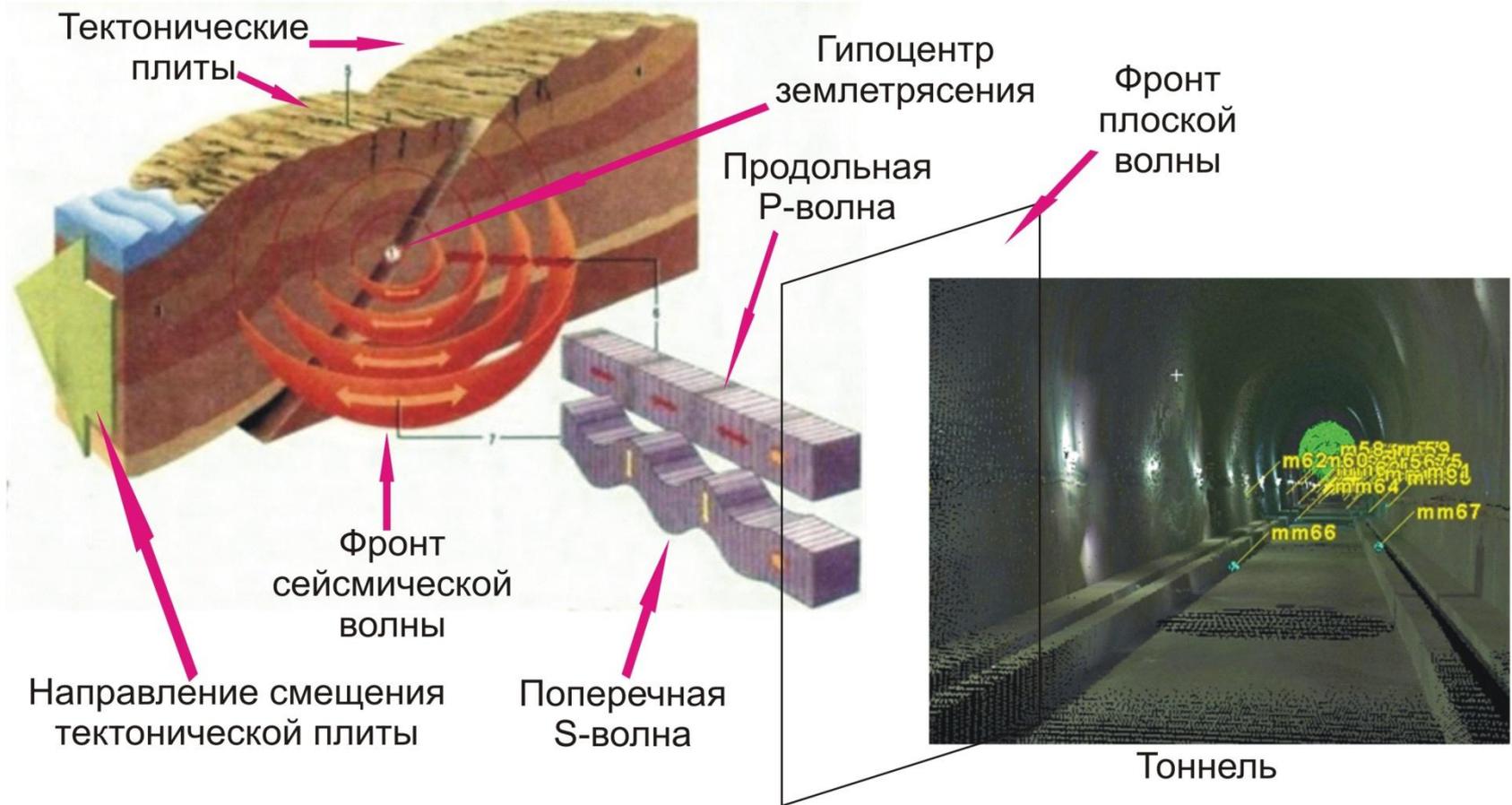
Волны сжатия, или продольные сейсмические волны, вызывают колебания частиц пород, сквозь которые они проходят, вдоль направления распространения волны, вызывая чередование участков сжатия и разрежения в породах. Скорость распространения **волн сжатия** в 1,7 раза больше скорости **волн сдвига**, поэтому их первыми регистрируют сейсмические станции.

Волны сжатия также называют **первичными (Р-волны)**. Скорость Р-волны равна скорости звука в соответствующей горной породе. При частотах Р-волн, больших 15 Гц, эти волны могут быть восприняты на слух как подземный гул и грохот.

Волны сдвига или поперечные сейсмические волны, заставляют частицы пород колебаться перпендикулярно направлению распространения волны. **Волны сдвига** называют **вторичными (S-волны)**.

Существует третий тип упругих волн — **длинные** или так называемые **поверхностные волны (L-волны)**. Именно они вызывают самые сильные разрушения.

Механизмы воздействия сейсмических волн на обделку тоннеля



В местах контакта грунта с контуром обделки тоннеля (или другим препятствием) при прохождении плоской сейсмической волны возникает концентрация сейсмических напряжений, являющихся дополнительной сейсмической контактной нагрузкой.

На основе этих положений разработаны методики расчета сейсмических напряжений для круговых и некруговых тоннельных обделок.

Взаимосвязи между отдельными физико-механическими свойствами грунтов и их использование при сейсмогеологических и инженерно-геологических исследованиях

При проектировании подземных сооружений в сейсмически активных районах для обеспечения сейсмостойкости имеют вопросы расчета крепи, т.е. определения напряжений и усилий, которые могут возникать в крепи от действия сейсмических волн. Сложность расчета крепи обусловлена тем, что само воздействие, которому может подвергаться конструкция, заранее неизвестно. При землетрясении в массиве горных пород возникают сейсмические волны разного характера: волны сжатия-растяжения или так называемые продольные, вызывающие смещения частиц породы в направлении своего перемещения, и волны сдвига – поперечные, вызывающие смещения в направлении, перпендикулярном к их распространению.

Скорости распространения упругих волн сжатия-растяжения v_p и сдвига v_s различны. Их взаимосвязь с динамическими модулями упругости определяется выражениями:

$$v_p = \sqrt{\frac{E_d (1 - \mu_d)}{\rho(1 + \mu_d) (1 - 2\mu_d)}}, \quad (2.8)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{E_d}{2\rho (1 + \mu_d)}}. \quad (2.9)$$

В соответствии с этими формулами значения скоростей v_p и v_s могут быть определены по известным величинам динамического модуля Юнга E_d и коэффициента Пуассона μ_d и, наоборот, по измеренным в поле значениям v_p и v_s можно оценить характеристики динамических упругих параметров грунтов в массиве непосредственно на месте их залегания:

$$E_d = \sqrt{\frac{v_s^2 \rho (3v_p^2 - 4v_s^2)}{v_p^2 - v_s^2}}, \quad (2.10)$$

$$\mu_d = \sqrt{\frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)}}. \quad (2.11)$$

В выражениях (2.8–2.10) ρ – плотность грунтов, характеризуется как масса единицы объема, или, что одно и то же, объемный вес, отнесенный к ускорению силы тяжести g .

Известно, что значения E_d и μ_d для грунтов при различных величинах и продолжительностях нагрузок оказываются различными. Поэтому и скорости распространения упругих волн v_p и v_s даже в областях упругих деформаций не остаются строго постоянными, изменяясь в зависимости от величины и продолжительности давления на фронте сейсмической волны. Следовательно, точные значения v_p и v_s в соответствии с выражениями (2.8 и 2.9) могут быть получены в том случае, если используемые значения динамических характеристик E_d и μ_d определены в зонах очень низких давлений.

Статические модули Юнга меньше динамических, но с ростом упругости пород разница между ними уменьшается. Для рыхлых грунтов динамические модули могут превышать статические в 2 раза и более, для скальных – разница между ними не превышает 1.2–1.5 раза.

Средние значения плотностей (ρ , т/м³) грунтов и скорости продольных волн (v_p , км/с) в них связываются следующей осредненной эмпирической зависимостью, применимой в интервале v_p от 0.25 до 6 км/с и ρ от 1.7 до 3 т/м³:

$$\rho = 1.6 + 0.25 v_p; \quad v_p = 4\rho - 6.4.$$

Это выражение применимо для верхних частей разреза на глубинах до 300 м. Для больших глубин в интервале v_p от 0.25 до 6–7 км/с и ρ от 1.35 до 2.9 т/м³ может использоваться зависимость, описываемая выражением:

$$\rho = 1.85 \sqrt[4]{v_p}.$$

3. Оценка наиболее неблагоприятного состояния оболочки

Оценка наиболее неблагоприятного напряженного состояния в каждом сечении производится по максимальным значениям нормальных тангенциальных напряжений σ_{θ} , которые могут возникнуть в данном сечении при действии одновременно проходящих волн сжатия и сдвига, либо волн растяжения и сдвига любого направления. В этом случае, суммируя одноименные выражения (2.5) и (2.6) с (2.7), получим:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta}^{\text{нар}} &= -P \left\{ \frac{1 + \xi}{4} \frac{(4d - 1)m - d + n}{d} + \right. \\ &+ \left. \frac{4F - B}{2} [(1 - \xi) \cos 2\theta \pm 2Q_{\text{отн}} \sin 2\theta] \right\}; \\ \sigma_{\theta}^{\text{вн}} &= -P \left\{ (1 + \xi)m + A_1 [(1 - \varepsilon) \cos 2\theta \pm \right. \\ &\left. \pm 2Q_{\text{отн}} \sin 2\theta] \right\}, \end{aligned} \right\}$$

где $Q_{\text{отн}} = Q/P$.

Из (2.2) и (2.4) можно получить $Q_{\text{отн}} = c_1/c_2$ где c_1 и c_2 — соответственно скорости распространения упругих волн сжатия и сдвига которые определяются либо натурными измерениями при инженерных изысканиях, либо могут быть вычислены по формулам:

$$c_1 = \sqrt{\frac{E_0 g}{\rho_0} \frac{1 - \nu_0}{(1 + \nu_0)(1 - 2\nu_0)}}; \quad c_2 = \sqrt{\frac{E_0 g}{2\rho_0(1 + \nu_0)}}$$

С учетом (2.9) мс

$$Q_{\text{отн}} = \sqrt{\frac{1 - 2\nu_0}{2(1 - \nu_0)}}$$

Определим значения угла θ , при которых нормальные тангенциальные напряжения σ_θ будут экстремальными. Для этого исследуем на экстремум выражения (2.8) с учетом условий:

$$\frac{\partial \sigma_\theta^{\text{н ар}}}{\partial \theta} = 0; \quad \frac{\partial \sigma_\theta^{\text{вн}}}{\partial \theta} = 0.$$

Из уравнения

$$-(1 - \xi)\sin 2\theta \pm Q_{\text{отн}} \cos 2\theta = 0$$

получим

$$\operatorname{tg} 2\theta = \pm \frac{2Q_{\text{отн}}}{1 - \xi} = \pm \frac{1}{Q_{\text{отн}}};$$

при этом

$$\frac{1 - \xi}{2} = \frac{1 - \nu_0 / (1 - \nu_0)}{2} = \frac{1 - 2\nu_0}{2(1 - \nu_0)} = Q_{\text{отн}}^2.$$

Следовательно, нормальные тангенциальные напряжения как на наружном (внешнем), так и на внутреннем контуре приобретают экстремальные значения в сечениях:

$$\Theta_1 = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{1}{Q_{\text{отн}}}; \quad \Theta_2 = \Theta_1 + \frac{\pi}{2}. \quad (2.10)$$

Поскольку

$$\cos 2\Theta_1 = \frac{Q_{\text{н}}}{\sqrt{1 + Q_{\text{отн}}^2}}; \quad \cos 2\Theta_2 = -\cos 2\Theta_1;$$

$$\sin 2\Theta = \frac{1}{\sqrt{1 + Q_{\text{отн}}^2}}; \quad \sin 2\Theta_2 = -\sin 2\Theta_1,$$

то после подстановки выражений (2.10) в формулы (2.8) получим значения экстремальных напряжений в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta}^{\text{н ар}} &= -P \left[\frac{1 + \xi}{4} \frac{(4d - 1)m - d + n}{d} \pm \right. \\ &\quad \left. \pm (4F - B) Q_{\text{отн}} \sqrt{1 - Q_{\text{отн}}^2} \right]; \\ \sigma_{\theta}^{\text{вн}} &= -P \left[(1 + \xi)m \pm 4A_1 Q_{\text{отн}} \sqrt{1 + Q_{\text{отн}}^2} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

Этим напряжениям на наружном и внутреннем контурах обделки соответствуют контактные напряжения:

$$\sigma_{\rho} = -P \left[\frac{1 + \xi}{4} \frac{m - n + d}{d} \pm B Q_{\text{отн}} \sqrt{1 + Q_{\text{отн}}^2} \right]; \tau_{\rho\theta} = 0. \quad (2.12)$$

Из четырех значений напряжений σ_{θ} , полученных по формулам (2.11), выбираем наибольшее отрицательное (сжимающее) и определяем напряжения $\sigma_{\theta}^{\text{нар}}$, $\sigma_{\theta}^{\text{вн}}$ и σ_{ρ} по формулам (2.11) и (2.12)

с тем знаком перед вторым слагаемым, при котором получено наибольшее отрицательное значение σ_{θ} .

Аналогично определяем и напряжения, соответствующие наибольшему положительному значению σ_{θ} (растягивающему).

Усилия в сечениях

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{(r_{\text{отн}}^{-1} - 1)^2}{12} (\sigma_{\theta}^{\text{вн}} - \sigma_{\theta}^{\text{нар}}) r_1^2 b; \\ N &= \frac{r_{\text{отн}}^{-1} - 1}{2} (\sigma_{\theta}^{\text{вн}} + \sigma_{\theta}^{\text{нар}}) r_1 b \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

где b — единичная длина обделки в продольном направлении.

4. Алгоритм расчета круговой обделки на сейсмические воздействия

Для практической реализации предложенного подхода разработан инженерный алгоритм расчета, который вошел в Инструкцию ВСН 193-81.

Порядок расчета следующий.

1. Определяют относительную толщину обделки и комбинации упругих постоянных (коэффициенты) грунта и материала обделки.
2. Вычисляют коэффициенты.
3. Определяют углы, при которых напряжения приобретают экстремальные значения.
4. Вычисляют расчетные нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и наружном контурах обделки (в долях от P).

5. Из полученных четырех значений σ_θ , вычисленных при углах θ_1 и θ_2 , выбирают максимальное по абсолютной величине. Определяют расчетное давление на обделку в долях от P .

$$\sigma_p = (1 + \xi) \frac{d - n + m}{4d} \mp \frac{B}{2} [2Q_{отн} \sin 2\theta + (1 + \xi) \cos 2\theta].$$

В эту формулу в качестве угла θ подставляют те из значений θ_1 или θ_2 , при котором будет получено максимальное напряжение.

6. Для определения расчетных усилий в обделке используют формулы:

$$\frac{M}{r_1^2} = \frac{\sigma_{\theta}^{\text{вн}} - \sigma_{\theta}^{\text{нар}}}{12} (r_{\text{отн}}^{-1} - 1)^2 b;$$

$$\frac{N}{r_1} = \frac{\sigma_{\theta}^{\text{вн}} + \sigma_{\theta}^{\text{нар}}}{2} (r_{\text{отн}}^{-1} - 1) b,$$

где $b=1$ м, а напряжения $\sigma_{\theta}^{\text{вн}}$ и $\sigma_{\theta}^{\text{нар}}$ определяют при значении угла θ_1 или θ_2 , соответствующем максимальному напряжению.

7. Если предполагать, что при наличии растягивающих контактных напряжений σ_p нагрузка на обделку не передается, то нужно из четырех значений σ_{θ} выбрать наибольшее отрицательное (если таковое имеется) и выполнить дальнейшие вычисления при том угле θ_1 или θ_2 , при котором этот максимум получен. Тогда полученные ранее напряжения будут расчетными при сжатии обделки, а полученные последними будут расчетными при ее растяжении.

В табл. 2.4 — 2.7 приведены значения расчетных напряжений σ_p/P ; $\sigma_{\theta}^{\text{нар}}/P$; $\sigma_{\theta}^{\text{вн}}/P$ и усилий M/Pr_1^2 , N/Pr_1 в обделках различной толщины в зависимости от отношения модулей деформации породы и материала обделки при значениях коэффициента Пуассона материала обделки $\nu_0=0,25$ и породы $\nu_1=0,15$ для скальных грунтов и грунтов слабых и средней крепости.

Дисциплина:

**Моделирование и расчёт подземных сооружений
на сейсмическое воздействие**

**Лекция 10. Взаимодействие тоннелей мелкого
заложения с грунтовым массивом при прохождении
сейсмических волн сжатия и сдвига.**

ЮШКИН Владимир Федорович

Новосибирск – 2015

Методическая литература к лекции 10

1. **СП 122.13330.2012.** Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. – М: Минрегион РФ, 2012. – 117 с.
2. **СП 14.13330.2011.** Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М: Минрегион РФ, 2011. – 84 с.
3. **ВСН 193-81.** Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей. – М.: Минтрансстрой СССР, 1982. – 67 с.
4. **Дорман И. Я.** Сейсмостойкость транспортных тоннелей. – М.: Информационно-издательский центр ТИМР, 2000. – 307 с.
5. **Булычев Н.С.** Механика подземных сооружений. – М.: Недра, 1982.
6. **Баклашов И.В., Картозия Б. А.** Механика подземных сооружений и конструкций крепи. – М.: Недра, 1984.

Лекция 10. Взаимодействие тоннелей мелкого заложения с грунтовым массивом при прохождении сейсмических волн сжатия и сдвига

Расчет обделок тоннелей мелкого заложения, сооружаемых открытым способом, отличается от расчета обделок тоннелей глубокого заложения, поскольку в данном случае не выполняется одно из обязательных граничных условий, связанных с наличием достаточной мощности толщи грунта над тоннелем. Технология открытого способа работ предусматривает разработку котлована, монтаж конструкций и последующую обратную засыпку грунта между стенами тоннеля и откосами котлована; плотность и другие физические свойства грунта засыпки всегда отличаются от аналогичных свойств грунта в естественном состоянии. **Самоорганизация массива.**

Поэтому масса грунта, расположенного между коренным грунтом откоса выемки и стенами тоннеля, а также засыпанного на перекрытие, при землетрясении будет воздействовать на элементы обделки как внешняя нагрузка. Поэтому необходимо оценить ее воздействие на обделку при колебаниях, а также инерционное воздействие массы элементов самой обделки. К решению данной задачи возможны два подхода.

При первом рассматривают инерционное давление грунта на обделку в предположении вертикального и горизонтального квазистатического сейсмического воздействия.

Сейсмические силы складываются из инерционных нагрузок S_i от собственной массы элементов обделки тоннеля и инерционных нагрузок Q_i от массы грунта за обделкой, и решение задачи заключается в оценке этих воздействий с последующим расчетом конструкций тоннеля на эти внешние воздействия как на **детерминированную** нагрузку.

Второй подход учета инерционных свойств грунта для расчета обделки основан на рассмотрении колебаний элементов обделки с грунтом как некоторой присоединенной массы. В этом случае составляют дифференциальные уравнения колебаний элементов с учетом граничных условий (вида внешнего колебательного воздействия) и условий сопряжения силовых и кинематических факторов в стыках между элементами обделки.

3.1. Напряженное состояние обделки от воздействия инерционных нагрузок

Рассмотрим две расчетные схемы распределения нагрузок на тоннельную обделку при вертикальном и горизонтальном направлениях действия сейсмических сил (рис. 3.1).

Сейсмические силы по вертикальному направлению имеют **три составляющих**.

1. Инерционные нагрузки ($S_1^B - S_4^B$) от массы элементов обделки определяют в соответствии с п. 2.4 СНиП II-7-81 как приложенные в центр тяжести соответствующего элемента или же как распределенные. Целесообразно учитывать формы и частоты собственных колебаний отдельных элементов.

2. Инерционная нагрузка от бокового давления грунта $Q_1^B = Q_c^r \mu,$

где Q_c^r — сейсмическое инерционное горизонтальное давление грунта;

μ — коэффициент трения грунта по материалу обделки или гидроизоляции.

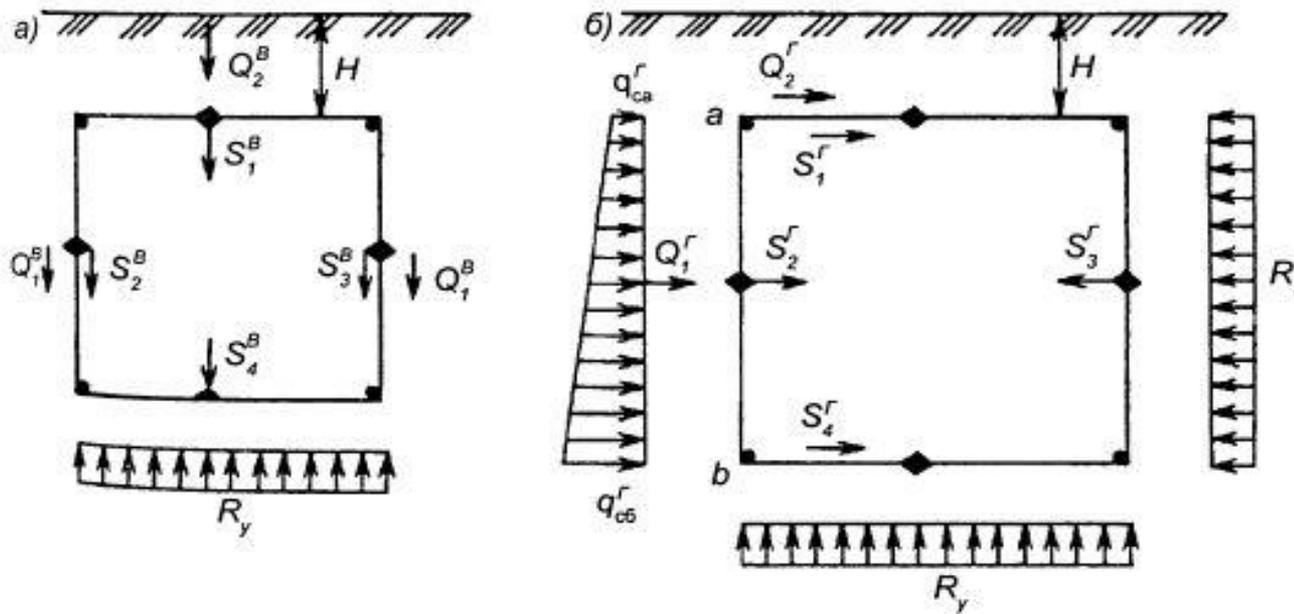


Рис. 3.1. Схемы распределения нагрузок при вертикальном (а) и горизонтальном (б) направлениях действия инерционных сил грунта на обделку

3. Инерционная нагрузка от массы грунта, расположенной на перекрытии

(3.2)

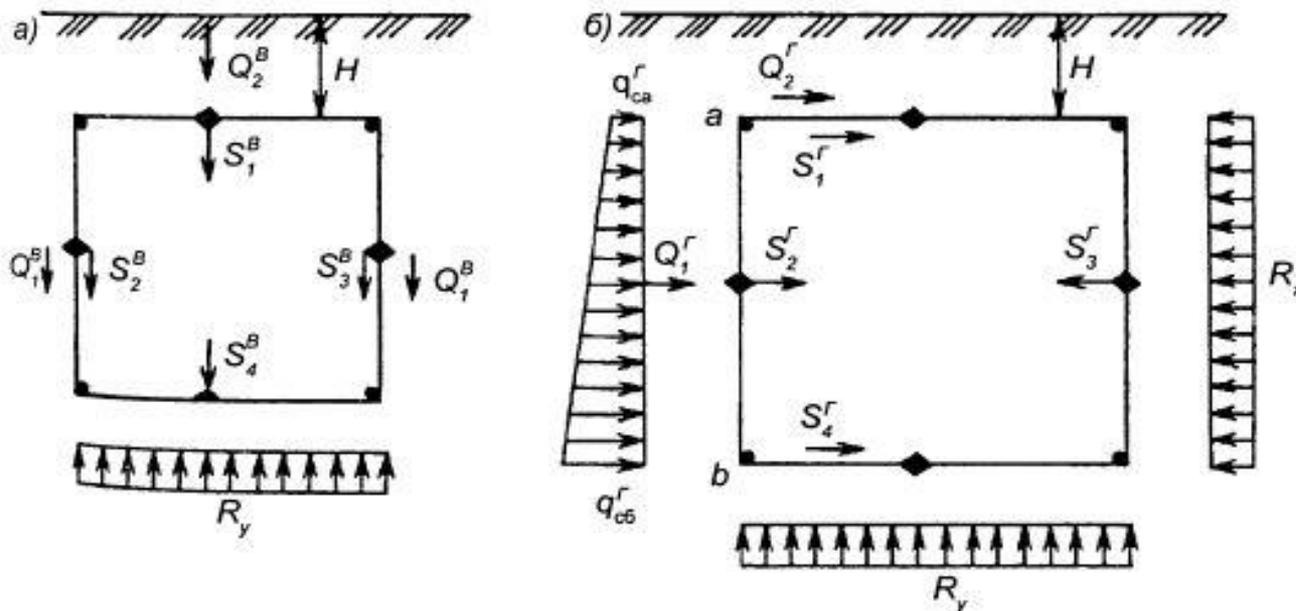
где ρ — плотность (объемная мас $Q_2^B = \rho H A K_1$, l — глубина заложения перекрытия от дневной поверхности; A — коэффициент, равный 0.1; 0.2 и 0.4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов (по п. 2.5 СНиП II-7-81); K_1 — коэффициент, принимаемый по п. 2 табл. 3 СНиП II-7-81.

Со стороны основания приложена реакция R_y .

Сейсмические силы в горизонтальном направлении имеют три составляющие.

1. Инерционные нагрузки ($S_1^r - S_4^r$) от массы элементов обделки, определяемые в соответствии с рекомендациями ВСН 193-81. Эти силы приложены по направлению одной из стен тоннеля, к противоположной стене тоннеля приложена реакция R_x .

2. Сейсмическое инерционное давление грунта на стены тоннеля, являющееся одним из основных видов внешнего сейсмического воздействия на тоннель.



Если систему «тоннель — грунт» рассматривать в естественном ненарушенном состоянии, то указания п. 5.20 СНиП II-7-81, в соответствии с которыми **инерционная нагрузка несвязанного грунта есть часть активного статического давления грунта**, имеющего треугольную эпюру с основанием книзу (рис. 3.2а), могут быть использованы для учета сейсмической нагрузки на стенки тоннеля. Например, использование данной эпюры применимо для оценки давления грунта на элементы обделки, сооружаемой методом продавливания, или элементы конструкций, сооружаемых без вскрытия поверхности методом «стена в грунте». Но в случае, когда тоннель строят в котловане с последующей засыпкой грунтом пазух, имеющих сечение в виде треугольника или усеченной призмы с основанием вверху (рис. 3.2б), эпюра инерционного давления будет иметь ординаты, увеличивающиеся от основания к перекрытию тоннеля.

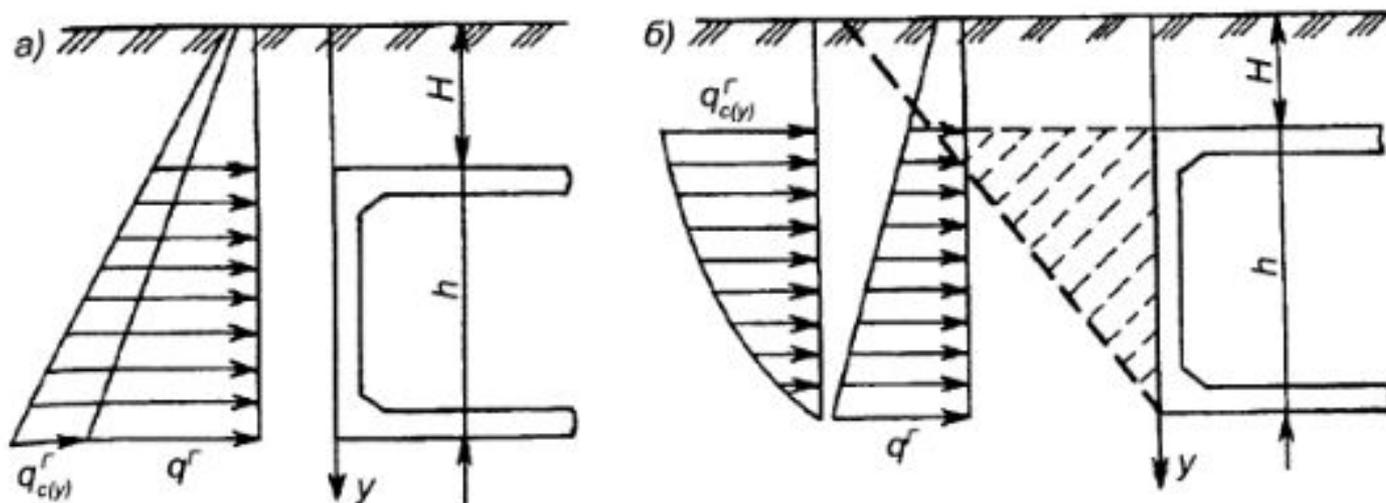


Рис. 3.2. Схемы к определению инерционных составляющих горизонтальной нагрузки на стены тоннелей мелкого заложения:

а — при закрытой проходке без нарушения естественного состояния грунта; *б* — при открытом способе работ; угол откоса показан штриховой линией

Интенсивность сейсмического давления грунта на жесткую подпорную стену (или стену тоннеля) определяется выражением:

$$P_y = 0,67\beta(t)AK_1\rho h \sin\pi z/2h, \quad (3.3)$$

а полное сейсмическое давление, т.е. равнодействующая интенсивности сейсмического давления,

$$P_c^r = \int_0^h P_c(z)dz = 0,876\beta(t)AK_1 \frac{\rho h^2}{2}, \quad (3.4)$$

где $\beta(t)$ — коэффициент динамичности по СНиП II-7-81; h — высота подпорной стены, или мощность слоя грунта засыпки за стенами.

Из (3.3) следует, что распределение сейсмического давления грунта на сооружения типа подпорных стен имеет синусоидальное очертание с максимумом у верха стены.

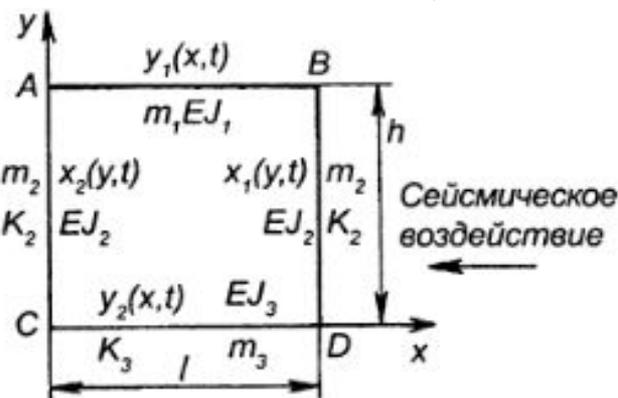
3. Сейсмическое инерционное горизонтальное давление грунта, находящегося на перекрытии. Если рассматривать массив грунта как единое жесткое тело, то нагрузка (с определенным запасом) будет представлять собой инерционную составляющую массы грунта, умноженную на коэффициент трения грунта по обделке, т.е. $Q_2^r = AK_1 H_{\mu} \cdot 2$

Сравнительный расчет конструкции перегонного тоннеля из сборных элементов с шарнирным опиранием перекрытия на стены и конструкции, выполненной из цельносекционных элементов в главе 3 по Дорману рассмотреть самим.

3.2. Оценка напряженно-деформированного состояния обделки тоннеля методом сейсродинамической теории

Метод применительно к подземным коммуникациям разработан на основе динамической теории сейсмостойкости линейных подземных трубопроводов и позволяет решать задачи, связанные с обеспечением сейсмостойкости конструкций транспортных тоннелей с учетом напряженно-деформированного состояния обделок при деформации элементов в поперечном сечении. В данной постановке рассматриваются колебания отдельных элементов конструкции в предположении поперечного к оси тоннеля направления сейсмического воздействия в виде прямоугольного импульса.

Для плоской прямоугольной рамной системы (рис. 3.5) составляют уравнения:



поперечных колебаний стоек рам

$$\frac{\partial^4 X_i}{\partial y_i^4} + \frac{1}{a_i^2} \frac{\partial^2 X_i}{\partial t^2} + p_i = \frac{1}{a_i^2} \frac{\partial u_0}{\partial t^2} \quad (3.6)$$

и соответственно колебаний ригелей

$$\frac{\partial^4 Y_j}{\partial x_j^4} + \frac{1}{a_j^2} \frac{\partial^2 Y_j}{\partial t^2} + q_j = 0. \quad (3.7)$$

Рис. 3.5. Расчетная схема для однопутного тоннеля открытого способа работ при поперечном к оси тоннеля сейсмическом воздействии

В уравнениях (3.6) и (3.7) X_i и Y_j — относительные деформации элементов рам по отношению к грунту; y_i и x_j — соответствующие координаты; индексами i, j и величинами p_i и q_j могут быть учтены

число пролетов и специфика работы элементов рам. Например, для трехпролетной станции метрополитена для средних стоек $p_i = 0$, для верхних ригелей $q_j = 0$; коэффициенты a_i и a_j зависят от материала и геометрической формы рам, а также от высоты засыпки грунта над верхним ригелем; u_0 — перемещение грунта.

В зависимости от принятых моделей грунта величины p_i и q_j , учитывающие реакцию грунта на деформации элементов рам, т.е. свойства грунта за обделкой, могут быть выражены в различных сложных или простых формах. Например, для реакции грунта может быть принята линейная зависимость между смещением грунта $u_0(t)$ и давлением его на элементы обделки:

$$q(t) = cu_0(t),$$

где c — коэффициент, определяемый экспериментально с учетом упругих и реологических (вязкоупругих) свойств, либо задаваемый коэффициентом постели грунта. Решение задачи осуществляется известными методами теории колебаний с численной реализацией на ЭВМ. В результате получают перемещения и силовые факторы, анализируют напряженно-деформированные состояния конструкции.

В монографии [35 по Дорману] подробно рассмотрены колебания рамных систем обделок перегонных тоннелей открытого способа работ и определены частоты и формы их собственных колебаний. Построены графики изменения параметров для четырех частот

(рис. 3.6) в зависимости от изменения коэффициентов постели основания ($K_3=5+50$ кН/см³) при фиксированных значениях упругости грунта боковой засыпки ($K_2=10+30$ кН/см³), и наоборот.

Расчеты выполнены для следующих условий: плотность (объемная масса) — для грунта $\rho_0=1,8$ т/м³, для материала обделки $\rho=2,5$ т/м³; высота засыпки грунта над обделкой $h_{гр} = 4$ м, размер рамы 4,4×5 м.

По этим данным подсчитаны частотные коэффициенты $\mu_{1к}$ собственных колебаний цельносекционной обделки тоннеля, связанных с собственными частотами ω колебаний грунта зависимостью

$$\omega = \alpha\mu_{1к}/l, \quad (3.9)$$

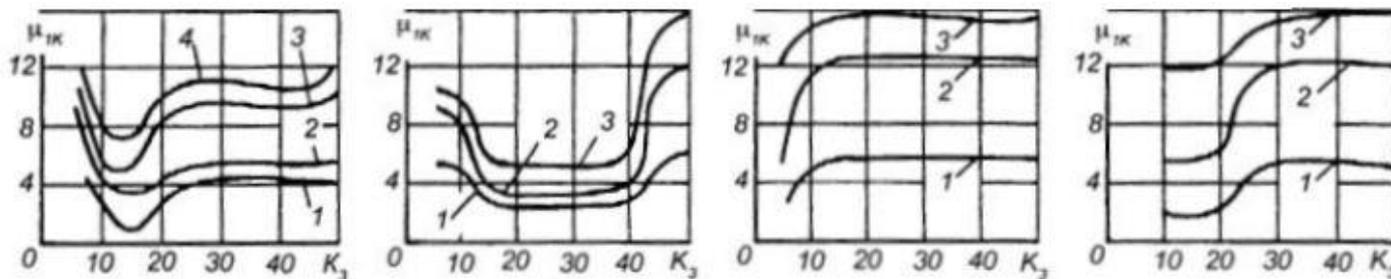
где α — коэффициент; l — ширина рамы, равная 4,4 м.

Графики частотных характеристик (см. рис. 3.6) позволяют проанализировать влияние грунтовых условий на параметры колебаний конструкций. Так, при повышении жесткости грунтов основания тоннеля ($K_Г > 4$) отмечается стремление к росту частот собственных колебаний конструкции тоннеля; то же самое происходит при повышении упругости K_2 грунта засыпки за боковыми стенами с 10 до 20 МН/см³, что также приводит к росту частот собственных колебаний.

а) $K_2 = 10$ Н/см³ $K_2 = 15$

$K_2 = 20$

$K_2 = 30$



б)

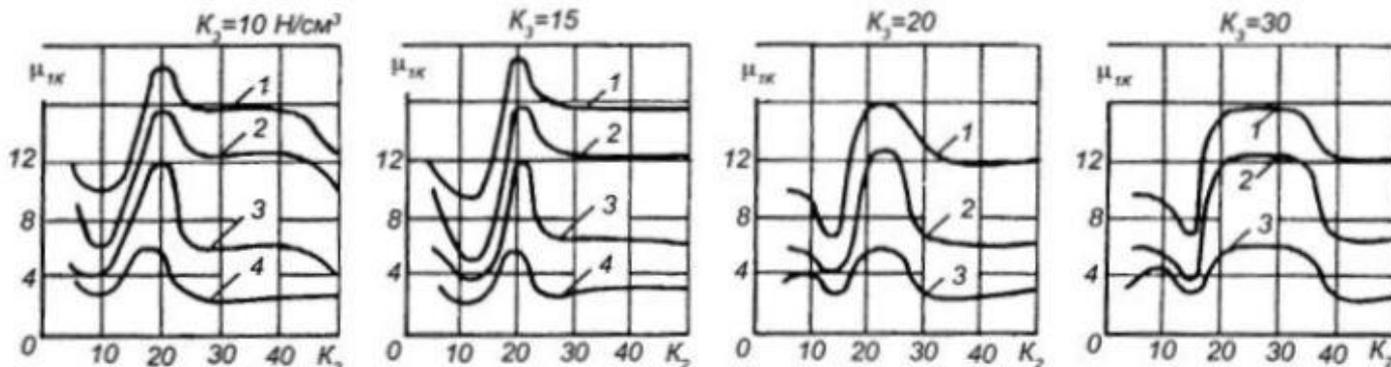


Рис. 3.6. Динамика изменения первых четырех (1-4) частот собственных колебаний обделки в зависимости от соотношения жесткости грунта засыпки при коэффициентах постели основания $K_2 = \text{const}$ (а) и $K_3 = \text{const}$ (б)

В целом следует отметить, что эти зависимости не всегда носят монотонный характер, и для выбора оптимального варианта необходимо выполнить численный анализ.

Исследование динамики изменения усилий в элементах цельносекционной обделки в главе 3 по Дорману рассмотреть самим.

3.3. Исследование продольных колебаний тоннелей мелкого заложения

При рассмотрении задачи о продольных колебаниях тоннелей учитываются положения, представленные в работе [28 по Дорману].

Целью исследования является оценка тех напряжений и деформаций, которые могут возникать в элементах тоннеля от продольной составляющей сейсмического воздействия, соизмеримой с длиной тоннеля, и разработка конструктивных мероприятий, которые могли бы снизить усилия в обделках.

Это позволит обеспечить прочность обделки при сейсмических напряжениях в грунте, действующих в поперечной к оси тоннеля плоскости, и ослабить эффект от сейсмических напряжений, действующих вдоль оси тоннеля, путем обеспечения свободы деформаций тоннельной **трубы**. Допуская свободные перемещения тоннеля в грунте, следует оценить, какова должна быть жесткость тоннеля по длине или, точнее, жесткость соединения отдельных участков (колец) с тем, чтобы соответственно конструировать обделку тоннеля.

Постановка задачи состоит в следующем. Под воздействием составляющих сейсмических волн, направленных по продольной оси тоннеля, последний будет совершать продольные колебания в окружающем грунтовом массиве.

Общее решение задачи о напряженно-деформированном состоянии континуальных систем, расположенных в грунтовой среде и находящихся под динамическим воздействием, рассматривается в сейсмодинамической теории подземных трубопроводов. Здесь колебания системы, состоящей из отдельных различным образом связанных между собой стержней, описываются системой уравнений в частных производных вида:

$$B \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - L_p \tau_x = 0,$$

где B – продольная жесткость стержня; u – продольное абсолютное перемещение стержня; m — масса единицы длины стержня; L_p – параметр, учитывающий периметр стержня; τ_x — удельная сила взаимодействия между стержнем и грунтом, приходящаяся на единицу длины стержня.

В зависимости от принятой модели грунта удельная сила τ_x может принимать различные значения, например, для упруго-вязко-пластической модели грунта:

$$\tau_x = \kappa_x (u - u_0) [1 - \omega (u - u_0)],$$

а для идеально упругой модели

$$\tau_x = k_x (u - u_0),$$

где k_x — коэффициент равномерного сдвига стержня в грунте (аналогичен коэффициенту трения); u_0 — перемещение грунта вдоль оси тоннеля; ω — параметр, учитывающий пластичность грунта (функция пластичности).

Если принять, что перегонный тоннель работает в продольном направлении как труба, то для решения поставленной задачи с учетом конкретных геометрических размеров и связей между отдельными кольцами (секциями) тоннеля возможно использовать вышеуказанные предпосылки сейсמודинамической теории.

Рассмотрим продольные колебания перегонного тоннеля метрополитена, состоящего из отдельных участков (секций), которые по длине тоннеля соединены между собой различным образом (рис. 3.8). Такой случай может возникнуть, например, при сооружении тоннеля из монолитного бетона или железобетона. Положим, что отдельные условные секции тоннеля, рассматриваемые как имеющие одну степень свободы, имеют одинаковые длины, равные L .

Тоннель разбиваем на эти отдельные условные секции и вместо тоннеля, имеющего бесконечное число степеней свободы, полу-

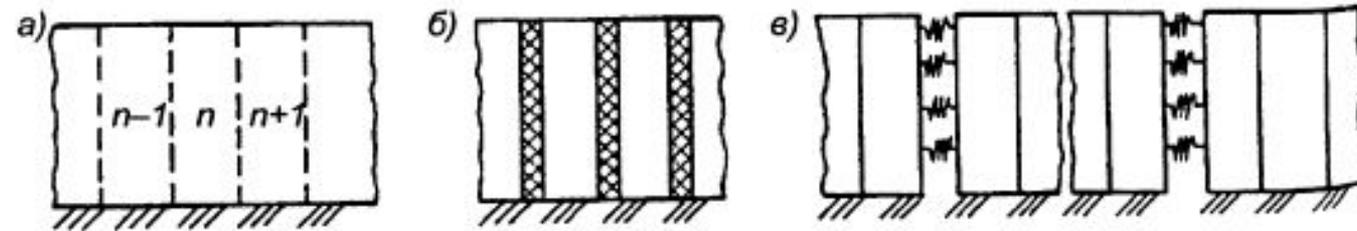


Рис. 3.8. Схемы соединения колец обделки перегонного тоннеля открытого способа работ в продольном направлении:

а — полностью омоноличиваемая конструкция тоннеля; б — конструкция тоннеля из отдельных элементов, жестких в поперечном направлении по отношению к оси тоннеля; в — та же конструкция, но с антисейсмическими швами

чим тоннель, состоящий из n секций, имеющих n степеней свободы (рис. 3.8, а) с промежуточными узлами ..., $n-1$, n , $n+1$,

Определим усилия в узлах n и $n+1$, возникающие за счет упругой работы условных секций тоннеля с учетом силы сопротивления окружающего грунта в предположении, что материал тоннеля и грунт, в котором он расположен, в продольном направлении однородны и упруги.

Смещения узлов ..., $n-1$, n , $n+1$, ..., которые зависят только от времени, обозначим соответственно ..., u_{n-1} , u_n , u_{n+1} , За счет упругой работы условной секции тоннеля, с учетом взаимодействия грунта, в узлах n и $n+1$ возникают усилия N_n^n , N_{np}^n , N_n^{n+1} , N_{np}^{n+1} , направленные влево или вправо. В сечении посередине n -го участка усилие обозначим через N^n .

Тогда можно записать

$$\left. \begin{aligned} N^n - N_{np}^n &= \frac{ml}{4} \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} - T_{np}^n; \\ N_{n+1}^{n+1} - N^n &= \frac{ml}{4} \frac{\partial^2 u_{n+1}}{\partial t^2} - T_n^{n+1}. \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

Здесь T_{np}^n и T_n^{n+1} — результирующие силы сопротивления грунта в отрезках $[0, l/2]$ и $[l/2, l_n]$; m — масса обделки на единице длины тоннеля.

Из системы (3.12) получим

$$N_{n+1}^{n+1} - N_{np}^n = \frac{ml}{4} (\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1}) - T_n^{n+1} - T_{np}^n.$$

Усилие N^n можно выразить через относительные деформации в виде

$$N^n = B \frac{u_{n+1} - u_n}{l}. \quad (3.13)$$

Здесь $B=EF$, где E — модуль упругости материала обделки; F — площадь поперечного сечения тоннеля.

Далее преобразования и вывод уравнений, включая уравнения (3.14-3.17), в главе 3 по Дорману рассмотреть самим.

Теперь можно записать в окончательном виде систему уравнений колебаний перегонного тоннеля, считая его системой с конечным числом степеней свободы:

$$\left. \begin{aligned} \frac{ml}{2} \ddot{u}_{n-1} + \left(\frac{2B}{l} + \frac{3}{4} \kappa_{xT} \right) u_{n-1} + \\ + \left(\frac{\kappa_{xT}}{8} - \frac{B}{l} \right) (u_n - u_{n-2}) = \kappa_{xT} u_{0n-1}; \\ \frac{ml}{2} \ddot{u}_n + \left(\frac{2B}{l} + \frac{3}{4} \kappa_{xT} \right) u_n + \\ + \left(\frac{\kappa_{xT}}{8} - \frac{B}{l} \right) (u_{n+1} - u_{n-1}) = \kappa_{xT} u_{0n}; \\ \frac{ml}{2} \ddot{u}_{n+1} + \left(\frac{2B}{l} + \frac{3}{4} \kappa_{xT} \right) u_{n+1} + \\ + \left(\frac{\kappa_{xT}}{8} - \frac{B}{l} \right) (u_{n+2} - u_n) = \kappa_{xT} u_{0n+1}, \end{aligned} \right\} \quad (3.18)$$

где u_n — абсолютные перемещения n -го участка тоннеля; u_{0n} — перемещение грунта вблизи рассматриваемого участка при землетрясениях.

Численное решение системы (3.18) в относительных координатах позволяет провести анализ влияния длины участка тоннеля, рассматриваемого как жесткий стержень, на напряженно-деформационное состояние обделки.

Численное решение системы (3.18) в относительных координатах позволяет провести анализ влияния длины участка тоннеля, рассматриваемого как жесткий стержень, на напряженно-деформационное состояние обделки.

Например, для перегонного тоннеля из монолитного железобетона для грунтовых условий Ташкента (лёссовые суглинки) относительные смещения $u_n^* = u_n/A_0$ отдельных участков тоннеля (рис. 3.9) зависят от числа рассматриваемых участков n [числа уравнений в системе (3.17)] длиной l (здесь A_0 — ожидаемая амплитуда колебаний грунта).

Начиная с определенного значения числа n , решение для среднего уравнения системы станет независимым от числа уравнений. Это дает возможность выявить необходимое число уравнений для определения минимальных перемещений u_n^* (в относительных

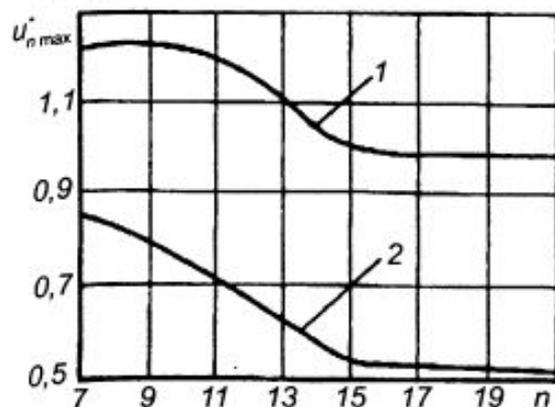


Рис. 3.9. Графики изменения максимальных смещений отдельных участков тоннеля в зависимости от числа рассматриваемых уравнений n при $K_x = 0,3$ МПа и скорости c распространения волны в грунте, равной 500 м/с (1) и 5000 м/с (2)

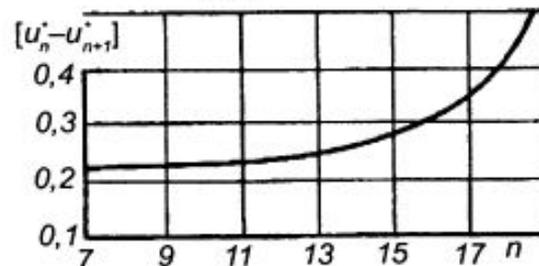


Рис. 3.10. Изменения напряжений в соседних участках обделки в зависимости от числа уравнений n

координатах) (см. рис. 3.9) и напряжений $u_n^* = u_{n-1}^*$ (рис. 3.10) в средних сечениях. Для рассматриваемого примера $n=15-17$, т.е. при рассмотрении колебаний участка тоннеля, состоящего из жестко соединенных 15-

— 17 секций тоннеля (при $l=3$ м в данном конкретном случае),

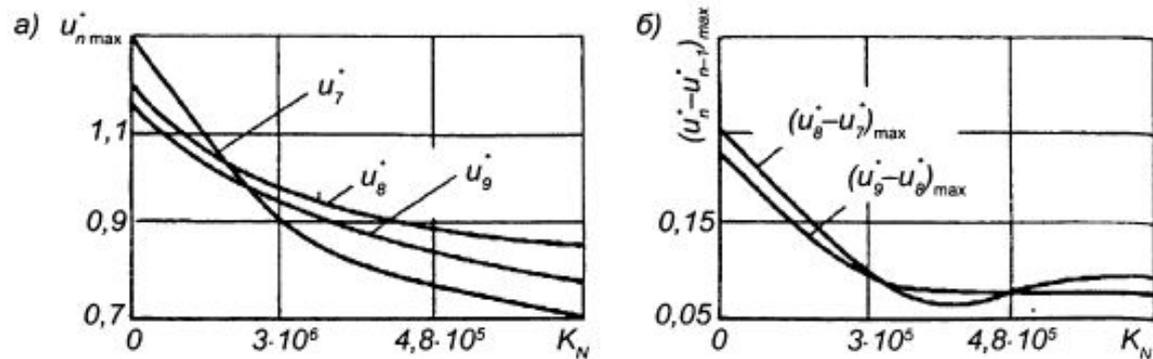


Рис. 3.12. Изменение смещений (а) и напряжений (б) в зависимости от значения K_N (для $c_p = 300$ м/с, $K_x = 0,2$ МПа, $N = 15$)

возможно получить и минимальные смещения (u_n^*), и напряжения ($u_n^* - u_{n-1}^*$).

Установление числа уравнений дает возможность определить расстояние по длине тоннеля, на котором необходимо устраивать антисейсмические деформационные швы. В данном конкретном случае это расстояние $nl = 45$ м.

По указанной методике может быть рассмотрена задача о продольных колебаниях тоннеля, отдельные участки которого соединены между собой демпфирующими устройствами с узлами различной жесткости (см. рис. 3.8, б, в), выражаемой коэффициентом податливости k_n . Расчеты показывают, что в этом случае [28] на максимальные смещения и напряжения в элементах обделок не влияет продолжительность действия сейсмического импульса (рис. 3.11), и с увеличением коэффициента податливости (при устройстве демпфера) напряжения в сечениях обделки уменьшаются (рис. 3.12).

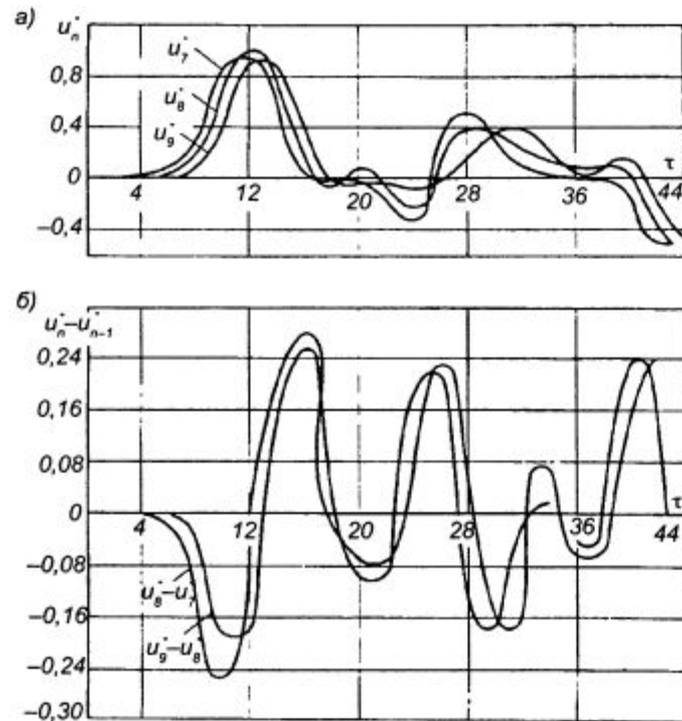


Рис. 3.11. Изменение смещений (а) и напряжений (б) в соседних участках обделки по времени сейсмического импульса τ

Дисциплина:

**Моделирование и расчёт подземных сооружений
на сейсмическое воздействие**

**Лекция 11. Особенности работы обделки при
распространении сейсмических волн вдоль оси
тоннеля глубокого заложения.**

ЮШКИН Владимир Федорович

Новосибирск – 2015

Методическая литература к лекции 11

1. **СП 122.13330.2012.** Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. – М: Минрегион РФ, 2012. – 117 с.
2. **СП 14.13330.2011.** Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М: Минрегион РФ, 2011. – 84 с.
3. **ВСН 193-81.** Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей. – М.: Минтрансстрой СССР, 1982. – 67 с.
4. **Дорман И. Я.** Сейсмостойкость транспортных тоннелей. – М.: Информационно-издательский центр ТИМР, 2000. – 307 с.
5. **Булычев Н.С.** Механика подземных сооружений. – М.: Недра, 1982.
6. **Баклашов И.В., Картозия Б. А.** Механика подземных сооружений и конструкций крепи. – М.: Недра, 1984.

Лекция 11. Особенности работы обделки при распространении сейсмических волн вдоль оси тоннеля глубокого заложения

При неопределенности места возникновения землетрясения и его расположения по отношению к тоннелю, а также вследствие преломления и отражения сейсмических волн от границ раздела грунтовых слоев волны сжатия-растяжения и сдвига могут подойти к тоннелю с любого направления.

Если фронт волн сжатия-растяжения и сдвига распространяется перпендикулярно продольной оси тоннеля, то расчет выполняется аналогично задаче о расчете кольца в соответствии с ранее рассмотренным случаем.

Если фронт волн расположен в плоскости продольной оси тоннеля, то последний будет совершать колебания вместе с массивом, т.к. его длина соизмерима с длиной волны.

В качестве рабочей предлагается гипотеза о том, что при колебаниях массива при действии землетрясения все деформации грунта будут передаваться сооружению. Основным условием работоспособности тоннельной обделки является требование, чтобы она выдерживала возможные деформации грунта. **(Патент)**

Если направление фронт волны совпадает с осью тоннеля, то она создает сдвиговые синусоидальные колебания тоннеля и вызывает деформации искривления (рис. 2.10, а).

Если фронт волны перпендикулярен к продольной оси конструкции, то по продольной оси тоннеля возникают зоны сжатия-растяжения без искривления (рис. 2.10, б).

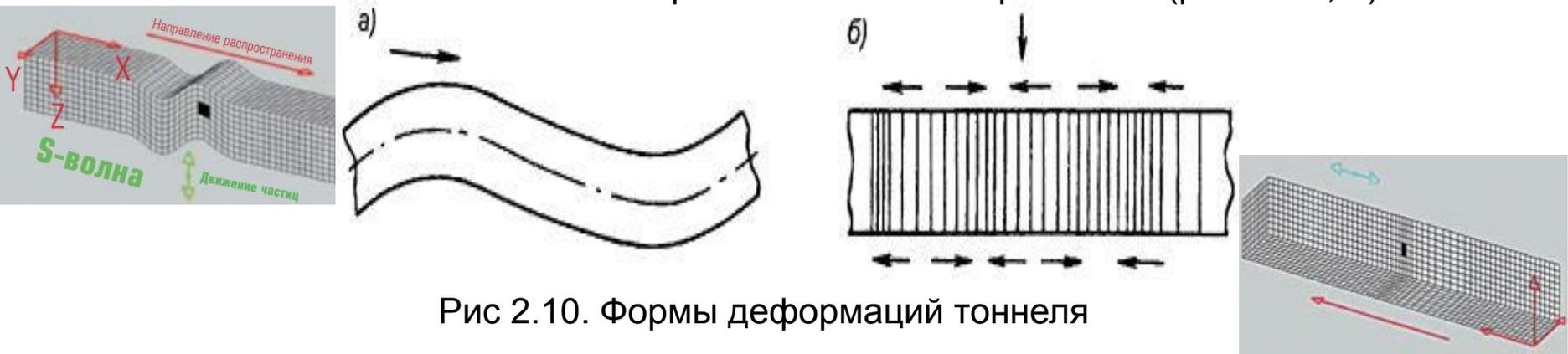


Рис 2.10. Формы деформаций тоннеля

Анализ разрушений конструкций при землетрясениях в районах с высокой сейсмической активностью, показывает, что глубокие подземные сооружения в меньшей степени повреждаются из-за колебаний земной коры, чем наземные. Тем не менее при сильных толчках разрушаются и тоннели. Отметим причины такого поведения подземных сооружений. Они не входят в резонанс при сейсмических воздействиях, подобно наземным сооружениям, а реагируют на землетрясения таким же образом, как окружающий их массив грунта. Масса тоннелей не оказывает влияния на параметры сейсмических волн, так как погонная масса тоннеля мало отличается от замещенной им погонной массы грунта. Подземные сооружения обладают большим коэффициентом демпфирования, поскольку энергия рассеивается в окружающий массив грунта, что существенно уменьшает колебания. Демпфирование в подземных сооружениях в пересчете на вязкое трение может достигать 20% от критического значения, в то время как в наземных строительных конструкциях (стальных и железобетонных) этот коэффициент не превышает 4–5%. В частности, мосты, особенно большепролетные, «болезненно» реагируют на колебания земной поверхности. Это связано с тем, что мостовые сооружения обладают малым относительным коэффициентом демпфирования, а их собственные частоты попадают в область доминирующих частот землетрясений.

В грунте могут распространяться объемные и поверхностные волны, которые движутся с различными скоростями, в горной среде — объемные волны двух типов.

Волны первого типа называют по-разному: продольными, разряжения, сжатия, безвихревыми или Р-волнами (первичные волны); последнее название связано с тем, что эти волны при землетрясениях приходят первыми.

Волны второго типа называют поперечными, сдвиговыми, вихревыми или S-волнами (вторичными волнами). Эти волны приходят позже продольных волн и распространяются только в твердых телах, так как в жидких средах модуль сдвига равен нулю.

При достижении земной поверхности объемные волны генерируют поверхностные — они названы именами ученых, открывших и доказавших их существование: Рэлея и Лява. Поверхностные волны являются наиболее разрушительными. Интенсивность их уменьшается с глубиной. На большой глубине эти волны отсутствуют.

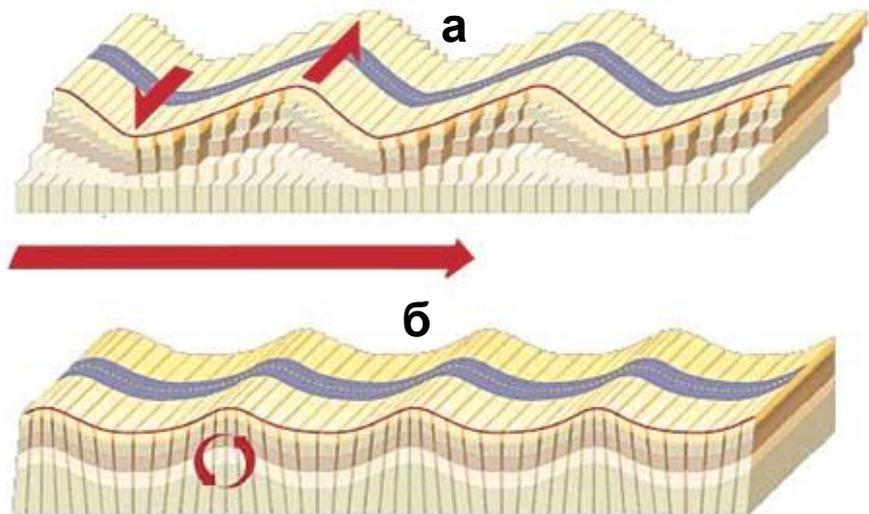


Рис. 2.10*. Поверхностные волны: а — Лява; б — Рэлея

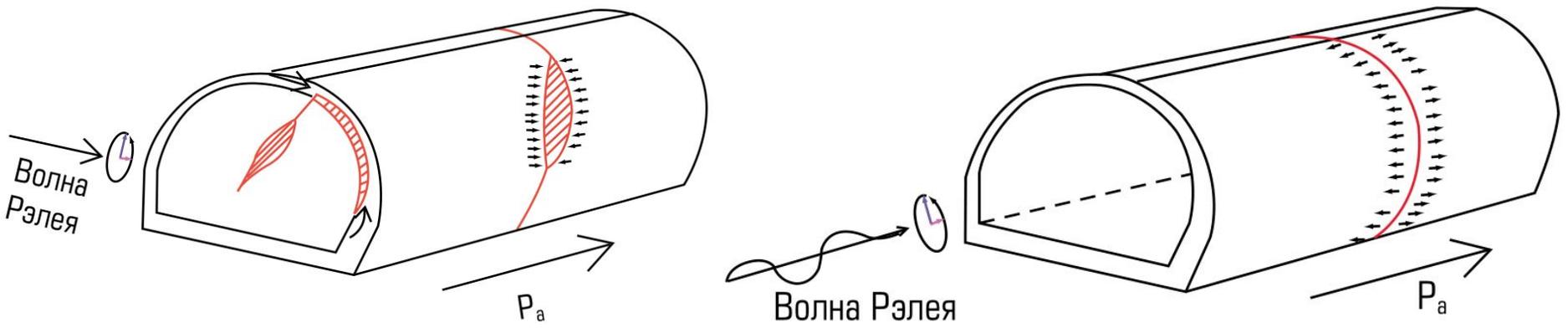


Рис. 2.10**. Повреждение обделки при воздействии волны Рэлея

При волне, параллельной оси конструкции, **скорость изменения** прогиба грунта [или, что то же самое, угла наклона кривой деформирования (рис. 2.11)] составляет

$$\text{размерн } \frac{\pi A_0/2}{L/4} = \frac{2\pi A_0}{L},$$

где A_0 — амплитуда колебаний грунта; $\pi A_0/2$ — максимальная ордината кривой деформирования; L — длина волны.

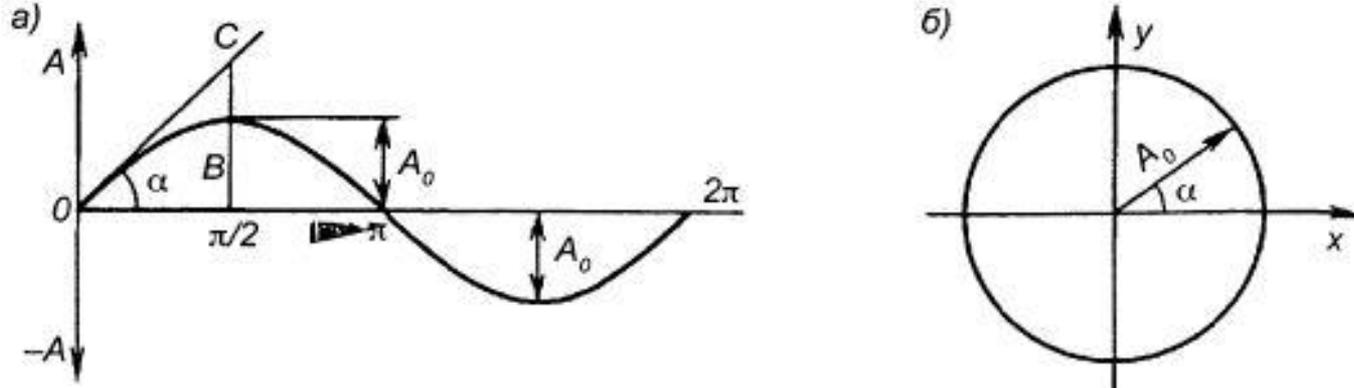


Рис. 2.11. Схемы к определению максимальной ординаты кривой деформирования: а — $CB=OB \operatorname{tg} \alpha = A_0 \pi/2$; б — $\operatorname{tg} \alpha = y' = A_0 \sin \varphi = A_0 \cos \varphi (\varphi=0; y' = A_0)$

Максимальная кривизна волны, или скорость изменения наклона кривой (рис. 2.12):

$$\rho_{\text{в}} = \frac{\frac{\pi}{2} \frac{2\pi A_0}{L}}{L/4} = \frac{4\pi^2 A_0}{L^2},$$

а радиус кривизны:

$$R = \frac{1}{\rho_{\text{в}}} = \frac{L^2}{4\pi^2 A_0}.$$

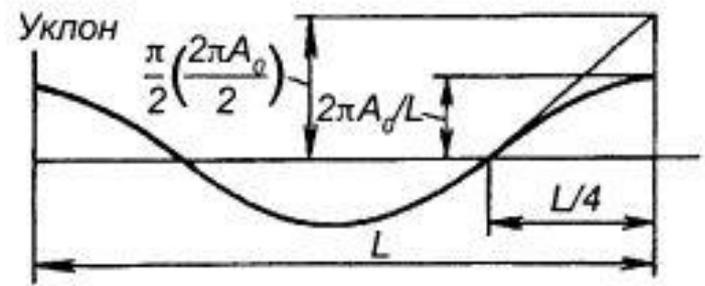


Рис. 2.12. Распределение уклона от синусоидальной волны

Если волна направлена под углом α к оси тоннеля, то составляющая волны, направленная вдоль оси конструкции, будет ее растягивать или сжимать на величину $CD=A_0 \sin \varphi$ (рис. 2.13). Можно считать, что скорость растягивания оси конструкции пропорциональна наклону кривой прогиба волны. Максимальное относительное растяжение

$$\epsilon_p = \frac{(\pi/2)A_0 \sin \varphi}{L/4 \cos \varphi} = \frac{2\pi A_0}{L} \sin \varphi \cos \varphi.$$

Эта функция максимальна при $\varphi = 45^\circ$, в этом случае $\epsilon_p = \pi A_0/L$.

Если отрезок CD представляет собой продольное удлинение конструкции, то отрезок $BC = A_0 \cos \varphi$ есть поперечный прогиб участка конструкции OCE . Тогда аналогично (2.14) радиус кривизны деформированного участка тоннеля

$$R = \frac{(L/\cos \varphi)^2}{4\pi^2 A_0 \cos \varphi} = \frac{L^2}{4\pi^2 A_0 \cos^3 \varphi},$$

и согласно рис. 2.14 относительная деформация конструкции на изгиб

$$\epsilon_n = \frac{ds}{s} \approx \frac{H}{2R} = \frac{2\pi^2 A_0 H \cos^3 \varphi}{L^2},$$

где H — поперечный размер рассматриваемого сечения обделки (например, диаметр D тоннеля).

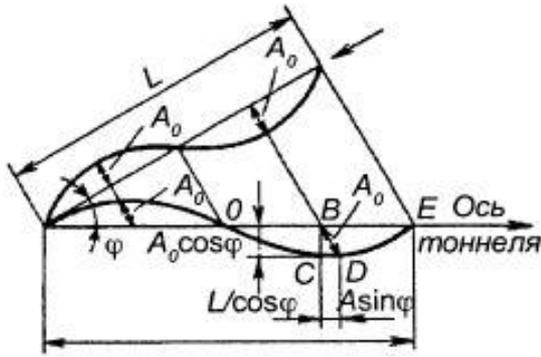


Рис. 2.13. Схема распространения волн, направленных под углом φ к оси тоннеля

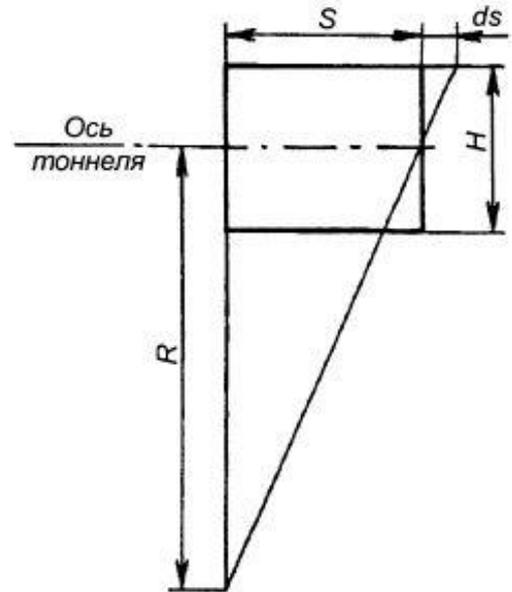


Рис. 2.14. Построение изгибной деформации конструкции

Принимая минимальную длину волны $L \geq 6H$ (критическая длина волны, при которой возможны деформации изгиба без разрыва сплошности поверхности обделки), для волны, идущей под углом φ к оси тоннеля, имеем

$$\varepsilon_{\text{н}} = \frac{\pi^2 A_0}{3L} \cos^3 \varphi.$$

Тогда суммарная деформация ε конструкции тоннеля от растягивания и изгиба при действии сейсмических волн, идущих вдоль продольной оси тоннеля под углом φ ,

$$\varepsilon = \varepsilon_{\text{р}} + \varepsilon_{\text{н}} = \frac{\pi A_0}{L} \left[(2 \sin \varphi \cos \varphi) + \left(\frac{\pi}{3} \cos^3 \varphi \right) \right].$$

Определяем максимальное значение суммарной деформации

$$\frac{d\varepsilon}{d\varphi} = 0.$$

В результате получим $\varphi = 35^\circ$; из (2.15) с учетом $L = c_2 T_0$ имеем

$$\varepsilon_{\text{max}} = 5,2 A_0 / c_2 T_0,$$

где A_0 — ожидаемая амплитуда колебаний грунтового массива, м; c_2 — скорость движения сейсмических волн сдвига, м/с; T_0 — преобладающий период колебаний частиц фунта для ожидаемого землетрясения, с.

Значения A_0 , c_2 и T_0 следует определять в процессе инженерно-геологических и сейсмологических изысканий, а при их отсутствии — по справочным данным.

Например, для бетонной обделки тоннеля, расположенного в скальном грунте, при скорости волн 1000—1500 м/с, диапазоне периодов колебаний 0.4—0.5 с (ожидаемая амплитуда колебаний массива в этом случае будет 0.5—1 см) относительные деформации составляют 0.001 — 0.0005.

Такие относительные деформации могут вызвать появление трещин в обделке и бетонных конструкциях, что необходимо учитывать при конструировании обделок либо применением сборных конструкций, либо устройством на определенном расстоянии антисейсмических деформационных швов, воспринимающих продольные деформации.

При $\varphi = 90^\circ$ (направление сейсмических волн перпендикулярно оси конструкции) $\varepsilon_{max} = 0$, т.е. в конструкции возникают не деформации искривления, а деформации продольного сжатия-растяжения. В этом случае напряженно-деформированное состояние конструкции определяют на основании квазистатического расчета кольца в соответствии с пп. 2.1 — 2.4 по Дорману.

а



б

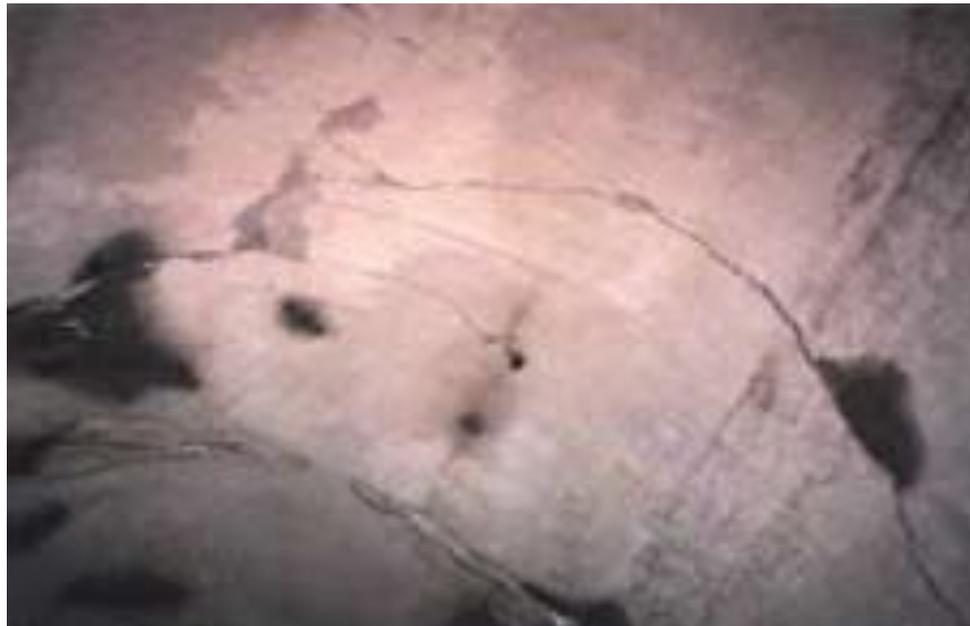


Рис. 2.14*. Продольные (а) и поперечные (б) трещины в обделке, возникшие в результате воздействия землетрясения

Особенности повреждений тоннелей при землетрясениях

Разрушения и повреждения тоннельных обделок часто проявляются в следующих условиях:

- при пересечении зон разломов;
- в местах изменения жесткости конструкций (например, соединение вертикальной шахты и горизонтального тоннеля или примыкание перегонного тоннеля к станционному);
- в местах пересечения границ слоев грунта с существенно различными жесткостями;
- при всплытии тоннелей из-за разжижения грунтов;
- из-за больших поперечных, перпендикулярных оси тоннеля деформаций грунта, возникающих при распространении сейсмических волн.



Рис. 2.14**. Разрушение тоннелей после землетрясения

Подвижки грунта в зонах разломов нельзя предотвратить (эти зоны желательно обходить), однако можно уменьшить их негативное воздействие. Для этого следует применять различные способы сейсмозащиты: использовать шарнирные соединения, податливые стыки, упругие сейсмоизолирующие слои. Подземные сооружения должны рассчитываться таким образом, чтобы конструкции могли выдержать деформации, возникающие в грунте при прохождении сейсмических волн.

Составление схемы сейсмического воздействия при анализе

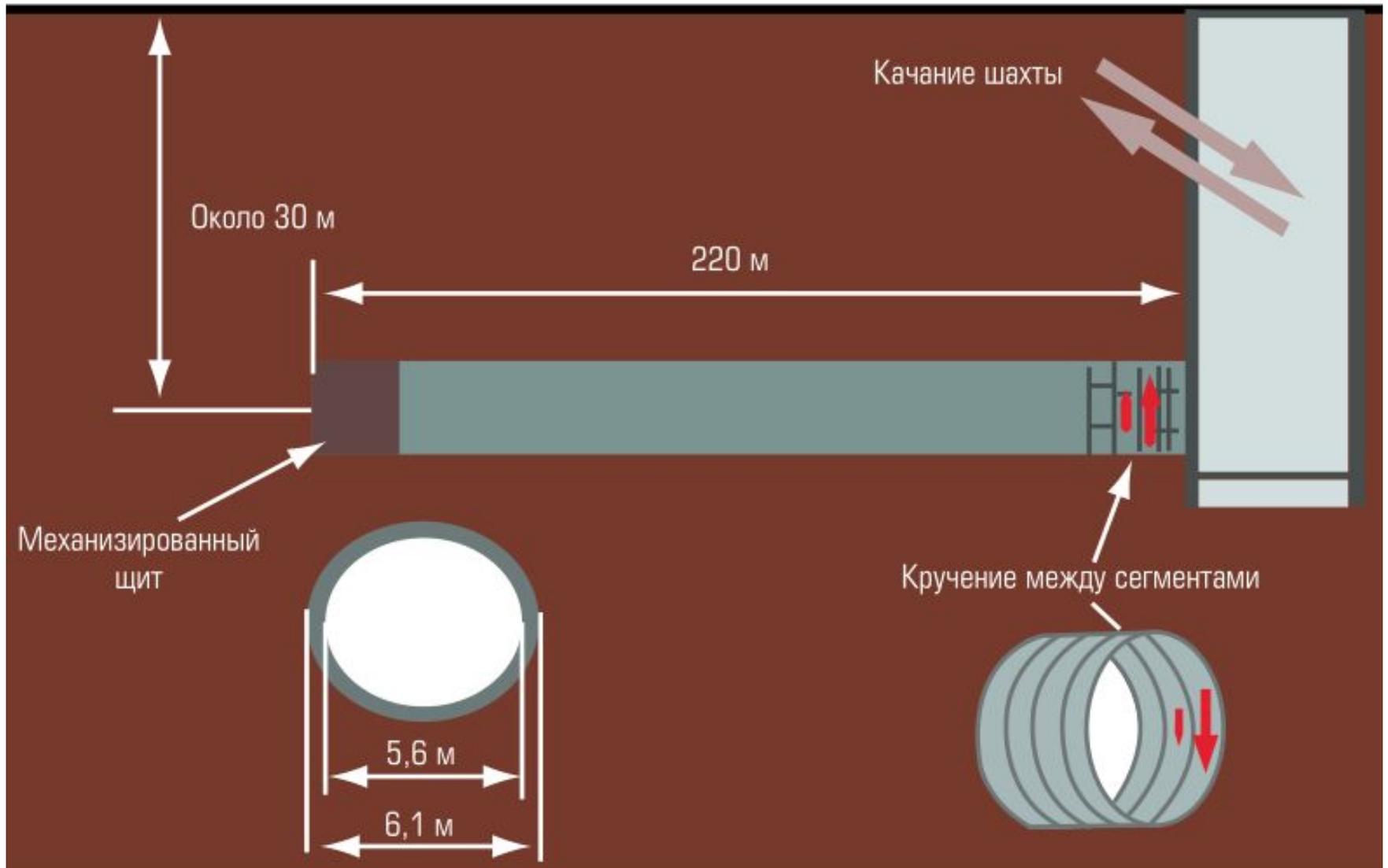


Рис. 2.14***. Повреждение обделки в зоне примыкания горизонтального тоннеля к шахте (землетрясение в Мексике 1985 года)

Анализ реакции тоннелей на сейсмические воздействия показывает следующее.

1. Подземные сооружения разрушаются не так сильно, как наземные конструкции.
2. Повреждения тоннелей уменьшаются с увеличением глубины заложения.
3. Подземные сооружения, построенные в мягких грунтах, подвержены воздействию подземных толчков в большей степени, чем тоннели, построенные в жестких породах.
4. Влияние сейсмических волн можно уменьшить за счет упрочнения грунта вокруг тоннеля, улучшения контакта между обделкой и окружающим массивом грунта путем тампонажа.
5. Тоннели с замкнутыми обделками кругового (симметричного) очертания являются более сейсмостойкими по сравнению с другими вариантами конструкций обделок.
6. Выбор толщины (жесткости) тоннельной обделки с учетом жесткости окружающего массива грунта может существенно снизить влияние колебаний земной коры на конструкцию.
7. Выбор грунта с определенными свойствами для обратной засыпки при разработке тоннелей открытым способом также уменьшает сейсмическое воздействие на тоннель.
8. Повреждения тоннелей могут быть увязаны с пиковыми ускорениями грунта и пиковыми значениями скорости, определенными в зависимости от эпицентрального расстояния и магнитуд состоявшихся ранее землетрясений.
9. Продолжительность сильных колебаний при землетрясении имеет большое значение, так как она может вызвать усталостное повреждение и, следовательно, большие деформации.
10. Высокочастотные составляющие колебаний грунта влекут растрескивание грунта и бетона тоннельной обделки. Эти частоты быстро затухают с расстоянием, поэтому такие разрушения проявляются в основном на небольших расстояниях от источника землетрясений.
11. Колебания тоннельной обделки грунта могут возрасти, если длина волны составляет от одного до четырех диаметров тоннельной обделки.
12. Разрушение вблизи порталов тоннелей бывает значительным из-за **нестабильности склонов**.

Оценка сейсмических воздействий, создаваемых колебаниями грунта

Подземные сооружения при землетрясениях подвергаются воздействиям, которые вызывают три типа деформаций:

- 1) овализацию поперечных сечений (сдвиги);
- 2) продольные деформации вдоль оси тоннелей;
- 3) изгибные деформации, перпендикулярные оси тоннеля.

Овализация и сдвиговые деформации поперечных сечений тоннелей вызываются волнами, распространяющимися перпендикулярно осям тоннелей. Наибольшие деформации такого типа создаются вертикально распространяющимися поперечными волнами.

Продольные и изгибные деформации возникают под воздействием волн вдоль оси тоннелей. На рис. 8 представлены схемы деформаций тоннелей при распространении волн.

В США для аналитического расчета тоннелей на сейсмические воздействия используется ряд формул, в которых учитываются и типы волн, углы падения волн на тоннельную обделку, глубины заложения тоннелей. Аналитические решения позволяют оценить взаимодействие тоннелей с сейсмическими волнами при различных соотношениях жесткостей грунтов и тоннельных обделок.

В России расчет тоннелей на сейсмические воздействия выполняется по теории Н.

С. Булычева и Н.Н. Фотиевой: напряжения в тоннельной обделке определяются в результате решения плоской задачи теории упругости, в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 9. Напряжения, действующие на подземные сооружения при проходе сейсмических волн, определяются по формулам:

а) для продольных волн $\sigma = \rho\alpha V_{\pi}$,

где V_{π} — пиковая скорость движения частиц грунта вдоль направления распространения сейсмических волн.

б) для поперечных волн $\tau = \rho\beta V$,

где V — пиковая скорость движения частиц грунта поперек направления распространения сейсмических волн.

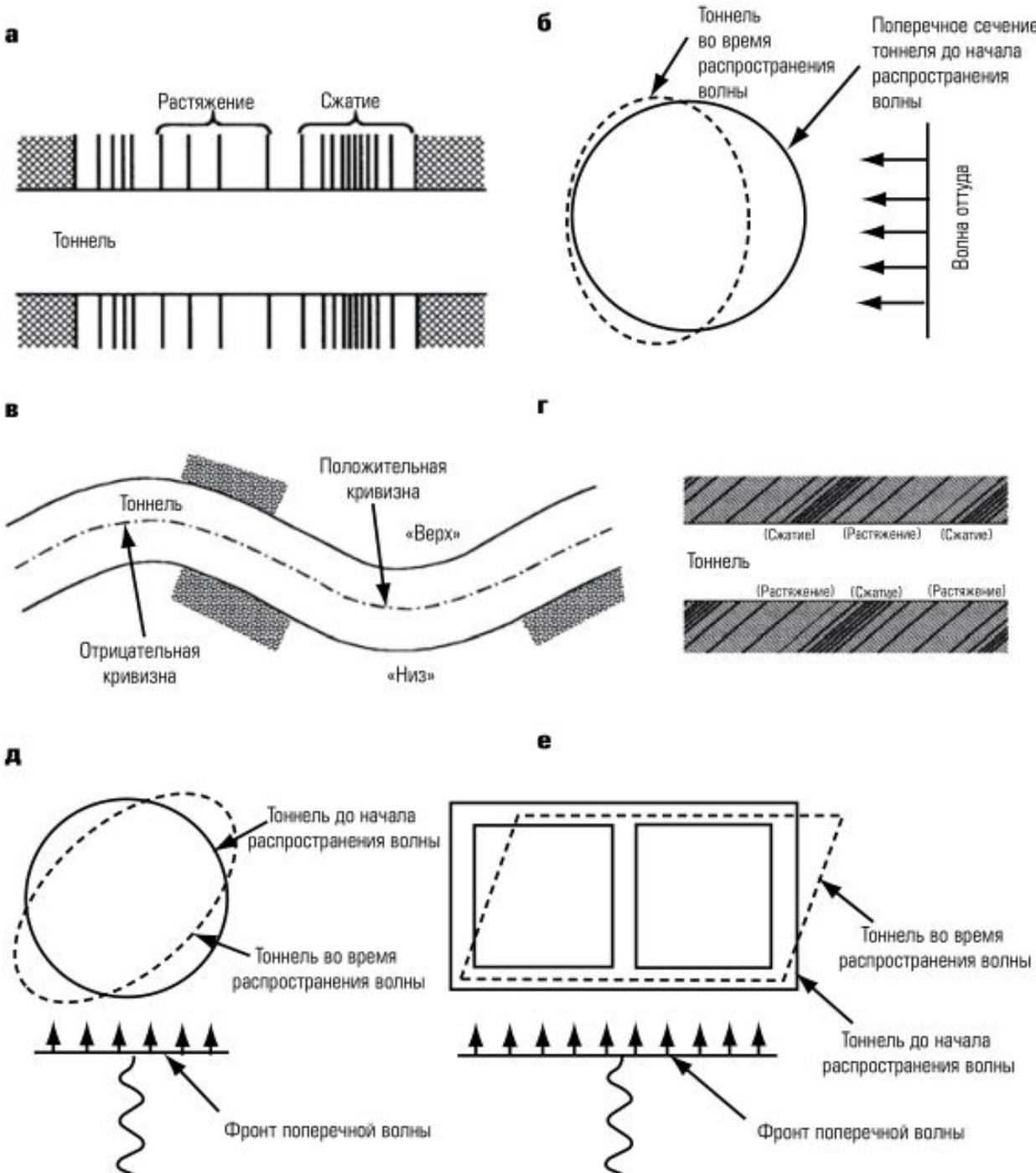


Рис. 8. Деформации тоннелей при воздействии сейсмических волн:

- а — растяжение-сжатие;
- б — сжатие сечения тоннеля;
- в — продольный изгиб;
- г — диагонально распространяющаяся волна;
- д — овализация сечения тоннеля;
- е — поперечная деформация сечения тоннеля

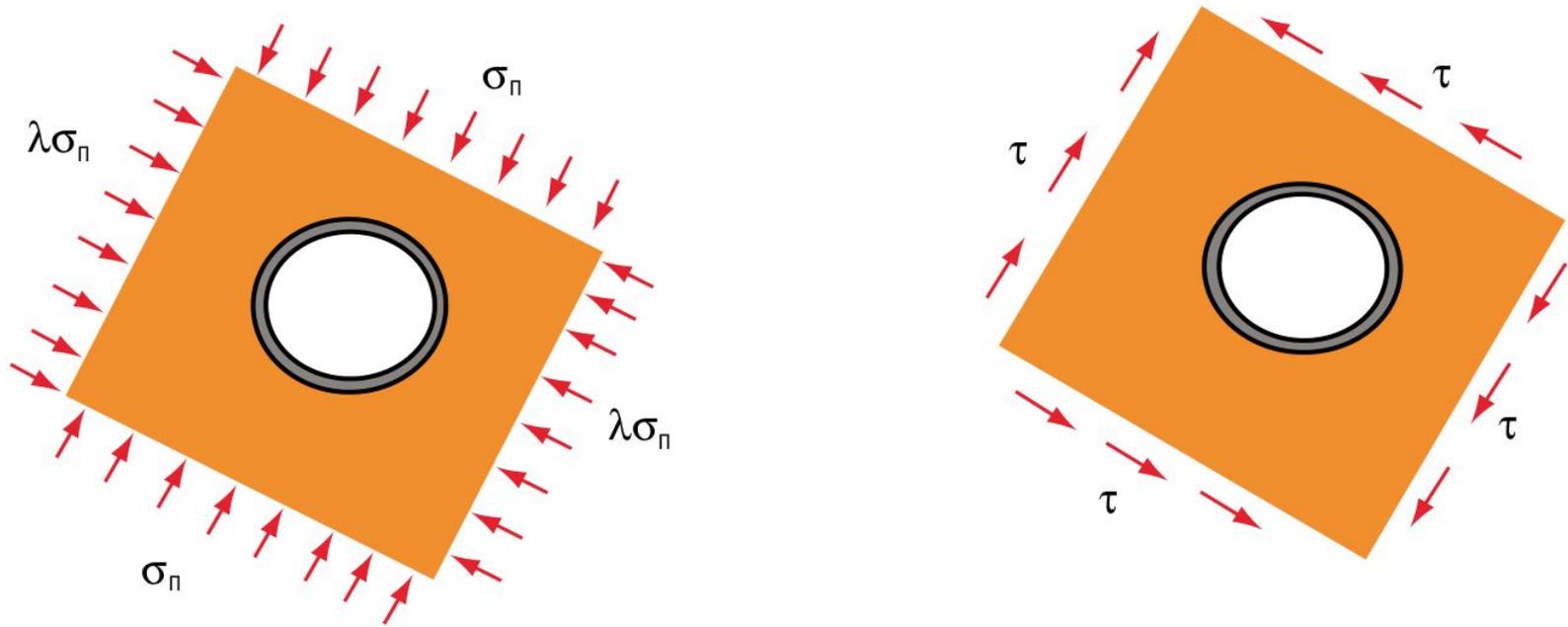


Рис. 9. Расчетная схема Н.С. Булычева, Н.Н. Фотиевой

Следует отметить, что теория Н.С. Булычева и Н.Н. Фотиевой имеет ограниченное применение, так как рассматривается плоская задача, не учитываются соотношения жесткостей грунта и тоннельной обделки, а также типы волн и другие факторы, необходимые для анализа взаимодействия тоннелей с грунтом во время землетрясений.

Аналитические методы расчета тоннелей на сейсмические воздействия

Аналитические методы расчета тоннелей можно разделить на две группы: расчет на воздействия, создаваемые падающими на тоннель сейсмическими волнами, и расчет на воздействия, вызванные разрушениями массива грунта в результате землетрясений.

Первый тип расчетов. При распространении сейсмических волн конструкция подземного сооружения деформируется совместно с массивом грунта. Поэтому при расчете подземных сооружений используются параметры сейсмических волн, характеризующие деформации и напряжения, а не ускорения.

Если эти параметры малы, то влияние землетрясений на конструкции тоннелей незначительны. Такие условия выполняются для сооружений, расположенных в прочных (скальных) породах — в них при распространении сейсмических волн напряжения и деформации малы, за исключением случаев, когда тоннели пересекают зоны разломов.

Второй тип расчетов. Существуют следующие типы разрушений грунта, которые могут повредить конструкции подземных сооружений:

- разрушения, вызванные перемещениями берегов активного разлома;
- тектонические опускания и поднятия поверхности;
- оползни;
- разжижение грунта.

Каждое из этих явлений потенциально опасно и может иметь катастрофические последствия для подземных сооружений. Разрушения в данных случаях, как правило, имеют локальный характер.

Расчет и строительство тоннелей, устойчивых к воздействиям такого рода, возможен, но стоимость подобных сейсмозащитных устройств достаточно высока.

Численные методы расчета тоннелей

Численные методы расчета тоннелей применяются в том случае, когда конструкция изменяется в продольном направлении или когда свойства грунта оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние подземного сооружения.

Эти условия включают в себя следующие случаи (но ими не ограничиваются):

1. Соединение перегонного тоннеля со стационарным, имеющим другое поперечное сечение, вентиляционным тоннелем или с иной массивной конструкцией.
2. Пересечение или сбойка двух тоннелей.
3. Пересечение тоннелем границы двух массивов с разными инженерно-геологическими характеристиками (например, скального грунта и мягкой породы).
4. Ограничение перемещения тоннельной обделки в локальных точках.

Численный метод оценки реакции тоннеля в продольном и поперечном направлениях обычно выполняется с использованием трехмерного псевдодинамического метода во временной области для того, чтобы учесть две доминирующие формы деформаций: продольные (растяжение/сжатие) и изгибные. Т.к. инерционные силы тоннеля малы по сравнению с инерционными силами окружающей грунтовой среды, используются псевдодинамические модели, в которых перемещения «свободного поля» прикладываются к пружинам, имитирующим свойства грунта (для учета эффекта взаимодействия сооружения с грунтом). Методика псевдодинамического расчета состоит из пунктов:

1. На первом этапе определяются деформации «свободного поля» путем динамического расчета (деформации «свободного поля» — это деформации грунта при прохождении сейсмической волны без учета влияния сооружения). Для выполнения расчета используется трехмерный анализ, учитывающий пространственное изменение параметров. Эффект изменения фазы при распространении волны также должен приниматься во внимание.

2. На основании расчета участка расположения тоннеля определяются перемещения грунта вдоль оси тоннеля в зависимости от времени. Уравнения движения каждой точки грунта могут определяться на среднем уровне по высоте и по ширине тоннеля в продольном, поперечном, горизонтальном и вертикальном направлениях.

3. Затем выполняется трехмерный расчет с использованием метода конечных элементов / конечных разностей вдоль оси тоннеля. В этой модели тоннель дискретизируется вдоль оси тоннеля, в то время как грунт представляется упругими пружинами. Если предполагается нелинейное поведение конструкции, используются неупругие элементы в модели конструкции. Характеристики пружин должны соответствовать свойствам грунта. Нелинейное взаимодействие сооружения с грунтом также учитывается в свойствах пружин. Кроме того, определяется минимальная, предельная сила трения между тоннельной обделкой и окружающим массивом грунта, для того чтобы учесть эффект проскальзывания.

Зависящие от времени перемещения, полученные выше, задаются пошаговым статическим способом концам пружин, характеризующим взаимодействие грунта с сооружением.

4. Полученные внутренние усилия и перемещения в элементах конструкций, (а также в соединениях) представляют собой определяемую реакцию на сейсмическое воздействие, возникающую вследствие осевых и изгибных деформаций тоннеля.

В настоящее время существует большое количество программных комплексов, позволяющих решать задачи на сейсмические воздействия в тех случаях, когда невозможно получить решение аналитическими методами.

Вместе с тем аналитические методы остаются полезными, так как они позволяют глубже понять физику явления.

БЛАГОДАРЮ ЗА ВНИМАНИЕ

Тоннели глубокого заложения.

Тоннели мелкого заложения.

Федеральные документы:

СНиП 32.02-2003, СП 32.105-2004.

Глубокое заложение — заложение линии на глубине, при которой станции и перегонные тоннели сооружаются закрытым способом, без вскрытия дневной поверхности.

Мелкое заложение — заложение линии на глубине, при которой станции сооружаются открытым способом, перегонные тоннели — открытым или закрытым способом на минимально допустимой глубине (конкретизация: менее 15 м, считая от наружного контура свода).

Тоннель может не попадать в данную классификацию и не являться тоннелем ни глубокого ни мелкого заложения (часть тоннеля может строиться открытым способом, часть - закрытым).

Напряжённое состояние обделки, находящейся под воздействием инерционных нагрузок.

Оценка напряжённо-деформированного состояния обделки с использованием методов сейсמודинамической теории.

Продольные колебания тоннелей мелкого заложения.