ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ДОРОГ, МЕТРОПОЛИТЕНОВ, АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

УДК 622.692.4.074.2

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-133-145

*В.И. ХИЖНЯКОВ, А.В. НЕГОДИН, Р.Ю. БАКШАНСКИЙ,
Томский государственный архитектурно-строительный университет*

О ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ РЕЧНЫХ ПОДВОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Рассмотрены условия динамической устойчивости подводных переходов магистральных трубопроводов при наличии оголений и провисов в зависимости от жесткости трубы и скорости речного потока. Рассчитаны частоты гидродинамической силы и собственных колебаний трубопровода при фактической и критической длине провиса трубопровода.

Установлено, что частота внешней гидродинамической силы, действующей на трубопровод в условиях, когда длина провиса соответствует критической, совпадает с частотой собственных колебаний.

Показано, что потеря устойчивости подводных переходов происходит в резонансной области колебания трубопровода за счет усиливающего действия переменной гидродинамической силы.

Ключевые слова: динамическая устойчивость; магистральные трубопроводы; подводные переходы; гидродинамическая сила; продольная сила; момент инерции; жесткость трубы; частота колебаний; гофры; вмятины; трещины.

Для цитирования: Хижняков В.И., Негодин А.В., Бакшанский Р.Ю. О динамической устойчивости речных подводных переходов магистральных трубопроводов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. Т. 23. № 2. С. 133–145.

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-133-145

*V.I. KHIZHNYAKOV, A.V. NEGODIN, R.Yu. BAKSHANSKIY,
Tomsk State University of Architecture and Building*

DYNAMIC STABILITY OF SUBMERGED PIPELINES

The paper considers the dynamic stability of submerged pipelines with denudation and sagging depending on their stiffness and the river flow rate. The hydrodynamic force frequency

and natural vibrations of the pipeline are calculated at the actual and critical length of the pipeline sagging.

It is shown that the frequency of the external hydrodynamic force applied to the sagged pipeline with the length corresponding to the critical, coincides with the frequency of natural vibrations.

It is found that the loss of stability of submerged pipelines occurs in the resonant region of the pipeline vibration due to the increased variable hydrodynamic force.

Keywords: dynamic stability; submerged pipelines; hydrodynamic force; longitudinal force; inertia moment; pipe stiffness; vibration frequency; corrugations; dents; cracks.

For citation: Khizhnyakov V.I., Negodin A.V., Bakshanskiy R.Yu. Dinamicheskaya ustoichivost' rechnykh podvodnykh perekhodov magistral'nykh truboprovodov [Dynamic stability of submerged pipelines]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2021. V. 23. No. 2. Pp. 133–145.

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-133-145

Динамическая устойчивость речных подводных переходов магистральных трубопроводов при наличии оголений и провисов определяется двумя видами сил: внешними, вызванными потоком воды, обтекающей трубу (воздействие лобового сопротивления и подъемной силы), и внутренними – пульсацией рабочего давления в трубе, которые зависят от упругости, инерции и сопротивления (демпфирования) трубопровода. До настоящего времени вопрос о динамической устойчивости подводных переходов магистральных трубопроводов, подверженных одновременно двум переменным внешним и внутренним нагрузкам, остается открытым. Внутренние силы обуславливают собственные продольные и поперечные колебания трубопровода (при нулевой внешней нагрузке). Сила упругости $P_{упр}$ возникает при отклонении трубопровода от положения равновесия и стремится вернуть трубопровод в первоначальное положение. $P_{упр}$ прямо пропорциональна прогибу трубопровода $y_{пр}$ и кольцевой жесткости трубы S_r :

$$P_{упр} = S_r y_{пр}, \quad S_r = \frac{EI}{D_n^3}, \quad \text{где } E - \text{модуль упругости трубной стали; } I - \text{момент}$$

инерции сечения трубы, $I = \frac{\pi(D_n^4 - D_{вн}^4)}{64}$; D_n – наружный диаметр трубопровода;

$D_{вн}$ – внутренний диаметр.

Кольцевая жесткость трубопровода, определяемая частотой собственных колебаний, зависит от диаметра и момента инерции сечения (толщины стенки трубы). В табл. 1 представлена зависимость кольцевой жесткости трубы от диаметра и толщины стенки.

При натекании потока воды трубопровод находится под воздействием внешней поперечной гидродинамической силы: $P_n = CD_n l \cdot \rho_v \frac{v^2}{2}$ [1], действующей как в направлении потока (горизонтальная составляющая) P_n^r , так и в вертикальном направлении P_n^B , под воздействием которой трубопровод

подвергается вынужденным колебаниям, частота которых зависит от частоты срыва вихрей и определяется числом Струхала (рис. 1).

Таблица 1

Зависимость кольцевой жесткости трубопровода S_r от его диаметра и толщины стенки трубы

Наружный диаметр трубопровода, мм	Кольцевая жесткость трубопровода S_r , МН/м, при номинальной толщине стенки трубы, мм								
	6	8	10	12	14	16	18	20	21
426	455	600	744	884	1014	1144	–	–	–
530	502	610	757	891	1031	1165	1296	1427	1488
720	–	622	770	918	1061	1203	1341	1478	1546
1020	–	–	780	931	1079	1227	1356	1516	1586
1220	–	–	784	937	1087	1236	1384	1530	1603
1420	–	–	–	–	1092	1243	1393	1541	1615

Рис. 1. Схема возникновения горизонтальной $P_n^Г$ и вертикальной $P_n^В$ составляющих гидродинамической силы P_n при поперечном обтекании трубопровода потоком воды

При срыве вихрей с поверхности трубы происходит мгновенное изменение давления на ее поверхности, что дает толчок, выводящий трубу из статического равновесия. Суммарное действие таких толчков является причиной возникновения переменной гидродинамической силы P_n , под воздействием которой трубопровод на участке провиса входит в режим колебаний.

Скорость потока воды на двухниточном переходе магистрального нефтепровода на р. Оби (у г. Томска) диаметром 1020 мм на различных участках русла изменяется в пределах $v = 0,6-1,2$ м/с. При обтекании трубопровода потоком воды скорость потока у верхней образующей трубы возрастает (сгущаются силовые линии, рис. 1), соответственно снижается давление (уравнение Бернулли), возникает подъемная сила $P_n^В$, под воздействием которой трубопровод перемещается в вертикальном направлении до тех пор, пока не наступит равновесие. После этого трубопровод под влиянием восстанавливающей силы (упругости

трубопровода) начинает двигаться вниз. В отсутствии рассеяния энергии амплитуда колебаний y увеличивалась бы до бесконечности. Энергия рассеяния идет на вихреобразование и преодоление трения. В реальных условиях потеря энергии становится равной подводимой потоком воды энергии. После этого колебания трубопровода происходят с постоянной амплитудой и частотой – возникают автоколебания провисающих участков. Частота срыва вихрей зависит от скорости потока v и диаметра трубопровода D_n : $\lambda = \frac{0,2v}{D_n} = \frac{0,2 \cdot 0,8}{1,02} = 0,16$ Гц, что соот-

ветствует круговой частоте, равной $\omega_{\text{вих}} = 2\pi\lambda = 1,0$ Гц.

Горизонтальная составляющая поперечной гидродинамической силы (сила лобового сопротивления, рис. 1) определяется выражением $P_{\Pi}^r = C_r D_n l \rho_v \frac{v^2}{2}$,

вертикальная подъемная сила: $P_{\Pi}^b = C_{\text{верт}} D_n l \rho_v \frac{v^2}{2}$, где C_r, C_b – соответственно коэффициент лобового сопротивления и коэффициент подъемной силы; D_n – наружный диаметр зафутерованного трубопровода с пригрузами; l – длина провиса трубопровода, рис. 2; ρ_v – плотность воды; v – скорость потока воды.

Сила инерции, возникающая под воздействием внешней силы, определяется массой трубопровода на участке оголения (провиса) $m_{\text{тр}}$ и ускорением a , действующим на эту массу при колебаниях: $P_{\text{ин}} = ma$. Сила инерции $P_{\text{ин}}$, помимо массы трубопровода, определяется еще так называемой присоединенной массой воды $m_{\text{вод}}$. Присоединенную массу воды $m_{\text{вод}}$ для колеблющегося трубопровода в толще воды рассчитывают по формуле $m_{\text{вод}} = 0,375 \rho_{\text{вод}} \pi D_n^2$. Для практических расчетов присоединенную массу воды $m_{\text{вод}}$ принимают равной 1,5 массы вытесненной трубопроводом воды, что соответствует приведенной формуле. Следует отметить, что присоединенная масса воды также зависит и от частоты колебаний трубопровода – чем выше частота колебаний, тем меньше $m_{\text{вод}}$. При низкочастотной пульсации трубопровода этот фактор не учитывают.

Общая масса единицы длины трубы с учетом присоединенной массы воды равна сумме: $m = m_{\text{тр}} + m_{\text{вод}} = 0,1q_{\text{тр}}^{\text{пр}} + 0,375 \rho_{\text{вод}} \pi D_n^2$, где приведенная нагрузка от собственного веса трубопровода $q_{\text{тр}}^{\text{пр}} = q_{\text{тр}} + 0,11q_{\text{тр}} = 3623 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$, где $q_{\text{тр}}$ – вес погонного метра трубы:

$$q_{\text{тр}} = \rho_{\text{ст}} g \pi D_n \delta = 7850 \cdot 9,8 \cdot 3,14 \cdot 1,02 \cdot 0,014 = 3449,5 \frac{\text{Н}}{\text{м}}.$$

Здесь $\rho_{\text{ст}}$ – плотность трубной стали; g – ускорение свободного падения; $\delta_{\text{тр}}$ – толщина стенки трубы.

$$m = m_{\text{тр}} + m_{\text{вод}} = 0,1q_{\text{тр}}^{\text{пр}} + 0,375\rho_{\text{вод}}\pi D_{\text{н}}^2 = \\ = 0,1 \cdot 362,3 + 0,375 \cdot 1000 \cdot 3,14(1,02)^2 = 1588,3 \frac{\text{кг}}{\text{м}}.$$

Значения коэффициента подъемной силы C_b у колеблющегося трубопровода, по опубликованным данным, изменяется в пределах $C_b = 0,2-1,5$. Коэффициент подъемной силы C_b зависит как от глубины укладки трубопровода h_b (расстояния от поверхности воды до верхней образующей трубопровода), так и от расстояния от дна реки до нижней образующей трубопровода на участке провиса h_n (см. рис. 1) и имеет максимальное значение, когда $h_n = 0$ и давление у нижней образующей трубопровода равно гидростатическому. Коэффициент подъемной силы C_b зависит от частоты срыва вихрей λ . В нашем случае при круговой частоте, равной: $\omega_{\text{вих}} = 1,0$ Гц, коэффициент подъемной силы при низкочастотной пульсации принимают примерно равным: $C_b = 0,2$. При $h_n / D_n \geq 0,1$ вертикальная составляющая гидродинамического сопротивления практически исчезает, $C_b = 0$, и трубопровод рассчитывают только на лобовое сопротивление при $C_r = 1,1$.

В общем случае процесс пульсации поперечной гидродинамической силы при обтекании трубопровода водой на участках провиса (рис. 2) носит случайный характер. Пульсирующая гидродинамическая сила автоматически резонирует с собственной частотой трубопровода. При этом возрастание амплитуды собственных колебаний трубопровода будет продолжаться до тех пор, пока энергия потока воды будет превышать работу, совершаемую демпфирующими силами. Колебания могут происходить как в горизонтальной плоскости, так и в вертикальной с частотой, определяемой числом Струхала.

Рис. 2. Схема поперечных колебаний подводного перехода магистрального трубопровода на участках провиса, вызванных внешними и внутренними силами

При расчете принимают, что воздействие гидродинамической нагрузки на обтекаемый трубопровод происходит по гармоническому закону: $P_{\Pi} = P_0 \sin \omega_p t$,

где P_0 – интенсивность поперечной гидродинамической силы; ω_p – круговая частота поперечной силы: $\omega_p = \frac{2\pi v Sh}{D_n} = \frac{6,28 \cdot 0,8 \cdot 0,2}{1,02} = 1,0$ Гц, где $Sh = 0,2$ – число

Струхала. То есть круговая частота срыва вихрей совпадает с круговой частотой поперечной составляющей гидродинамической силы: $\omega_{вих} = \omega_p$.

На рис. 2 показаны оголения и провисы на подводных переходах, которые образуются под воздействием гидродинамического потока воды, когда трубопровод уложен выше линии предельного размыва, при переформировании русла и берегов реки. На участках провиса трубопровод искривляется как балка на двух опорах, находящаяся под воздействием распределенной радиальной гидродинамической силы, изменяющейся во времени: $P_n = P_0 \sin \omega_p t$. Для рассматриваемого случая дифференциальное уравнение изгибных колебаний провисающего участка трубопровода имеет следующий вид [1]:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + m \frac{d^2 y}{dx^2} + \beta \frac{dy}{dt} + Ky = P_0 \sin \omega_p t, \quad (1)$$

где x и y – координаты провисающего участка трубопровода; EI – изгибная жесткость трубы; m – масса единицы длины трубы с учетом присоединенной массы воды; β – коэффициент сопротивления колебаниям: $\beta = 0,3D_n$; K – коэффициент грунтовой постели: $K = k_0 D_n$, где k_0 – коэффициент упругого отпора основания. Для песчаного грунта $k_0 = 1-1,5$ Н/м³. Для участков провиса, когда трубопровод на грунт не опирается, $k_0 = 0$.

Интегрирование уравнения (1) позволяет получить уравнение упругих изгибных колебаний провисающего участка трубопровода (без учета продольного усилия) в виде суммы независимых синусоид [1, 2]:

$$y = \sum_{n=1}^{\infty} a_{0n} x_n \sin(\omega_{np} t - \varphi_n), \quad (2)$$

где коэффициенты a_n , x_n и φ_n находятся из граничных условий, которые определяются характером связи трубопровода с грунтом на концах провисающего участка протяженностью l . При $x=0$ и $x=l$ $y(x) = \frac{dy}{dx} = 0$, решение уравнения (2) принимает вид

$$y = a_0 x_1 \sin(\omega_{np} t - \varphi_1), \quad (3)$$

где a_0 – амплитуда колебаний; φ_1 – фазовый угол, позволяющий определить отклонение трубопровода в нулевой момент времени, при $t=0$; ω_{np} – собственная частота поперечных колебаний трубопровода.

Полученное решение (3) для рассматриваемого случая необходимо интерпретировать как результат сложения двух видов колебаний трубопровода под воздействием горизонтальной P_n^r и вертикальной P_n^b составляющих гидродинамической силы P_n при поперечном обтекании трубопровода потоком

воды (см. рис. 1). Колебания трубопровода в вертикальной и горизонтальной плоскостях имеют одинаковую частоту $\omega_{\text{тр}}$, но различные амплитуды колебаний a_0 и различные фазовые углы φ_1 . Результат сложения двух колебаний одинаковой частоты является колебанием той же частоты, но с измененными величинами амплитуды и фазы. Собственная частота колебаний трубопровода зависит от условий закрепления трубопровода на концах провисающего участка, для жесткого закрепления $\omega_{\text{тр}} = \frac{4,73^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$ [3, 4].

При расчете подводного трубопровода на динамические воздействия необходимо знать его собственную частоту и частоту колебаний внешней гидродинамической силы. При колебаниях подводных трубопроводов могут устанавливаться различные граничные условия в зависимости от положения трубопровода относительно дна: на дне (при $h_n = 0$), вблизи дна, когда $h_n / D_n < 0,1$, и в толще воды, когда $h_n / D_n \geq 0,1$. При расчете параметров колебаний подводных трубопроводов принято условие, когда провисающий трубопровод находится вблизи дна, при $h_n / D_n < 0,1$.

В табл. 2 представлены расчетные значения параметров колебаний подводных переходов магистральных трубопроводов диаметром $D_n = 426\text{--}1420$ мм с толщиной стенки трубы $\delta_{\text{тр}} = 14$ мм под действием поперечной гидродинамической силы P_n . Длина провиса участка подводного трубопровода принята реальной, равной $l = 26$ м, скорость потока, действующего на трубопровод, $v = 0,8$ м/с.

Таблица 2

Расчетные значения параметров колебаний подводных переходов магистральных трубопроводов диаметром $D_n = 426\text{--}1420$ мм с толщиной стенки трубы 16 мм под действием гидродинамической силы P_n

Параметры трубопровода	Расчетные значения					
Наружный диаметр трубы D_n , мм	426	530	720	1020	1220	1420
Толщина стенки трубы $\delta_{\text{тр}}$, мм	14	14	14	14	14	14
Момент инерции сечения трубы I , м ⁴	0,00039	0,00077	0,00198	0,00557	0,00988	0,01568
Масса 1 м зафутерованной трубы $m_{\text{тр}}$, кг/м	184,01	229,02	311,95	442,24	529,14	616,02
Присоединенная масса воды $m_{\text{вод}}$, кг/м	213,71	330,76	610,46	1225,07	1752,59	2374,31
Интенсивность подъемной силы P_0 , Н/м	27,26	33,92	46,1	65,28	78,1	90,88

Окончание табл. 2

Параметры трубопровода	Расчетные значения					
Интенсивность силы лобового сопротивления P_0^* , Н/м	149,95	186,56	253,44	359,04	429,44	499,84
Круговая частота поперечной гидродинамической силы ω_p , Гц	3,35	1,89	1,4	0,98	0,82	0,7
Собственная частота колебаний трубопровода $\omega_{тр}$, Гц	0,005	0,06	0,08	0,131	0,178	0,216

Результаты расчета свидетельствуют о том, что на участках провиса длиной $l = 26$ м при скорости потока $v = 0,8$ м/с поперечная гидравлическая сила действует не в такт со свободными колебаниями трубопровода. Расчетные значения круговой частоты колебаний гидродинамической силы практически на порядок превосходят значения собственной частоты колебаний трубопровода, что исключает резонансное возрастание амплитуды вынужденных колебаний трубопроводов на участках провиса при рассматриваемых условиях. При постоянной длине провиса собственная частота колебаний трубопроводов возрастает по мере увеличения диаметра трубы. Сопоставление результатов, приведенных в табл. 2, с жесткостью трубопроводов, приведенной в табл. 1, свидетельствует о том, что расчетные значения параметров колебания подводных трубопроводов без учета продольного усилия имеют значительный запас устойчивости даже на участках провиса, когда коэффициент упругого отпора основания $k_0 = 0$. Однако, как показывает опыт эксплуатации подводных трубопроводов, имеются случаи, когда труба теряет устойчивость с образованием локальных вмятин и гофр у верхней образующей трубопровода (в сжатой области) и трещин у нижней образующей (в растянутой области), что, по-видимому, связано с недоучетом искривления трубы на участке провиса. На рис. 2 показан провис на искривленном участке подводного перехода. Искривленные участки трубопроводов на подводных переходах, по сравнению с прямолинейными, имеют меньший уровень продольной устойчивости, поэтому именно они представляют наибольшую опасность.

Поперечное перемещение искривленного участка определяется продольным перемещением труб, прилегающих береговых участков под воздействием продольной силы. Эквивалентное продольное усилие $P_{пр}$, т. е. усилие, которое реализуется в продольном перемещении трубопровода, находим по выражению

$$P_{пр} = \alpha_t EF \Delta t + 0,2 \sigma_{кц} F. \quad (4)$$

Для рассматриваемого подводного перехода с наружным диаметром $D_n = 1020$ мм, толщиной стенки трубы $\delta = 14$ мм площадь поперечного сече-

ния стенки трубы $F = 0,045 \text{ м}^2$. Для рабочего давления $P_{\text{раб}} = 3,5 \text{ МПа}$ величина кольцевых напряжений $\sigma_{\text{кц}} = P_{\text{раб}} D_{\text{вс}} / 2\delta = 3,5 \cdot 0,992 / 0,028 = 124 \text{ МПа}$. Принимая, что $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$, а $\Delta t = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ (для центральной части Западной Сибири):

$$P_{\text{пр}} = \alpha_t E F \Delta t + 0,2 \sigma_{\text{кц}} F = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,01 \cdot 10^{11} \cdot 0,045 \cdot 60 + 0,2 \cdot 124 \cdot 10^6 \cdot 0,045 = 7,63 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

Под воздействием продольной силы $P_{\text{пр}}$ искривленный участок подводного перехода не будет равномерно перемещаться в поперечном направлении по всей длине перехода. Максимальный изгиб будет наблюдаться на участке провиса. При этом критическая продольная (сжимающая) сила, при которой криволинейный участок провисающего трубопровода теряет устойчивость, составит [5]

$$P_{\text{кр}} = \beta^3 \sqrt{q_{\text{в}}^2 EI},$$

где β – коэффициент, зависящий от

$$\theta = \frac{1}{\rho^3 \sqrt{\frac{q_{\text{в}}}{EI}}} = \frac{1}{1000^3 \sqrt{\frac{146435,3}{2,01 \cdot 10^{11} \cdot 5,57 \cdot 10^{-3}}}} = 0,01$$

и

$$Z = \frac{\sqrt{\frac{p_0 F}{q_{\text{в}} I}}}{\sqrt[3]{\frac{q_{\text{в}}}{EI}}} = \frac{\sqrt{\frac{34960,27 \cdot 0,045}{146435,3 \cdot 5,57 \cdot 10^{-3}}}}{\sqrt[3]{\frac{146435,3}{2,01 \cdot 10^{11} \cdot 5,57 \cdot 10^{-3}}}} = 138,7.$$

На основе рассчитанных значений θ и Z по диаграмме, приведенной в работе [5], коэффициент $\beta = 25$.

$\rho = 1000 \text{ м}$ – радиус упругого изгиба трубопровода; p_0 – сопротивление грунта продольным перемещениям трубопровода единичной длины:

$$p_0 = \pi D_{\text{н}} \tau_{\text{пр}} = 3,14 \cdot 1,02 \cdot 10912,4 = 34950,27 \frac{\text{Н}}{\text{м}};$$

$$\tau_{\text{пр}} = p_{\text{гр}} \operatorname{tg} \varphi_{\text{гр}} + c_{\text{гр}} = 13937 \operatorname{tg} 36^\circ + 0 = 10912,4 \text{ Па.}$$

Сопротивление вертикальным перемещениям провисающего участка трубы, отнесенное к единице длины провиса $l_{\text{пр}}$, равно

$$q_{\text{в}} = q_{\text{тр}}^{\text{пр}} + n_{\text{тр}} p_{\text{гр}} D_{\text{н}} \left(h_0 + \frac{D_{\text{н}}}{2} - \frac{\pi D_{\text{н}}}{8} \right) = 3823 + 0,8 \cdot 13937 \cdot 1,02 \left(11,5 + \frac{1,02}{2} + \frac{3,14 \cdot 1,02}{8} \right) = 146435,3 \frac{\text{Н}}{\text{м}};$$

коэффициент надежности по нагрузке $n_{\text{тр}} = 0,8$; среднее удельное давление на трубопровод

$$P_{\text{тр}} = \frac{2n_{\text{тр}}\rho_{\text{гр}}D_{\text{н}} \left[\left(h_0 + \frac{D_{\text{н}}}{8} \right) + \left(h_0 + \frac{D_{\text{н}}}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2} \right) \right] + q_{\text{тр}}}{\pi D_{\text{н}}} = 13937 \text{ Па};$$

высота толщ воды над трубопроводом $h_0 = 10,5$ м.

Осевой момент инерции поперечного сечения трубы

$$I = \frac{\pi(D_{\text{н}}^4 - D_{\text{вн}}^4)}{64} = \frac{3,14(1,02^4 - 0,992^4)}{64} = 5,57 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$P_{\text{кр}} = \beta^3 \sqrt[3]{q_{\text{в}}^2 EI} = 25^3 \sqrt[3]{(146435,3)^2 2,01 \cdot 10^{11} \cdot 5,57 \cdot 10^{-3}} = 33047900 \text{ Н}.$$

Условие продольной устойчивости трубопровода выполняется, $P_{\text{пр}} = 7,63 \cdot 10^6 < P_{\text{кр}} = 3,3 \cdot 10^7$, что исключает возможность потери устойчивости искривленного участка подводного перехода трубопровода.

В табл. 3 представлена зависимость частоты собственных колебаний трубопровода диаметром 1020 мм $\omega_{\text{тр}}$ с толщиной стенки трубы 14 мм от длины провиса $l_{\text{пр}}$.

Таблица 3

Зависимость собственной частоты колебаний трубопровода $D_{\text{н}} = 1020$ мм от длины провиса $l_{\text{пр}}$

Длина провиса трубопровода, $D_{\text{н}} = 1020$ мм, $l_{\text{пр}}$, м	15	30	45	80	100	150
Собственная частота колебаний трубопровода, $D_{\text{н}} = 1020$ мм, $\omega_{\text{тр}}$, Гц	13,3	3,2	1,5	0,5	0,3	0,13

Анализ результатов, приведенных в табл. 3, свидетельствует о том, что на собственную частоту колебаний трубопровода существенное влияние оказывает длина провисающего участка $l_{\text{пр}}$. При изменении длины провиса от 15 до 150 м собственная частота колебаний трубопровода $D_{\text{н}} = 1020$ мм меняется от 13,3 до 0,13 Гц, уменьшается в 100 раз. В связи с этим представляет интерес, при какой критической длине провиса $l_{\text{кр}}$ частота собственных колебаний $\omega_{\text{тр}}$, зависящая от жесткости трубы EI , совпадет с частотой вынужденных колебаний $\omega_{\text{тр}}$, определяемой скоростью течения реки v .

Приравняв $\omega_{\text{тр}} = \omega_P$, получим

$$l_{\text{кр}} = 4,73 \sqrt{\frac{D_{\text{н}}}{2\pi v Sh}} \sqrt{\frac{EI}{m}} = 4,73 \sqrt{\frac{1,02}{6,28 \cdot 0,8 \cdot 0,2}} \sqrt{\frac{2,01 \cdot 10^{11} \cdot 5,57 \cdot 10^{-3}}{1588,3}} = 137 \text{ м}.$$

На практике потеря устойчивости трубопровода $D_{\text{н}} = 1020$ мм с толщиной стенки 14 мм, по-видимому, связана с тем, что на концах провисающего

участка длиной 26 м подводный переход трубопровода общей протяженностью 700 м не был жестко закреплен и реальная длина провиса не соответствовала длине оголения трубы. Грунтовая засыпка на концах провисающего участка характеризуется податливостью, допускающей вибрацию трубопровода. В связи с этим для рассматриваемых условий допустимо существование некоторой эффективной (критической) длины провисающего участка $l_{кр} = 137$ м, при которой возникает резонанс вибрации, т. е. жесткое закрепление концов провисающего участка было обеспечено не при реальной длине провиса 26 м, а при его эффективной длине.

С другой стороны, собственная частота вибрации провисающего участка трубопровода $\omega_{тр}$ при опорных закреплениях зависит от стрелы прогиба трубопровода $y_{пр}$ и может быть определена по формуле [6]:

$$\omega_{тр} = \sqrt{\frac{g}{y_{пр}}}, \quad (5)$$

где g – ускорение свободного падения. Приведенная формула справедлива в широких пределах, в том числе, по нашему мнению, и для вынужденных колебаний провисающих участков подводных переходов магистральных трубопроводов при жестких опорных закреплениях. В рассматриваемых условиях провис на подводном переходе обнаружен у левого (крутого) берега. Разница высотных отметок дна береговой траншеи и нижней образующей провисающего участка трубопровода составляла 10 м. Отметим, что при $y_{пр} = 10$ м, в соответствии с формулой (5), собственная частота колебаний трубопровода $\omega_{тр}$ будет равна $\omega_{тр} = 0,99$ Гц. Частота внешней гидродинамической силы, действующей на трубопровод, $\omega_p = 0,98$ Гц (см. табл. 2), т. е. частоты собственных и вынужденных колебаний провисающего участка трубопровода практически совпадают: $\frac{\omega_{тр}}{\omega_p} = 1,01$ – возникает резонанс. В резонансной обла-

сти колебания трубопровода усиливаются за счет переменной гидродинамической силы $P_{п}$. При этом амплитуды колебаний, а следовательно, и динамические напряжения в стенке трубы кратно возрастают, что приводит к потере устойчивости подводного перехода с образованием локальных вмятин, гофр и трещин. Потеря устойчивости провисающего участка в условиях вибрации происходит из-за упругодеформированного состояния трубопровода [7], в том числе и за счет усталостных трещин, накапливающихся в стенке трубы в процессе вибрации трубопровода. Наличие усталостных трещин снижает жесткость трубопровода и, следовательно, изменяет частоту собственных колебаний трубопровода. У внешней поверхности трубопровода резонансные напряжения достигают максимальных значений, что способствует наступлению критического состояния равновесия, когда на верхней (сжатой) области трубы образуются локальные вмятины (гофры), а в нижней части (растянутой области) – трещины, преимущественно в области кольцевых сварных швов (рис. 3).

Рис. 3. Схема потери устойчивости провисающего участка резервной нитки подводного перехода магистрального нефтепровода Ду 1020 мм на р. Оби с образованием гофра (сверху) и трещины (снизу) в области кольцевого сварного шва

Потеря устойчивости подводных переходов на участках провиса сопровождается последующей разгерметизацией полости подводного трубопровода с потерей транспортируемого продукта (нефти или газа). Это одна из основных причин инцидентов, аварий и даже катастроф, провоцирующих серьезные экологические катаклизмы на подводных переходах магистральных трубопроводов. С целью исключения этих негативных последствий, при обнаружении провисов на подводных переходах магистральных трубопроводов, необходимо принимать неотложные меры к их ликвидации путем подсадки подводного перехода ниже линии предельного размыва, исключающей образование подмывов и провисов, с последующей засыпкой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бородавкин П.П., Березин В.Л., Шадрин О.Б. Подводные трубопроводы. Москва : Недра, 1979. 415 с.
2. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений : пер. с англ. Москва : Стройиздат, 1979. 319 с.
3. Стандарт ассоциации СА 03-003-07. Расчеты на прочность и вибрацию стальных технологических трубопроводов. Москва, 2007. С. 64.
4. Дроздов Е.В. Теоретические исследования эффективности применения универсальных защитных бетонных матов (УГЗБМ) для защиты подводных трубопроводов. Гидравлические расчеты. Воронеж, 2010. 18 с.
5. Быков Л.И., Мустафин Ф.М. и др. Типовые расчеты при сооружении и ремонте газонефтепроводов. Санкт-Петербург : Недра, 2005. 102 с.
6. Мангус К. Колебания: Введение в исследование колебательных систем : пер. с нем. Москва : Мир, 1982. 304 с.
7. Хижняков В.И., Негодин А.В., Шелков В.А., Тоз А.Н. Особенности проектирования и строительства линейной части магистральных нефтегазопроводов на заболоченных участках трассы // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. № 6. С. 167–176.

REFERENCES

1. Borodavkin P.P., Berezin V.L., Shadrin O.B. Podvodnye truboprovody [Underwater pipelines]. Moscow: Nedra, 1979. 84 p. (rus)

2. Clough R.W., Penzien J. *Dinamika sooruzhenii* [Dynamics of structures]. Moscow: Stroizdat, 1979. 320 p. (transl. from Engl.)
3. Standart assotsiatsii SA 03-003-07. *Raschety na prochnost' i vibratsiyu stal'nykh tekhnologicheskikh truboprovodov* [SA 03-003-07 Standard Association. Strength and vibration analysis of steel pipelines]. Moscow, 2007. 64 p. (rus)
4. Drozdov E.V. *Teoreticheskie issledovaniya effektivnosti primeneniya universal'nykh zashchitnykh betonnykh matov dlya zashchity podvodnykh truboprovodov. Gidravlicheskie raschety* [Theoretical studies of effective use of universal protective concrete mats for underwater pipelines. Hydraulic analysis]. Voronezh, 2010. 18 p. (rus)
5. Bykov L.I., Mustafin F.M., et al. *Tipovye raschety pri sooruzhenii i remonte gazonefteprovodov* [Standard calculations for construction and repair of gas and oil pipelines]. Saint-Petersburg: Nedra, 2005. 102 p. (rus)
6. Magnus K. *Kolebaniya: Vvedenie v issledovanie kolebatel'nykh sistem* [Schwingungen: eine Einführung in die theoretische Behandlung von Schwingungsproblemen]. Moscow: Mir, 1982. 304 p. (transl. from Germ.)
7. Khizhnyakov V.I., Negodin A.V., Shelkov V.A., Toz A.N. *Osobennosti proektirovaniya i stroitel'stva lineinoi chasti magistral'nykh neftegazoprovodov na zabolochennykh uchastkakh trassy* [Design and construction of linear main pipeline on water-logged grounds]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture*. 2020. V. 22. No. 6. Pp. 167–176. (rus)

Сведения об авторах

Хижняков Валентин Игнатьевич, докт. техн. наук, профессор, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, val@tpu.ru

Негодин Александр Викторович, ст. преподаватель, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, Semerka.82@mail.ru

Бакианский Роман Юрьевич, студент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, rbakshanskiy@mail.ru

Authors Details

Valentin I. Khizhnyakov, DSc, Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, val@tpu.ru

Aleksandr V. Negodin, Senior Lecturer, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, Semerka.82@mail.ru

Roman Yu. Bakshanskii, Student, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, rbakshanskiy@mail.ru