

## О НАРУШЕНИИ ПРОДОЛЬНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ КРЕПИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СКВАЖИН ПРИ СОХРАНЕНИИ БОКОВОЙ ОПОРЫ НА ОТТАИВАЮЩИЕ МЕРЗЛЫЕ ПОРОДЫ

**Я.Б. Горелик, П.В. Солдатов**

*Институт криосферы Земли СО РАН, 625000, Тюмень, а/я 1230, Россия; gorelik@ikz.ru*

На основе общего метода расчета продольной устойчивости стержня в упругой среде, разработанного А.Р. Ржаницыным, предложена расчетная схема и рассчитаны критические нагрузки, приводящие к потере продольной устойчивости крепью скважин при сохранении ею боковой опоры на оттаявшие породы. В принятой расчетной схеме подверженный деформациям изгиба участок крепи располагается в пределах пропластка мерзлых пород с повышенной льдистостью (и деформируемостью при оттаивании), оттаивающие породы упруго сопротивляются изгибу крепи. Величина критических нагрузок зависит от мощности льдистого пропластка, коэффициента упругой реакции оттаявших пород и жесткости конструкции крепи. Минимальные критические нагрузки являются сложной функцией мощности льдистого пропластка, а деформации крепи могут иметь как симметричные, так и антисимметричные формы изгиба. Первый случай соответствует результатам инструментального обследования аварийной скважины на Ямбургском месторождении. Для предотвращения возможных осложнений при строительстве скважин в районах глубокого залегания мерзлых пород предложено использовать конструкции крепи с повышенной жесткостью.

*Мерзлые породы, оттаивающие породы, скважина, вертикальные нагрузки, продольная устойчивость, формы изгиба колонны*

### LOSS OF AXIAL STABILITY OF CASING IN PERMAFROST PRODUCTION WELLS WITH A LATERAL SUPPORT ON THAWING ICE-RICH GROUND

**J.B. Gorelik, P.V. Soldatov**

*Earth Cryosphere Institute, SB RAS, 625000, Tyumen, P/O box 1230, Russia; gorelik@ikz.ru*

Rzhanitsyn's general method for calculating the stability of an axially loaded column embedded into an elastic medium has been used to develop a calculation scheme and to estimate the critical load that leads to buckling of production well casing supported laterally by thawing ice-rich ground. In the suggested model, casing deforms within a thin layer of ice-rich ground with enhanced deformability under thawing; thawing ground resists elastically. The critical load depends on the thickness of the ice-rich layer, the stiffness of unfrozen ground, and the flexural rigidity of casing. The minimum critical load is a complex function of ice-rich layer thickness, while buckling can be either symmetrical or anti-symmetrical. Symmetrical buckling has been detected instrumentally in an accidental well at the Yamburg gas-condensate field. Using of the well casing with higher rigidity of its construction is suggested to optimize well completion designs and reduce buckling risks in areas of deep bedding of permafrost.

*Frozen ground, thawing ground, well, axial load, axial stability, buckling types*

### ВВЕДЕНИЕ

На этапе эксплуатации некоторых северных месторождений зафиксировано не вполне обычное явление, схожее с картиной потери продольной устойчивости крепи скважин. Характерный изгиб ствола, приводящий к прекращению работы скважины, происходит в интервале залегания мерзлых пород на значительных глубинах (до 200–250 м), имеет протяженность около десятка метров и может представлять серьезную опасность для освоения месторождений в северных регионах. Деформации происходят без образования оголенного участка ствола в процессе эксплуатации (без потери боковой опоры на вмещающие

породы, оттаявшие под действием тепловыделений от скважин). Это явление было отмечено на Ямбургском и Ванкорском месторождениях углеводородов и до сих пор не получило должного объяснения. Имеются (пока не подтвержденные) сведения о сходных наблюдениях на некоторых других северных месторождениях нефти и газа. Аналогичное явление для нефтяных скважин было зафиксировано вне зоны распространения мерзлых пород и связано с воздействием дополнительных осевых нагрузок, возникающих при выносе минерального компонента пород в призабойной зоне [Теория и практика..., 1965; Медведский,

1987]. В работе [Теория и практика..., 1965] указано на возникновение в ряде случаев деформаций фундамента крепи вертикальных горных выработок (шахтных стволов) в практике строительства на мерзлых грунтах (при их оттаивании) при дополнительных осевых нагрузках на крепь. Интересно отметить, что деформации крепи шахтных стволов наблюдаются в первые 2–3 года их эксплуатации, это совпадает с временным интервалом наиболее интенсивных просадок грунта вблизи эксплуатационных скважин.

В работе [Горелик и др., 2015] высказано предположение, что описываемый тип потери устойчивости может иметь место при наличии сопротивления деформациям скважины со стороны окружающих (оттаявших) пород и при воздействии дополнительной продольной нагрузки на крепь вследствие зависания на ней этих пород (этот тип нагрузки, известный как негативное трение, обсуждается в п. 3). Ранее возможность потери продольной устойчивости крепью скважины в интервале глубокого залегания мерзлых пород была высказана Р.И. Медведским [1987]. Предложенное им доказательство этой возможности основано на предположении о вытаивании на некоторой глубине мощного пласта льда и последующем вывалообразовании перекрывающих пород с формированием каверны (несколько выше отметки первоначального залегания льда). Предлагаемая автором этой идеи расчетная схема, хотя и принимает во внимание дополнительные осевые нагрузки от оттаивающих пород, не учитывает возможность бокового сопротивления вывалившегося грунта. Кроме того, приводимое им изложение столь фрагментарно, что отсутствует возможность разобраться в важных деталях работы и оценить корректность предлагаемой расчетной схемы. Отметим также, что высказываемое иногда мнение о возможности изгиба колонны вследствие одностороннего промерзания заключенных в каверне водосодержащих масс (без учета дополнительных осевых нагрузок) безосновательно по той причине, что процесс промерзания жидкости не влечет возникновения сколько-нибудь значительных градиентов давления, перпендикулярных оси скважины [Горелик, Колунин, 2002].

Однако такое промерзание может вызвать значительное повышение абсолютного значения этого давления, что приводит к смятию колонн (фактически наблюдаемому при обратном промерзании пород), но не к их изгибу. Следует также иметь в виду, что мерзлые породы на рассматриваемых глубинах формировались по эпигенетическому типу и вероятность образования каверн при бурении в этих слоях существенно снижена за счет их уплотнения природным давлением до промерзания. Вместе с тем полностью исключить воз-

можность залегания на этих глубинах пропластков с повышенной льдистостью (и даже пластовых льдов) нельзя в силу специфических процессов в период многолетнего промерзания и формирования мерзлой толщи [Дубиков, 2002; Gorelik, 2008].

Общая теория потери устойчивости стержневых систем под действием осевой силы с учетом боковой реакции вмещающей их среды изложена в ряде монографий (см., например, [Ржаницын, 1955; Вольмир, 1967; Тимошенко, 1971; Ландау, Лифшиц, 1987]). Основной проблемой здесь остается переход к описанию конкретной системы со специфическими условиями ее работы. Применительно к скважине дополнительному анализу подлежат: выбор конкретной расчетной схемы, определяющей условия закрепления концов деформируемого участка; описание способов задания действующих нагрузок; создание метода расчета, позволяющего оценить границы устойчивости конструкции крепи с учетом свойств мерзлого и оттаивающего грунтов.

До сих пор расчеты продольной устойчивости скважин проводились для их оголенных приустьевых участков, образующихся в результате просадок оттаивающего в процессе эксплуатации грунта. Фактические данные и критический анализ работ, относящихся к этому типу потери устойчивости крепью скважин, можно найти в статьях В.Г. Григулецкого [2013а,б]. Вместе с тем какое-либо законченное исследование проблемы для глубоких слоев мерзлой толщи и совокупности обозначенных выше вопросов в настоящее время отсутствует, поэтому оно является актуальным для решения проблемы надежности эксплуатационных скважин в районах распространения мерзлых пород. Цель настоящей работы – осветить эти и другие важные моменты данной проблемы. Предварительные оценки показывают, что в период эксплуатации скважин наиболее значительное влияние на устойчивость крепи могут оказать осевые нагрузки, вызванные оттаиванием вмещающих мерзлых пород и весом конструктивных элементов крепи. По этой причине нами рассматривается только этот тип нагрузок. Влиянием же повышенного давления внутри эксплуатационной колонны (или внутри насосно-компрессорной трубы (НКТ)), дополнительного натяжения НКТ, так же как и иными факторами, которые могут оказать определенное влияние на результаты расчетов, на данной стадии исследования будем пренебрегать.

## 1. Выбор расчетной схемы

При рассмотрении проблемы продольной устойчивости крепи скважины в расчетах (так же делается и для других стержневых систем) реальную конструкцию обычно заменяют стержнем с соответствующими геометрическими характе-

ристиками и механическими свойствами материала крепи [Биргер, Мавлютов, 1980; Василевский, 2002; СТО Газпром 16-2005, 2005].

В зависимости от характера залегания различных по составу и строению слоев мерзлых пород, их свойств при оттаивании, а также степени их однородности по разрезу могут быть рассмотрены различные расчетные схемы потери продольной устойчивости крепи скважины. В настоящей работе рассматривается тип разрезов, который, по мнению авторов, представляет наибольшую опасность с точки зрения воздействия на крепь окружающих скважину пород при оттаивании. Естественная неоднородность в свойствах залегающих по разрезу пород проявляется в том, что слои просадочных песков чередуются с пластами плотных глин, которые почти не изменяют своих прочностных показателей при оттаивании (вследствие наличия у глин структурной прочности). Такой глинистый слой в талом состоянии может выдерживать без разрушения значительные нагрузки, изолируя нижележащие просадочные слои от воздействия оседающих выше по разрезу грунтовых масс (включая массу подсыхаемого в приустьевую воронку грунта). В результате ниже глинистого слоя образуется прилегающая к стволу область разжиженного (неконсолидированного) грунта с низким коэффициентом сопротивления (коэффициент постели) деформациям этого грунта. Этому может способствовать, например, повышенная льдистость слоя пород, залегающего между глинистыми пластами. Так, по данным обследования аварийных скважин специалистами "Газпромдобыча Ямбург" отмечается высокая льдистость мерзлых пород в интервале глубин, в котором произошла деформация колонн, однако подробная характеристика пород отсутствует. (При этом по кернам специальной мерзлотной скважины, расположенной на удалении примерно 1 км от аварийного куста, данные о повышенной льдистости пород в этом интервале глубин отсутствуют [Горелик и др., 2015].) Таким образом, рассматриваемый разрез залегающих с поверхности мерзлых дисперсных отложений характеризуется наличием пластов плотных глин, сохраняющих высокие прочностные показатели при оттаивании и разделенных слоев просадочных при оттаивании пород мощностью  $l$ . Подошва верхнего глинистого пласта залегает на глубине  $H$ . При этом пропласток просадочных пород может рассматриваться как аналог введенной Р.И. Медведским каверны в случае, если боковое сопротивление слагающих его пород деформациям колонны незначительно.

Расчетную схему, соответствующую данному варианту залегания пород, можно описать следующим образом: стержень кругового (кольцевого) сечения жестко заделан своими концами в породах кровли и подошвы "слабого" пропластка. Сум-

марное осевое усилие, действующее на стержневой участок, заключенный в теле этого пропластка, складывается из веса колонны и сил негативного трения на отрезке от поверхности массива грунта до уровня  $H$ . (В силу предполагаемой малости величины  $l$  в сравнении с  $H$  вес крепи и влияние негативного трения в интервале залегания пропластка пренебрежимо малы.) Подверженная деформациям длина стержня совпадает с мощностью пропластка. В интервале глубин от  $H$  до  $H + l$  изгибу стержня противодействуют силы сопротивления грунта, пропорциональные величине этого изгиба (рис. 1). Этот случай будет рассмотрен далее при анализе устойчивости крепи скважины.

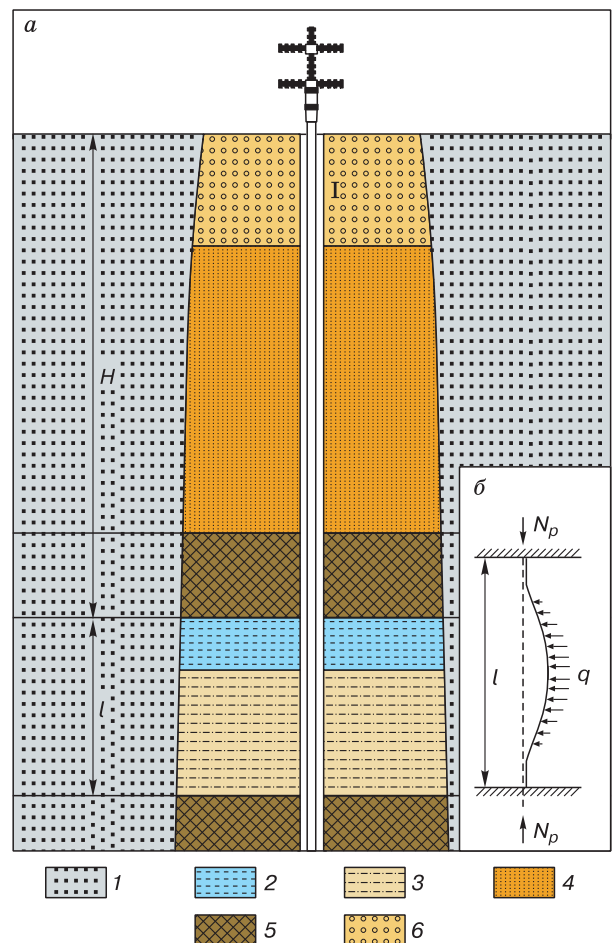


Рис. 1. Схема размещения работающей скважины в разрезе вмещающих отложений.

*a* – профильный разрез ореола оттаивания эксплуатационной скважины (1 – ствол скважины); *б* – расчетная схема приложения нагрузки ( $q$  – боковая нагрузка, обусловленная сопротивлением грунта изгибу колонны). 1 – мерзлые грунты; 2 – вода; 3 – слабоконсолидированный талый грунт; 4 – консолидированный талый грунт; 5 – плотная глина в талом состоянии; 6 – грунт подсыпки в приустьевой воронке. Пояснения в тексте.

Приведем также некоторые дополнительные сведения по деформированным скважинам Ямбургского и Ванкорского месторождений, которые будут полезны в дальнейшем. По Ямбургскому месторождению обследованием производственной службы по ремонту скважин установлено, что участок деформаций ствола имеет протяженность около 40 м, а его верхняя часть залегает на глубине 200 м. Радиус каверн на этой глубине не превышает 0.3 м, а уход ствола от начального положения по горизонтали составляет около 3 м (что означает наличие сопротивления пород такому уходу). По Ванкорскому месторождению аналогичным обследованием установлено, что деформированный участок ствола аварийной скважины имеет протяженность 20 м, а его верхняя часть приурочена к отметке 170 м. Конструкции аварийных скважин на обоих месторождения практически одинаковы и характеризуются близкими значениями жесткости крепи. Коэффициент постели оттаивающих пород по обоим месторождениям не известен. Для Ямбурга можно считать известным коэффициент сжимаемости оттаивающего грунта (он имеет порядок  $10^{-8}$  Па<sup>-1</sup>, что примерно соответствует модулю деформации грунта и коэффициенту постели  $10^8$  Па). Однако он определен по консолидированному состоянию оттаявшего грунта (согласно существующим методикам), что для исследуемой проблемы требует корректировки (этот вопрос обсуждается в п. 3). Отметим также, что в районе Ванкорского месторождения на глубине около 200 м, где локализованы деформации, зафиксировано наличие пластовых льдов [Баулин и др., 1967], но точной информацией о свойствах пород в местах расположения кустовых площадок автор не располагает.

## 2. Расчет критической нагрузки

Случай потери устойчивости стержнем с жестко заделанными концами, размещенном в среде, сопротивляющейся деформациям по закону упругой постели, в виде общей схемы рассмотрен А.Р. Ржаницыным [1955]. Уравнение изгиба сжатого стержня в упругой среде имеет следующий вид:

$$EJv^{IV} + Pv'' + bv = 0, \quad (1)$$

где  $E$  – эффективный модуль упругости стали труб и межтрубного цемента;  $J$  – момент инерции труб относительно главной оси поперечного сечения;  $P$  – суммарная величина сжимающей (продольной) силы;  $b$  – коэффициент постели пород “слабого” пропластка, Па;  $v$  – величина изгиба стержня (функция его продольной координаты  $x$ ; чтобы подчеркнуть эту зависимость, в некоторых случаях будем писать  $v(x)$ ); верхний индекс для  $v$  обозначает порядок производной по продольной координате  $x$  точек стержня.

Отметим, что при выводе уравнения (1) А.Р. Ржаницыным использовано соотношение пропорциональности (с коэффициентом  $b$ ) между прогибом стержня и силовой реакцией среды на единицу его длины. В некоторых работах аналогичное соотношение принимается для реактивного давления среды вместо силовой погонной реакции (см., например, [Горбунов-Посадов и др., 1984]). При этом коэффициент постели  $b^1$  имеет размерность Па/м. Такое же определение коэффициента постели принято в нормативной литературе [СНУП 2.02.03-85, 1986]. Оба подхода эквивалентны, причем необходимо учитывать, что коэффициенты постели  $b$  и  $b^1$  связаны соотношением  $b = db^1$ , где  $d$  – поперечный размер стержня (для скважины – диаметр внешнего цементного кольца). Всюду ниже будет использоваться коэффициент  $b$ , а при использовании значений  $b^1$  из нормативных источников они переводятся в значения  $b$  с помощью приведенного выше соотношения и с учетом конкретного значения диаметра  $d$ .

Характеристическое уравнение (определяющее общий вид решения) является алгебраическим уравнением 4-го порядка относительно величины  $z$ :

$$EJz^4 + Pz^2 + b = 0. \quad (2)$$

А.Р. Ржаницын показал, что для случая жестко заделанных концов стержня отличное от нуля решение уравнения (1) имеется лишь в случае выполнения условия

$$P > 2\sqrt{bEJ} > 0. \quad (3)$$

При этом все четыре корня уравнения (2) являются чисто мнимыми, а их модули определяются выражениями

$$z_1 = \sqrt{\frac{P}{2EJ} - \sqrt{\frac{P^2}{4E^2J^2} - \frac{b}{EJ}}},$$

$$z_2 = \sqrt{\frac{P}{2EJ} + \sqrt{\frac{P^2}{4E^2J^2} - \frac{b}{EJ}}}.$$

Общее решение уравнения (1), определяющее форму изгиба осевой линии стержня, имеет вид

$$v(x) = C_1 \sin z_1 x + C_2 \cos z_1 x + C_3 \sin z_2 x + C_4 \cos z_2 x.$$

Неизвестные константы определяются из условий на границах стержня. Для условий жесткого защемления концов смещения и первые производные деформаций в концевых участках должны обращаться в нуль. При размещении начала координат в середине стержня (длина которого обозначена через  $l$ ) эти условия записываются следующим образом:  $v(\pm l/2) = v'(\pm l/2) = 0$ . Получающаяся с использованием этих условий система четырех линейных алгебраических уравнений относительно четырех неизвестных  $C_1 - C_4$  является однородной, и для нахождения нетривиальных

решений необходимо ее детерминант приравнять нулю. Это (детерминантное) уравнение выглядит следующим образом:

$$\left( -z_2 \cos \frac{z_1 l}{2} \sin \frac{z_2 l}{2} + z_1 \sin \frac{z_1 l}{2} \cos \frac{z_2 l}{2} \right) \times \\ \times \left( z_2 \sin \frac{z_1 l}{2} \cos \frac{z_2 l}{2} - z_1 \sin \frac{z_2 l}{2} \cos \frac{z_1 l}{2} \right) = 0.$$

Отдельные (заключенные в скобки) сомножители описывают случаи симметричных или антисимметричных форм изгиба при потере устойчивости стержнем. Первый из сомножителей соответствует симметричным формам и дает дополнительное соотношение для их определения:

$$u_1 \operatorname{tg} u_1 = u_2 \operatorname{tg} u_2, \quad (4)$$

в то время как для антисимметричных форм имеем

$$u_1 \operatorname{ctg} u_1 = u_2 \operatorname{ctg} u_2, \quad (5)$$

где  $u_1 = z_1(l/2)$ ,  $u_2 = z_2(l/2)$ . При этом величина критической нагрузки  $N_p$  как функция длины стержня  $l$  определяется (с учетом (4) или (5)) параметрическими соотношениями:

$$\frac{N_p}{\sqrt{bEJ}} = \frac{u_1}{u_2} + \frac{u_2}{u_1}; \quad (6)$$

$$\frac{l}{\sqrt[4]{b/(EJ)}} = 2\sqrt{u_1 u_2}. \quad (7)$$

Например, зависимость  $N_p(l)$  для симметричных форм можно получить последовательным исключением величин  $u_1$  и  $u_2$  из (4), (6), (7).

Процедура расчета критических нагрузок в оригинальных источниках описана недостаточно ясно, что вызывает необходимость изложить ее более подробно с некоторыми пояснениями. Прежде чем перейти к рассмотрению процедуры расчета, отметим, что обычно в теории устойчивости стержневых систем расчет критических нагрузок предваряется оценкой минимальной длины стержня, которая не выводит работу его материала за пределы упругости при действии критической нагрузки. Как правило, такая оценка не вызывает затруднений в силу того, что в простых случаях (без противодействия упругой среды) критическая нагрузка имеет явное выражение через исходные параметры задачи. Однако в нашем случае такая возможность отсутствует. Поэтому проверку условия о работе материала в пределах упругости проще проводить непосредственным сравнением действующих и предельных напряжений (после расчета критической силы в конкретном варианте) по формуле

$$\frac{N_p}{S} \leq \sigma_e, \quad (8)$$

где для рассматриваемой двухколонной конструкции скважин площадь поперечного сечения мате-

риала труб  $S = 9.048 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$ ;  $N_p$  – величина критической нагрузки;  $\sigma_e$  – предел упругости материала труб крепи, равный  $3.3 \cdot 10^8 \text{ Па}$  (минимальное значение – для стали марки Д, применяемой в данной конструкции обсадных колонн).

Рассмотрим процедуру расчета критической нагрузки для двухколонной конструкции скважины, состоящей из труб стандартных размеров (кондуктор –  $245 \times 11 \text{ мм}$ ; эксплуатационная колонна –  $168 \times 12 \text{ мм}$ ), с суммарной жесткостью  $EJ = 1.8 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{м}^2$ . Остановимся на антисимметричных формах потери устойчивости (соотношение (5)). Всюду ниже величины, относящиеся к антисимметричным (либо симметричным) решениям, будем отмечать индексом  $a$  (либо  $s$ ). Например,  $N_p$  заменяется на  $N_a$  или  $N_s$  и т. д.

Функция  $u \operatorname{ctg} u$  является четной, поэтому достаточно рассмотреть положительную полуось ее области определения. Она обращается в нуль в точках  $\pi/2, 3\pi/2, 5\pi/2$  и т. д. Кроме того, эта функция имеет особенности в точках  $\pi, 2\pi, 3\pi$  и т. д., а в интервале  $(0, \pi)$  и между соседними особенностями имеет участки монотонности.

Выражение параметра  $u_2$  через  $u_1$  с помощью соотношения (5) сводит систему уравнений (6) и (7) к двум однопараметрическим зависимостям  $N_a(u_1)$  и  $l(u_1)$ . Исключение параметра  $u_1$  из этой пары приводит к искомому соотношению  $N_a(l)$ . Однако в силу периодичности тригонометрических функций, приводящей к многозначности решений уравнения (5) (или (4)), основная проблема при нахождении минимальной критической нагрузки заключается в выделении этой (минимальной) нагрузки из всего множества возможных решений. Например, если выбрать значения  $u_1$  из интервала монотонности от 0 до  $\pi$ , то с учетом условия (3) значения  $u_2$  могут быть выбраны из любого интервала монотонности, при условии выполнения неравенства  $u_1 < u_2$ . При этом образуется бесконечное множество решений. Кроме того, перебор вариантов выбора интервала начальных значений может быть осуществлен и для параметра  $u_1$ . Из полученного набора решений необходимо выбрать лишь те, которые соответствуют минимальным значениям критической нагрузки (для каждого фиксированного значения  $l$ ). Вообще говоря, такой выбор может быть осуществлен только на основе достаточно строгого математического исследования задачи, которое, однако, уводит слишком далеко от физического и технического содержания данного вопроса. В настоящей работе ограничения на выбор приемлемых решений основаны на естественных требованиях непрерывности зависимости  $N_p(l)$ , минимальности критической нагрузки для сравниваемых решений, а также на требованиях монотонности убывания функции  $N_p(l)$ .

Не останавливаясь на подробном анализе всех рассмотренных вариантов решений (некто-

рые из них даны ниже), приведем общий вывод о выборе алгоритма поиска искомого решения. Он заключается в том, что параметр  $u_1$  должен последовательно пробегать интервалы монотонности функции  $u \operatorname{ctg} u$ , принимая значения от минимально возможного до некоторого максимального (определяемого указанным интервалом значений длины стержня). При этом значения параметра  $u_2$  (определяемого уравнением (5)) должны выбираться из соседнего интервала монотонности с учетом неравенства  $u_1 < u_2$ . Несмотря на то что функция в (5) имеет особенности, определяемая таким способом зависимость  $N_a(l)$  оказывается непрерывной функцией и соответствует минимуму критической нагрузки при каждом значении  $l$ . Иные способы нахождения решений (из рассмотренных авторами) нарушают хотя бы одно из приведенных выше условий.

Представим переменные  $u_1$  и  $u_2$  через новые переменные  $\alpha$  и  $\beta$  в следующем виде:

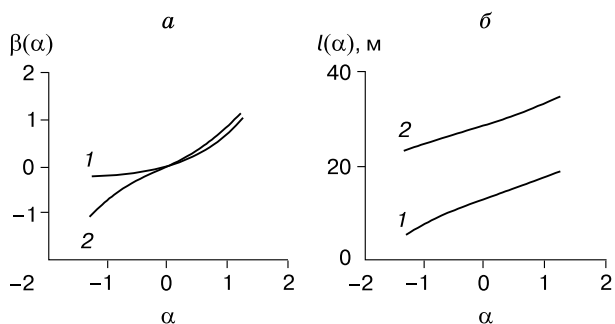
$$u_1 = (2n+1)\frac{\pi}{2} + \alpha, \quad |\alpha| \leq \frac{\pi}{2}, \quad (9)$$

$$u_2 = (2n+3)\frac{\pi}{2} + \beta, \quad |\beta| \leq \frac{\pi}{2}, \quad n = 0, 1, 2, \dots$$

Здесь  $n$  обозначает номер интервала монотонности функции  $u \operatorname{ctg} u$ . Подставляя соотношения (9) в (5) и пользуясь формулами преобразования котангенса, (вместо (5)) получим

$$\left( (2n+1)\frac{\pi}{2} + \alpha \right) \operatorname{tg} \alpha = \left( (2n+3)\frac{\pi}{2} + \beta \right) \operatorname{tg} \beta. \quad (10)$$

Расчет начинается с того, что для каждого значения  $\alpha$  из указанного в (9) интервала ищется такое значение  $\beta(\alpha)$ , которое обеспечивает выполнение соотношения (10) при заданном  $n$  (расчет начинается с  $n = 0$ ). Поиск функции  $\beta(\alpha)$  осуществляется численными методами. На рис. 2, а приведен график этой функции при  $n = 0$  и  $n = 1$ .

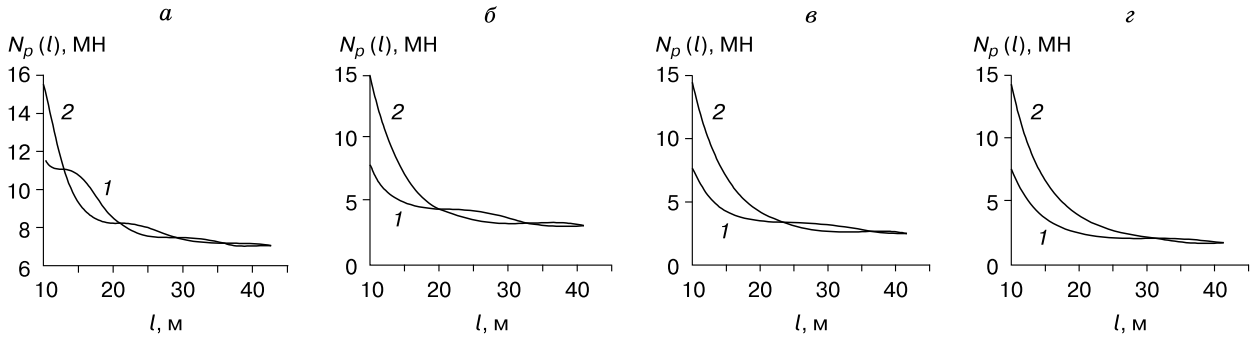


**Рис. 2. Примеры поведения расчетных функций:** а – параметра  $\beta(\alpha)$  в антисимметричном случае (1 –  $n = 0$ ; 2 –  $n = 1$ ); б – изменение длины деформированного участка в интервалах монотонности (1 –  $n = 0$ ; 2 –  $n = 1$ ).

Найденная зависимость  $\beta(\alpha)$  позволяет выразить переменные  $u_1$  и  $u_2$  в виде функций одного параметра  $\alpha$ . Далее по формулам (6) и (7) строятся (также численными методами) зависимости  $l(\alpha)$  и  $N_a(\alpha)$ . На рис. 2, б приведен пример поведения вычисленной таким образом длины  $l$  как функции параметра  $\alpha$  для двух первых интервалов монотонности ( $n = 0$  и  $n = 1$ ) и коэффициента постели оттаявшего грунта  $b = 6 \cdot 10^5$  Па. Можно отметить, что значение функции  $l(\alpha)$  в конце первого интервала монотонности ( $n = 0, \alpha \rightarrow \pi/2$ ) совпадает с ее значением в начале второго интервала ( $n = 1, \alpha \rightarrow -\pi/2$ ). Это обеспечивает непрерывность функции  $l(\alpha)$  при переходе от одного интервала к другому (учитывая наличие особенности в котангенсе, сшивка функции  $l(\alpha)$  в этой точке осуществляется с помощью асимптотических соотношений либо методом интерполяции). Значение функции в конце второго интервала показывает верхнюю граничную точку для перекрываемого диапазона длин (в данном случае 34.5 м). Если этой длины недостаточно для исследования устойчивости системы, то необходимо включить в рассмотрение третий интервал монотонности, положив в (10)  $n = 2$ . На каждом интервале монотонности может быть найдена функция  $\alpha(l)$ , обратная зависимости  $l(\alpha)$ . Ее подстановка в выражение (6) дает искомую зависимость  $N_a(l)$  для выбранного участка монотонности. Последовательно рассматривая достаточное количество таких участков, эту зависимость можно получить для произвольного диапазона длин  $l$ .

Расчет искомой зависимости для симметричных форм изгиба производится аналогичным образом с той разницей, что вместо (5) используется соотношение (4). При этом необходимо иметь в виду, что интервалы длин, соответствующие одинаковым значениям параметра  $n$  для симметричных и антисимметричных форм (при прочих равных параметрах), различаются между собой. Так, если изображенные на рис. 2, б интервалы длин антисимметричных форм соответственно  $0 < l < 20.5$  м (при  $n = 0$ ) и  $20.5 < l < 35.9$  м (при  $n = 1$ ), то для симметричных форм имеем  $0 < l < 12.5$  м (при  $n = 0$ ) и  $12.5 < l < 28.3$  м (при  $n = 1$ ). Это обстоятельство отражается на количестве полуволн изгиба соответствующих форм для заданных длин.

На рис. 3 приведены примеры поведения критической нагрузки для симметричных  $N_s(l)$  и антисимметричных  $N_a(l)$  случаев потери устойчивости в пределах интересующего нас интервала длин  $10 \text{ м} < l < 42 \text{ м}$  для четырех значений коэффициента постели:  $b = 6 \cdot 10^5; 1 \cdot 10^5; 6 \cdot 10^4; 2 \cdot 10^4$  Па. Расчет минимальной критической нагрузки для заданной конструкции скважин (отраженной в параметре жесткости  $EJ$ ) и для заданных свойств грунта (определяемых параметрами  $l$  и  $b$ ) является глав-



**Рис. 3. Поведение функций предельных нагрузок  $N_s(l)$  (линии 1) и  $N_a(l)$  (линии 2):**

$a - b = 6 \cdot 10^5$  Па;  $б - б = 1 \cdot 10^5$  Па;  $в - б = 6 \cdot 10^4$  Па;  $г - б = 2 \cdot 10^4$  Па.

ной целью при выполнении расчетов на продольную устойчивость скважины.

Зависимость минимальной критической нагрузки от длины стержня как в симметричном, так и в антисимметричном случаях является монотонно убывающей, но имеет довольно сложный вид, а ее значения в обоих случаях имеют одинаковый порядок величины. Это приводит к чередованию интервалов длин стержня, которые попеременно соответствуют минимальной критической нагрузке для симметричных и антисимметричных форм потери устойчивости. Такое чередование наиболее наглядно проявляется при высоких коэффициентах постели (см. рис. 3, а). Для малых длин минимальная нагрузка всегда соответствует симметричным формам изгиба. В этом интервале величина критической нагрузки резко падает с увеличением длины стержня (для обеих рассматриваемых форм потери устойчивости). С понижением коэффициента постели этот интервал (соответствующий минимуму для симметричных форм изгиба) плавно расширяется, что можно проследить по рис. 3: 13 м (рис. 3, а); 19 м (рис. 3, б); 22 м (рис. 3, в); 31 м (рис. 3, г). При  $b = 5 \cdot 10^3$  Н/м<sup>2</sup> правая граница этого интервала достигает 37 м. Отметим также, что поиск решений уравнений (4) или (5) для переменной  $u_2$ , лежащей не в соседнем с переменной  $u_1$  интервале, а, например, в интервале, отделенном от области изменения  $u_1$  еще одним интервалом (для этого в правой части (9) и (10) необходимо заменить множитель  $2n + 3$  на  $2n + 5$ ), приводит к тому, что начальный участок перекрывает весь интересующий нас диапазон (вплоть до отметки 42 м), а минимальная критическая нагрузка на этом интервале длин соответствует только симметричным формам изгиба. При этом величина минимальной нагрузки всегда значительно выше, чем для решений, определяемых по соседним интервалам (см. таблицу).

Таким образом, при поиске решений, соответствующих минимальным критическим нагрузкам, следует ориентироваться на расположение пере-

менных  $u_1$  и  $u_2$  в соседних интервалах. В связи с изложенными выше данными по деформированным скважинам нас интересуют участки длиной 20 и 40 м. Для этих длин в таблице приведены расчетные значения критических нагрузок для симметричных и антисимметричных форм потери устойчивости при разных значениях коэффициента постели (включая минимальное значение  $b = 5 \cdot 10^3$  Па). В строке 6 таблицы для сравнения приведены значения этих нагрузок при решении уравнения (10) через интервал. Можно отметить монотонное снижение критических нагрузок для обеих длин с уменьшением коэффициента постели как для симметричных, так и для антисимметричных форм потери устойчивости (за исключением случая разделения переменных  $u_1$  и  $u_2$  промежуточным интервалом, где критические нагрузки резко возрастают).

При  $l = 40$  м минимальное значение критической нагрузки соответствует симметричной форме изгиба для всех значений  $b$ , кроме  $2 \cdot 10^4$  Па (см. таблицу). Однако симметричный изгиб с одной полуволной, характерный (с приведенными выше оговорками) для Ямбургского месторождения, возможен только при  $b = 5 \cdot 10^3$  Па. Для остальных значений  $b$  число полуволн будет больше единицы. Это означает, что в принятой здесь расчетной схеме оттаявшие породы “слабого” пропластка

**Расчетные критические нагрузки (1 тс = 10<sup>4</sup> Н)**

№ п/п	$b$ , Па	$N_s/N_a$ , тс	
		$l = 20$ м	$l = 40$ м
1	$6 \cdot 10^5$	847/822	697/708
2	$1 \cdot 10^5$	447/446	306/321
3	$6 \cdot 10^4$	349/413	248/259
4	$2 \cdot 10^4$	238/380	178/155
5	$5 \cdot 10^3$	193/368	99/107
6*	$5 \cdot 10^3$	715/1008	196/274

\* Результаты расчета через интервал (в правой части уравнения (10) множитель  $2n + 3$  заменен на  $2n + 5$ ).

должны обладать довольно низким модулем деформации (что может быть установлено специальными исследованиями мерзлых пород в районе расположения аварийной скважины).

При мощности пропластка 20 м симметричным формам соответствуют четыре значения коэффициентов постели от  $6 \cdot 10^4$  Па и ниже (см. таблицу, строки 3–6). Для первых двух значений  $b$  минимальной нагрузке соответствуют антисимметричные формы потери устойчивости (см. таблицу, строки 1, 2). При этом необходимо учитывать, что все нагрузки, превышающие для рассматриваемой конструкции 300 тс, приводят к нарушению условия (8), и, вообще говоря, в расчете предельных нагрузок следует использовать более сложный вариант теории деформирования для материала крепи [Вольмир, 1967; Беляев, 1975; Биргер, Мавлютов, 1980; Ржаницын, 1982].

Представляет интерес сравнить полученные значения критических нагрузок с тем значением, которое можно определить из решения классической задачи Эйлера (т. е. в случае полного отсутствия боковой опоры, что исключает упругую реакцию вмещающей среды:  $b = 0$ ) при тех же параметрах задачи (жесткость крепи, длина деформируемого участка и граничные условия его крепления). С учетом того, что в классической задаче минимальной критической нагрузке соответствует одна полуволна изгиба (симметричная картина деформаций), выражение для ее определения при жесткой заделке торцов стержня можно записать в следующем виде [Биргер, Мавлютов, 1980]:

$$N_s = \frac{4\pi^2 EJ}{l^2}.$$

Вычисления дают для  $N_s$  значения 177.5 и 44.4 тс для длин деформируемого участка 20 и 40 м соответственно ( $1 \text{ тс} = 10^4 \text{ Н}$ ). Сравнение со значениями симметричных критических нагрузок, приведенными в таблице, показывает, что боковой подпор грунта всегда увеличивает критические нагрузки, и тем в большей степени, чем выше значение его коэффициента постели. Это соответствует

физическому содержанию задачи (чем жестче сопротивление внешней среды деформациям стержня, тем больше должна быть нагрузка, приводящая к его необратимым деформациям). Приведенные значения  $N_s = 177.5$  и  $44.4$  тс можно рассматривать как нижний предел значений критической нагрузки (для соответствующих  $l$ ) при стремлении  $b$  к нулю.

Форма новой (искривленной) устойчивой осевой линии стержня для симметричных форм  $v_s(x)$  определяется (с точностью только до постоянного множителя, который ниже принят равным единице) соотношением (здесь введены безразмерные координаты  $2x/l \rightarrow x$ ):

$$v_s(x) = \frac{\cos(u_1(l) \cdot x)}{\cos(u_1(l))} - \frac{\cos(u_2(l) \cdot x)}{\cos(u_2(l))}.$$

Соответствующая антисимметричная форма  $v_a(x)$  имеет вид

$$v_a(x) = \frac{\sin(u_1(l) \cdot x)}{\sin(u_1(l))} - \frac{\sin(u_2(l) \cdot x)}{\sin(u_2(l))}.$$

Здесь функции  $u_1(l), u_2(l)$  определяются аналогично тому, как сделано выше для функций  $N_a(l), N_s(l)$ .

Количество полуволн изгиба этих линий зависит от номера интервала  $n$ , в который попадает переменная  $u_1$  для данного значения длины  $l$ . На рис. 4 приведены соответствующие новые устойчивые формы изгиба осевой линии стержня для случаев  $n = 0$  и 1. Минимальная форма для симметричного случая имеет одну полуволну, а следующая – три (см. рис. 4, а). Соответствующие антисимметричные формы начинаются с двух полуволн при  $n = 0$ , а при  $n = 1$  их число равно четырем (см. рис. 4, б). Возможность образования более чем одной полуволны при минимальной критической нагрузке существенно отличает картину потери устойчивости стержнем в упругой среде от классической схемы Эйлера, где при минимальном значении критической силы наблюдается только одна полуволна. Рост числа полуволн может происходить только с увеличением нагрузки выше минимального значения. Однако, как отмечает А.Р. Ржаницын и другие исследователи [Беляев, 1975; Биргер, Мавлютов, 1980; Ржаницын, 1982], такое повышение нагрузки скорее приведет к разрушению стержня, чем к образованию дополнительной полуволны. При наличии же бокового сопротивления среды количество полуволн больше единицы может сразу реализоваться при минимальном значении критической нагрузки.

Любая из форм потери устойчивости представляет опасность для целостности конструкции крепи, однако конкретный ее вид не столь важен в сравнении со значением минимальной критической нагрузки, которая непосредственно связана с ее конструктивными параметрами. Вместе с тем сравнение расчетных форм с фактически наблю-

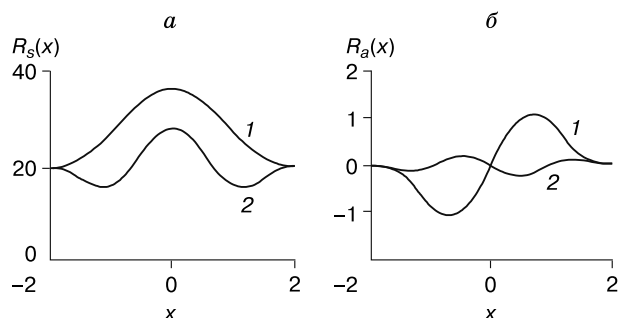


Рис. 4. Форма симметричных (а) и антисимметричных (б) линий изгиба:

1 –  $n = 0$ ; 2 –  $n = 1$ .



даемыми может способствовать совершенствованию расчетных методик. С этой точки зрения можно отметить схожесть представленной на рис. 4, а расчетной формы изгиба с одной полуволной ( $n = 0$ ) с картиной искривления ствола на Ямбургском месторождении, полученной по данным инструментального обследования (рис. 5). Следует заметить, что интерпретация данных инклинометрии, которая лежит в основе построения форм изгиба деформированных участков, не всегда является однозначной и вызывает определенные трудности. Так, инклинометрия деформированных скважин на Ямбургском месторождении, проведенная в разное время, интерпретируется в одних случаях как симметричная, в других – как антисимметричная форма изгиба одного и того же объекта. Поэтому изображенная на рис. 5 картина носит лишь иллюстративный характер и нуждается в уточнении. Ранее [Солдатов, Горелик, 2015] при предварительном изложении результатов этой работы были использованы альтернативные данные инклинометрии, интерпретированные как антисимметричная форма изгиба той же скважины.

Фактические данные по картине изгиба ствола на Ванкорском месторождении отсутствуют. В целом приведенные выше результаты расчета показывают, что для рассматриваемых длин (20 и 40 м) фактически деформированных скважин минимальные критические нагрузки могут соответствовать как симметричным, так и антисимметричным формам потери устойчивости, а их конкретные значения определяются характером залегания пород в мерзлом состоянии и свойствами оттаявших пород (в частности, значением коэффициента постели).

Изложенный здесь способ расчета критических нагрузок и форм изгиба при нарушении устойчивости (модифицированный нами для практического применения) достаточно прост и может быть в высокой степени автоматизирован простыми программными средствами (например, в среде Mathcad). Такое преимущество достигается предварительным разбиением всего класса решений на симметричные и антисимметричные семейства и выделением интервалов монотонности функций на области их определения, что существенно упрощает анализ. В случае применения изначально общих подходов добиться достаточно удобного способа рассмотрения конкретных задач представляется затруднительным.

Для формулировки определенных выводов в отношении реальных объектов результаты данного раздела должны быть сопоставлены с фактически действующими нагрузками.

### 3. Оценка действующих вертикальных нагрузок

В процедуре анализа устойчивости ствола скважины важную роль играют природа и величина

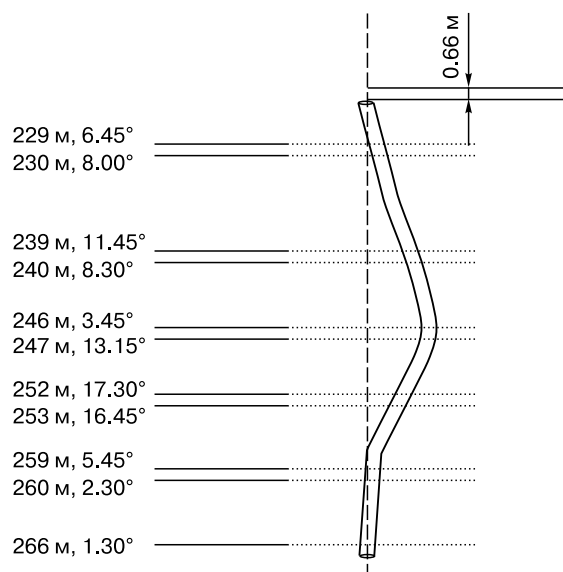


Рис. 5. Форма изгиба крепи аварийной скважины на Ямбургском месторождении.

Слева – абсолютные значения углов наклона ствола к вертикали по глубине (по инклинометрическим данным); сверху – величина просадки устья 0.66 м. Пояснения в тексте.

на действующих на него нагрузок. Сам факт возникновения дополнительной осевой силы со стороны оттаивающих пород на несущие элементы фундамента (сваю) и исследование ее величины впервые приведены в работе А.М. Пчелинцева [1956]. Природа этой силы связана с зависанием оттаивающего грунта на элементах фундамента. Очевидно, ту же природу имеет дополнительная сила, возникающая при оттаивании окружающих пород и действующая на крепь горных выработок (в том числе крепь скважины). Расчет этих сил для свайных фундаментов нормирован в [СП 25.13330.2012]. Попытки расчета этих сил с позиций теории упругости [Культиков, 1989] пока нельзя признать вполне успешными, поскольку отсутствует сравнение результатов расчета с фактическими данными. Способ учета этой нагрузки на основе общих уравнений механики грунтов имеется в работах К. Терцаги [1961]. Этот способ использован одним из авторов настоящей статьи при разработке соответствующей методики расчета [СТО Газпром 16-2005, 2005], однако это исследование также нельзя признать завершенным. Численные методы расчета применительно к задачам устойчивости шахтных стволов разрабатывались И.Е. Гурьяновым (см., например, [Гурьянов, 2000]). Идеино близкие методики расчета для скважин и вертикальных горных выработок приведены в [Теория и практика..., 1965; Основы..., 1999]. Эти методики являются результатом многолетнего труда группы специалистов северного

отделения НИИОСП и опираются как на теоретические, так и на экспериментальные исследования процессов вблизи вертикальных горных выработок и иных сооружений, возводимых на мерзлых грунтах с допущением оттаивания при их эксплуатации. Несмотря на то что обоснование этих методов нельзя считать вполне достаточным, именно они довольно тесно привязаны к результатам наблюдений на уже построенных объектах. Кроме того, на их основе осуществляется проектирование опор крепи шахтных стволов в районах распространения мерзлых пород. Поэтому данные методы вполне могут быть применены для оценки дополнительных осевых нагрузок на крепь эксплуатационных скважин при оттаивании мерзлых пород.

Суммарная вертикальная нагрузка на крепь  $G$  складывается из веса колонны труб  $Q$  и силы негативного трения  $F$ . Согласно [Теория и практика..., 1965], сила негативного трения на крепь вертикальной горной выработки радиуса  $r$  и высоты  $H$  при радиусе оттаивания вокруг нее  $R$  определяется по формуле

$$F = \pi r R \rho g H, \quad (11)$$

где  $\rho$  – плотность оттаявших пород;  $g = 9.81$  м/с<sup>2</sup>. Важно, что выражение (11) учитывает текущее положение радиуса протаивания и, следовательно, отражает зависимость этой силы от времени. При этом авторы отмечают, что зависимость от радиуса протаивания четко прослеживается только до его значения примерно 4 м, а далее становится малозаметной (т. е. при фактическом превышении значения  $R = 4$  м необходимо в (11) подставлять значение  $R = 4$  м). Это означает, что ощутимое влияние радиуса протаивания прослеживается только для первых лет эксплуатации сооружения.

Однако следует заметить, что цитируемые исследования данного вопроса проведены для отдельно стоящего сооружения, когда по цилиндрической границе протаивания талый грунт всюду контактирует с мерзлым массивом, который фактически выступает в роли дополнительной жесткой стенки, принимающей на себя значительную часть нагрузки от оттаявших пород. При кустовом способе строительства скважин вдоль его осевой линии может происходить слияние таликов от соседних скважин (при необоснованном сближении их устьев). В этом случае происходит нарушение целостности жесткой стенки из мерзлого грунта. Тогда под радиусом протаивания в (11) можно понимать некоторое его эффективное значение, которое может изменяться вплоть до половины расстояния между устьями соседних скважин. Это может существенно повлиять на величину сил негативного трения, увеличивая опасность потери устойчивости крепью при слиянии таликов. С этих позиций принимаемое без каких-либо пояснений требование запрета на слияние таликов

от соседних скважин, изложенное в Правилах безопасности [ПБ 08-624-03, 2003], получает определенное обоснование.

Если в формуле (11) принять  $r = 0.2$  м (с учетом внешнего цементного кольца), диапазон изменения  $R$  в первые годы эксплуатации 2–4 м, плотность грунта  $\rho = 1500$ – $2000$  кг/м<sup>3</sup> и  $H = 200$  м, получим возможный диапазон нагрузки негативного трения  $F$  от 300–400 до 1000 тс. Величина этой силы, конечно, может быть и ниже приведенных здесь значений (например, при малых радиусах протаивания). Однако важно, что указанные значения могут достигаться при определенных условиях.

Для отрезка крепи длиной 200 м стандартной двухколонной конструкции скважины вес труб  $Q$  (включая цемент и фонтанную арматуру) составит 79.4 тс (при плотности стали  $\rho_c = 7800$  кг/м<sup>3</sup>, цемента  $\rho_{ц} = 1800$  кг/м<sup>3</sup> и весе погонного метра крепи  $q = 0.222$  тс). Таким образом, с учетом веса труб диапазон возможного изменения осевой нагрузки расширяется незначительно.

Сравнивая диапазон возможного изменения величины осевой нагрузки с ее критическим значением, можем убедиться, что эта нагрузка представляет опасность для потери устойчивости двухколонной конструкции скважины при мощности “слабого” пропластка пород 20 и 40 м и для всех значений коэффициента постели, использованных в расчетах (см. рис. 3; таблицу). Вместе с тем дополнительные расчеты показывают, что избежать опасности потери устойчивости крепью в рассматриваемых здесь условиях можно путем повышения ее жесткости (применяя, например, трехколонные конструкции скважин).

#### 4. Проблема определения коэффициента постели

В приведенных в п. 2 примерах расчета критической нагрузки коэффициент упругой постели  $b$  был принят без какого-либо обоснования в пределах  $10^3$ – $10^6$  Па. Дело в том, что определение этого показателя может быть достаточно надежно осуществлено для грунтов, имеющих сравнительно высокие модули деформации. Однако его определение для слабых грунтов может столкнуться с некоторыми трудностями. Рассмотрим этот вопрос более подробно.

По своему смыслу коэффициент упругой реакции среды на ее деформации в линейном приближении весьма близок к модулю деформации грунта ( $E$ ) или обратной ему величине сжимаемости ( $a$ ). На этом основаны методы его теоретического определения (например, [Миляев, 2007]). Однако в настоящее время наиболее надежными остаются эмпирические методы [СНиП 2.02.03-85, 1986], в основе которых лежат способы определения величин  $E$  или  $a$ . Для оттаивающих грунтов коэффициент сжимаемости определяется по

[ГОСТ 12248-2010, 2010], при этом должны соблюдаться следующие условия: а) имеется возможность дренажа вытравившей жидкости за пределы образца; б) к образцу в мерзлом состоянии (до оттаивания) прикладывается нагрузка, соответствующая глубине его естественного залегания. Оба условия являются естественными для грунтовых массивов (и фундаментов в них) небольшой мощности (порядка 10 м от поверхности грунта). При определении же этой величины для больших глубин (порядка 100 м и более, как в случае параметрических скважин, пробуренных на Ямбургском месторождении) могут возникать определенные проблемы. Например, при оттаивании грунта между двумя параллельно залегающими пластами плотной глины (водопорами) может быть исключена возможность дренажа вытравившей влаги за пределы этих пластов, что в значительной степени затруднит консолидацию и сжатие оттаивающего слоя грунта, разделяющего эти глинистые пласты. То есть фактические свойства грунта не будут соответствовать способу их определения в силу нарушения первого условия указанного выше ГОСТа. Кроме того, для образцов, залегающих на глубине 100–200 м, согласно этому же ГОСТу, необходимо до начала оттаивания приложить нагрузку порядка 2–4 МПа, что для стандартных компрессионных приборов, которые требуются для этих определений, может стать невыполнимым и нарушает второе условие проведения испытаний. (В отчетах по исследованию параметрических мерзлотных скважин по Ямбургскому месторождению, к сожалению, отсутствуют пояснения по данному вопросу.) Отсутствие же такой нагрузки приводит к значительным погрешностям в определении коэффициента  $b$  в сторону завышения его значения из-за возникающего процесса набухания [Руководство..., 1973; Мазуров, 1975; Деформации..., 1985].

Таким образом, методы определения коэффициента постели применительно к задаче об устойчивости ствола скважины при оттаивании мерзлых пород на данный момент разработаны недостаточно и нуждаются в развитии. Можно предполагать, что в силу вышесказанного реальные значения коэффициента постели (для оттаивающих грунтов) лежат ниже минимальных значений (порядка  $10^7$  Па), которые могут быть назначены по [СНиП 2.02.03-85, 1986]. По этим причинам в приведенных примерах расчета значения коэффициента постели снижены на 2–3 порядка по сравнению со значениями, характерными для грунтов со стандартными упругими характеристиками.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленные результаты расчетов критических нагрузок, вызывающих потерю продольной устойчивости крепи скважин при сохранении

боковой опоры на вмещающие породы, а также выполненное сопоставление этих нагрузок с фактически действующими на крепь нагрузками (в первую очередь за счет негативного трения при оттаивании вмещающих пород околоствольного пространства) для конкретных месторождений, где имели место аварийные деформации ствола, позволяют сделать следующие выводы.

1. Величина критических нагрузок зависит от мощности льдистого пропластка, коэффициента упругой реакции оттаявших пород и жесткости конструкции крепи. Минимальные критические нагрузки являются сложной функцией мощности льдистого пропластка, а деформации крепи могут соответствовать как симметричным, так и антисимметричным формам ее изгиба относительно середины деформируемого участка. Количество полуволн изгиба определяется длиной деформируемого участка крепи (при прочих фиксированных параметрах). Минимальное количество полуволн изгиба в симметричном случае равно единице, а в антисимметричном – двум. Первый из этих случаев соответствует результатам инструментального обследования аварийной скважины на Ямбургском месторождении.

2. Действующие на крепь вертикальные нагрузки в первую очередь обусловлены силами негативного трения (возникающими в результате оттаивания окружающих мерзлых пород) и могут варьировать в диапазоне от нескольких сотен до 1000 тс (в зависимости от значений параметров), что может превысить величину критических нагрузок, вызывающих изгиб осевой линии ствола (в большинстве рассмотренных случаев в диапазоне от 100 до 500 тс, см. таблицу). Таким образом, возможность потери продольной устойчивости крепи эксплуатационных скважин при сохранении ими боковой опоры является реальной (в широком диапазоне изменения параметров фактические нагрузки превышают критические значения).

3. Рассмотренный тип потери устойчивости характерен для значительных глубин (порядка 100 м и более, в связи с ростом сил негативного трения с глубиной) и провоцируется залеганием на этих глубинах “слабых” (при оттаивании) пропластков мерзлого грунта (например, с повышенной льдистостью), перекрываемых и подстилаемых слоем плотных глин (с высокими прочностными показателями при оттаивании). В определенных случаях аналогом “слабых” пропластков может выступать сформировавшаяся между глинистыми пластами по каким-либо причинам каверна.

4. Для предотвращения возможных осложнений при строительстве скважин в районах глубокого залегания мерзлых пород могут быть использованы конструкции крепи с повышенной жесткостью (например, трехколонные).

5. При проектировании мест размещения кустовых площадок в районах распространения мерзлых грунтов следует обращать особое внимание на локализацию и мощность пород с повышенной льдистостью (по разрезу мерзлых пород). Кроме того, необходимо совершенствовать методы определения деформационных характеристик оттаивающих грунтов для условий их залегания на глубинах порядка 100–200 м и более.

*Авторы выражают признательность руководству ООО «Газпромдобыча Ямбург» за проявленный интерес и содействие в проведении исследований. Считаем необходимым выразить благодарность зам. генерального директора ООО «ТюменьНИИГипрогаз» канд. техн. наук В.Ф. Штолю за внимание к работе и полезные консультации.*

*Работа выполнена при поддержке гранта Президента РФ для ведущих научных школ (НШ-3929.2014.5) и Программы фундаментальных исследований ОНЗ РАН № 11.*

### Литература

- Баулин В.В.** Геокриологические условия Западно-Сибирской низменности / В.В. Баулин, Е.Б. Белопухова, Г.И. Дубиков, Л.М. Шмелев. М., Наука, 1967, 214 с.
- Беляев Н.М.** Сопротивление материалов / Н.М. Беляев. М., Наука, 1975, 608 с.
- Биргер И.А.** Сопротивление материалов / И.А. Биргер, Р.Р. Мавлютов. М., Наука, 1980, 560 с.
- Василевский В.В.** Повышение эксплуатационной надежности газовых и нефтяных скважин в многолетнемерзлых породах: Дис. ... канд. техн. наук. М., 2002, 163 с.
- Вольмир А.С.** Устойчивость деформируемых систем / А.С. Вольмир. М., Наука, 1967, 984 с.
- Горбунов-Посадов М.И.** Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. М., Стройиздат, 1984, 680 с.
- Горелик Я.Б.** Физика и моделирование криогенных процессов в литосфере / Я.Б. Горелик, В.С. Колунин. Новосибирск, Академ. изд-во «Гео», 2002, 318 с.
- Горелик Я.Б., Солдатов П.В., Селезнев А.А.** Инженерно-геокриологические условия Ямбургского газоконденсатного месторождения и динамика состояния кустовых площадок эксплуатационных скважин // Криосфера Земли, 2015, т. XIX, № 1, с. 58–69.
- ГОСТ 12248-2010.** Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М., МНТКС, 2010, 156 с.
- Григулецкий В.Г.** Упругая устойчивость прямолинейной формы равновесия устьевого части колонн добывающих скважин в районах распространения многолетнемерзлых пород месторождений крайнего Севера (часть 1) // Стр-во нефтяных и газовых скважин на суше и на море, 2013а, № 10, с. 7–14.
- Григулецкий В.Г.** Упругая устойчивость прямолинейной формы равновесия устьевого части колонн добывающих скважин в районах распространения многолетнемерзлых пород месторождений крайнего Севера (часть 2) // Стр-во нефтяных и газовых скважин на суше и на море, 2013б, № 11, с. 4–11.
- Гурьянов И.Е.** Проблема функционирования надшахтных зданий в центральных районах Сибирской платформы // Криосфера Земли, 2000, т. IV, № 3, с. 42–48.
- Деформации и напряжения** в промерзающих и оттаивающих породах / Под ред. Э.Д. Ершова. М., Изд-во Моск. ун-та, 1985, 165 с.
- Дубиков Г.И.** Состав и криогенное строение мерзлых толщ Западной Сибири / Г.И. Дубиков. М., ГЕОС, 2002, 246 с.
- Культиков А.М.** Оценки нагрузок на колонну при оттаивании пород вокруг скважины в кусте // Инженерно-геокриологическое обеспечение строительства сооружений. Новосибирск, Наука, 1989, с. 88–96.
- Ландау Л.Д.** Теоретическая физика. Т. VII. Теория упругости / Л.Д. Ландау, Е.М. Лифшиц. М., Наука, 1987, 248 с.
- Мазуров Г.П.** Физико-механические свойства мерзлых грунтов / Г.П. Мазуров. Л., Стройиздат, 1975, 216 с.
- Медведский Р.И.** Строительство и эксплуатация скважин на нефть и газ в вечномерзлых породах / Р.И. Медведский. М., Недра, 1987, 230 с.
- Мяляев А.С.** Определение коэффициента постели при расчете конструкции кругового сечения в упругой среде // Изв. вузов. Лесной журн., 2007, № 1, с. 67–74.
- Основы геокриологии.** Ч. 5. Инженерная геокриология / Под ред. Л.Н. Хрусталева, Э.Д. Ершова. М., Изд-во Моск. ун-та, 1999, 518 с.
- ПБ 08-624-03.** Правила безопасности в нефтяной и газовой промышленности. М., Госгортехнадзор РФ, 2003, 168 с.
- Пчелинцев А.М.** О касательных напряжениях по боковой поверхности фундамента, обусловленных процессом оттаивания грунта // Материалы к основам учения о мерзлых зонах земной коры. М., Изд-во АН СССР, 1956, вып. 3, с. 163–166.
- Ржаницын А.Р.** Устойчивость равновесия упругих систем / А.Р. Ржаницын. М., Гостехтеоретиздат, 1955, 475 с.
- Ржаницын А.Р.** Строительная механика / А.Р. Ржаницын. М., Высш. шк., 1982, 400 с.
- Руководство по определению физических, теплофизических и механических характеристик мерзлых грунтов.** М., Стройиздат, 1973, 191 с.
- СНиП 2.02.03-85.** Свайные фундаменты. М., Госстрой СССР, 1986, 46 с.
- Солдатов П.В., Горелик Я.Б.** О нарушении продольной устойчивости скважин на многолетнемерзлых грунтах // Материалы Международ. конф. «Арктика, Субарктика: мозаичность, контрастность, вариативность криосферы» (Тюмень, 2–5 июля 2015 г.). Тюмень, Эпоха, 2015, с. 361–367.
- СП 25.13330.2012.** Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. М., Минрегионразвития, 2012, 140 с.
- СТО Газпром 16-2005.** Регламент по проектированию крепи добывающих скважин и их конструкций с учетом свойств мерзлых пород. М., ИРЦ Газпром, 2005, 45 с.
- Тимошенко С.П.** Устойчивость стержней пластин и оболочек / С.П. Тимошенко. М., Наука, 1971, 808 с.
- Теория и практика мерзлотоведения в строительстве** / Под ред. Л.А. Братцева, В.Ф. Жукова. М., Наука, 1965, 188 с.
- Терцаги К.** Теория механики грунтов / К. Терцаги. М., Госстройиздат, 1961, 508 с.
- Gorelik J.B.** The mechanism of ice formation in connection with deformation of freezing layer // Proc. of the 9th Intern. Conf. on Permafrost. Fairbanks, Alaska, USA, 2008, p. 535–540.

Поступила в редакцию  
18 июня 2015 г.