

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ КРУГОВОЙ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПОДЗЕМНОЙ ТРУБЫ

А.И. ВАСИЛЬЕВ, канд. техн. наук, *

А.И. ГОЛЫШЕВ, канд. техн. наук, доцент, **

Институт природообустройства им. А.Н. Костякова,

ФГБОУ ВПО РГАУ-МСХА им. К.А. ТИМИРЯЗЕВА,

127550, ул. Прянишникова, 19;

* vasil-aleks@mail.ru; ** aigolyshev@mail.ru

За 100-летнюю историю кафедры строительной механики (1913-2013) МГМИ-МИИВХ-МГМИ-МГУП большое внимание уделялось изучению работы подземных труб. Параллельно с проведением натурных и лабораторных испытаний подземных труб, в том числе, с доведением их до разрушения, разрабатывались методы их расчета. Продолжая эту традицию, предлагается метод определения критической нагрузки на гибкую подземную трубу круглого сечения с учетом безотпорной зоны. Проводится сравнение результатов и даются рекомендации для практического расчета подземных труб круглого сечения на устойчивость.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: подземный трубопровод, безотпорная зона, устойчивость, податливость опор, граничные условия.

Все, применяемые в настоящее время, методы расчета подземных труб на устойчивость круговой формы сечения базируются на предположении, что в возмущенном состоянии радиальные перемещения оболочки трубы подчиняются закону [1, 2, 3, 6]:

$$v = V \sin n\varphi,$$

что не подтверждается экспериментальными данными, которые показывают, что основные деформации при внешнем давлении развиваются в верхней части трубы. На Рис. 1 представлены образцы тонких стальных труб, которые использовались в натурных испытаниях.



Рис. 1. Образцы тонких стальных труб, которые использовались при проведении натурных испытаниях

На рис. 2 представлена схема испытательного стенда, смонтированного в Лаборатории испытания материалов им. проф. И.П.Прокофьева кафедры строительной механики МГМИ (МГУП), ныне Институт природообустройства им. А.Н.Костякова ФГБОУ ВПО РГАУ-МСХА им. К.А.Тимирязева.

В данной работе предлагается рассматривать потерю устойчивости первого рода в верхней части трубы, ограниченной углом φ_0 , который определяет размеры, так называемой безотпорной зоны [2], в пределах которой радиальные перемещения оболочки трубы направлены от грунта (рис. 3).

1. Вывод расчетных уравнений

Наличие безотпорной зоны представляется достаточно очевидным и подтверждается экспериментально.

Верхняя часть трубы рассматривается как арка в воздушной среде, нерастяжимая в окружном направлении, решение для которой известно [4].

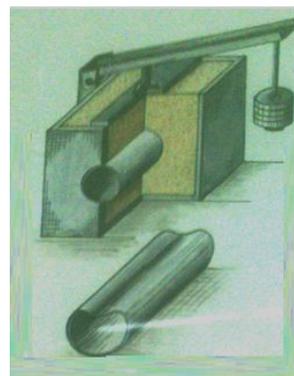


Рис. 2. Схема испытательного стенда – грунтового лотка, смонтированного в Лаборатории им. проф. И.П. Прокофьева кафедры строительной механики МГМИ (МГУП)

Рассматривается только симметричная форма потери устойчивости, так как трение о грунт препятствует реализации кососимметричных форм. В этом случае выражение для окружного перемещения имеет вид:

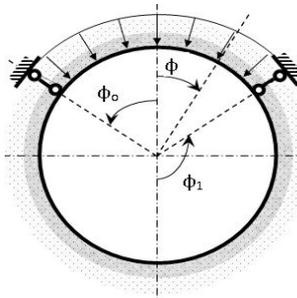


Рис. 3. Расчетная схема контура трубы (реактивное сопротивление грунта не показано)

$$u = C_1 \varphi + C_2 \sin \varphi + C_3 \sin \beta \varphi, \quad (1)$$

где $\beta = \sqrt{qr^3/D + 1}$. (2)

На границе безотпорной зоны при $\varphi = \varphi_0$ ставятся следующие условия сопряжения с нижней частью трубы:

$$1) v_a = 0; 2) u_a = N_a \delta_{uN}; 3) \theta_a = M_a \delta_{\theta M}, \quad (3)$$

где u_a, θ_a, N_a, M_a - соответственно: окружное перемещение, угол поворота, продольная сила и изгибающий момент в арке на границе безотпорной зоны, а $\delta_{uN}, \delta_{\theta M}$ - податливости на границе сопряжения для нижней части трубы, упруго заделанной в грунт. При этом по гипотезе Винклера учитывается сопротивление грунта только радиальным перемещениям. Как показали сравнительные расчеты влиянием изгибающего момента на окружное перемещение и влиянием продольной силы на угол поворота допустимо пренебречь.

Радиальное перемещение, угол поворота, изгибающий момент и продольная сила в арке в возмущенном состоянии в свою очередь определяются по формулам:

$$v = u'; \quad \theta = 0.5(u'' + u);$$

$$M = -\frac{D}{r^2}(u'' + u'); \quad N = -\frac{D}{r^3}(u' + \beta^2 u'' + (\beta^2 - 1)u'), \quad (4)$$

где D - цилиндрическая жесткость стенки трубы.

Податливости на стыке по [2] выражаются следующим образом:

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_{uN} &= \frac{\varphi_1}{kr}; & \delta_{\theta M} &= \frac{2\alpha\mu}{kr^3} \left(1 + \frac{\varphi_1}{2\alpha\mu} \right), \end{aligned} \right. \quad (5)$$

где k - коэффициент жесткости (постели) грунта, а μ и α вычисляются по формулам:

$$\mu = \sqrt{\frac{kr^4}{D}}; \quad \alpha = \sqrt{\frac{\mu - 1}{2}}. \quad (6)$$

Строго говоря, данная задача относится к задаче устойчивости круговой арки на упруго податливых опорах с подвижными границами. Такие задачи обычно относят к конструктивно нелинейным. Полагаем, что для практических целей при определении угла φ_0 можно использовать приближенную формулу, рекомендованную С.В.Виноградовым [2] при изменении μ от 10 до 80,62:

$$\varphi_0 = 0,965 - 0,019\sqrt[3]{\mu^2 - 100}. \quad (7)$$

2. Решение

Используя известное решение для арки (1) и граничные условия (3), из условия нетривиальности решения получаем характеристическое уравнение устойчивости:

$$(\beta^2 - 1) \tan \varphi_0 \tan \beta \varphi_0 - (B + A(\beta^2 - 1)^2 + \varphi_0 \beta^2) \tan \beta \varphi_0 + (B\beta^2 + \varphi_0)\beta \tan \varphi_0 - (\varphi_0(B - A) + AB\beta^2)\beta(\beta^2 - 1) = 0. \quad (8)$$

В этом трансцендентном уравнении через A и B обозначены следующие безразмерные податливости:

$$A = \frac{\varphi_1}{\mu^2}; \quad B = \frac{2\alpha}{\mu} \left(1 + \frac{\varphi_1}{2\alpha\mu} \right).$$

Из уравнения (8) определяется наименьший корень $\beta \geq 1$, а критическое давление вычисляется по формуле:

$$q_{кр2} = \frac{D}{r^3} \cdot k_1, \quad \text{где } k_1 = \beta^2 - 1. \quad (9)$$

Анализ формул (6)-(8) показывает, что k_1 зависит исключительно от параметра μ . В табл. 1 приведена зависимость k_1 от μ , рассчитанная с шагом по μ , равным 10.

Таблица 1

μ	10	20	30	40	50	60	70	80,62
k_1	21,32	32,50	38,68	43,96	49,14	54,65	60,50	70,20

Для сравнения полученного решения с другими, применяемыми в практических расчетах, они приведены к такому же стандартному виду, что и формула (9). Формула С.В. Виноградова, полученная из формулы Николаи в 1959г., позволяющая не определять число n волн изгиба и скорректированная в 1980г. с учетом односторонности отпора грунта[2], приобретает вид:

$$q_{кр2} = \frac{D}{r^3} \cdot k_2, \quad (10)$$

где $k_2 = \mu\sqrt{2}$, а формула Николаи при $n = 2$ и значении k , уменьшенном в два раза[1]:

$$q_{кр3} = \frac{D}{r^3} \cdot k_3, \quad \text{где } k_3 = 3 + \frac{\mu^2}{6}.$$

На рис. 4 приведены графики зависимости коэффициентов k_1, k_2, k_3 от μ в диапазоне изменений μ от 10 до 80,62. По графикам видно, что при $\mu > 26$ критическое давление по предлагаемой методике получается меньше чем по формуле (7) и разница увеличивается с возрастанием μ до 38% при $\mu = 80,62$.

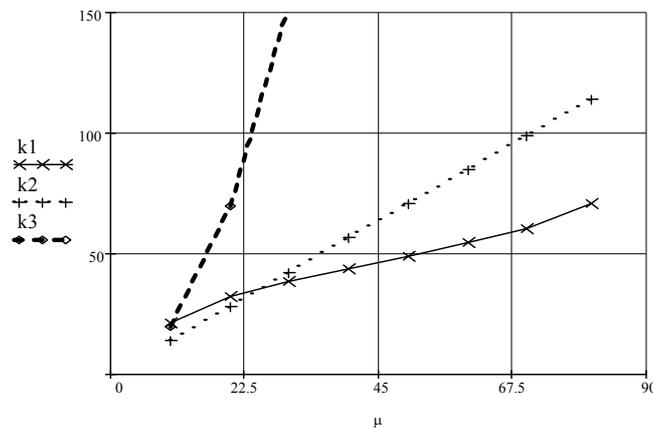


Рис. 4

k_1 – решение, предлагаемым методом; k_2 – формула проф. С.В. Виноградова;
 k_3 – решение Николаи

В табл. 2 приведены расчетные значения критических давлений для четырех стальных труб, испытанных в лаборатории кафедры строительной механики МГУП в грунтовом лотке с доведением этих труб до исчерпания несущей способности, что проявлялось в проваливании верхней части трубы внутрь. В правом столбце таблицы приведены предельные нагрузки над шельгой q_{np} , рассчитанные по приближенной методике. Для всех четырех труб расчетные критические напряжения не превышали предела пропорциональности.

Таблица 2

Характеристики труб и засыпки	$q_{кр1}$ кПа	$q_{кр2}$ кПа	$q_{кр3}$ кПа	$q_{кр}$ по Леви ф-ла (10) при μ = 0, кПа	$q_{пр}$ кПа
$k = 5 \cdot 10^3$ кПа/м; (без уплотнения) $h = 0,55$ мм; $r = 150$ мм; $\mu = 33,56$	27,00	31,60	126,94	2,00	16,9±2
$k = 5 \cdot 10^3$ кПа/м; (без уплотнения) $h = 0,67$ мм; $r = 150$ мм; $\mu = 21,61$	53,56	48,41	129,76	4,81	24,3±2
$k = 1 \cdot 10^4$ кПа/м; (уплотнение вручную) $h = 1,60$ мм; $r = 125$ мм; $\mu = 5,75$	-	306,43	321,37	113,05	44,14
$k = 1 \cdot 10^4$ кПа/м; (уплотнение вручную) $h = 1,80$ мм; $r = 125$ мм; $\mu = 4,82$	-	366,28	369,36	160,97	52,50

Заключение

Приведенные расчетные и экспериментальные данные позволяют сформулировать следующие предварительные выводы:

1. При $\mu > 26$ можно рекомендовать определять критическое давление на подземные трубы по формуле (9) с использованием табл. 1 и линейной интерполяции, а при $\mu < 10$ по формуле Леви без учета реактивного сопротивления грунта. В диапазоне изменения μ от 10 до 26 предпочтительно пользоваться формулой (10).

2. Следует признать обоснованным часто рекомендуемое для подземных труб значение коэффициента запаса устойчивости равное 3 [5].

Л и т е р а т у р а

1. *Баславский И.А.* Устойчивость подземных труб. – Гидротехническое строительство, 1964, №10.

2. *Виноградов С.В.* Расчет подземных трубопроводов на внешние нагрузки. – М.: Стройиздат, 1980. – 135с.

3. *Клейн Г.К.* Расчет подземных трубопроводов. - М.: Стройиздат, 1969. – 240с.

4. *Ржаницын А.Р.* Устойчивость равновесия упругих систем. – М.: Гостехиздат, 1955 – 175с.

5. СП-40-102-2000. Проектирование и монтаж трубопроводных систем водоснабжения и канализации из полимерных материалов. Общие требования. – М.: Госстрой России, 2003 -19с.

6. *Jonson L.E.* Plastics pipes for water supply and sewage disposal. – Borealis, 1996.

References

1. *Baslavskiy, IA* (1964). Stability of Underground Pipes. *Gidrotehnicheskoe Stroitel'stvo*, № 10.

2. *Vinogradov, SV* (1980). *Analysis of Underground Pipe Lines on External Loads*. М.: Stroyizdat, 135 p.

3. *Klein, GK* (1969). *Analysis of Underground Pipe Lines*. М.: Stroyizdat, 240 p.

4. *Rzhanitzin, AR* (1955). The stability of equilibrium of elastic systems. М.: Gostehizdat, 175 p.

5. SP 40-102-2000 (2003). М.: Gosstroy Rossii, 19 p.

6. *Jonson, LE* (1996). *Plastics Pipes for Water Supply and Sewage Disposal*. Borealis.

CIRCULAR UNDERGROUND PIPE STABILITY ANALYSIS

Vasil'ev A.I., Golyshev A.I.

Institut Prirodoobustroystva im. A.N. Kostyakova, Moscow

During 100-year history of Structural Analysis Chair (1913-2013) of Moscow land reclamation Institute-of Moscow institute of water economy engineers-of Moscow land reclamation Institute-of MSUEE a great attention was devoted to behavior of underground pipes analysis. Along with natural and laboratory underground pipes tests sometimes up to a crash, methods were developed to analyze behavior of underground pipes. Continuing this tradition a method is proposed to determine a critical load for circular underground pipe taking into account passive ground pressure free zone. Results are compared and recommendations for stability analysis of circular underground pipe are worked out.

KEY WORDS: underground pipe, passive ground pressure free zone, stability, support flexibility, boundary conditions