

Интернет-журнал «Транспортные сооружения» <https://t-s.today>
Russian journal of transport engineering

2018, №1, Том 5 / 2018, No 1, Vol 5 <https://t-s.today/issue-1-2018.html>

URL статьи: <https://t-s.today/PDF/16SATS118.pdf>

DOI: 10.15862/16SATS118 (<http://dx.doi.org/10.15862/16SATS118>)

Статья поступила в редакцию 19.02.2018; опубликована 11.04.2018

Ссылка для цитирования этой статьи:

Муравьева Л.В., Овчинников И.Г. Анализ сейсмостойкости подводного заглубленного трубопровода // Интернет-журнал «Транспортные сооружения», 2018 №1, <https://t-s.today/PDF/16SATS118.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/16SATS118

For citation:

Muravieva L.V., Ovchinnikov I.G. (2018). Seismic resistance analysis of the buried subsea pipeline. *Russian journal of transport engineering*, [online] 1(5). Available at: <https://t-s.today/PDF/16SATS118.pdf> (in Russian). DOI: 10.15862/16SATS118

УДК 624.042.7

Муравьева Людмила Викторовна

АО «ЦКБ «Коралл», Севастополь, Россия
Ведущий конструктор по направлению «Линейные трубопроводы»
Доктор технических наук, доцент
E-mail: rfludmia@yandex.ru

Овчинников Игорь Георгиевич

ФГАОУ ВО «Национальный исследовательский ядерный университет «МИФИ»
Балаковский инженерно-технологический институт (филиал), Россия
ФГБОУ ВПО «Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.», Саратов, Россия
ФГБОУ ВПО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», Пермь, Россия
Доктор технических наук, профессор
E-mail: bridgesar@mail.ru

Анализ сейсмостойкости подводного заглубленного трубопровода

Аннотация. При произвольном направлении сейсмической волны трубопровод будет колебаться как в поперечном, так и в продольном направлении относительно его оси.

В области сейсмостойкости разрабатывается динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. Сложной системой названа система трубопроводов и сооружений, различным образом стыкуемых в сложных узлах. Взаимодействие подземных сооружений с грунтом зависят от размеров и конструктивных особенностей сооружения. В статье предложена модель тоннеля цилиндрического поперечного сечения для анализа сейсмостойкости заглубленного морского трубопровода с бетонным покрытием.

Ключевые слова: сейсмостойкость; заглубленный подводный трубопровод; подземные конструкции; напряженно-деформированное состояние конструкций

Введение

Обеспечение устойчивости подводного трубопровода большого диаметра, заключается в добавлении дополнительного покрытия. Потеря устойчивости данных трубопроводов связана с устройством теплоизоляции при транспортировке углеводородов с положительной

температурой. В качестве теплоизоляции для трубопроводов используется пенопропилен, его плотность меньше единицы. Для обеспечения устойчивости положения подводного трубопровода с теплоизоляцией устраивают дополнительное утяжеляющее железобетонное покрытие.

В прошлом сейсмическому проектированию заглубленных сооружений уделялось значительно меньше внимания, чем наземным. Целью данного исследования заключается в разработке методологии расчета линейных протяженных сооружений при сейсмических воздействиях.

Тоннели, подземные сооружения являются одними из самых безопасных убежищ во время землетрясения, на основании данных о повреждениях, собранных в прошлом. Будущие проекты, рассматривающие варианты заглубленного трубопровода, будут сталкиваться со многими аспектами: потеря устойчивости, вечная мерзлота, эскарация, температура транспортировки продукта, повышенный режим транспортировки углеводородов на основании технологических ограничений и реологии нефти.

Неравномерное движение земли, при землетрясении, описывается несколькими параметрами, включая пиковое ускорение, пиковую скорость, пиковое смещение, спектры реакции, продолжительность и другими. Для наземных сооружений наиболее широко используется пиковое ускорение грунта и спектры проектной реакции, так как внутренние силы сооружений, вызванные движением (сдвиги) земли, обеспечивают хорошее описание землетрясения.

Максимальное ускорение грунта – не всегда хороший показатель, для расчетного землетрясения подземных сооружений, они более чувствительны к искажениям рельефа местности, чем к инерционным эффектам. Искажения изучены для свободной поверхности земли, это главные деформации/растяжения, вызванные движением сейсмических волн. Процедура получения данных деформаций/напряжений рассмотрена ниже.

1. Осевые деформации и деформации изгиба

Осевые деформации и деформации изгиба развиваются в горизонтальном или почти горизонтальном линейном протяженном сооружении (например, трубопроводе), сейсмические волны распространяются параллельно или под углом к оси сооружения. Конструктивно подземные сооружения разработаны с учетом этих типов деформаций, но чаще в продольном направлении вдоль оси сооружения. На рис. 1 показано идеализированное представление осевых деформаций. Общее поведение линейного сооружения схоже с поведением упругой балки при деформациях растяжения, вызванных окружающим грунтом.

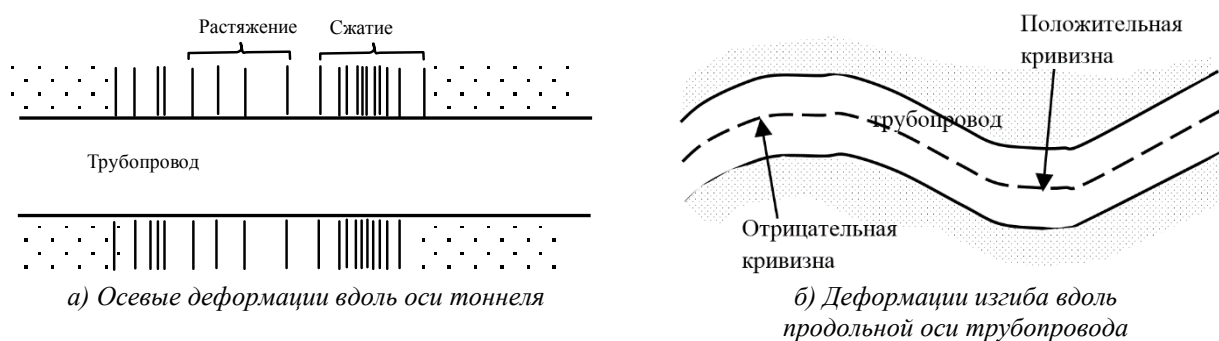


Рисунок 1. Осевые деформации и деформации изгиба
(составлено автором; источник: работа Owen and Send, 1981 [1, 2])

Максимальные осевые деформации определяются:

$$\Delta x_1 = \frac{L_0}{2} \left(\frac{\pi \delta}{W} \right)^2, \quad (1)$$

здесь L_0 – длина сегмента сооружения, W – момент сопротивления сооружения.

2. Расчетная Модель

Сейсмические события могут нанести большой ущерб водо- и газораспределительным сетям, заглубленных трубопроводов. Даже когда конструкции серьезно не повреждены, землетрясения могут произвести к потере функциональности внутри трубопроводной сети, мешающей экономическому и социальному восстановлению сети.

За основной работой Ньюмака [11] последовала серия работ [12, 13, 14, 20, 21], связанных анализом поведения подземных трубопроводов при сейсмическом воздействии.

Авторами Н.Н. Shah, S.C. Chu [15] разработан упрощенный подход к получению изгибающего момента и сдвига в прямых элементах, отводах и тройниках. Однако в большинстве работ рассматриваются бесконечные трубы, пренебрегаются инерционными терминами и процессами устойчивости. Исследования Nelson [16] посвящено анализу влияния сейсмических волн на осевые смещения длинных трубопроводов, согласно этим гипотезам, смещение трубы зависит только от совместного смещения, без относительного смещения между почвой и трубой.

Shinozuka M., Koike T. [17, 18] представили уравнение равновесия для трубы и таким образом определили напряжения в трубе. Точный анализ упругого взаимодействия трубопровод-грунт приведен в К. Kubo [19].

В числе первых работ, по проблеме расчета подземных трубопроводов можно отметить работы отечественных авторов: В.Л. Березина, П.П. Бородавкина [4], В.И. Черникина, Э.М. Ясина, Айбиндера А.Б. [2].

Вопросы сейсмостойкости подземных трубопроводов рассмотрены работе О'Рурка [20, 21], где проанализировано влияние сейсмических волн на осевые смещения длинных трубопроводов, согласно этой гипотезы, смещение трубы зависит только от совместного смещения, без относительного смещения между основанием и трубой.

В работах [17, 18, 5] авторы представили уравнение равновесия для работы трубопроводов, и определения напряжений в трубопроводе.

Численный анализ упругого взаимодействия трубопровод-грунт приведен в работах [19]. Исследователями Болотиным В.В. [3], Бородавкиным П.П. [4], Айбиндером А.Б. [2], Пшеничкиной В.А., Муравьевой Л.В., Овчинникова И.Г. [6] были использованы модифицировать уравнения, рассматривая взаимодействие системы «трубопровод-грунт». Численное интегрирование выполняется для предотвращения нежелательных колебаний вблизи разрывов.

В статье представлен анализ динамического отклика заглубленного подземного трубопровода на сейсмических воздействиях.

Принимается, что труба имеет конечную длину, модель основания – модель Винклера, рассмотрено взаимодействие грунта и трубопроводной конструкции. Граничные условия на концах трубы жесткая заделка. Результаты дают оценку для определения деформации и напряжений в трубопроводе.

В статье для моделирования работы подземного протяженного сооружения используется модель в виде балки на упругом основании, сопротивление грунта моделируется в виде пружин и рисунке 2.

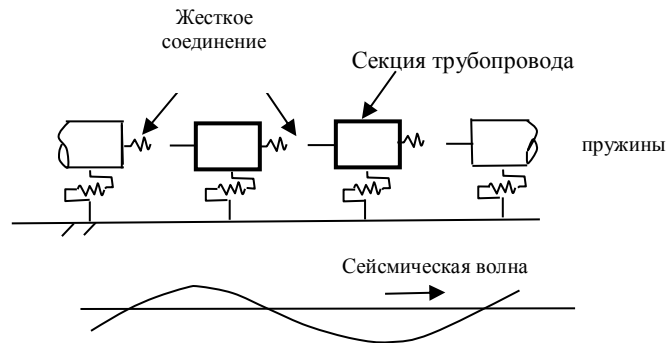


Рисунок 2. Расчетная модель сооружения (составлено автором)

Поведение протяженного подземного сооружения можно описать системой уравнений равновесия рис. 2 [2, 10]:

$$-EA \frac{d^2 U}{dX^2} + K_{zx} U = K_{zx} U_{zx0} \sin \omega \left(t - \frac{X \cos \theta}{C} \right), \quad (2)$$

$$-EI \frac{d^4 V}{dX^4} + K_{zy} U = K_{zy} U_{zy0} \sin \omega \left(t - \frac{X \cos \theta}{C} \right), \quad (3)$$

здесь U – продольные перемещения сооружения, V – поперечное смещение, I – момент инерции и A площадь поперечного сечения сооружения.

Продольное сопротивление грунта моделируются индексом K_{zx} , поперечные коэффициентом K_{zy} . Амплитуды сейсмической волны обозначена U_{zx0} – продольная и U_{zy0} поперечная. Тогда скорость распространения сейсмической волны равна C . При решении уравнений (2) и (3), получим следующее соотношение вектора состояния:

$$V_i^R = F_i V_i^L \quad (4)$$

где F – переходная матрица (матрица передаточных коэффициентов), определяемая геометрией и внешними силовыми условиями сегмента сооружения, V_i^R и V_i^L векторы состояния на правом и левом концах сегмента.

Так как сооружение заглублено в грунт, на расстоянии h , м, от поверхности земли, то в соответствии с нормами проектирования заглубленных конструкций, смещение земли и длина сейсмической волны могут быть определены по следующим уравнениям [1, 5, 9, 20, 21];

$$U_{zx0}(Z) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_z \cos \pi Z \quad (5)$$

$$L = \frac{V_{DS} V_{BS}}{V_{DS} + V_{BS}} T_z \quad (6)$$

В уравнениях обозначено: S_v – спектр скорости реакции, T_s – период колебаний толщи земли, H – толщина поверхности грунта, V_{ds} – скорость сдвига поверхности земли, а V_{bs} базовой породы. $U_{sx0}(Z)$ горизонтальное смещение на расстоянии Z метров от поверхности земли. Коэффициент пружины, который показывает взаимодействие между сооружением и грунтом, эквивалентное модулю сдвига грунта.

3. Практический подход к описанию поведения грунта

Детальное описание поведения свободной поверхности грунта, без учета взаимодействия конструкции с грунтом, сложная задача, требующая трехмерного динамического анализа и решения задач механики сплошных сред. Характеристика источника землетрясения и пути передачи различных типов волн необходимо учитывать в расчетной модели. Комплексный анализ редко оправдывается экономически.

В практических целях упрощенный подход был предложен Ньюмарком (1968 г.). Подход основан на теории распространения волны в однородных, изотропных, упругих средах. Наземные деформации грунта рассчитываются при условии, что гармоническая волна любого типа волн, распространяется под углом к относительно оси планируемой конструкции.

На рисунке 3 [14] представлены деформации свободной поверхности земли вдоль оси подземного сооружения [1, 5], от синусоидальной волны сдвига, при длине волны L , с амплитудой смещения D и углом падения θ .

В консервативном предположении, используется критический угол падения, и значения максимальных напряжений. Часто максимальные напряжения завышаются, потому что трудно определить угол падения преобладающей волны землетрясения.

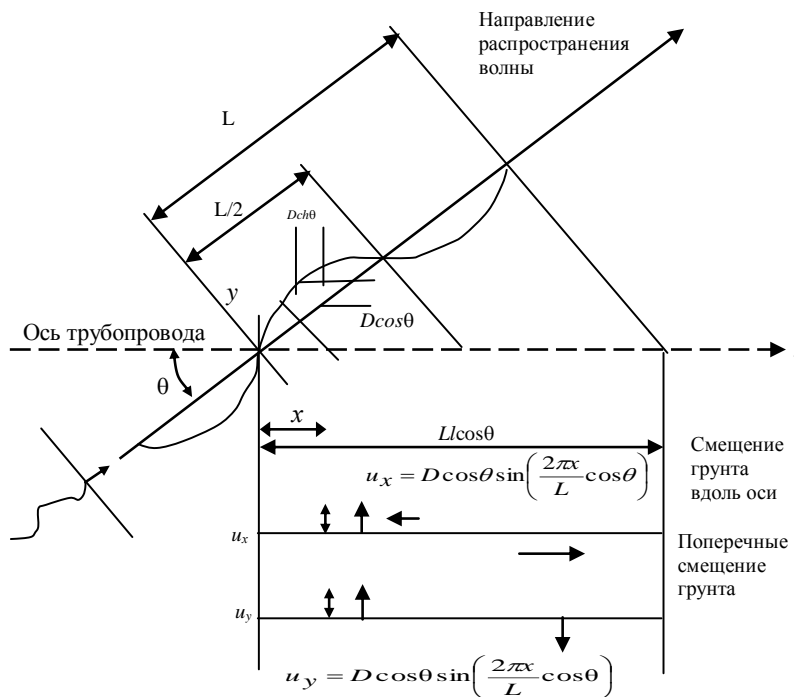


Рисунок 3. Геометрия синусоидальной поперечной волны под углом к оси подземного протяженного сооружения (рис. Kuesel [5, 14])

Таблица 1

Распространение Свободное поверхность в грунте

Тип волн		Продольные (осевые) деформации
Поперечная упругая волна	Общая форма	$e = \frac{V_s}{C_s} \sin q \cos q$
	Максимальное значение	$e_{\max} = \frac{V_s}{2C_s} \cdot \text{for } q = 45$

Тип волн		Продольные (осевые) деформации
Волна Релея	Общая форма	$e = \frac{V_R}{C_R} \cos^2 q$
	Максимальное значение	$e_{\max} = \frac{V_R}{C_R}, \text{ for } q = 0$

Здесь обозначено:

q = угол падения по отношению к оси сооружения; r = радиус кривизны;

C_s, C_R = эффективные скорости распространения волн сдвига и волн Релея;

V_s, V_R = Пиковые скорость частиц соответственно для поперечной волны и волны Рэлея;

A_s, A_R = пиковое ускорение частиц в волне сдвига и волне Рэлея, соответственно.

Общее решение проблемы взаимодействия подземного сооружения с грунтом выполняется следующим образом:

- Подвижные соединения, (например, связь между туннелем Транс-Бэй и вентиляцией здания [Варшава, 1968 [1]]);
- Жесткое соединение с достаточной прочностью и пластичностью.

Критические взаимодействия конструкций вызваны движением грунтов, из-за разницы в жесткости прилегающих конструкции и геологии сред. Для оценки движения требуется выполнения динамического анализа с учетом эффекта взаимодействия грунтовой среды.

Для определения разность перемещений элементов трубопровода, известно несколько простых решений, которые позволяют получить приблизительное решение проблемы. Если в конструкции, используются жесткие соединения на поверхности контакта, то рядом с контактом будут развиваться дополнительные напряжения изгиба и сдвига.

Такую концентрацию напряжений можно оценить как полубесконечную балку на упругом основании, с закрепленным концом в месте соединения. По данным [1], можно оценить момент $M(x)$, сдвиг $v(x)$, вызванные прогибом(деформацией) d , на основании соотношений:

$$M(x) = \frac{K_t}{2l^2} d e^{-lx} (\sin lx - \cos lx) \quad (7.1)$$

$$V(x) = \frac{K_t}{l} d e^{-lx} \cos lx \quad (7.2)$$

$$l = \frac{\ddot{E} K_t}{E 4E_c I_c} \frac{1}{4} \quad (7.3)$$

где x – расстояние между соединениями секций сооружения; I_c – момент инерции поперечного сечения сооружения; E_c – Модуль упругости Юнга облицовки сооружения; K_t – коэффициент жесткости поперечной пружины грунта.

4. Упрощенное уравнение деформаций сдвига грунта

Для глубоких сооружений, расположенных в однородных грунтах или породах, упрощенная процедура по Ньюмарку (таблица 1) может дать реальную оценку. Максимальный сдвиг штампа на свободной поверхности, g_{\max} , можно выразить как:

$$g_{\max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (8.1)$$

здесь v_s – пиковая скорость частиц, C_s – эффективная скорость распространения волны сдвига.

Значения C_s можно оценить с помощью лабораторных тестов. Уравнение, связанное с эффективной скоростью распространения волн сдвига и эффективным модулем сдвига. Выражается так:

$$C_s = \sqrt{\frac{G_m}{r}}, \quad (8.2)$$

где r – плотность земли.

Стоит заметить, что упрощенная процедура, как и уточненный анализ [1] SHAKE требуют определения параметров C_s или G_m в виде входных данных. Скорость распространения и модуль сдвига должны соответствовать уровню деформаций сдвига, которые развиваются в грунте при проектной сейсмической нагрузке. Это важно для грунтовых участков, из-за высокой нелинейности грунтов.

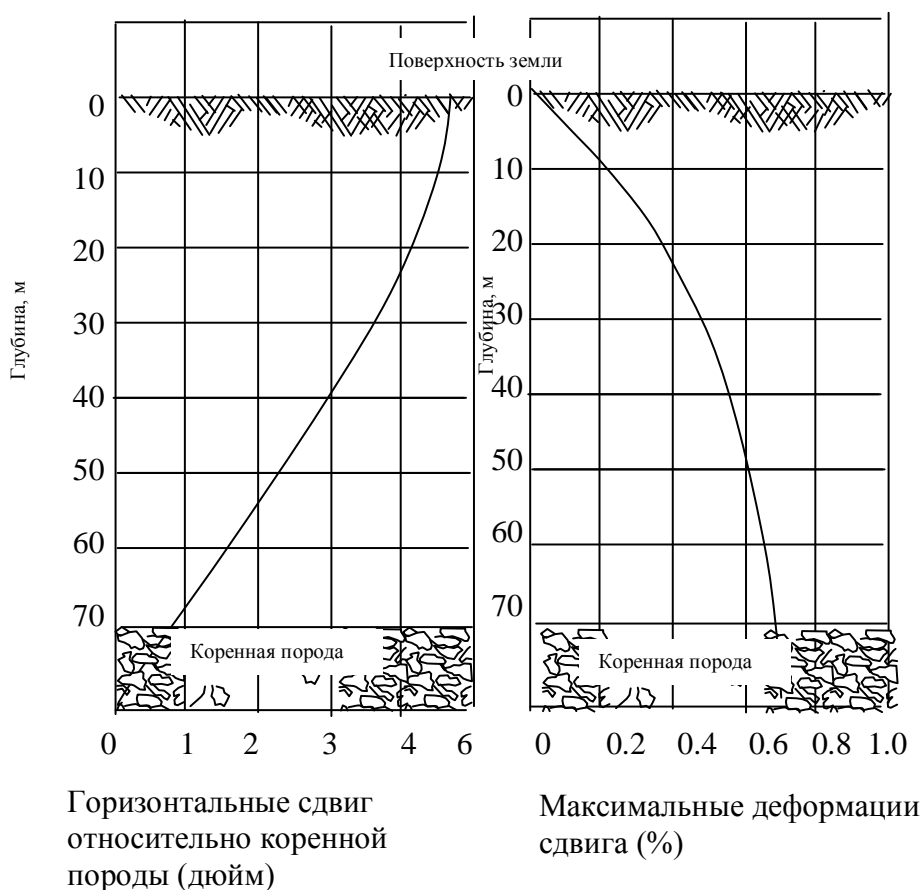


Рисунок 4. Свободное поле сдвига земли от вертикально распространяющихся сдвиговых волн (составлено автором: источник [1])

Коэффициенты сжатия и гибкости.

Для количественной оценки относительной жесткости между круговой облицовкой подземного сооружения, применяются два коэффициента: коэффициент сжимаемости – С и коэффициент гибкости – F.

Коэффициент сжатия

$$C = \frac{E_m(1 - \nu_1^2)R}{E_1 t(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad (9.1)$$

Коэффициент гибкости

$$F = \frac{E_m(1 - \nu_1^2)R^3}{6E_1 I(1 + \nu_m)} \quad (9.2)$$

здесь E_m – средний модуль упругости; ν_m – среднее значение коэффициента Пуассона; F_1 – модуль упругости облицовки сооружения; ν_1 – среднее значение коэффициента Пуассона облицовки сооружения; R – радиус облицовки сооружения; t – толщина облицовки сооружения; I – момент инерции облицовки сооружения.

$$K_t = K_a = \frac{16pG_m(1 - \nu_m)d}{(3 - 4\nu_m)L} \quad (10)$$

Информация по данному вопросу изложена в работах Айнбиндера [2]. где G_m – среднее значение модуля сдвига, ν_m – среднее значение коэффициента Пуассона; d – диаметр (или эквивалентный диаметр) сооружения; L – длина сейсмической волны.

Пример. Выполнен расчет коэффициентов сжатия и гибкости для заглубленного трубопровода наружным радиусом 0,2532 м, заглубленного в морское дно на 2 м. Средние значения характеристик окружающего грунта; $E_m = 13$ МПа; $\nu_m = 0,35$, F_1 – модуль упругости покрытия трубопровода 206000 МПа; толщина покрытия трубопровода – 0,02 м. Модуль упругости бетона (В35) – 31·103 МПа.

Коэффициенты С и F равны соответственно $1,731 \times 10^{-3}$ м и $7,937 \times 10^{-6}$ м.

Выражения реакции облицовки сооружения представляют собой функции коэффициента гибкости и коэффициента сжимаемости, представленные ранее в уравнениях 9.11 и 9.2. Решения также зависят от горного давления q_H и коэффициента остаточного давления грунта K_g . Учесть туннель (подземное протяженное сооружение) на нагрузку, от сейсмических поперечных волн, необходимо заменить данные горного давления в свободном поле напряжения сдвига, τ , и назначить $K_o = -1$. Касательное напряжение, T , может быть выражена как функция деформации сдвига. С помощью математических преобразований, в работе Wang [1] получены выражения для максимального осевого усилия, T_{\max} , изгибающего момента, M_{\max} .

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} R g_{\max} \quad (11.1)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} R^2 g_{\max} \quad (11.2)$$

$$\frac{nD}{D} = \pm \frac{1}{3} K_1 F g_{\max} \quad (11.3)$$

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}, \quad (11.4)$$

где E_m, ν_m – модуль упругости и среднее отношение коэффициента Пуассона;

R – радиус облицовки сооружения (трубопровода);

g_{\max} – максимальная деформация сдвига свободной поверхности грунта;

F – относительная гибкость сооружения.

Параметр сейсмической нагрузки представлен максимальным напряжением сдвига, g_{\max} , который получен с помощью упрощенного подхода (уравнение 12.1) или путем проведения анализа реакции участка [1, 5].

Когда деформация сдвига приводит к деформации оваллизации круглого сооружения из-за деформаций, накладываемых окружающим грунтом (например, сдвиг), поперечная жесткость облицовки сооружения (трубопровода) полностью игнорируется. Это предположение, выполняется для большинства круглых туннелей в горных породах в жестких почвах, поскольку жесткость облицовки сооружения (трубопровода) от искажений невелика, по сравнению с жесткостью окружающей среды. В зависимости от деформации грунта окружающей среды, конструкция, выполненная по этим предположениям, будет излишне консервативной.

Вышеприведенные исследования позволяют оценить влияние среды на колебания заглубленного трубопровода во время землетрясений.

6. Оценка надежности трубопровода

С математической точки зрения, общая надежность, включающая в себя несколько элементов или частей конструкции, равна функции взаимодействия этих элементов. Если элементы конструкции трубопровода «соединены последовательно», то функциональная цепочка, простирается от одного компонента до следующего, с соответствующей вероятностью работоспособности R_{total} получается в результате умножения надежности каждого элемента:

$$R_{total} = R_1 \cdot R_2 \cdot \dots \cdot R_n = \prod_{i=1}^n R_i \quad (12)$$

R_n – надежность n-го элемента трубопровода.



Рисунок 5. Последовательное соединение элементов трубопровода (составлено автором)

Существует связь между вероятностью работоспособности R и вероятностью отказа H [3, 10, 22]:

$$H_{total} = 1 - (1 - H_1) \cdot (1 - H_2) \cdot \dots \cdot (1 - H_n) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - H_i), \quad (13)$$

Срок службы подводного трубопровода 50 лет, но сейсмические события не укладываются, не происходят по расписанию. На срок службы трубопровода влияет и режим работы, коррозионные повреждения стояков трубопровода.

На основании проведенных исследований в статье сделаны следующие выводы:

- предложена методика определения напряженно-деформированного состояния для заглубленных подводных трубопроводов;
- исследовано изменение собственных частот в результате развития изгиба в трубопроводе.

Исследования усталостных параметров заглубленных морских трубопроводов не проводились. Предложенный в статье [13, 15] метод учета ресурса конструкции основан на оценке спектра напряжений конструкции.

Для оценки усталости заглубленного подводного трубопровода необходимо проведение испытаний заглубленных трубопроводов на усталость.

На этапе, предшествующем времени изгиба трубопровода, колебания развиваются в трубопроводе в результате неустойчивости с частотой [3, 10, 23]:

$$\omega_0^2 \approx \frac{\pi^4 EI}{2L^3} \left[1 - \frac{Sl}{\pi^2 I} \left(\frac{16}{\pi^2 \rho h} P \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\cos \alpha_m \xi \sin \varphi}{m \omega_{mn}^2} \sin \omega t \right)^2 \right] \quad (14)$$

здесь L – длина трубы; P – давление; ρ – масса оболочки на пог./м; h – толщина стенки трубопровода; $\xi = x/r$; x – изменение радиуса оболочки; φ – угол; $\alpha_m = m\pi r/l$; ω_{mn} – собственная частота вибрации трубопровода; n – количество волн.

Решение уравнения (15), с условиями приближения;

$$u(x) = \frac{Fsh(\theta x)}{Qch(\pi L)} - \frac{\alpha_1 \alpha_2}{\theta^2 - \alpha^2} (e^{\theta x} - e^{-cx}), \quad (15)$$

где α_1 и α_2 – корни дифференциального уравнения колебаний трубопровода, θ – угол подхода нагрузки F к трубопроводу.

7. Оценка надежности подземного трубопровода

Когда несущая способность конструкции и нагрузочный эффект распределены по логнормальному закону, индекс надежности определяется [6, 7, 8, 24]:

$$\beta = \beta_{LN} = \frac{\ln \left[\frac{\mu_R}{\mu_S \sqrt{\frac{1 + \gamma_S^2}{1 + \gamma_R^2}}} \right]}{\sqrt{\ln(1 + \gamma_R^2)(1 + \gamma_S^2)}} \quad (16)$$

$$\beta_{LN} = \frac{(\mu_R / \mu_S)}{\sqrt{\gamma_R^2 + \gamma_S^2}} \quad (17)$$

здесь γ_R и γ_S – коэффициент несущей способности и коэффициент нагрузки соответственно.

В приведенном выше уравнении индекс надежности относится к периоду.

Для узкополосного спектра, нулевого (m_0) и второго (m_2) моментов спектра, и линии $f(0)$. Обычно рассматривают диапазона напряжений согласно, распределению Рэлея, в данном спектре напряжений. Моменты вычисляются с использованием метода численного интегрирования [23, 24].

Число циклов напряжений (n) за интервал времени (T) определяется по соотношению:

$$n = \frac{T}{T_z} \quad (18)$$

Нулевой момент (m_0) – площадь под спектром, которая соответствует дисперсии сигнала. Квадратный корень отношения моментов даст средний период пересечения нуля сигнала.

Распределение Рэлея предполагает функцию спектральной плотности мощности диапазона напряжений как

$$p(\sigma_r) = \frac{\sigma_r}{4m_0} \exp\left(-\frac{\sigma_r^2}{8m_0}\right) \quad (19)$$

В течение T секунд, который обычно составляет 3 часа в море или 1 час средней продолжительности ветра, количество циклов напряжения (δ_n) в полосе ($\delta\sigma_r$), которое сосредоточено на σ_r , определено как

$$\delta_n = np(\sigma_r)(\delta\sigma_r). \quad (20)$$

Усталостные повреждения ассоциируются с полосой циклов напряжений

$$\delta_D = \frac{\delta_n}{N} = \frac{\delta_n}{A\sigma_r^{-m}} = \frac{n(\sigma_r/4m_0) \exp\left[-\left(\frac{\sigma_r^2}{8m_0}\right)\right] \delta\sigma_r}{A\sigma_r^{-m}} \quad (21)$$

Для всех полос циклов напряжений усталостные повреждения определяются путем включения вышеприведенного уравнения:

$$D = \int_0^{\infty} \frac{n(\sigma_r/4m_0) \exp\left[-\left(\frac{\sigma_r^2}{8m_0}\right)\right] \delta\sigma_r}{A\sigma_r^{-m}} \quad (22)$$

Надежность трубопроводов оценивается при помощи критерия или предельного состояния с использованием FORM или SORM [10, 22]. Любая инженерная система T_{em} должна удовлетворять, более чем одному критерию эффективности. Критерий эффективности связаны с прочностью (например, изгибающим моментом или сдвигом) или связан с эксплуатацией (вибрация).

Конструкция (структура) состоит из нескольких элементов, отказ может произойти в одном или нескольких компонентах [2, 10]. В любой момент времени одна или несколько систем может быть нарушена. Обычная конструкция может пострадать от сбоев. В зависимости от наличия альтернативных систем. Концепция, используемая при рассмотрении множественных режимов отказа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Wang, P.E., Seismic Design of Tunnels A Simple State-of-the-Art Design Approach / Joe, Jaw-Nan, P.E. Wang. – Published by Parsons Brinckerhoff Inc – New York: 1991. – 159 p.
2. Айнбиндер, А.Б. Расчет магистральных трубопроводов на прочность и устойчивость / А.Б. Айнбиндер, А.Г. Камерштейн. – Москва: Недра, 1982. – 341 с.
3. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – Москва: Стройиздат, 1982. – 351.
4. Бородавкин, П.П. Морские нефтегазовые сооружения / П.П. Бородавкин. – Москва: Недра, 2006. – 555 с.

5. Гехман, А.С. Расчет, конструирование и эксплуатация трубопроводов в сейсмических районах / А.С. Гехман, Х.Х. Зайнетдинов. – Москва: Стройиздат, 1988. – 182 с.
6. Муравьева, Л.В. Особенности оценки сейсмостойкости морских подводных трубопроводов / Л.В. Муравьева, О.Я. Тимофеев // Газовая промышленность. – 2013. – N 4. – С. 59-62. – Библиогр.: с. 62 (8 назв.).
7. Муравьева, Л.В., Овчинников, И.Г., Пшеничкина, В.А., Оценка надежности трубопроводной конструкции с эксплуатационными повреждениями / Л.В. Муравьева, Овчинников, И.Г., Пшеничкина, В.А. / Саратов: Саратовский государственный технический университет, 2004. – 256 с.
8. Muravieva L.V., Vatin, N.I., The safety estimation of the marine pipeline, 2014, Applied Mechanics and Materials, Trans Tech Publications, Switzerland, Vols. 633-634, pp. 958-964.
9. Муравьева Л.В., Сейсмостойкость подземных и заглубленных подводных трубопроводов / Л. Муравьева – Lambert Academic Publishing RU, 2018, 49 с.
10. Райзер, В.Д. Вероятностные методы в анализе надежности и живучести сооружений / В.Д. Райзер. – Москва: Издательство АСВ, 2018. – 396 с.
11. N.M. Newmark, Problems in wave propagation in soil and rock, in: International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Material, University of New Mexico Press, 1967, pp. 7-26.
12. W.J. Hall, N.M. Newmark, Seismic design criteria for pipelines and facilities. The current state of knowledge of lifeline: Earthquake engineering, J. Struct. Eng. ASCE 103 (1977) 18-34.
13. Hindy, M. Novak, Earthquake response of underground pipelines, Earthq. Eng. Struct. Dyn. 106 (1979) 451-476.
14. T.R. Kuesel, Earthquake design excitation for subways, J. Struct. Eng. ASCE 95 (1979) 1213-1231.
15. H.H. Shah, S.C. Chu, Seismic analysis of underground structural elements, J. Power Div. ASCE 100 (1974) 53-62.
16. Nelson, P. Weidlinger, Dynamic seismic analysis of long segmented lifelines, Trans. ASME J. Pressure Vessel Technol. 101 (1979) 10-20.
17. M. Shinozuka, T. Koike, Estimation of structural strains in underground lifeline pipes, in: Lifeline Earthquake Engineering Buried Pipelines, Seismic Risk, and Instrumentation, ASME 34 (1980) 31-48.
18. T.K. Datta, E.A. Mashaly, Pipeline response to random ground motion by discrete model, Earthq. Eng. Struct. Dyn. 14 (1986) 559-572.
19. K. Kubo, O.M. Katyana, Lifeline earthquakes engineering in Japan, J. Technol. Counс. ASCE 105 (1979) 221-238.
20. M.J. O'Rourke, L.R.L. Wang, R.R. Pikul, Seismic response behavior of buried pipelines, Trans. ASME J. Pressure Vessel Technol. 101 (1979) 21-30.
21. K.C. Wong, A.H. Shah, S.K. Datta, Three-dimensional motion of buried pipeline, J. Eng. Mech. ASCE 112 (1986) 1319-1348.
22. Benjamin, E., Mathematical Models For Systems Reliabilit / E. Benjamin3 New York: 2008. – 257 p.
23. Guangbin Yang, Life Cycle Reliability Engineering / Guangbin Yang. – JOHN WILEY & SONS, INC. 2007. – 147 p.
24. Haldar A., Sankaran Mahadevan, Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design / Haldar A., Sankaran Mahadevan – John Wiley & Sons: 2000. – 221 p.

Muravieva Liudmila Victorovna

JSC "CDB Corall", Sevastopol, Russia
E-mail: rfludmia@yandex.ru

Ovchinnikov Igor Georgievich

National research nuclear university MEPhI (Moscow engineering physics institute)
Balakovo institute of engineering and technology (branch), Russia
Yuri Gagarin state technical university of Saratov, Saratov, Russia
Perm national research polytechnic university, Perm, Russia
E-mail: bridgesar@mail.ru

Seismic resistance analysis of the buried subsea pipeline

Abstract. If a seismic wave is randomly directed, the pipeline will vibrate both in transverse and longitudinal directions relative to its axis.

Dynamic seismic resistance theory for the complex underground structures is under development now. Pipeline systems and structural systems joined into complex assemblies can be considered as complex systems. A contact between underground structures and the ground depends on the dimensions and design features of the construction. The article describes a subway model having a cylindrical cross section to evaluate the seismic resistance of the buried subsea concrete coated pipeline.

Keywords: seismic design; seismic analysis; underground structures; mode of deformation construction

REFERENCES

1. Joe, Jaw-Nan, Wang P.E. (1991). *Seismic Design of Tunnels A Simple State-of-the-Art Design Approach*. New York: Published by Parsons Brinckerhoff Inc., p. 159.
2. Ajnbinder A.B., Kamershtejn A.G. (1982). Raschet magistralnyh truboprovodov na prochnost i ustojchivost. [*Calculation of trunk pipelines for strength and stability*.] Moscow: Nedra, p. 341.
3. Bolotin V.V. (1982). Metody teorii veroyatnostej i teorii nadezhnosti v raschetah sooruzhenij. [*Methods of probability theory and reliability theory in calculations of structures*.] Moscow: Stroyizdat, p. 351.
4. Borodavkin P.P. (2006). Morskie neftegazovye sooruzheniya. [*Offshore oil and gas facilities*.] Moscow: Nedra, p. 555.
5. Gehman A.S., Zajnetdinov X.X. (1988). Raschet, konstruirovanie i ekspluatatsiya truboprovodov v sejsmicheskikh rajonah. [*Calculation, design and operation of pipelines in seismic regions*.] Moscow: Stroyizdat, p. 182.
6. Muraveva L.V., Timofeev O.Ya. (2013). Features of assessing seismic resistance of offshore pipelines. *Gas industry*, 4, pp. 59-62. (in Russian).
7. Muraveva L.V., Ovchinnikov I.G., Pshenichkina V.A. (2004). Ocenka nadezhnosti truboprovodnoj konstrukcii s ekspluatatsionnymi povrezhdeniyami. [*Evaluation of the reliability of a pipeline structure with operational damage*.] Saratov: Saratov State Technical University, p. 256.

8. Muravieva L.V., Vatin N.I. (2014). The safety estimation of the marine pipeline. *Applied Mechanics and Materials*, 633-634, pp. 958-964. (in Russian).
9. Muraveva L.V. (2018). Seismic resistance of underground and buried underwater pipelines. *Lambert Academic Publishing RU*, p. 49. (in Russian).
10. Rajzer V.D. (2018). Veroyatnostnye metody v analize nadezhnosti i zhivuchesti sooruzhenij. [*Probabilistic methods in the analysis of reliability and survivability of structures.*] Moscow: ASV Publishing House, p. 396.
11. Newmark N.M. (1967). Problems in wave propagation in soil and rock, in: International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Material. *University of New Mexico Press*, pp. 7-26.
12. Hall W.J., Newmark N.M. (1977). Seismic design criteria for pipelines and facilities. The current state of knowledge of lifeline: Earthquake engineering. *J. Struct. Eng. ASCE*, 103, 18-34.
13. Hindy, Novak M. (1979). Earthquake response of underground pipelines. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 106, pp. 451-476.
14. Kuesel T.R. (1979). Earthquake design excitation for subways. *J. Struct. Eng. ASCE*, 95, pp. 1213-1231.
15. Shah H.H., Chu S.C. (1974). Seismic analysis of underground structural elements. *J. Power Div. ASCE*, 100, pp. 53-62.
16. Nelson, Weidlinger P. (1979). Dynamic seismic analysis of long segmented lifelines. *Trans. ASME J. Pressure Vessel Technol.*, 101, pp. 10-20.
17. Shinozuka M., Koike T. (1980). Estimation of structural strains in underground lifeline pipes, in: Lifeline Earthquake Engineering Buried Pipelines, Seismic Risk and Instrumentation. *ASME*, 34, pp. 31-48.
18. Datta T.K., Mashaly E.A. (1986). Pipeline response to random ground motion by discrete model. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 14, pp. 559-572.
19. Kubo K., Katyana O.M. (1979). Lifeline earthquakes engineering in Japan. *J. Technol. Counc. ASCE*, 105, pp. 221-238.
20. O'Rourke M.J., Wang L.R.L., Pikul R.R. (1979). Seismic response behavior of buried pipelines. *Trans. ASME J. Pressure Vessel Technol.*, 101, pp. 21-30.
21. Wong K.C., Shah A.H., Datta S.K. (1986). Three-dimensional motion of buried pipeline. *J. Eng. Mech. ASCE*, 112, pp. 1319-1348.
22. Benjamin E. (2008). *Mathematical Models For Systems Reliabilit.* New York, p. 257.
23. Guangbin Yang. (2007). Life Cycle Reliability Engineering. *John Wiley & Sons*, p. 147.
24. Haldar A., Sankaran Mahadevan. (2000). Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design. *John Wiley & Sons*, p. 221.