

УДК 624.19:550.34.013

**РЕАКЦИЯ НЕДРЕНИРОВАННЫХ ДВОЙНЫХ ТОННЕЛЕЙ
НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ**

К. Оудфел¹, С. Мессаст¹, Х. Булфул²

¹Университет 20-го Августа 1955 г.,

E-mail: k.ouadfel@univ-skikda.dz, s.messast@univ-skikda.dz, 21000, г. Сикда, Алжир

²Университет Батна 2 (Мостефа Бен Буланд),

E-mail: kh.boulfoul@univ-batna2.dz, 05000, г. Батна, Алжир

Рассмотрен двойной тоннель, расположенный на автомагистрали “Восток–Запад” (Алжир), с целью изучения влияния порового давления воды на характер взаимодействия “грунт–сооружение” путем численного анализа в программном комплексе PLAXIS 3D. Сравнивались результаты, полученные с помощью модели деформирования грунта Кулона–Мора и модели упрочняющегося грунта для дренированного и недренированного состояний тоннелей. Показано, что при водонасыщении грунта вокруг тоннелей в них при сейсмическом воздействии возникают значительные изменения осевых внутренних сил и изгибающих моментов.

Взаимодействие “грунт–сооружение”, динамика, численное моделирование, двойной тоннель, глинистый грунт, дренированное и недренированное состояние грунта

DOI: 10.15372/FTPRI20220203

Вопросы разрушения подземных сооружений под действием сейсмической нагрузки рассматривались многими исследователями из-за увеличивающегося объема их строительства. Подземные сооружения менее восприимчивы к сейсмическим воздействиям при землетрясениях по сравнению со строениями на поверхности. Однако зафиксированы случаи значительных повреждений и даже разрушения сооружений неглубокого залегания в грунтах с низкими показателями прочности [1–4].

Во время сейсмического воздействия тоннели подвержены вибрациям, которые могут возникнуть из-за разломов, неустойчивости склона или поперечного расширения. Сейсмическая реакция тоннелей характеризуется тремя факторами: осевой деформацией, продольным изгибом и плоской деформацией, которая связана с искажением формы поперечного сечения обделки тоннеля, вызванным волнами сдвига, распространяющимися перпендикулярно оси тоннеля [1–3]. Для изучения поведения тоннелей при сейсмическом нагружении применялись различные аналитические методы [1, 5, 6].

В общем виде эти методы делятся на три категории: приближение деформации свободного массива, приближение взаимодействия “грунт–сооружение” и метод определения динамического поведения грунта. Для большего понимания сейсмического поведения тоннелей проведены многочисленные экспериментальные исследования [7–11].

Большая часть исследовательских работ направлена на изучение поведения системы “грунт–тоннель”. Принято, что подземное сооружение залегает в упругом полупространстве и сейсмический эффект выражается усилением движения поверхностного массива [9, 12–14]. Работы выполнялись в условиях обезвоженного грунта. В [15] рассматривался эффект повышения порового давления воды в грунте.

В настоящей статье основное внимание уделяется взаимодействию системы “грунт–тоннель” и избыточному поровому давлению воды в двухмагистральном шоссейном тоннеле Т4, расположенном в сейсмическом районе. Использовались модели деформирования грунта Кулона–Мора и модели упрочняющегося грунта как для дренированных, так и недренированных состояний тоннелей. В трехмерной постановке выполнен анализ роли следующих параметров: относительной гибкости тоннелей, пиковых ускорений сейсмического воздействия, толщины обделки тоннеля и состояния грунта (осушенный или водонасыщенный) [16]. Детальное описание состояния и свойств грунта, а также обделки тоннеля представлено в [17]. Принято считать, что основной фактор динамического поведения двойного тоннеля — растяжение.

ОБЪЕКТ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Шоссейный тоннель Т4, или тоннель Эль Кентур, расположен на северо-востоке провинции Константина и соединяет города Константина и Скикда. Тоннель состоит из двух одиночных путевых магистралей общей длиной 2.5 км и является самым длинным тоннелем на шоссе “Восток–Запад” в Алжире. На стадии предварительного проектирования его длина составляла 1550 м, но в окончательном проекте было принято увеличить глубину до 235 м, что привело к увеличению длины тоннеля. Для магистрали действует автомобильный трафик в одном направлении на трех полосах движения. Расстояние между магистралями составляет 22 м.

Для анализа сейсмической реакции двойного тоннеля, который подвергается воздействию поперечной волны, используется трехмерная компьютерная модель. Эффект сейсмического воздействия на тоннель Т4 сравнивается с распространением волны в свободном массиве. Чтобы учесть явление динамического взаимодействия между грунтом и тоннелем при осушенном и водонасыщенном состоянии, построена модель со следующими геометрическими параметрами: глубина $z = 60$ м, толщина покрывающего слоя $C = 27$ м, толщина слоя подземных вод 6 м, диаметр тоннеля 15.25 м, ширина расчетной области 100 м. Такая ширина расчетной области выбрана для минимизации нежелательного влияния со стороны границ модели. Механические свойства окружающего грунта представлены ниже [17].

Механические свойства тоннелей [18]:

- вес над уровнем грунтовых вод $\gamma_{unsat_{unsit}} = 27$ кН/м³;
- коэффициент Пуассона $\nu' = 0.2$;
- коэффициент поперечного давления грунта $K_0 = 1$;
- коэффициенты Рэлея $\alpha = 0.2094$, $\beta = 0.0106$.

Механические свойства грунта для модели Кулона–Мора [18]:

- вес ниже уровня грунтовых вод $\gamma_{sat_{unsit}} = 17.5$ кН/м³;
- коэффициент поперечного давления грунта $K_0 = 0.5$;
- демпфирование $D = 5$ %;
- коэффициент Пуассона $\nu' = 0.3$;
- когезионная прочность $c = 5$ кПа;
- угол трения $\phi = 27^\circ$;
- коэффициенты Рэлея $\alpha = 0.3025$, $\beta = 0.6000$.

Механические свойства грунта для модели упрочняющегося грунта:

- пластическая деформация основного девиаторного нагружения $E_{50} = 30\,000 \text{ кПа}$;
- пластическая деформация основного сжатия $E_{oed} = 30\,000 \text{ кПа}$;
- упругая разгрузка/нагрузка $E_{ur} = 90\,000 \text{ кПа}$;
- вес ниже уровня грунтовых вод $\gamma_{sat,unsat} = 17.50 \text{ кН/м}^3$;
- угол трения $\varphi = 27^\circ$;
- коэффициент Пуассона $\nu' = 0.3$;
- когезионная прочность $c = 5 \text{ кПа}$;
- угол дилатансии $\psi = 0^\circ$;
- контрольное давление $p^{ref} = 100 \text{ кПа}$.

В качестве входных параметров используется скорость волны сдвига V_s и механические свойства грунта (на сдвиг в неосушенном состоянии). Параметры прочности рассчитываются исходя из динамических свойств грунта:

$$G_0 = \rho_s V_s^2, \quad (1)$$

$$E_s = 2G_0(1 + \nu_s), \quad (2)$$

где ν_s — коэффициент Пуассона; G_0 — начальный модуль сдвига; ρ_s — прочность грунта; E_s — модуль упругости. При динамической нагрузке грунт испытывает циклическую нагрузку и разгрузку, что создает петлю гистерезиса с рассеиванием энергии, которое приводит к демпфированию колебаний. В рамках динамического анализа программа позволяет рассматривать частотно-зависимое вязкостное демпфирование с помощью формулы Рэлея [16]. Демпфирующая матрица имеет вид

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \quad (3)$$

здесь M и K — матрицы массы и жесткости соответственно.

Коэффициенты α и β определяются из следующих соотношений с коэффициентом демпфирования ξ :

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_1 + \omega_2} \begin{Bmatrix} \omega_1 \omega_2 \\ 1 \end{Bmatrix}, \quad (4)$$

$$2\omega\xi = \alpha + \beta\omega^2,$$

$$\omega = 2\pi f,$$

где ω — угловая частота, рад/с; f — частота, Гц. Решение (4) со значениями первой и второй целевой частоты (f_1 и f_2) и соответствующими целевыми коэффициентами демпфирования (ξ_1 и ξ_2) позволяет получить требуемые коэффициенты Рэлея:

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{\omega_1\xi_2 - \omega_1\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2}; \quad \beta = 2 \frac{\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2}. \quad (5)$$

Здесь $\omega_1 = 2\pi f_1$ и $\omega_2 = 2\pi f_2$; $f_1 = V_s / (4H)$ и $f_2 = 3V_s / (4H)$; α — определяет влияние массы на демпфирование системы; β — характеризует воздействие жесткости на демпфирование системы.

Относительная жесткость круговой обделки и окружающей среды — параметр, описывающий взаимодействие “грунт – сооружение” [6]. Он выражается через коэффициент гибкости F , который является мерой жесткости среды на изгиб относительно жесткости на изгиб обделки тоннеля. Коэффициенты гибкости изменяются от 0.2 до 10, покрывая широкий диапазон случаев взаимодействия “грунт – сооружение”.

Следует отметить, что если массив грунта деформируется в результате землетрясения, то и тоннель, находящийся в данном массиве, подвергнется деформации. Если рассматривать вызванную землетрясением деформацию с точки зрения воздействия на сооружение, то гибкость будет мерой сопротивляемости тоннеля изменениям формы в условиях чистого сдвига и будет требоваться при проектировании тоннеля. Коэффициент гибкости — безразмерная величина, которая определяется из соотношения

$$F = \frac{E_s(1-\nu_1^2)r^3}{6E_1I_1(1+\nu_s)}, \quad (6)$$

где E_s — модуль упругости грунта; E_1 — модуль упругости обделки; ν_1 — коэффициент Пуассона обделки; I_1 — момент инерции обделки (на единицу ширины); r — круговой радиус тоннеля.

Коэффициент гибкости — наиболее важный фактор, так как характеризует способность сопротивления тоннеля деформации со стороны внешней среды. Для большинства реальных тоннелей с круглым поперечным сечением коэффициент гибкости может быть достаточно большим ($F > 20$), в этом случае влиянием взаимодействия “грунт – сооружение” можно пренебречь [19]. С целью получения рационального коэффициента гибкости необходимое значение толщины обделки t_1 выбирается для каждого случая.

Численный анализ выполнен с помощью метода конечных элементов, который позволяет эффективно моделировать различные аспекты сложных геотехнических проблем, включая распространение волн через грунт и взаимодействие “грунт – сооружение” в динамическом режиме [16].

Грунт представлен в виде сетки из 10-узловых тетрагональных элементов. Для моделирования поведения пластин использованы 6-узловые элементы, а для моделирования взаимодействия “грунт – сооружение” — 12-узловые поверхностные элементы. Домен дискретизирован в общем ядре на 256 элементов с относительным фактором размера элемента $r_e = 1$, который является базовым параметром для расчета размера целевого элемента (среднего размера элемента I_e) согласно формуле:

$$I_e = \frac{r_e}{20} \sqrt{(x_{\max} - x_{\min})^2 + (y_{\max} - y_{\min})^2 + (z_{\max} - z_{\min})^2}, \quad (7)$$

здесь $(x_{\max}, x_{\min}, y_{\max}, y_{\min}, z_{\max}, z_{\min})$ — внешние геометрические размеры.

Модель имеет вязкую горизонтальную границу по оси x . В нижней части модели границы по осям y и z образуют жесткое основание, при этом дневная поверхность свободна во всех направлениях. В целях предотвращения нежелательного отражения волн на боковых границах области дискретизации метода конечных элементов реализованы поглощающие границы. В научной литературе описаны различные типы поглощающих границ [20, 21].

Для упрощения анализа предполагается наличие параметрической связи между грунтом и тоннелями. Характеристика данной связи важна для анализа динамической реакции подземных сооружений [22, 23]. Аналогичным образом предполагается, что поведение обделки тоннеля может быть описано моделью линейной упругости, а поведение грунта — критерием Кулона–Мора и критерием упрочняющегося грунта. В качестве сейсмической нагрузки на ис-

следуемые системы принимались ускорения, зафиксированные при землетрясениях в населенных пунктах Бумердес, Табас и Нортридж, равные 0.15, 0.25 и 0.35g (рис. 1). Сейсмическое нагружение считалось равномерно распределенным без учета влияния распространения волны.

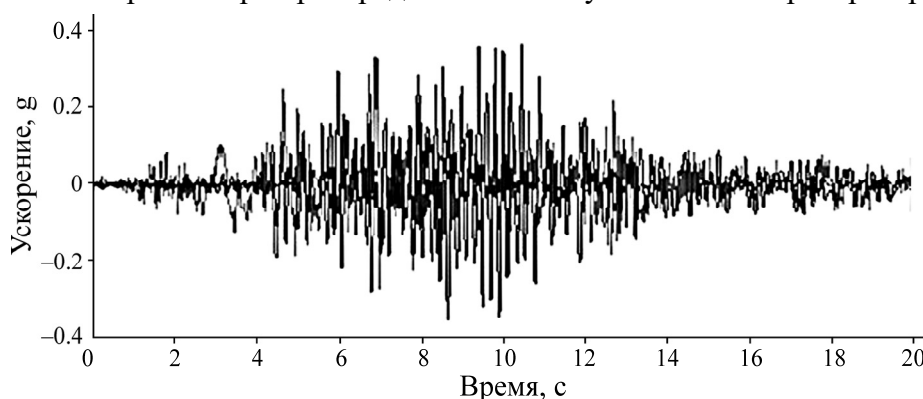


Рис. 1. Оциллограмма ускорений для трех близлежащих очагов землетрясений (города Бумердес, Табас и Нортридж)

Для моделирования процесса сооружения тоннеля с установкой обделки выполнен начальный статический анализ, при динамическом анализе в качестве основы для численной модели использованы входные данные сейсмического сигнала. Динамический анализ проведен с учетом условий осушенного и неосушенного состояния грунта. Особое внимание уделено анализу влияния уровня подземных вод на глубокий тоннель Т4 в условиях осушенного и неосушенного состояния грунта при различных значениях пикового ускорения грунта (PGA).

Время дискретизации — важный параметр, обеспечивающий достоверность динамического анализа. Программа автоматически дискретизирует период времени воздействия силы в соответствии с нагрузкой для обеспечения нужной точности.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ И ИХ ОБСУЖДЕНИЕ

Установлено, что ускорение точек грунта увеличивается при приближении к дневной поверхности. По сравнению с нетронутым массивом снижение горизонтального ускорения обусловлено наличием двойного тоннеля. Также наблюдается рост горизонтального ускорения при отсутствии дренирования тоннелей по сравнению с их дренированием при значении PGA 0.15g (г. Бумердес) (рис. 2). Этот эффект менее заметен при анализе тоннелей с помощью модели Кулона – Мора.

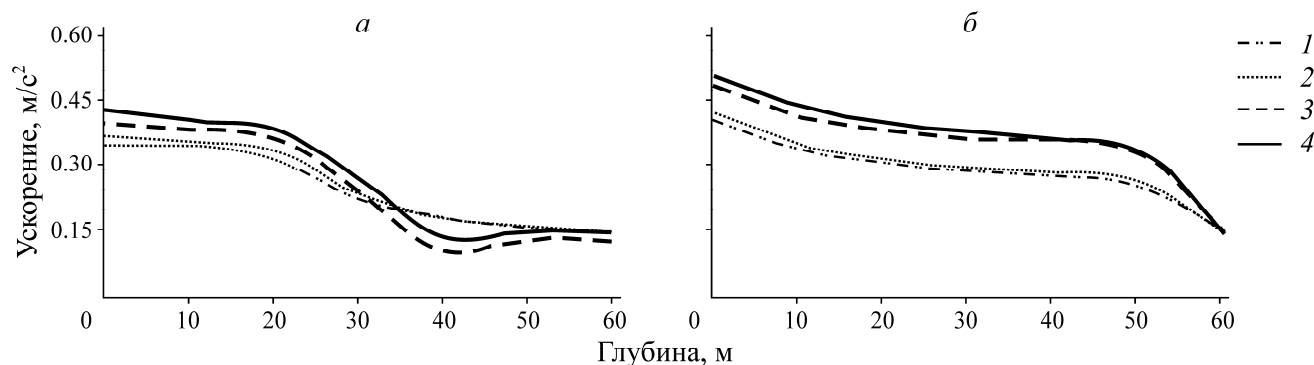


Рис. 2. Зависимость горизонтального ускорения от расстояния до дневной поверхности: *а* — модель Кулона – Мора; *б* — модель упрочняющегося грунта: 1, 2 — двойной тоннель и свободный массив в осушенном состоянии; 3, 4 — то же в неосушенном состоянии

На рис. 3 представлено влияние тоннеля Т4 в осушенном состоянии на горизонтальные перемещения при использовании критерия Кулона – Мора.

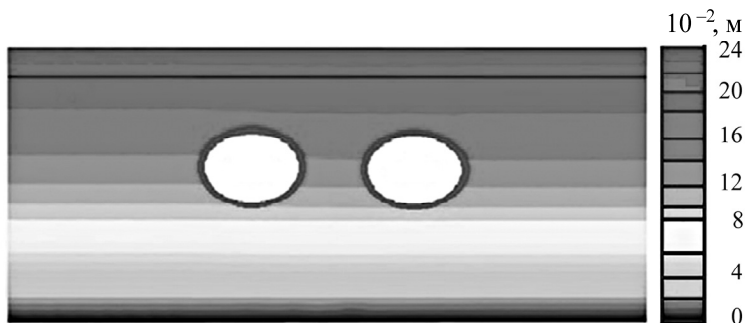


Рис. 3. Значения горизонтальных смещений поперечного сечения тоннеля Т4 при пиковом ускорении 0.15g (модель Кулона – Мора)

Расчет коэффициента, характеризующего овальность тоннелей, выполнялся по следующей формуле:

$$R = \frac{\nabla_{str}}{\nabla_{ff}}, \quad (8)$$

где ∇_{str} — рассчитанная деформация овальности тоннеля; ∇_{ff} — соответствующая деформация грунта в свободном массиве.

Как видно из рис. 4, повышение овальности R значимо для двойных тоннелей и составляет около 15 % при $F < 2$, когда грунт считается упругим. Однако для $F > 2$ при отсутствии дренирования деформации гибких сооружений уменьшаются, достигая 5 %. Данное наблюдение обусловлено характерным для гибких тоннелей поровым давлением, которыми пренебрегают по сравнению с жесткостью обделки в жестких тоннелях [18, 22, 24].

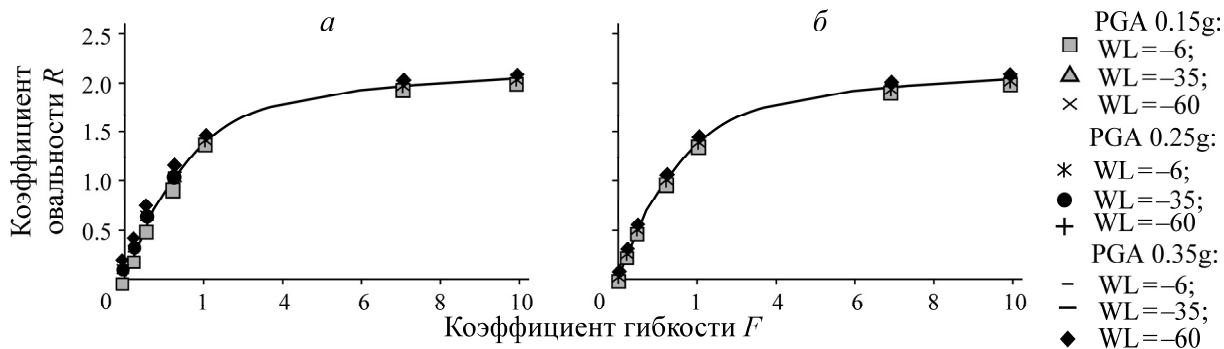


Рис. 4. Соотношение между коэффициентами овальности и гибкости для двойного тоннеля при отсутствии дренирования: модели Кулона – Мора (а) и упрочняющегося грунта (б); WL — нижний уровень водонасыщенного слоя

Результаты применения модели упрочняющегося грунта хорошо согласуются с соотношением $F-R$ при условии абсолютного сцепления между грунтом и обделкой тоннеля; по сравнению с этим модель Кулона – Мора дает более высокое диаметрально отклонение из-за текучести грунта.

СРАВНЕНИЕ ЧИСЛЕННОЙ МОДЕЛИ С АНАЛИТИЧЕСКИМИ РЕШЕНИЯМИ

Выполнено сравнение для тоннеля Т4 результатов численного анализа и аналитического решения для двух моделей Кулона – Мора и упрочняющегося грунта (рис. 5).

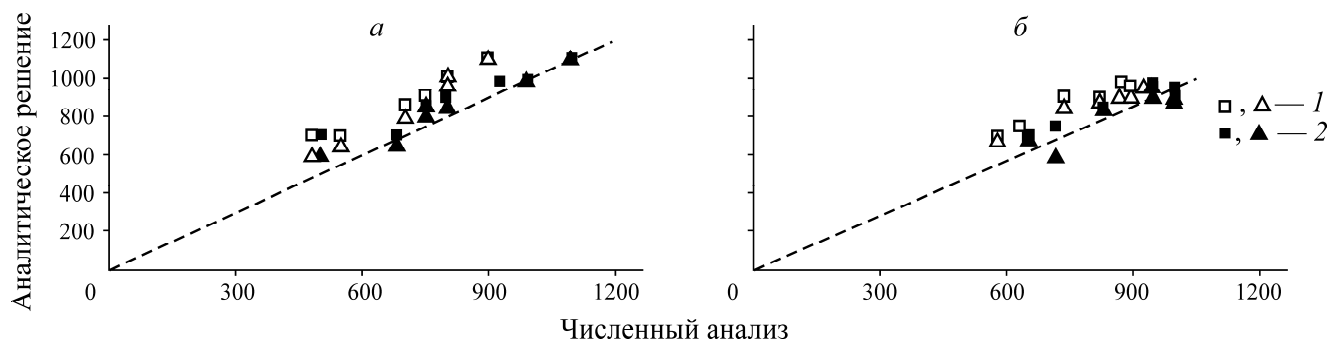


Рис. 5. Значения изгибающего момента $M_{\max}$ (а) и максимального осевого усилия $T_{\max}$ (б), полученные численным анализом и аналитическими решениями: модель Кулона–Мора (1) и упрочняющегося грунта (2)

При численном анализе реакция тоннеля Т4 при различных коэффициентах гибкости представлена через максимальный изгибающий момент $M_{\max}$ и максимальное осевое усилие $T_{\max}$ обделки тоннеля [6–23]. В аналитических решениях $M_{\max}$ и $T_{\max}$ оцениваются на основе абсолютного сцепления между обделкой тоннеля и грунтом. Значения $M_{\max}$ и $T_{\max}$, полученные с помощью критерия Кулона–Мора, превышают значения численного анализа более чем на 18 %. Результаты анализа по модели упрочняющегося грунта согласуются с результатами численного анализа и отличаются на 6 % [9, 25–27].

ДИНАМИЧЕСКИЕ ВНУТРЕННИЕ СИЛЫ

Динамические приращения изгибающих моментов по периметру тоннеля Т4 представлены на (рис. 6) в виде максимальных значений при различных пиках ускорения (0.15, 0.25 и 0.35g) и толщин водонасыщенного слоя (WL). Установлено, что увеличение ускорения при сейсмическом воздействии и степени обводнения грунта приводит к росту максимальных значений изгибающего момента по периметру тоннеля. Такие расчеты выполнены по обоим моделям: Кулона–Мора и упрочняющегося грунта. Изгибающий момент, спрогнозированный моделью упрочняющегося грунта, оказался выше полученного с помощью модели Кулона–Мора.

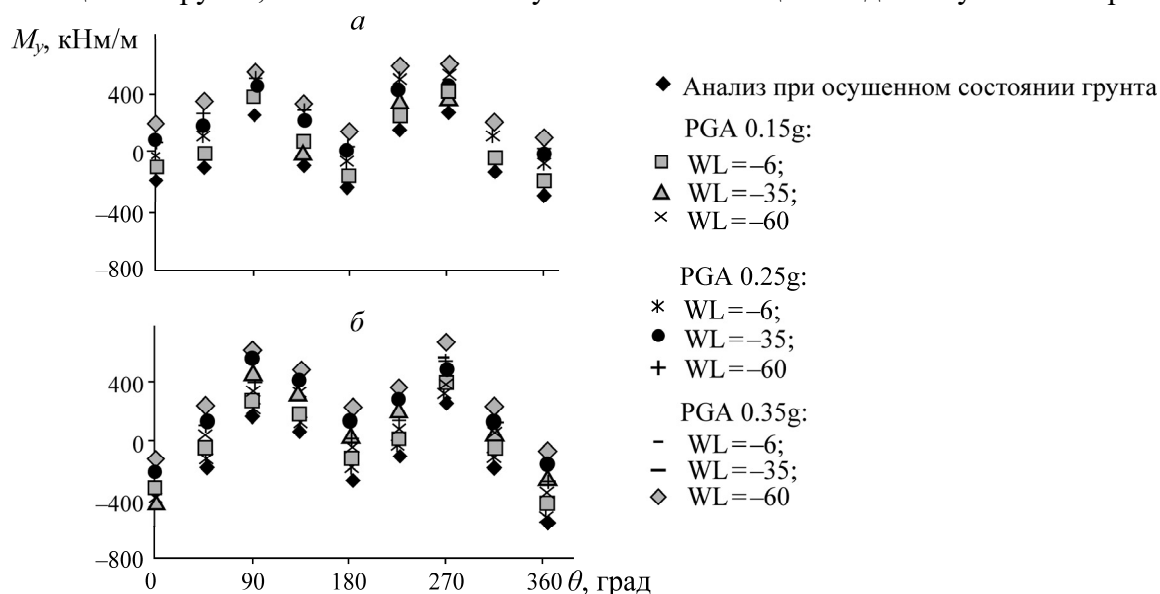


Рис. 6. Динамические значения изгибающих моментов вдоль периметра тоннеля (направление Y) при различных значениях пикового ускорения (0.15, 0.25 и 0.35g): модели Кулона–Мора (а) и упрочняющегося грунта (б)

При различных условиях влияния подземных вод на тоннель Т4 значения осевого усилия показывают тренд, схожий со значениями изгибающего момента. Воздействие давления воды на тоннель Т4 приводит к большему взаимодействию “грунт – сооружение” и, соответственно, большим значениям осевого усилия (рис. 7). Следует отметить, что в большинстве случаев наличия воды в грунтах происходит увеличение динамических внутренних сил. Этот эффект связан с фильтрацией воды, которая улучшает консистенцию почвы и изменяет распределение нагрузки вокруг туннелей.

При использовании модели упрочняющегося грунта распределение напряжений в обделке тоннеля изменяется как качественно, так и количественно. Деформирование тоннеля во время сейсмического воздействия характеризуется уменьшенными нагрузками по модели Кулона – Мора, особенно в рамках изгибающего момента и осевого усилия ($N_{x\max} = -1100$ кН/м и $M_{y\max} = 600$ кНм/м по сравнению с моделью упрочняющегося грунта $N_{x\max} = -1251$ кН/м и $M_{y\max} = 720$ кНм/м).

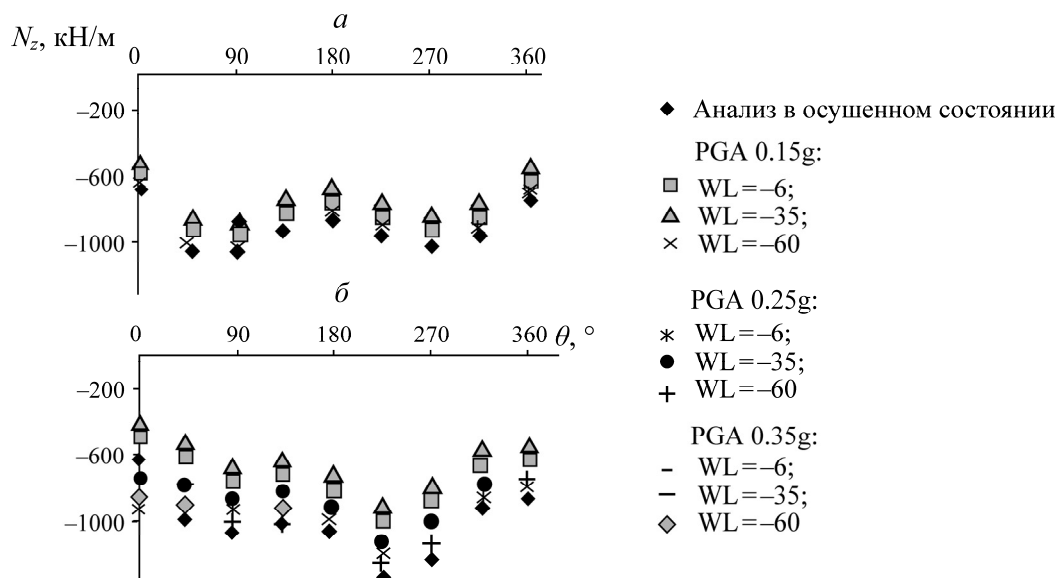


Рис. 7. Динамические увеличения осевого усилия вдоль периметра тоннеля (направление X) при различных значениях пикового ускорения (0.15, 0.25 и 0.35g): модели Кулона – Мора (а) и упрочняющегося грунта (б)

Пиковые ускорения на поверхности в зависимости от входящих пиковых ускорений в основании показаны на рис. 8. Согласно результатам моделирования, недренированное состояние тоннелей приводит к увеличению ускорений на поверхности по сравнению с дренированным. При $PGA = 0.25g$ ускорение, полученное с помощью модели упрочняющегося грунта, превышает ускорение, спрогнозированное критерием Кулона – Мора, на 18 %.

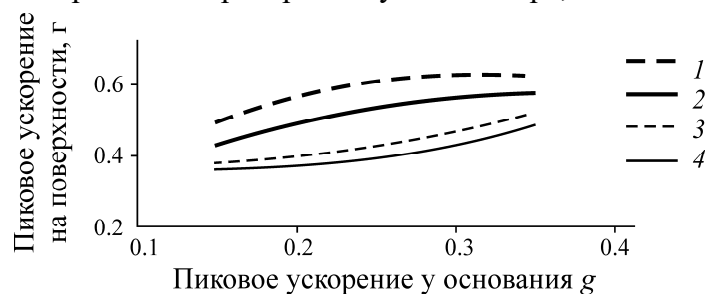


Рис. 8. Соотношение между пиковыми ускорениями грунта на поверхности и у основания: 1, 2 — модель упрочняющегося грунта; 3, 4 — модель Кулона – Мора; штриховая — анализ в неосушенном состоянии; сплошная — анализ в осушенном состоянии грунта

ВЫВОДЫ

Представлены результаты трехмерного численного анализа, проведенного методом конечных элементов с целью исследования динамического воздействия на туннель Т4 в условиях дренированного и недренированного состояния грунта. Сравнение результатов численной модели с аналитическим решением подтвердило ее корректность, особенно относительно модели упрочняющегося грунта.

Результаты анализа напряженного состояния туннеля Т4 при вызванном землетрясением сейсмическом воздействии с использованием модели упрочняющегося грунта превышают результаты, полученные с помощью модели Кулона – Мора, как по параметрам изгибающего момента, так и осевого усилия. По сравнению с аналитическим решением модель упрочняющегося грунта дает более точные результаты.

Установлено, что в недренированном состоянии деформации гибкого туннеля, вызванные сейсмическим воздействием, больше, чем у дренированного туннеля. Причина заключается в том, что под воздействием сейсмической активности происходит перераспределение воды и повышение порового давления на обделку туннеля. Это вызывает большие деформации туннеля и изменения поперечного сечения. Так как туннель Т4 является жестким с непроницаемой обделкой, то деформации грунта вокруг него ограничены и, следовательно, снижается увеличение порового давления жидкости и деградация жесткости. Данное ограничение становится более значимым при увеличении жесткости туннеля и должно рассматриваться при проектировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hashash Y. A., Hook J., Schmidt B., and Chiangyao J. Seismic design and analysis of underground structures, Tunn. Undergr. Space Technol., 2001, Vol. 16. — P. 247–293.
2. Power M., Rosidi D., Kaneshiro J., Gilstrap S., and Chiou S. J. Summary and evaluation of procedures for the seismic design of tunnels, Final Report for Task 112-d-5.3 (c). National Center for Earthquake Eng. Res., Buffalo, New York, 1998.
3. Owen G. N. and Sholl R. E. Earthquake engineering of large underground structures, Report No. FHWA/RD-80/195, Federal Highway Administration and National Science Foundation, 1981.
4. Kawasima K. Seismic design of underground structures in soft ground, a review. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Rotterdam, Balkema, 2000.
5. Penzien J. Seismically induced racking of tunnel linings, Earth. Eng. Struct Dyn., 2000, Vol. 29. — P. 683–691.
6. Wang J. N. Seismic design of tunnels: a simple state of the art design approach, Monograph 7, Parsons, Brinckerhoff, New York, 1993. — P. 147.
7. Lee I. M. and An D. J. Seismic analysis of tunnel structures, Kor. Tunn. Undergr. Space Assoc., 2001, Vol. 3, No. 4. — P. 3–15.
8. El Naggar H., Hinchberger S. D., and El Naggar M. H. Simplified analysis of seismic in-plane stresses in composite and jointed tunnel linings, Soil Dyn. Earth. Eng., 2008, Vol. 28, No. 12. — P. 1063–1077.
9. Amorosi A. and Boldini D. Numerical modelling of the transverse dynamic behavior of circular tunnels in clayey soil, Soil Dyn. Earth. Eng., 2009, Vol. 29, No. 6. — P. 1059–1072.
10. Barros F. C. P. and Luco J. E. Diffraction of obliquely incident waves by a cylindrical cavity embedded in a layered viscoelastic half space, Soil Dyn. Earth. Eng., 1993, Vol. 12, No. 3. — P. 159–171.
11. Jiang L., Chen J., and Li J. Dynamic response analysis of underground utility tunnel during the propagation of Rayleigh waves, Int. Conf. Pipeline Trenchless Technol. (ICPTT), Shanghai, China, 2009. — P. 1174–1183.

12. **Smerzini C., Aviles J., Paolucci R., and Sanchez-Sesma F. J.** Effect of underground cavities on surface earthquake ground motion under SH wave propagation, *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, 2009, Vol. 38, No.12. — P. 1441–1460.
13. **Wang Z. Z., Gao B., Jiang Y. J., and Yuan S.** Investigation and assessment on mountain tunnels and geotechnical damage after the Wenchuan earthquake, *Technol. Sci.*, 2009, Vol. 52, No. 2. — P. 546–558.
14. **Baziar M. H., Moghadam M. R., Kim D. S., and Choo Y. W.** Effect of underground tunnel on the ground surface acceleration, *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2014, Vol. 44. — P. 10–22.
15. **Soga K., Laver R. G., and Li Z.** Long-term tunnel behaviour and ground movements after tunnelling in clayey soils, *Undergr. Space*, 2017, Vol. 2. — P. 149–167.
16. **Plaxis 3D.** Reference Manual, Version 2013.
17. **Bousbia N. and Messast S.** Numerical modeling of two parallel tunnels interaction using three-dimensional finite elements method, *Geom. Eng.*, 2015, Vol. 9, No. 6. — P. 775–791.
18. **Katona M. C. and Zienkiewicz O. C.** A unified set of single step algorithms. III. The beta-m method, a generalization of the Newmark scheme, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 1985, Vol. 21, No. 7. — P. 1345–1359.
19. **Peck R. B., Hendron A. J., and Mohraz B.** State of the art of soft ground tunnelling, *Int. Proc. North Am. Rapid Excavation Tunneling Conf.*, Chicago, 1972, Vol. 1. P. 259–286.
20. **Lysmer J. and Kuhlemeyer R. L.** Finite dynamic model for infinite media, *J. Eng. Mec. Div. ASCE.*, 1969, Vol. 95. — P. 859–877.
21. **Kausel E. and Tassoulas J. T.** Transmitting boundaries: a closed-form comparison, *Bull. Seismolog. Soc. Am.*, 1981, Vol. 71, No. 1. — P. 143–159.
22. **Sedarat H., Kozak A., Hashash Y. M. A., Shamsabadi A., and Krimotat A.** Contact interface in seismic analysis of circular tunnels, *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2009, Vol. 24. — P. 482–490.
23. **Kouretzis G. P., Sloan S. W., and Carter J. P.** Effect of interface friction on tunnel liner internal forces due to seismic S- and P-wave propagation, *Soil. Dyn. Earth. Eng.*, 2013, Vol. 46. — P. 41–51.
24. **Sandovala E. and Bobetb A.** Seismic response of underground structures under undrained loading with excess pore pressures accumulation, *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2020, Vol. 99. — P. 1–11.
25. **Penzien J.** Seismically induced racking of tunnel linings, *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, 2000, Vol. 29. — P. 683–691.
26. **Kontoe S., Avgerinos V., and Potts D. M.** Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels, *Soil. Dyn. Earthq. Eng.*, 2014, Vol. 66. — P. 206–219.
27. **Hashash Y. M. A., Park D., and Yao J. I. C.** Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures, *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2005, Vol. 20, No. 5. — P. 435–441.

Поступила в редакцию 22/VII 2020

После доработки 26/XI 2021

Принята к публикации 14/III 2022