Реферат

Выпускная квалификационная работа 110 с., 24 рисунка, 23 таблицы, 45 источников, 1 приложение.

Ключевые слова: МАГИСТРАЛЬНЫЙ НЕФТЕПРОВОД, МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫЙ ГРУНТ.

Объект исследования – магистральные нефтепроводы, проложенные надземным способом на участках многолетнемерзлых грунтов.

Целью работы является исследование комплекса мероприятий по технологии сооружения нефтепровода в условиях Крайнего Севера.

В процессе работы проводилась оценка взаимодействия системы «магистральный нефтепровод − опоры − свайное основание – мерзлый грунт». По результатам сбора и анализа данных, произведено моделирование надземного трубопровода с неподвижной и продольно-подвижной опорами в программном комплексе Ansys. Исследовано напряженно-деформированное состояние трубопроводной системы в рассматриваемых условиях.

Выпускная квалификационная работа выполнена в текстовом редакторе Microsoft Word и представлена на диске.

Оглавление

Введение 11

1 Характеристика условий строительства 12

1.1 Понятие многолетнемерзлого грунта. 122

1.2 География распространения участков многолетнемерзлых грунтов .. 133

1.3 Строение толщи мерзлого грунта 166

1.4 Физические свойства 188

2 Особенности сооружения нефтепроводов в условиях мерзлых грунтов 46

2.1 Земляные работы 25

2.1.1 Лидерное бурение и установка свай ..... 2**Ошибка! Закладка не определена.**

2.2 Установка специальных опор 28

2.3 Теплоизоляция нефтепровода ..... 3**Ошибка! Закладка не определена.**

2.4 Термостабилизация многолетнемерзлых грунтов 34

2.5 Применение компенсаторов 39

2.6 Оценка тепловых и механических взаимодействий системы «надземный нефтепровод-опора-свайное основание-грунт» 41

3 Расчеты и аналитика 45

3.1 Расчет толщины стенки, проверка прочности и устойчивости надземного нефтепровода 45

3.2 Расчет нагрузок и воздействий, возникающих в трубопроводе 48

3.3 Расчет устойчивости свайных опор надземного трубопровода 51

3.2 Расчет напряженно деформированного состояния трубопровода в программном комплексе Ansys ..... **Ошибка! Закладка не определена.**

4 Финансовый менеджмент, ресурсоэффективность и ресурсосбережение ... 67

4.1 Экономический расчёт установки термастабилизаторов на многолетнемерзлых грунтах 67

4.1.1 Расчет стоимости оборудования 67

4.1.2 Расчет амортизационных отчислений оборудования ..... **Ошибка! Закладка не определена.**

4.1.3 Расчет стоимости материалов на проведение монтажа термостабилизаторов ..... **Ошибка! Закладка не определена.**

4.1.4 Расчет заработной платы.....**Ошибка! Закладка не определена.**

4.1.5 Расчет страховых взносов во внебюджетные фонды.....**Ошибка! Закладка не определена.**

4.1.6 Затраты на проведение работ по установке термостабилизаторов .....**Ошибка! Закладка не определена.**

5 Социальная ответственность организаций при сооружении нефтепроводов, проложенных на участках многолетнемерзлых грунтов .....**Ошибка! Закладка не определена.**

5.1 Профессиональная социальная безопасность..... **Ошибка! Закладка не определена.**

5.1.1 Анализ вредных производственных факторов и обоснование мероприятий по их устранению .....**Ошибка! Закладка не определена.**

5.1.2 Анализ опасных производственных факторов и обоснование мероприятий по их устранению .....**Ошибка! Закладка не определена.**

5.2 Экологическая безопасность .....**Ошибка! Закладка не определена.**

5.3 Безопасность в чрезвычайных ситуациях ..... **Ошибка! Закладка не определена.**

5.4 Законодательное регулирование проектных решений.....**Ошибка! Закладка не определена.**

Заключение…… 93

Список публикаций……...94

Список используемой литературы…….....95

ПРИЛОЖЕНИЕ А…….. 100

Введение

Истощение существующих месторождений способствует необходимости развития новых нефтеносных регионов и соответственно, развитие системы нефтепроводов. Начинают осваиваться районы Заполярья, которые имеют свои климатические и геологические особенности. Это требует разработки и применения новых инновационных технических решений в области проектирования, строительства и эксплуатации объектов магистрального трубопроводного транспорта в условиях Крайнего Севера.

Основным критерием при выборе способа прокладки нефтепровода является надежность и безопасность в эксплуатационный период, обеспеченная устойчивостью грунтов по трассе нефтепровода при длительной эксплуатации. Учитывая, что подземная прокладка нефтепровода на участках распространения многолетнемерзлых грунтов (ММГ) приводит к формированию вокруг нефтепровода мощных ореолов оттаивания с образованием протяженных обводненных зон вдоль трубы, основным способом прокладки нефтепровода принят надземный способ, который обеспечивает минимальное нарушение инженерно-геокриологических условий и в целом снижает опасность возникновения и развития опасных экзогенных процессов.

Развитие северных районов, необходимость в бесперебойной поставки сырья в отдаленные участки, сложные условия, все эти факторы возлагают на поставщиков огромную ответственность, и делает изучение выше приведенной проблемы актуальной.

1 Характеристика условий строительства

1.1 Понятие многолетнемерзлого грунта

Значительная часть территории России, начиная от берегов северных морей, сложена так называемыми мерзлыми грунтами. Грунт называется многолетнемерзлым, если он имеет отрицательную или нулевую температуру, содержит в своем составе лед и находится в мерзлом состоянии в течение нескольких лет, но при определенным образом сложившемся температурном режиме окружающей среды, грунт оттаивает, а затем при изменении условий, приведших к оттаиванию, вновь замерзает.

Многолетнемерзлые грунты вследствие наличия в них льдо-цементных связей при сохранении отрицательной температуры грунтов являются достаточно прочными природными образованиями. Однако при оттаивании порового льда по мере застройки территорий структурные льдо-цементные связи разрушаются, грунт переувлажняется талой водой и превращается в разжиженную массу, не способную обеспечить геостойкость построенных зданий, сооружений, как результат проявления тепловой просадки бывших мерзлых грунтов.

Глубина промерзания грунтов колеблется от нескольких сантиметров до 2-2,5 метров в зависимости от температуры воздуха. В средних широтах промерзает зимой лишь небольшой поверхностный слой, поэтому здесь господствует сезонная мерзлота. В северных широтах за долгую, морозную зиму земля промерзает очень глубоко, и коротким летом она оттаивает лишь с поверхности всего на 0,5-2 м в глубину. Оттаивающий слой называется деятельным. Ниже его в породах круглый год сохраняются отрицательные температуры. Эти места и называются районами многолетней мерзлоты.

1.2 География распространения участков многолетнемерзлых грунтов

Распространение многолетнемерзлых грунтов (ММГ) в нашей стране составляет 65% общей площади суши, в мире около 25 %.

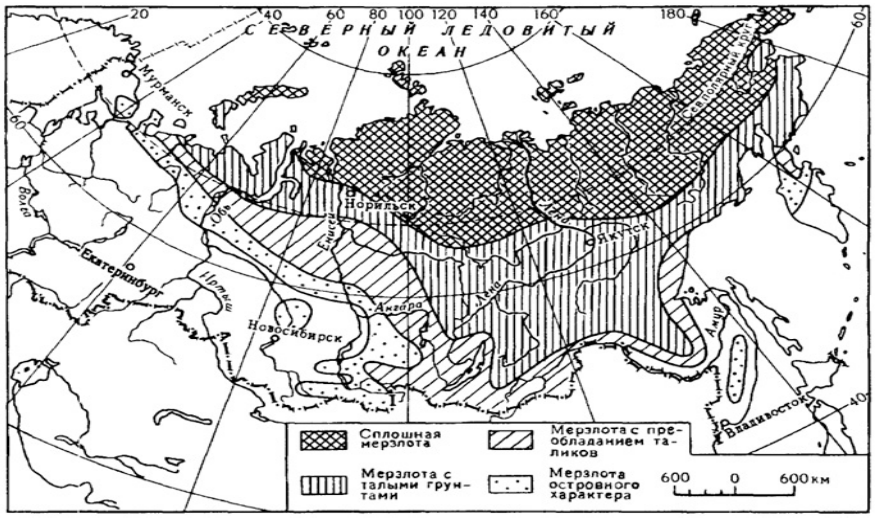

Рисунок 1 – Карта распространения многолетнемерзлых грунтов

В зависимости от непосредственного характера распространения многолетнемерзлых грунтов по площади выделяется пять групп распространения: (рисунок 2):

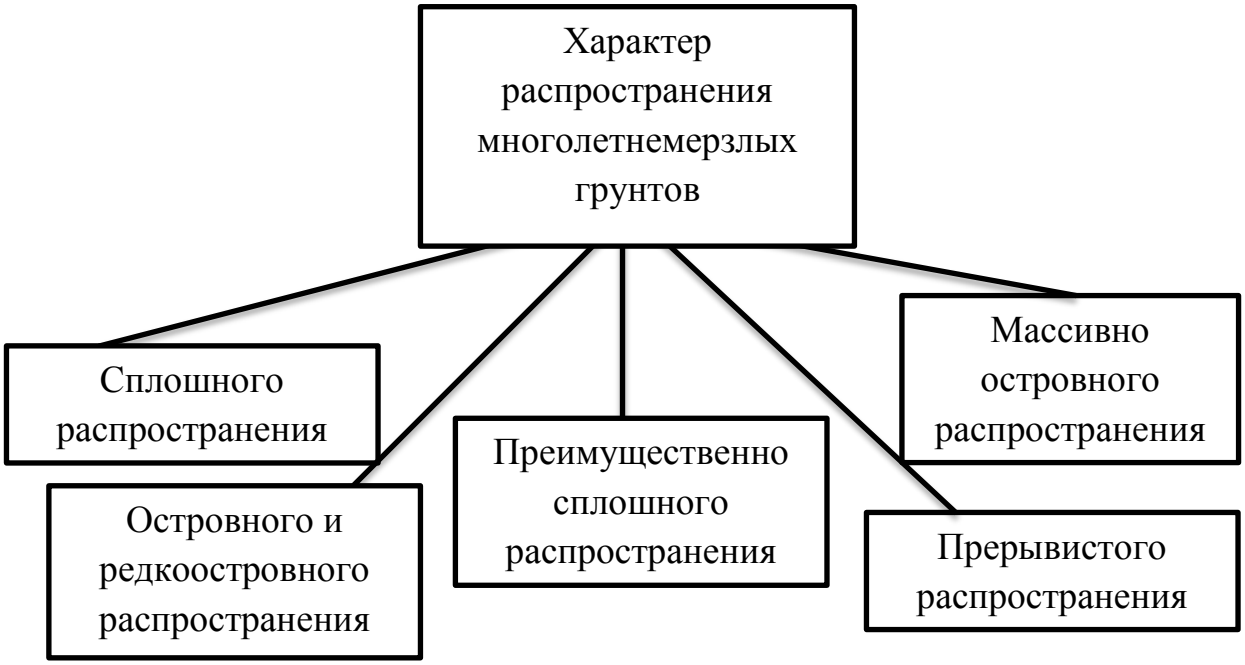

Рисунок 2 – Классификация многолетнемерзлых грунтов по характеру их распространения[1]

1. Сплошного распространения (ММГ занимают более 95% территории, температура грунтов на этих территориях ниже -3 °С);
2. Преимущественно сплошного распространения (ММГ занимают 90-95% территории, температура мерзлых грунтов в этих районах составляет от -0,5 до -3°С);
3. Прерывистого распространения (ММГ занимают 75-90% территории, температура мерзлых грунтов здесь составляет от - 0,2 до - 2 °С);
4. Массивно-островного распространения (ММГ занимают 25-75% территории, температура мерзлых грунтов в этих районах составляет от - 0,2 до -2 °С);
5. Островного и редкоостровного распространения (ММГ занимают менее 25 % территории, температура мерзлых грунтов на этих территориях выше -0,5 ^{o}С).

Классификация мерзлых грунтов зависит еще и от промежутка времени, через которое они оттаивают. Так к многолетнемерзлым грунтам, которые оттаивают раз в несколько лет, добавляются сезонномерзлые грунты. Сезонномерзлые грунты распространены практически везде, где температура воздуха имеет отрицательный характер в зимнее время.

Глубина сезонного промерзания таких грунтов зависит от климатических особенностей района, состава пород, мощности снегового покрова и от других факторов. Промерзают они по-разному – от нескольких метров (0,3-0,6 м) до 2-6 м, а при наступлении летнего времени года растаивают полностью.

Границы распространения ММГ и сезонномерзлых грунтов в мире представлены на рисунке 3.

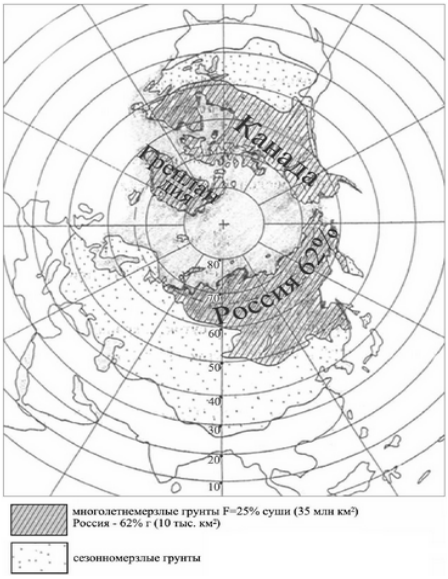

Рисунок 3 – Границы районов распространения мерзлых грунтов в

Глубина залегания многолетнемерзлых грунтов в северных районах достигает 500 м, а в направлении на юг толщина слоя грунта уменьшается и падает до 10-50 м.

Таблица 1 – Температура и глубина залегания многолетнемерзлого грунта в некоторых городах России

Город	Температура ММГ (^{o}C), глубина залегания (м)
Якутск	5,5°, 15м
Верхоянск	7,8°, 22м
Анадырь	5,7°, 5 м
Усть-Енисейск	6,3°, 18 м

Российские нефтеперекачивающие компании эксплуатируют огромное количество нефтепроводов, которые проходят через участки многолетнемерзлых грунтов. Многие эксплуатируются недавно, но соответствуют требованиям технической и экологической безопасности:

1. Трасса трубопроводной системы «Восточная Сибирь - Тихий океан» имеет протяженность 4740 км, диаметр трубопровода 1020-1220 мм. Более 750 км трассы проходит на участках

многолетнемерзлых грунтов;

2. Трасса строящегося трубопровода «Куюмба - Тайшет» имеет протяженность 679 км, проектная мощность 15 млн. т. в год. Более 20 км трассы проходит на участках многолетнемерзлых грунтов;
3. Трасса трубопровода «Заполярье − Пурпе – Самотлор» имеет протяженность 429 км, диаметр 1020 мм. Более 160 км трассы проложены в надземном исполнении, из-за сложных геологических условий, в том числе из-за многолетнемерзлых грунтов. [2]

Все перечисленные трубопроводные системы далеко не весь перечень систем, которые контактируют с многолетнемерзлыми грунтами. Более подробно северные трубопроводы указаны на рисунке 4.

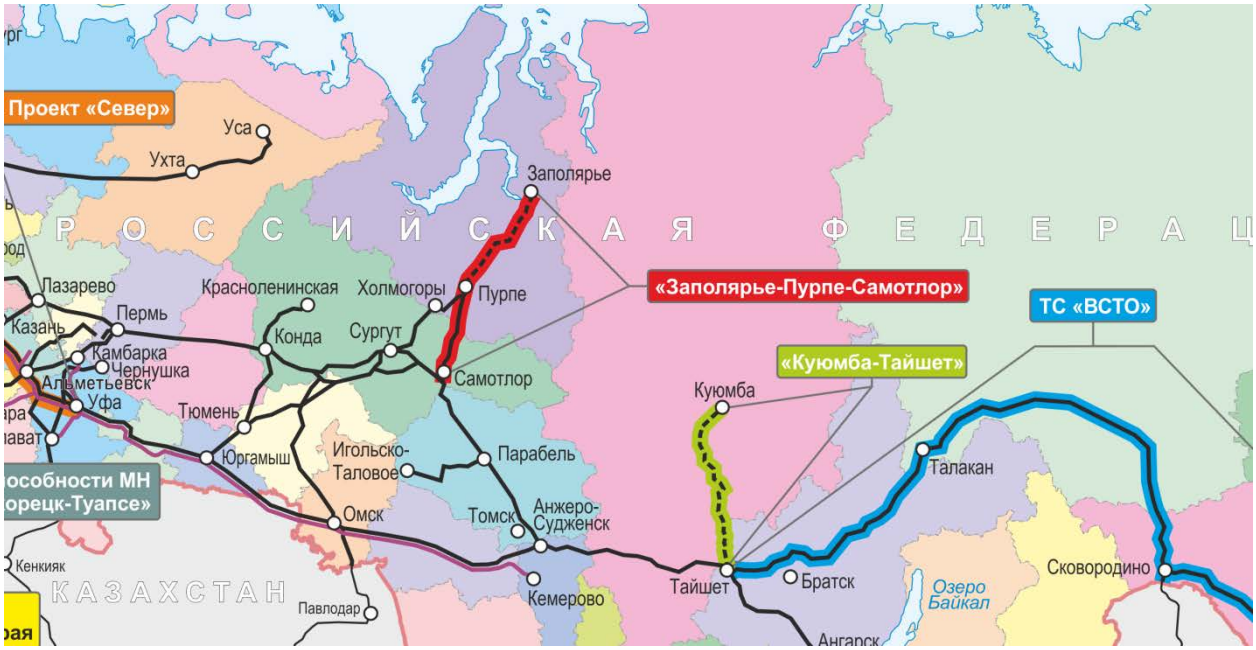

Рисунок 4 – Северные трубопроводные системы

1.3 Строение толщи мерзлого грунта

Рассмотрим поподробнее слой ММГ. Ближе к поверхности в толще мерзлого грунта находится участок, который оттаивает при изменении температуры (рисунок 5). Он называется деятельным слоем.

Деятельный слой – это поверхностный слой грунта в районах распространения многолетнемерзлых грунтов, подвергающийся сезонному

оттаиванию (летом) или промерзанию (зимой). Мощность деятельного слоя зависит, главным образом, от широты местности и колеблется от 0,2–0,5 м (тундровые зоны и зоны арктических пустынь) до 3–4 м. В одной и той же местности, она не одинакова в различные годы и зависит от изменений теплоприхода в толще грунтов, вызванных интенсивностью солнечной радиации, изменениями температуры воздуха, скорости, направления ветра. Также мощность деятельного слоя зависит от экспозиции и крутизны склона, присутствие растительности, затенённости местности и наоборот, состава, и степени влажности грунтов, толщины снежного покрова, гидрологического режима и других факторов.

Слой, расположение которого ниже деятельного слоя – называется нижней границей. Его состояние так же не постоянно и мощность изменяется из-за тех же факторов, что и деятельный слой. Нижняя граница распространения ММГ – это поверхность где они кончаются.

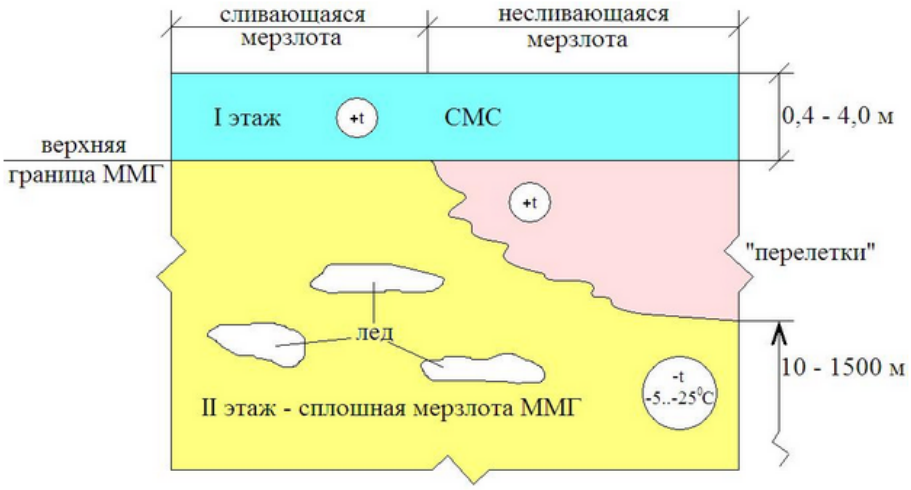

Рисунок 5 – Многолетнемерзлый грунт, вид в разрезе.

За счет климатических особенностей некоторых областей Российской федерации, небольшие участки грунтов не успевают оттаять даже в летнее время, образуя так называемые «перелетки».

Перелетки могут образоваться при изменении условий на поверхности (удаление слоя снега, затенение поверхности и т. д.), а также, если

температура окружающей среды начинает колебаться и отличается от средней.

Бывают случаи, когда при промерзании зимой деятельный слой соединяется с мерзлыми грунтами, это явление называется «сливающаяся мерзлота», однако, если слой полностью не промерз, то между мерзлыми породами и деятельным слоем остается слой талого грунта – это явление «несливающейся мерзлоты».

1.3 Физические свойства

Физические свойства многолетнемерзлых грунтов, располагающихся в зоне влияния нефтепровода, определяются для всех разновидностей грунтов, как в мерзлом, так и в талом состоянии. Исследование свойств грунтов в талом состоянии необходимо, так как в результате строительства и эксплуатации нефтепроводов некоторая часть вмещающего разреза может частично переходить в талое состояние.

Общие характеристики физических свойств талых и мёрзлых грунтов:

1. Плотность - масса грунта в единице объёма, г/см^3:

$$\rho = m/V; \quad (1)$$

где: m - масса образца; V - объём грунта.

2. Плотность частиц грунта в единице объёма, ρ_s (г/см^3), определяемая с помощью пикнометра.
3. Плотность скелета грунта ρ_d (г/см^3), определяемая, как масса частиц грунта в объёме ненарушенной структуры.
4. Пористость грунта, характеризуемая коэффициентом пористости:

$$\varepsilon = (\rho_s - \rho_d)/ \rho_d. \quad (2)$$

5. Суммарная относительная влажность, отношение массы воды к массе сухого грунта в единице объёма:

$$Wc = m_{воды} / m_{сух.гр}. \quad (3)$$

К дополнительным характеристикам относятся:

1. Влажность за счёт незамёрзшей воды $W_н$ (в долях единицы).

2. Льдистость мёрзлого грунта i, равная отношению массы льда к массе всей воды, содержащейся в мёрзлом грунте:

$$i = (W_c - W_н)/W_c. \quad (4)$$

3. Температура начала замерзания грунтовой влаги t_f.

Теплофизические характеристики оценивают количественную долю тепла:

1. Удельная теплоёмкость − С, (Дж /кг·К) − выражает количество тепла, необходимое для нагревания или охлаждения единицы массы грунта на один градус.
2. Объёмная теплоёмкость $С_{об}$ (Дж/м^3·К) выражает количество тепла, необходимое для нагревания или охлаждения единицы объёма грунта на один градус.
3. Коэффициент теплопроводности − λ, (Вт/м·К) − выражает количество тепла проходящее в единицу времени через единицу площади и единичную толщину слоя грунта.
4. Коэффициент температуропроводности а (м^2/с) − выражает способность грунта изменять свою температуру, под воздействием изменившегося градиента температуры.

Значения всех теплофизических характеристик зависят от вида грунта, его составных компонентов, от состава и основных физических свойств: плотности и влажности; а также состояния грунта: талого или мёрзлого. Обычно коэффициент теплопроводности мёрзлых грунтов в 1.1-1.5 раза больше коэффициента теплопроводности грунтов в талом состоянии, что связано с большей теплопроводностью льда, по сравнению с незамёрзшей водой. Объёмная теплоёмкость грунтов при промерзании стремится к бесконечно большому значению, в связи с затратами тепла на фазовые переходы влаги.

Полевые и лабораторные испытания и исследования многолетнемерзлых грунтов ставят своей целью определить необходимые расчетные показатели физико-механических свойств грунтов,

соответствующие природным условиям и, в первую очередь, тепловые, прочностные и деформативные свойства в мерзлом и оттаивающем состояниях. Эти испытания и исследования делятся на рекогносцировочные и основные.

Рекогносцировочные испытания позволяют произвести предварительную оценку толщи многолетнемерзлых грунтов рассматриваемой стройплощадки как оснований и среды для сооружений.

Из числа возможных рекогносцировочных испытаний мерзлых грунтов нужно как минимум определять для конкретных условий стройплощадки в полевой обстановке хотя бы три показателя свойств грунтов:

1. Температуру мерзлой толщи на глубине 10 м, т. е. - t_0;
2. Суммарную влажность грунтов ниже глубины заложения фундаментов (W_C примерно на 1 м глубже верхней границы многолетнемерзлых грунтов);
3. Величину относительной тепловой осадки (коэффициента оттаивания $\overline{A}$ на уровне заложения подошвы фундаментов).

Определение указанных величин потребует самых элементарных приборов: термометра, мерной линейки, весов.

Температура грунтов – t_0 на глубине 10 м измеряется в пробуренных насухо скважинах термометром после достаточного (в течение нескольких недель) выдерживания скважин после бурения. Эта величина необходима для вычисления максимальной расчетной температуры на уровне подошвы фундаментов и эквивалентной температуры для расчета фундаментов на выпучивание, а также других тепловых расчетов.

Суммарная влажность мерзлых грунтов W_C определяется путем взвешивания навески грунта естественной влажности и того же образца, высушенного до постоянного веса.

Величина удельного веса $\gamma_{уд}$ принимается по литературным данным и обычно для пылеватых грунтов с органическими примесями $\gamma_{уд} \approx 2{,}4 - 2{,}5$; для песков $\gamma_{уд} = 2{,}65$ и для глинистых грунтов $\gamma_{уд} = 2{,}73$.

Приближенное выражение для объемного веса мерзлого грунта:

$$\gamma \approx \frac{2,4(1+W_C)}{2,7W_C+0,9} \tag{5}$$

(с погрешностью не более 3% при W_C >5% для галечных грунтов, при W_C >15% - для песчаных и при W_C >20% - для глинистых).

Тогда приближенное выражение для объемного веса скелета мерзлого грунта будет определяться выражением:

$$\gamma \approx \frac{2,4}{2,7W_C+0,9}, \tag{6}$$

откуда коэффициент пористости:

$$\varepsilon = \frac{\gamma_{уд} - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}}. \tag{7}$$

Содержание незамерзшей воды в многолетнемерзлых грунтах при рекогносцировочных испытаниях допустимо определять, как функцию температуры мерзлого грунта - t° и границ пластичности W_T и W_P, определяемых по образцам грунта нарушенной структуры:

$$W_H = k_H \cdot W_P, \tag{8}$$

где коэффициент $k_H = f(-t°, W_П = W_T - W_P)$, т. е. определяется в зависимости от температуры, вида грунта и числа пластичности $W_П$, причем при изменении температуры от - 0,5 до - 5° С, величина коэффициента k_H меняется от 0,5 до 0,3 - для супесей, от 0,7 до 0,5 - для суглинков и от 1,0 до 0,6 для глин.

Многолетнемерзлые грунты по температурному состоянию разделяются на твердомерзлые (при температуре их ниже границы фазовых переходов воды в лед) и пластичномерзлые (при температуре выше указанной границы фазовых переходов); по льдистости (величине объемной льдистости $i_{об}$) – на сильнодистые (при $i_{об} \geq 0,5$) и слабольдистые ($i_{об} \leq 0,25$), и по природной уплотненности в оттаявшем состоянии – по коэффициенту пористости для песчаных грунтов и консистенции для глинистых.

По данным объемного веса мерзлого грунта γ, суммарной влажности W_C, удельного веса льда $\gamma_л$ = 0,9 и содержания незамерзшей воды W_H определяется объемная льдистость, а именно:

$$\iota_{об} = \frac{\gamma}{\gamma_л} \approx \frac{(W_C - W_H)}{1 + W_C}. \quad (9)$$

Если $i_{об} \geq 0,5$ - мерзлый грунт будет принадлежать к категории сильнольдистых в большинстве случаев просадочных при оттаивании грунтов; если же $i_{об} \leq 0,25$, то мерзлые грунты будут слабольдистыми.

В зависимости от максимальной температуры мерзлых грунтов $t°_{max}$ на уровне подошвы фундаментов (определяемой в зависимости от - t_o), состава многолетнемерзлых грунтов (пески, суглинки, глины и т. п.) и величины объемной льдистости i, определяются нормативные сопротивления мерзлых грунтов нормальному давлению в основаниях сооружений RH, кг/см^2.

Коэффициент оттаивания $\overline{A}$ для грунтов, залегающих ниже подошвы фундаментов, позволяет оценить величину возможной их тепловой осадки и величину просадки мерзлых грунтов при оттаивании. Можно величину коэффициента оттаивания определять простейшим полевым опытом на осадку в шурфе оттаивающего грунта под действием только его собственного веса. Если оттаивающий слой мерзлого грунта будет незначительной толщины (глубина оттаивания грунта в полевом опыте определяется металлическим щупом, а осадка замеряется с помощью линейки с миллиметровой шкалой), при этом коэффициент оттаивания будет равен отношению тепловой осадки $S_{ОТТ}$ мерзлого грунта к глубине оттаивания h_t:

$$\overline{A} \approx \frac{S_{ОТТ}}{h_t}. \quad (10)$$

При величине коэффициента оттаивания $\overline{A} > 0,02$ многолетнемерзлые грунты считаются просадочными.

Отметим, что величину коэффициента уплотнения оттаивающих грунтов ($\bar{a}$, см^2/кг) для ориентировочных расчетов без большой погрешности можно принимать равной:

$$\bar{a} \approx \frac{\beta}{E_{\min}}, \tag{11}$$

где: β - коэффициент бокового давления грунта, равный 0,8 - для песков; 0,7 - для супесей; 0,5 - для суглинков и 0,4 - для глин; E_{min} - минимальное значение модуля общей деформации оттаивающих грунтов, приближенно определяемое по величине коэффициента пористости грунта и влажности на границе раскатывания W_P.

Основные полевые и лабораторные испытания и исследования многолетнемерзлых грунтов необходимы для выбора принципа строительства и составления основной документации (обоснования проектного задания) по проектированию и расчету оснований и фундаментов, возводимых на мерзлых грунтах.

2 Особенности сооружения нефтепровода в условиях мерзлых грунтов

Освоение северных районов Российской Федерации началось относительно недавно, как и развитие системы нефтепроводов на этой территории. Сложные природно-климатические условия способствуют разработке новейших технологических и технических решений.

Для районов Крайнего Севера присуще абсолютный перепад температур от –56 зимой до +34 градусов летом; сильные ветры со скоростью свыше 40 м/с и, конечно же, распространение многолетнемерзлых грунтов. В условиях таких грунтов существует опасность, что теплая труба растопит мерзлые породы, поэтому необходимо учитывать этот факт, при выборе способа прокладки нефтепровода. [3]

Сохранение отрицательных температур в грунтах является важным аспектом при сооружении нефтепровода. Также важно учитывать и реологические свойства перекачиваемой нефти. Нефть в северных районах имеет высокую температуру застывания +4 – +6 градусов, поэтому необходимо подогревать ее до 60 градусов. Нефть должна иметь высокую положительную температуру по всей протяженности нефтепровода, что рождает целый комплекс проблем, связанных с поддержанием положительной температуры нефти в нефтепроводе по всей протяженности.

Учитывая все геологические и климатические особенности Заполярья и Крайнего Севера, для надежной и безопасной работы нефтепровода, необходимо применение особых мероприятий, таких как:

- использование высокопрочной (хладостойкой) стали для объектов трубопроводного транспорта;
- надземная прокладка нефтепровода;

- теплоизоляция, для поддержания высокой положительной температуры нефти в трубопроводе;
- термостабилизация грунта, для поддержания пород в мерзлом состоянии. [4]

2.1 Земляные работы

Все этапы строительства, все виды работ тщательно спланированы с учетом особенностей северной погоды и природы.

Самый удобный для прокладки магистрали сезон - зима, когда многочисленные болота и водоемы Севера скованы толстым слоем льда. В это время проще доставлять по трассе необходимую технику - сварочные комплексы, трубоукладчики, экскаваторы. Именно поэтому основные виды работ - сварка нефтепровода, погружение свай, установка опор, укладка трубы - тоже приходятся на зиму. [5]

Земляные работы предусматривается выполнять механизированным способом в соответствии с требованиями: СНиП 12-04-2002, СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты», ВСН 004-88 «Строительство магистральных трубопроводов. Технология и организация», СНиП III-42-80.

При строительстве линейных сооружений земляные работы рекомендуется выполнять следующими механизмами:

бульдозер ДЗ-126А выполняет, при необходимости, срезку плодородного слоя грунта, рыхление скальных (мерзлых) пород, планировочные работы, устройство технологического проезда, транспортировку грунта во временный отвал;

экскаватор ЭО-3322Д с рабочим органом «зуб–рыхлитель» или «фрезерная головка» разрабатывает скальный (мерзлый) грунт;

трубоукладчик предназначен для перемещения, наводки, опускания и укладки в проектное положение труб различных диаметров;

роторные буровые установки SANY SR150C, для бурения скважин в вечной мерзлоте под буронабивные сваи для опор нефтепровода в зимнее время года;

бурильно-сваебойная машина БМ-833 разрабатывает лидерные скважины и производит погружение металлических и железобетонных свай под опоры Вл-10 кВ. [6]

Рисунок 6 – трубоукладчик и бурильно-сваебойная машина

Строительные машины и оборудование для земляных работ должны соответствовать техническим условиям эксплуатации с учетом условий и характера выполняемой работы; в северных районах с низкими температурами воздуха рекомендуется преимущественно применять машины и технику в северном исполнении.

2.1.1 Бурение скважин и установка свай

В зависимости от определенных факторов назначают способ возведения свайных оснований:

- мерзлотогрунтовых условий трассы;
- времени года;
- технологии производства работ и результатов технико-экономических расчетов.

При сооружении нефтепроводов в районах распространения многолетнемерзлых грунтов свайные основания возводят из свай заводского изготовления.

Забивать сваи в грунты, у которых содержание твердых включений до 30% необходимо после бурения лидерных скважин, которые получаются путем погружения специальных труб-лидеров. Диаметр лидерной скважины < на 50 мм наименьшего размера поперечного сечения сваи. [2]

Операции по установке свай в лидерные скважины:

- сваебойный механизм забивает лидер до проектной отметки;
- лидер извлекается лебедкой экскаватора, далее он с трубой-лидером перемещается на следующую скважину, где повторяется весь процесс;
- вторым сваебойным механизмом забивается свая в образованную лидерную скважину.

Лидерное бурение нецелесообразно применять при наличии в грунтах более 40% крупнообломочных включений.

Если, несмотря на мощное силовое воздействие, свая отказывается идти дальше вглубь, считается, что свая "дала отказ" и ее обжатие соответствует проектному. Теперь она может нести нагрузку от опоры и трубы нефтепровода.

Возведение свайных оснований осуществляют в зависимости от грунтовых условий такими способами:

- буроопускной (для многолетнемерзлых грунтов);
- бурозабивной (для талых грунтов).

Установка буроопускной сваи – трудоемкий и длительный процесс. Лидерная скважина диаметром 600 мм заполняется специальным раствором, после чего в нее опускают сваю диаметром 426 мм с приваренным эллиптическим наконечником, устанавливают гильзы для термостабилизаторов. На глубину сезонного промерзания скважину заливают бетоном. Теперь свая готова к монтажу ростверков. Однако любой фундамент при строительстве должен набрать прочность. Так что дать нагрузку на сваю, не подвергая ее деформации, можно лишь через некоторое

время.

Монтаж бурозабивных свай основан на ином принципе. Скважина диаметром 360 мм бурится на глубину 8 м. Сваю диаметром 426 мм специальный молот-сваебой забивает еще глубже на 1 м. Поскольку бурозабивные сваи будут применяться для талых грунтов, их монтаж должен проходить в зимнее время, когда грунт устойчив. На талых грунтах встречаются отдельные участки мерзлоты, так называемые линзы, плотность которых сравнима с бетоном. При забивке свай нагрузка на их стенки и наконечник оказывается крайне высокой, что может привести к деформации. Сегодня специалисты на различных типах грунтов проводят испытания по определению типа наконечников, пригодных для бурозабивных свай.

Надземная прокладка намного сложнее, чем подземная. Здесь больше технологических шагов, выше требования к точности операций, особенно это касается установки свай.

Забивать сваи необходимо с ювелирной точностью, допустимое отклонение от вертикальной оси составляет всего 2 см. В случае превышения этого допуска свая должна быть демонтирована и забита снова. Это в лучшем случае. В худшем ее придется переносить на другое место, что подразумевает внесение и утверждение изменений в первоначальный проект.[11]

Для антикоррозионной защиты свай применяется наружное двухслойное эпоксидное покрытие заводского нанесения.

2.2 Установка специальных опор

Опоры – один из самых ответственных частей деталей трубопроводных систем. На них ложится основное усилие от трубопровода, которое затем передается грунту или несущим конструкциям.

Важную роль играет строение опор. Конструкции должны проектироваться таким образом, чтобы минимизировать трудоемкость монтажа опор на трассе строительства в условиях Крайнего Севера.

Для того чтобы основы трубопровода подстраивались под изменение состояния грунта и самого трубопровода — а они значительны, если учесть огромный перепад температур, свойственный для северных районов страны, необходимо использовать опоры разной конструкции, одни из них совершенно неподвижные, другие могут перемещаться в одной плоскости, а некоторые — во всех плоскостях.

Неподвижные опоры должны жестко удерживать трубу и не допускать ее перемещения. Такие опоры воспринимают вертикальные нагрузки от веса трубопровода и среды, горизонтальные (осевые) нагрузки от тепловых деформаций трубопровода, а также нагрузки от гидравлических ударов, вибрации и пульсации. Устанавливаются неподвижные опоры на трассе через каждые 500 м.

Рисунок 7 – неподвижная опора

Конструкция неподвижной опоры представляет собой единую сварную конструкцию, воспринимающую нагрузки от нефтепровода и передающую их через ростверк на свайный фундамент. Она состоит из катушки с приваренной к ней обечайкой. Катушка через регулируемые стойки приваривается к ростверку. Ростверк приваривается к опорным узлам, которые привариваются к сваям фундамента.

Между неподвижными опорами трубу поддерживают продольно и свободноподвижные опоры. Они позволят нефтепроводу, в зависимости от давления и температуры расширения, двигаться в горизонтальном, осевом и поперечном направлениях.

Продольно-подвижная опора применяется для обеспечения возможности продольных (вдоль оси трубопровода) перемещений трубопровода, вызванных температурными деформациями, внутренним давлением рабочей среды в трубопроводе и т.д. Продольно-подвижные опоры устанавливаются на прямолинейных участках (за исключением опор, примыкающих к компенсатору) до и после неподвижной опоры для ее разгрузки от боковых усилий и для обеспечения продольной устойчивости нефтепровода.

Свободноподвижные опоры помимо свободного перемещения трубопровода в горизонтальной плоскости, обеспечивает возможность наклона в направлении продольной оси трубопровода. На ростверке установлены боковые упоры на расстоянии, обеспечивающем продольное и поперечное перемещения трубопровода. [7]

Рисунок 8 – продольно-подвижные и свободно-подвижные опоры

Использование разных видов надземных конструкций позволяет удержать с обеспечением необходимой жесткости нефтепровод даже при падении двух опор. Создание нескольких опор позволяет обеспечить минимальную металлоемкость конструкций. Для неподвижных и подвижных опор следует применять хладостойкую сталь 09Г2С 14-й категории. Масса опор составляет от 2 до 4,9.

Плавное скольжение опор с трубопроводом при температурных деформациях обеспечивается установкой на подошве опоры антифрикционных высокопрочных прокладок из полимерных материалов (типа фторопласт). На опорном столе ростверка установлен лист из нержавеющей стали.

Для предотвращения коррозии трубопровода и обеспечения безопасной эксплуатации в течение 50 лет на опоре установлены узлы электроизоляции с применением полимерных влагостойких электроизоляционных материалов.

2.3 Теплоизоляция нефтепровода

Теплоизоляция трубопровода - по сути, та же изоляция, но ее отличительная особенность, способность не пропускать тепло от стенки трубы в окружающую среду. В отличие от обычной изоляции, теплоизоляция состоит из высокоэффективных материалов, обладающих теплоизоляционными свойствами. Теплоизоляция нефтепроводов должна выполнять ряд функций: уменьшение плотности нефти до нормативных величин; стабилизация температуры нефти в трубопроводе; выполнение всех свойств что и обычная изоляция. [8]

У нефти с северных месторождений очень большая вязкость и, следовательно, при транспортировке ее необходимо нагревать до +60 градусов, поэтому при строительстве нефтепровода применяются трубы с дополнительным теплоизолирующим покрытием.

При выборе теплоизоляционного материала важно учитывать свойства покрытия в зависимости от условий сооружения нефтепровода. В условиях севера наилучшим решением является применение специальной технологии монтажа и термоизоляции труб (эпоксидное покрытие, пенополиуретан, металлополимерная оболочка из оцинковки) и сварных швов на трубопроводе.

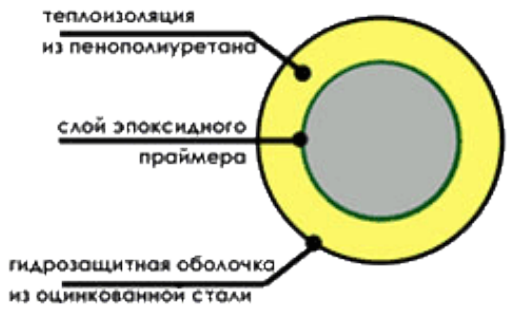

Рисунок 9 – структура теплоизоляции нефтепровода

Однослойное эпоксидное покрытие наносится только на трубы с последующей теплоизоляцией, что обеспечивает долговечную и надежную антикоррозионную защиту трубопроводов, в том числе при низких температурах окружающей среды. Ударная прочность такого покрытия толщиной 350-400 мкм не превышает значений 6-8 Дж при 20±5°С, а при температуре минус 40°С снижается до 2-3 Дж.

Для защиты свайных труб используется двухслойное эпоксидное покрытие, оно обладает повышенной ударопрочностью, устойчивостью к прорезанию, сдиру при транспортировке труб и строительных работах и не повреждается в условиях вечной мерзлоты. По результатам испытаний ОАО «ВНИИСТ» двухслойное покрытие характеризуется повышенной теплостойкостью, высокой адгезией к стали, отличной стойкостью к катодному отслаиванию, абразивному износу.

Трубы с эпоксидным покрытием имеют широкий температурный диапазон эксплуатации (от -40°С до +60°С) в отличие от труб с полиэтиленовым покрытием (от -20°С до +60°С) и в течение длительного времени могут храниться под открытым небом (от -60°С до +60°С). Эпоксидные покрытия проницаемы для токов катодной защиты – не экранирует тело трубы от токов в местах потери адгезии, под покрытиями не было зафиксировано случаев стресс-коррозии трубопроводов.

Наиболее оптимальным материалом для осуществления изоляционных работ, в частности в строительной и промышленной сферах, является пенополиуретан (ППУ). Он экологически чистый, имеет высокие теплоизоляционные качества, не имеет склонности к разрушению спустя некоторое время.

Таблица 2 – Свойства пенополиуретана

Объемная масса, кг/м		Коэффициент теплопроводности, ккал/м·ч·°С		Характеристика пористости	Температура применения, °С	
по ГОСТ или ТУ	расчетная в конструкции	по ГОСТ или ТУ	расчетный в конструкции		t_{min}	t_{max}
30-40	40-50	-	0,040 -0,045	открытая	-60	+100

Пенополиуретановая теплоизоляция трубопроводов — это быстрое бесшовное нанесение любой сложности и формы, быстрое отвердевание, а так же устойчивость к механическим нагрузкам и высокое энергосбережение.

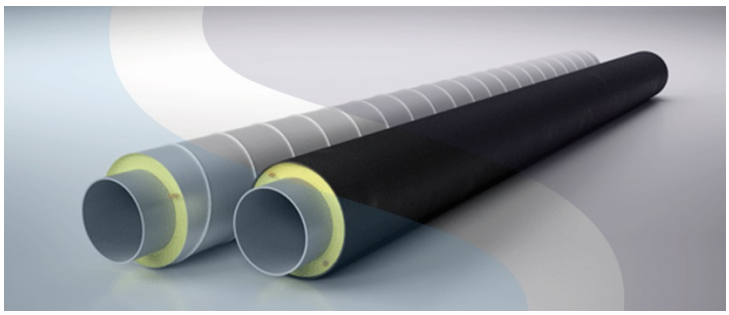

Рисунок 10 – полиуретановая теплоизоляция трубопроводов

Толщина ППУ слоя зависит от диаметра самой трубы и местности, где планируется прокладывать трубопровод, для диаметра нефтепровода 1020 мм и в условиях Крайнего Севера, она применяется 100 мм. Внутри пенополиуретана проходит сигнальный кабель СОДК, который позволяет с помощью специальных приборов обнаружить участки, нуждающиеся в ремонте, еще до наступления аварии.

Полиуретановая теплоизоляция обладает следующими достоинствами:

- легкость по весу;
- высокая прочность;
- износостойкость;
- поддается любым способам обработки;

- стойкость к гниению;
- возможность «работы» в грунте;
- хорошо держит тепло.

Для дополнительной защиты теплоизоляционного материала от внешних повреждений, поверх него рекомендуется монтировать дополнительную защиту. В этих целях наилучшим вариантом будет использование обечайки из тонколистовой оцинкованной стали, она изготавливается с цинковым покрытием первого класса по ГОСТ 14918 или с цинковым покрытием не ниже класса 450 по ГОСТ Р52246. Это сформированные металлические кожухи, которые защищают от атмосферных воздействий, механических повреждений, ультрафиолетовых излучений теплоизоляционные материалы на трубопроводах, технологическом оборудовании и различных емкостях. [9]

Толщина обечайки:

- не менее 0,7 мм для трубопроводов ø140÷355 мм включительно;
- не менее 1,0 мм для трубопроводов свыше ø355 до 1000 мм включительно;
- не менее 1,2 мм для трубопроводов свыше ø1000 мм.

2.4 Термостабилизация многолетнемерзлых грунтов

С целью обеспечения безопасности на объектах трубопроводного транспорта, а именно на линейной части магистрального нефтепровода, проложенного на участках с многолетнемерзлыми грунтами, эксплуатирующие компании используют мелиорацию грунта. Это понятие включает в себя комплекс мероприятий, связанный с изменением состава, свойств, и других факторов для сохранения грунта в стабильном состоянии.

Методы воздействия на грунт подразделяются на две большие категории: активные (передача грунту холода или тепла); пассивные (влияют через вторичные параметры).

Согласно [17], существует три группы средств воздействия на грунт:

1. Первая группа средств воздействует непосредственно на теплообмен между грунтом и окружающим воздухом и включает в себя ряд способов: навесы; посадка растительности; защита пленками и т.д.

2. Эта группа воздействует на изменение теплообмена в самом грунте. Способы воздействия разнообразны: осушение, полная замена грунта и т.д.

3. Третья группа влияет на температуру грунта при помощи передачи тепла или холода от естественного или искусственного источника. Естественные способы: каналы вентиляции, проветривание, обводнение. Искусственные же методы более распространённые: пар, хладагенты, химические смеси. [10]

Сохранение состояния грунта при эксплуатации нефтепроводов на участках ММГ, основная задача инженеров. Недопущение оттаивания исключает возникновение аварий на действующем нефтепроводе. Опыт отечественного строительства в районах распространения мерзлых грунтов, безусловно, полезен при сооружении и эксплуатации трубопроводов. Средства, которые использовали конструкторы для укрепления грунта под фундаментом сооружений, с успехом используется и в трубопроводном транспорте. Один из таких методов термостабилизация грунта.

Сезонно-действующие охлаждающие устройства (СОУ) предназначены для поддержания грунта в мерзлом состоянии, что обеспечивает устойчивость зданий, сооружений на сваях, а также сохраняет замерзший грунт вокруг опор ЛЭП и трубопроводов, вдоль насыпей железнодорожных путей и автомобильных магистралей. [11]

Для термостабилизации используются различного типа СОУ. Они классифицируются по следующему принципу (рисунок 11): принцип работы; вид хладогента; расположение в пространстве; металл, из которого изготовлен корпус, по конструкции.

Систематизация сезонно-действующих охлаждающих устройств приведена на рисунке 11.

Рисунок 11 - Систематизация СОУ

Термостабилизаторы на объектах трубопроводного транспорта применяются с целью:

- поддержание состояние грунта в мерзлом состоянии;
- замораживание грунта, для дальнейшего строительства трубопровода;
- обеспечение устойчивости грунтового массива к осадке;

На данный момент существует множество видов термостабилизаторов грунта (ТСГ), но основные конструктивные элементы у них практически одинаковы. ТСГ состоят из конденсатора, запорно-заправочного узла; испарителя, транспортной зоны.

Длина термостабилизатора 16 м, а диаметр корпуса 25…60 мм, зона замерзания грунта вокруг ТСГ при среднезимней температуре –15 °С составляет 1,5 м. Работать термостабилизатор начинает при температуре воздуха –5 °С.

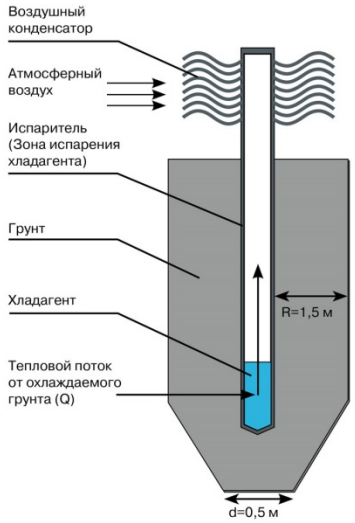

Рисунок 12 - Стандартная схема термостабилизатора грунта (ТСГ):

Несмотря на важность работы, которую выполняют термостабилизаторы, принцип ее очень прост, а самое главное термостаилизаторы не требуют ни какого вида энергозатрат. Принципиальная схема термостабилизатора и его работа показана на рисунке 13.

Рисунок 13 - Схема работы термостабилизатора [12]

Работа термостабилизатора грунта (ТСГ) заключается в следующем, нужно отметить, что для всех термостабилизаторов он одинаков. Хладагент в термостабилизаторе при низких температурах воздуха конденсируется в ребристом радиаторе-конденсаторе, затем естественным путем стекает в нижнюю, испарительную часть ТСГ, где отбирает теплоту грунта, охлаждаемого ниже температуры замерзания, и одновременно испаряясь, попадает в верхнюю часть ТСГ.

В зимнее время конвекционная циркуляция теплоносителя (в простейшем варианте это керосин) в жидкостных устройствах и паров пропана в парожидкостных термостабилизаторах обеспечивает охлаждение грунтов основания. С наступлением летнего периода, как только температура верхнего, находящегося на наружном воздухе, конуса (конденсатора) устройства становится выше температуры теплоносителя, циркуляция прекращается и процесс приостанавливается с частичным инерционным оттаиванием верхнего слоя грунта до следующего похолодания.

Современные термостабилизаторы грунта используют наиболее эффективные по термодинамическим свойствам хладоносители (теплоносители) – сжиженные аммиак или диоксид углерода.

Особенностью использования ТСГ для нефтепровода, проложенного надземным способом в том, что они устанавливаются непосредственно в сваи опор нефтепровода.

Рисунок 14 – установка термостабилизаторов в сваи опор нефтепровода

Термостабилизатор помещают в полугерметичную гильзу, в которую заливают нужное количество низковязкого теплоносителя типа ХНТ-НВ в

качестве буферного теплообменного агента. Он позволяет повысить интегральное значение теплоотдачи от грунта и коэффициент теплопередачи ТСГ, а также выравнивает теплоотдачу по всей площади теплообмена как со стороны испарителя, так и от грунта через гильзу. В целом это существенно повышает эффективность работы ТСГ. Сама гильза, выполненная с использованием оцинкования, имеет надежную антикоррозийную защиту и срок службы до 50 лет.

Термостабилизация один из основных методов поддержания грунта в состоянии сопротивляться изменению состояния грунтов. Она используется практически повсеместно, где нефтепровод взаимодействует с многолетнемерзлыми грунтами. Это очень дешевое и эффективное средство. И еще один плюс их использования - термостабилизаторы выпускаются на заводах России, что обеспечивает их своевременную доставку к месту работ и ускоряет процесс строительства или эксплуатации.

2.5 Применение компенсаторов

Компенсатор - устройство, позволяющее воспринимать и компенсировать перемещения, температурные деформации, вибрации, смещения.

Способность трубопровода компенсировать тепловые удлинения за счет конфигурации участка линии и упругих свойств металла без специальных устройств, встраиваемых в трубопровод, называется самокомпенсацией.

Самокомпенсация осуществляется благодаря тому, что в линии трубопровода, кроме прямых участков между неподвижными опорами, имеются повороты или изгибы (отводы). Расположенный между двумя прямыми участками поворот или отвод обеспечивает компенсацию значительной части удлинения благодаря эластичности конструкции, а остальная часть компенсируется за счет упругих свойств металла прямого участка трубопровода.

Когда при проектировании и монтаже нельзя использовать самокомпенсацию трубопроводов или ее недостаточно для защиты трубопровода от усилий, возникающих под действием тепловых удлинении, устанавливают специальные устройства, называемые компенсаторами. Наиболее часто используют П-образный, Г-образный и Z-образный компенсаторы.

П-образные компенсаторы, обладающие большой компенсирующей способностью (до 700 мм), широко применяют при надземной прокладке технологических трубопроводов независимо от их диаметра. Преимущества таких компенсаторов - простота изготовления и удобство эксплуатации; недостатки - повышенное гидравлическое сопротивление, большой расход труб, значительные размеры и необходимость сооружения дополнительных опорных конструкций.

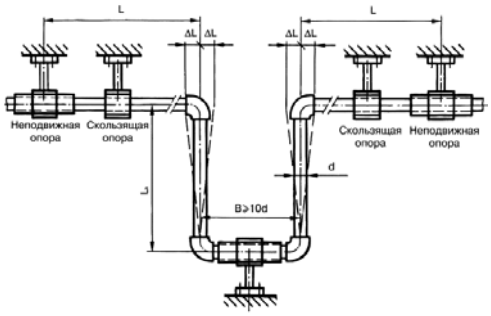

Рисунок 15 – схема П-образного компенсатора

Строительство П-образных компенсаторов на трассе предусмотрено через каждые 400 метров.

Рисунок 16 – компенсаторы на трассе магистрального нефтепровода

В рамках проекта, строящейся нефтепроводной системы «Заполярье-Пурпе» впервые были использованы термокомпенсационные блоки на опорах, они компенсируют температурные деформации надземного трубопровода и обеспечивают перемещение по ним трубопровода при изменении температуры и давления [13]. Для обеспечения работоспособности компенсатора в начале и конце термокомпенсационного блока устанавливаются неподвижные опоры с фиксацией перемещений и углов поворота трубопровода. При наличии углов поворота в плане более 35° они используются для компенсации температурных деформаций надземного участка трубопровода. При этом расстояние от вершины планового угла до неподвижной опоры не превышает 250 м для углов более 50°; 150 м для углов от 35° до 50°. Углы менее 35° включаются в состав температурных блоков, при этом неподвижная опора устанавливается на расстоянии не менее 60 м от вершины угла. Длина температурного блока с трапецеидальным компенсатором составляет в среднем около 500 м, величина вылета – до 20,3 м, расстояния между опорами – до 18 м.

2.6 Оценка тепловых и механических взаимодействий системы «надземный магистральный нефтепровод – опора - свайное основание – - многолетнемерзлый грунт»

Эксплуатация надземных магистральных нефтепроводов в криолитозоне связана с проблемами, обусловленными деформациями конструкций в

результате изменений грунтовых свойств.

Деформации ММГ представляют серьезную опасность для магистарльных нефтепроводов, обусловленные теплофизическими и физико-механическими закономерностями промерзания и оттаивания грунтов. Для детального представления взаимодействий происходящих на участке крепления трубопровода к опоре, на которой многолетнемерзлые грунты совместно с надземным трубопроводом составляют систему, общий вид которой представлен на рисунке 17.

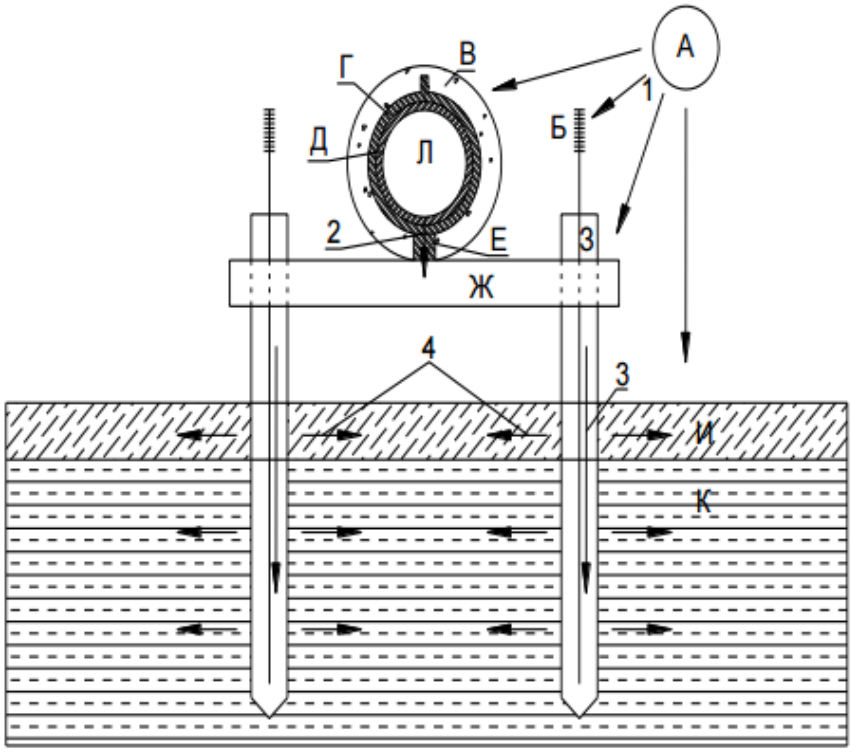

Рисунок 17 – Разрез надземного трубопровода на свайном фундаменте, погруженном в многолетнемерзлый грунт. Цифрами 1-4 и стрелками обозначены связи системы. Буквами обозначены элементы системы: А – атмосферное влияние, Б – термостабилизатор, В – теплоизоляция трубопровода, Г - обечайка приваренная к опоре, Д – стенка трубопровода, Е- опора, Ж – ростверк, З – свая, И – деятельный слой мерзлого грунта, К – мерзлая толща не подверженная сезонному оттаиванию, Л – транспортируемый продукт.

Рассмотрим тепловые взаимодействия. Атмосферное воздействие включает солнечную радиацию, температурное и ветровое воздействие атмосферного воздуха, проявляющееся в виде теплообмена с деятельным слоем грунта, термостабилизатором, ростверком и сваей. Связь 2 описывает передачу тепла путем теплопереноса от транспортируемого продукта через стенку трубопровода, обечайку, опору к ростверку. Связь 3 описывает результирующее воздействие атмосферы, термостабилизатора, продукта, через сваи на слои грунта. Связи 4 описывают распределение теплового воздействия в области слоев грунта. Таким образом, источником тепла

является транспортируемый продукт, источником тепла и холода, в зависимости от сезона является атмосфера. [14]

Механические взаимодействия рассмотрим с точки зрения грунтового основания и с позиции трубопровода.

Воздействие на грунт. Влияние атмосферы определяется ветровой нагрузкой на всю конструкцию, вызывающей поперечную кратковременную нагрузку; обледенением и снеговой нагрузкой кратковременно увеличивающей вес конструкции. Связь 2 определяет нагрузку сообщаемую ростверку: весом металла трубопровода, обечайки, теплоизоляции, транспортируемым продуктом, обледенением и снеговым слоем, - а также вибрацией трубопровода и ветровой нагрузкой. Связь 3 определяется распределением нагрузки на сваи ростверком и описывает передачу нагрузки в слои грунта. Связь 4 описывает распределение нагрузки в слоях грунта через слой смерзания с боковой поверхностью сваи.

Воздействие на трубопровод. Результирующее воздействие деформаций слоев грунта на сваи описывается связью 3 и передается на ростверк. Воздействие ростверка на трубопровод через опору и обечайку описывается связью 2. В случае если на сваи оказывается воздействие большее (меньшее) нагрузки сообщаемой грунту технической системой, равномерно распределенное между сваями, происходит подъем (опуск) ростверка, а, следовательно, и трубопровода от проектного положения.

В случае неравномерного распределения воздействия на сваи происходит перекос ростверка, а следовательно и трубопровода.

Таким образом, существуют взаимозависимые механические и тепловые процессы, которые определяют происходящие деформации и изменения. Основа надежной эксплуатации является обеспечение сохранения НДС трубопровода в допустимых пределах, а в долгосрочной перспективе к этому добавляется сохранение свойств мерзлого грунта. Поэтому назначение методики контроля НДС надземного магистрального нефтепровода

проложенного в области ММГ состоит в обеспечении эксплуатирующей организации сведениями о деформациях и напряжениях в трубопроводе, предупреждении перехода деформаций в пластическую зону, формировании истории состояний участков трубопровода.

3 Расчеты и аналитика

3.1 Расчет толщины стенки, проверка прочности и устойчивости надземного нефтепровода

Таблица 3 – Исходные данные

Название	Сокращение	Значение
Диаметр трубопровода, м	D	1,02
Длина участка нефтепровода, км	L	300
Рабочее давление, МПа	P	7
Марка стали нефтепровода	К56	
Временное сопротивление стали, МПа	$\sigma_{вр}$	560
Модуль упругости, МПа	E	$2{,}06 \cdot 10^{5}$
Коэффициент линейного расширения, 1/°С	α_t	$1{,}2 \cdot 10^{-5}$
Коэффициент Пуассона	μ	0,3

Расчетную толщину стенки трубопровода следует определять по формуле:

$$\delta = \frac{n \cdot P \cdot D_н}{2\left(R_1 + n \cdot P\right)}; \quad (12)$$

где: n = 1,15 - коэффициент надежности по нагрузке - внутреннему рабочему давлению в трубопроводе (СНиП 2.05.06-85);

P = 7 МПа - рабочее давление в трубопроводе;

$D_Н$ = 1,02 м - наружный диаметр трубы;

R_1 —расчетное сопротивление растяжению, определяется по формуле:

$$R_1 = \frac{R_1^н \cdot m_0}{k_1 \cdot k_н}; \quad (13)$$

где: m_0 = 0,9 – коэффициент условий работы трубопровода (для транспортирования нефти и нефтепродуктов в северной строительно-климатической зоне).

k_1 =1,34 - коэффициент надежности по материалу [15];

$k_н$=1 - коэффициент надежности по назначению трубопровода (для нефтепроводов и нефтепродуктопроводов с условным диаметром трубопровода 600-1000 мм) [15];

$R_1^н$ - нормативное сопротивление растяжению металла труб и сварных соединений, принимается равным минимальному значению временного сопротивления $\sigma_{вр}$ =550 МПа;

$$R_1 = \frac{R_1^н \cdot m_0}{k_1 \cdot k_н} = \frac{560 \cdot 0{,}9}{1{,}34 \cdot 1{,}0} = 369{,}4 МПа;$$

$$\delta = \frac{n \cdot P \cdot D_н}{2 \cdot (R_1 + n \cdot P)} = \frac{1{,}15 \cdot 7 \cdot 1{,}02}{2 \cdot (369{,}4 + 1{,}5 \cdot 7)} = 0{,}00988 \approx 10 мм.$$

С учетом припуска на коррозию 2 мм и на неравномерность проката 1мм толщина стенки принимается равной 13 мм.

При наличии продольных осевых сжимающих напряжений толщину стенки следует определять из условия:

$$\delta = \frac{n \cdot P \cdot D_н}{2(R_1 \cdot \psi_1 + n \cdot P)}; \quad (14)$$

где: ψ_1 - коэффициент, учитывающий двухосное напряженное состояние труб, определяемый по формуле:

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0{,}75 \cdot \left(\frac{|\sigma_{прN}|}{R_1} \right)^2} - 0{,}5 \cdot \frac{|\sigma_{прN}|}{R_1}; \quad (15)$$

где: $\sigma_{прN}$ - продольное осевое сжимающее напряжение, МПа, определяемое от расчетных нагрузок и воздействий с учетом упругопластической работы металла труб, определяется по формуле:

$$\sigma_{прN} = -\alpha \cdot E \cdot \Delta t + \mu \cdot \frac{n \cdot P \cdot D_{вн}}{2\delta_н}; \quad (16)$$

где: α=1,2 10^{-5} град - коэффициент линейного расширения металла трубы;

E = 2,06 $\cdot 10^5$ МПа - переменный параметр упругости (модуль Юнга);

μ = 0,3 - переменный коэффициент поперечной деформации стали (коэффициент Пуассона);

$D_н$ = 1020 мм - диаметр трубопровода;

Δt - расчетный температурный перепад.

Абсолютное значение максимального положительного или отрицательного температурного перепада определяют по формулам:

$$\Delta t_{(+)} = \frac{\mu \cdot R_1}{\alpha \cdot E} = \frac{0{,}3 \cdot 369{,}4}{1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} = 44{,}83 \text{ град;} \quad (17)$$

$$\Delta t_{(-)} = \frac{(1-\mu) \cdot R_1}{\alpha \cdot E} = \frac{0{,}7 \cdot 369{,}4}{1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} = 104{,}6 \text{ град.} \quad (18)$$

К дальнейшему расчету принимаем больший перепад температуры, т.е. 104,6 градусов. Находим величину продольных осевых сжимающих напряжений:

$$\sigma_{прN} = -\alpha \cdot E \cdot \Delta t + \mu \cdot \frac{n \cdot P \cdot D_н}{\delta_н} = -1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 104{,}6 +$$

$$+ 0{,}3 \cdot \frac{1{,}15 \cdot 7 \cdot 1{,}020}{0{,}013} = -69{,}09 МПа.$$

Так как $\sigma_{прN}$ = -69,09Мпа – отрицательное значение, это означает, что присутствуют сжимающие напряжения.

Коэффициент, учитывающий двухосное напряженное состояние металла:

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0{,}75 \cdot \left(\frac{|-69{,}09|}{369{,}4} \right)^2} - 0{,}5 \cdot \frac{|-69{,}09|}{369{,}4} = 0{,}893 .$$

При наличии продольных напряжений расчетную толщину стенки пересчитывают:

$$\delta = \frac{n \cdot P \cdot D_н}{2\left(R_1 \cdot \psi_1 + n \cdot P\right)} = \frac{1{,}15 \cdot 7 \cdot 1{,}02}{2 \cdot \left(369{,}4 \cdot 0{,}893 + 1{,}15 \cdot 7\right)} = 0{,}0011 мм .$$

С учетом припуска на коррозию 2 мм и на неравномерность проката 1мм толщина стенки принимается равной 14 мм.

Проверку на прочность надземных трубопроводов, следует производить из условия:

$$|\sigma_{пр}| \leq \psi_2 \cdot R_2; \quad (19)$$

где: $|\sigma_{пр}|$- максимальные продольные напряжения в трубопроводе от расчетных нагрузок и воздействий, МПа; ψ_2 - коэффициент, учитывающий двуосное напряженное состояние металла труб. [16]

$$\psi_2 = \sqrt{1 - 0{,}75 \cdot \left(\frac{|\sigma_{кц}|}{R_{21}}\right)^2} - 0{,}5 \cdot \frac{|\sigma_{кц}|}{R_2} = \sqrt{1 - 0{,}75 \cdot \left(\frac{|285{,}2|}{292{,}5}\right)^2} - 0{,}5 \cdot \frac{|285{,}2|}{292{,}5} = 0{,}3; \quad (20)$$

где: R_2 - расчетное сопротивление, МПа; $\sigma_{кц}$ - кольцевое напряжение от расчетного внутреннего давления, МПа.

$$R_2 = \frac{R_2^н \cdot m_0}{k_2 \cdot k_н} = \frac{390 \cdot 0{,}9}{1{,}2 \cdot 1{,}0} = 292{,}5 МПа; \quad (21)$$

$$\sigma_{кц} = \frac{n \cdot p \cdot D_{вн}}{2 \cdot \delta} = \frac{1{,}15 \cdot 7 \cdot 992}{2 \cdot 14} = 285{,}2 \ МПа; \quad (22)$$

$$|69{,}09| \leq 87{,}75.$$

Условие прочности для надземного трубопровода выполняется.

3.2 Расчет нагрузок и воздействий, возникающих в трубопроводе

При расчете трубопроводов следует учитывать нагрузки и воздействия, возникающие при их сооружении, испытании и эксплуатации. Все нагрузки и воздействия на магистральный нефтепровод подразделяются на постоянные и временные, которые, в свою очередь, подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К постоянным нагрузкам и воздействиям относят те, которые действуют в течение всего срока строительства и эксплуатации трубопровода:

1. Собственный вес трубопровода, учитываемый в расчетах как вес единицы длины трубопровода:

$$q_{тр} = n\gamma_{ст} \cdot \frac{\pi}{4}(D_н^2 - D_{вн}^2), \quad (23)$$

$$q_{тр} = 1{,}1 \cdot 78500 \cdot \frac{3{,}14}{4} \cdot (1{,}02^2 - 0{,}992^2) = 3818{,}7 \text{ Н/м};$$

где: n – коэффициент надёжности по нагрузке (n = 1,1); $D_н$, $D_{вн}$ – наружный и внутренний диаметр трубопровода, м; $\gamma_{ст}$ – удельный вес стали ($\gamma_{ст}$ = 78500 Н/м^3). [17]

2. Вес изоляционного покрытия и различных устройств, которые могут быть на трубопроводе. Для надземных трубопроводов ориентировочно можно принимать равным 10% от собственного веса трубы. Точнее вес изоляционного покрытия определяют по формуле:

$$q_{из} = n \cdot \gamma_{из} \cdot \frac{\pi}{4} (D_{из}^2 - D_н^2),$$

(24)

$$q_{из} = 1{,}1 \cdot 600 \cdot 0{,}785(1{,}12^2 - 1{,}02^2) = 110{,}8 \text{ Н/м};$$

где: n – коэффициент надёжности по нагрузке (n=1,1); $\gamma_{из}$ – удельный вес материала изоляции, для пенополиуретана $\gamma_{из}$ = 600 Н/м^3; $D_{из}$ и $D_н$ – соответственно диаметр изолированного трубопровода и его наружный диаметр, м.

К длительным временным нагрузкам относятся следующие:

1. *Внутреннее давление*, которое устанавливается проектом. Внутреннее давление создаёт в стенках трубопровода кольцевые и продольные напряжения. Кольцевые напряжения определяют по формуле:

$$\sigma_{кц} = \frac{n \cdot P \cdot D_{вн}}{2\delta} = 285{,}2 \text{ МПа};$$ (25)

Продольные напряжения в стенке трубы от внутреннего давления определяются по формуле:

$$\sigma_{пр} = \mu \cdot \sigma_{кц} = \mu \cdot \frac{n \cdot P \cdot D_{вн}}{2\delta} = 85{,}6 \text{ МПа};$$

(26)

где: μ – коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона).

2. Вес перекачиваемого продукта на единицу длины трубопровода определяют по формуле:

$$q_{пр} = 10^{-4}\,\rho_н g\,\frac{\pi D_{вн}^2}{4}; \qquad (27)$$

$$q_{пр} = 10^{-4}\cdot 8750\cdot 9{,}81\left(\frac{3{,}14\cdot 0{,}992^2}{4}\right) = 0{,}66;$$

где: $\rho_н$ - плотность транспортируемой нефти или нефтепродукта, Н/м^3; g - ускорение свободного падения, g = 9,81 м/с^2;

3. Температурные воздействия, которые вызывают продольные деформации трубопровода:

$$\varepsilon_t = \alpha\,\Delta t = 0{,}006; \qquad (28)$$

где: α – коэффициент линейного расширения, 1/°С; Δt – расчетный перепад температуры, обычно принимаемый для надземных трубопроводов равным ±50 °С.

При отсутствии продольных деформаций в трубопроводе возникают продольные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{прt} = -\alpha\cdot E\cdot\Delta t = 123{,}6 \text{ МПа}; \qquad (29)$$

где: *E* – модуль упругости, МПа.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям на трубопровод относят следующие:

1. Снеговая нагрузка, приходящаяся на единицу длины трубопровода:

$$q_{сн} = n\cdot\mu\cdot S_0\cdot D_{из} = 1{,}4\cdot 0{,}4\cdot 150\cdot 1{,}12 = 94{,}1 \text{ Н/м}^2; \qquad (30)$$

где: n – коэффициент надежности по нагрузке (n=1,4); μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на трубопровод (μ=0,4); S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (принимается в зависимости от снегового района РФ).

2. Нагрузка от обледенения надземного трубопровода, приходящаяся на единицу длины трубопровода.

$$q_{лед} = 0{,}17 n\delta_{лед} D_{из}, \text{ Н/м}; \qquad (31)$$

где: $\delta_{лед}$ – толщина слоя льда, принимается в соответствии с картой климатических районов гололедности, м.

$$q_{лед} = 0,17 \cdot 1,3 \cdot 0,02 \cdot 1,12 = 4,95 \text{ Н/м};$$

3. Ветровая нагрузка на единицу длины трубопровода, перпендикулярная его осевой вертикальной плоскости:

$$q_в = n \cdot w_0 \, k \cdot c \cdot D_{из}, \text{ Н/м}; \quad (32)$$

где: n = 1,2; w_0 – нормативное значение ветрового давления Н/м^2, определяемый по таблице 4; k – коэффициент учитывающий изменение ветрового давления по высоте и тип местности; c – аэродинамический коэффициент, c = 0,5. [18]

Таблица 4 – Значения ветрового давления по районам РФ

Ветровые районы РФ (принимаются по карте 1 приложения 1)	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0, кПа (кгс/м^2)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

ЯНАО относится к V ветровому району РФ, w_0 = 0,6 кПа.

$$q_в = 1,2 \cdot 600 \cdot 0,75 \cdot 0,5 \cdot 1,12 = 302,4 \text{ Н/м}. \quad (33)$$

3.3 Расчет устойчивости свайных опор надземного трубопровода

При надземной схеме трубопровод укладывается на свайные опоры, заглубляемые в мерзлый грунт. В этом случае взаимодействия трубопровода с грунтом, как механическое, так и тепловое, полностью исключены. Трубопровод является лишь нагрузкой на сваи, и расчет его устойчивости на мерзлом грунте сводится по существу к расчету устойчивости свай, к которым приложены вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Вертикальные нагрузки образуются весом трубопровода, продукта, снега и гололеда. Горизонтальные – давлением ветра. Целью расчета является проверка устойчивости фундамента на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и сил пучения.

Вертикальная нагрузка на 1 м трубопровода Н/м, определяется по формуле:

$$q_в = q_{тр}+q_{из}+0,95q_{пр}+0,9(q_{сн}+q_{лед});$$

(34)

$$q_в = 3818,7+110,8+0,95\cdot6,6+0,9\ (9,41+4,95) = 4024,9\ Н/м.$$

Проверка устойчивости свайного фундамента на действие вертикальной нагрузки заключается в контроле выполнения предельного условия:

$$F_в \leq \frac{F_и}{\gamma_n};\qquad (35)$$

где: $F_в$ – вертикальная нагрузка на одну сваю, Н; $F_и$ – несущая способность сваи, Н; $\gamma_н$ – коэффициент надежности по грунту равный 1,4. [19]

$$F_в = \frac{q_в L}{n};$$

(36)

$$F_в = \frac{4024,9\cdot18}{2} = 36224,1\ Н;$$

где: n – число свай в опоре, L – расстояние между опорами трубопровода, м.

$$F_u = RA_п + R_a u_п\,(l - l_р);$$

(37)

где: $A_п$ – площадь поперечного сечения сваи, $м^2$; $u_п$ – периметр сваи, м; l – глубина погружения сваи в грунт, м; $l_р$ – длина изгибаемого участка сваи, расположенного в многолетнемерзлом грунте, м; R – расчетное давление на мерзлый грунт, определяемое по таблице 2 приложения 1, в зависимости от расчетной температуры $T_с$, Па; R_a – расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания, определяемое по таблице 3 приложения 1, в зависимости от расчетной температуры $T_е$, Па. [20]

$$l_р = d_{со}+1,5d_р;$$

(38)

$$l_р = 0,7 + 1,5\cdot0,426 = 1,42\ м;$$

где: d_{co} – мощность слоя сезонного оттаивания, м; d_p – наибольший линейный размер поперечного сечения сваи, м.

$$\left.\begin{aligned} T_c &= (T_0 - T_{нз})\alpha_з + T_{нз} \\ T_e &= (T_0 - T_{нз})\alpha_e + T_{нз} \end{aligned}\right\} \quad (39)$$

где: T_0 – температура ММГ на глубине нулевых годовых теплооборотов, °С; $T_{нз}$ – температура начала замерзания грунта, °С; $\alpha_з$, α_e – безразмерные коэффициенты, определяемые по таблице 5 в зависимости от величины:

$$\mu = (l - l_p)\sqrt{\frac{c_f}{\lambda_f}}; \quad (40)$$

$$\mu = (8 - 1{,}42)\sqrt{\frac{638}{1{,}3}} = 145{,}8;$$

где: c_f = 638 Втч/(м^3°С) – объемная теплоемкость ММГ, λ_f = 1,3 Вт/(м °С) – коэффициент теплопроводности ММГ. [21]

Таблица 5 – Значения коэффициентов $\alpha_з$, α_e

μ	0,0	25	50	75	100	125	150	175	250	300
$\alpha_з$	0,0	0,34	0,67	0,85	0,95	1,01	1,03	1,03	1,01	1,00
α_e	0,0	0,21	0,38	0,51	0,61	0,68	0,74	0,78	0,85	0,86

Принимаем коэффициент μ = 150, и соответственно получаем значения $\alpha_з$ = 1,03, α_e = 0,74.

$$T_c = (-1{,}65 + 0{,}9)\cdot 1{,}03 - 0{,}9 = -1{,}7\ °C;$$

$$T_e = (-1{,}65 + 0{,}9)\cdot 0{,}74 - 0{,}9 = -1{,}5°C.$$

Значения R и R_a принимаем в зависимости от расчетных температур T_c, T_e согласно таблицам 2,3 приложения 1, R = 0,75 МПа, R_a = 0,13 МПа.

$$F_и = 750000\cdot 1{,}4 + 130000\cdot 1{,}34(9 - 1{,}42) = 1425\ кН;$$

$$36{,}22\ кН \le \frac{1425}{1{,}4}\ кН;$$

$$36{,}22\ кН \le 1017{,}8\ кН.$$

Предельное условие устойчивости свайного фундамента на действие вертикальной нагрузки выполняется.

Теперь рассмотрим проверку устойчивости свайного фундамента на действие горизонтальной нагрузки Расчет заключается в определении напряжения в грунте от изгиба сваи и его сопоставлении с прочностью грунта на сдвиг. Предельное условие имеет вид:

$$\sigma_z \leq \frac{4}{\cos\varphi}(g\cdot\rho_{тг}\cdot z\cdot tg\varphi + 0{,}3c); \quad (41)$$

где: σ_z – напряжение в грунте в критической точке z, Па; $\rho_{тг}$, φ, c – соответственно плотность, кг/м^3, угол внутреннего трения, рад, сцепление талого грунта слоя сезонного оттаивания, Па.

$$z = d_{co}/3 = 0{,}7/3 = 0{,}23 \text{ м}; \quad (42)$$

$$\sigma_z = k_b z\left(U_p A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 E_b I_p} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 E_b I_p} D_1\right); \quad (43)$$

где: k_b – коэффициент постели, Н/м^3; E_b – модуль упругости материала сваи, Па; I_p – экваториальный момент сечения сваи, м^4; A_1, B_1, C_1, D_1 – безразмерные параметры, определяемые по данным таблицы 6.

$$k_b = 0{,}523\frac{E}{D_{вн}} = 0{,}523\cdot 11{,}76 = 6{,}1\cdot 10^6 \text{ Н/м}^3; \quad (44)$$

где: E – модуль деформации талого грунта, равный 12 МПа.

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{k_b(1{,}5d_p+0{,}5)}{3E_b I_p}}; \quad (45)$$

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{6{,}1\cdot 10^6(1{,}5\cdot 0{,}426+0{,}5)}{3\cdot 2\cdot 10^{11}\cdot 0{,}0016}} = 0{,}35.$$

Для определения коэффициентов A_0, B_0, C_0 по таблице 6, находим приведенную длину изгибаемого участка сваи, по формуле:

$$\overline{l_p} = l_p\alpha_\varepsilon = 1{,}42\cdot 0{,}35 = 0{,}6 \text{ м}; \quad (46)$$

Таблица 6 – Значения параметров A_0, B_0, C_0

Приведенная длина			

изгибаемого участка сваи $\bar{l_p} = l_p\alpha_\varepsilon$	A_0	B_0	C_0
0,6	0,072	0,180	0,600
1,0	0,329	0,494	0,992
Продолжение таблицы 6			
1,4	1,049	0,918	1,342
1,8	1,532	1,321	1,581
2,5	2,290	1,565	1,680

Принимаем для $\bar{l_p}$ = 0,6 м, коэффициенты A_0 = 0,072; B_0 = 0,180; C_0 = 0,6.

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{НН} &= \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 E_b I_p} A_0 = \frac{1}{0{,}35^3 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}0016} \cdot 0{,}072 = 0{,}5 \cdot 10^{-8} \\ \varepsilon_{МН} &= \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 E_b I_p} B_0 = \frac{1}{0{,}35^2 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}0016} \cdot 0{,}18 = 0{,}5 \cdot 10^{-8} \\ \varepsilon_{ММ} &= \frac{1}{\alpha_\varepsilon E_b I_p} C_0 = \frac{1}{0{,}35 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}0016} \cdot 0{,}6 = 0{,}5 \cdot 10^{-8} \end{aligned}\right\}, \quad (47)$$

Горизонтальная нагрузка на сваю определяется по формуле:

$$F_г = \frac{q_в L}{n} = \frac{302{,}4 \cdot 18}{2} = 2721,6 \text{ Н}; \quad (48)$$

где: $q_в$ – ветровая нагрузка на 1 м надземного трубопровода, Н/м; L – расстояние между опорами трубопровода, м; n – число свай в опоре.

$$M = -\frac{\varepsilon_{МН} + l_0\varepsilon_{ММ} + \frac{l_0^2}{2E_b I_p}}{\varepsilon_{ММ} + \frac{l_0}{E_b I_p}} = \frac{0{,}5 \cdot 10^{-8} + 1{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 10^{-8} + \frac{1{,}5^2}{2 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}0016}}{0{,}5 \cdot 10^{-8} + \frac{1{,}5}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}0016}} = -1{,}6 \quad (49)$$

$$M_0 = M + F_г l_o = -1{,}6 + 2721{,}6 \cdot 1{,}5 = 4080{,}8 \quad (50)$$

$$U_0 = F_г\varepsilon_{МН} + M_0\varepsilon_{ММ} = 2721{,}6 \cdot 0{,}5 \cdot 10^{-8} + 4080{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 10^{-8} = 0{,}34 \cdot 10^{-4} \quad (51)$$

$$U_p = U_0 + U_0 l_0 + \frac{F_г l_0^3}{3E_b I_p} + \frac{M l_0^2}{2E_b I_p} = 0{,}94 \cdot 10^{-4} \quad (52)$$

Коэффициенты A_1, B_1, C_1, D_1 определяются по таблице 7 в зависимости от приведенной глубины расположения критической точки.

$\bar{z} = z\alpha_\varepsilon = 0{,}23 \cdot 0{,}35 = 0{,}08$ м;

Таблица 7 – Значения параметров A_1, B_1, C_1, D_1

Приведенные глубины расположения критической точки $\bar{z} = z\alpha_\varepsilon$	A_1	B_1	C_1	D_1
0,0	1,000	0,000	0,000	0,000
0,4	1,000	0,400	0,080	0,011
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085
1,2	0,972	1,192	0,718	0,288

Принимаем для $\bar{z}$ =0, значения параметров A_1 =1, B_1, C_1, D_1 = 0, тогда напряжение в грунте в критической точке Z будет определяться по формуле:

$$\sigma_z = k_b z\,(U_p A_1) = 6{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}23 \cdot 0{,}94 \cdot 10^{-4} = 131{,}9 \text{ Па};$$

$$131{,}9 \leq \frac{4}{\cos\varphi}\,(g\rho z tg\varphi + 0{,}3c) = 30026{,}5$$

Предельное условие устойчивости свайного фундамента на действие горизонтальной нагрузки выполняется.

3.4 Расчет напряженно деформированного состояния надземного трубопровода в программном комплексе Ansys

Основой проектирования и расчетов прочности конструкций являются методы оценки напряженного состояния их основных несущих элементов.

В производственную практику специалистов предприятий трубопроводного транспорта и соответствующих надзорных организаций внедряются и разрабатываются программные модули для полной автоматизации процедуры численного прочностного анализа трубопроводов в среде программы Ansys методом конечных элементов (МКЭ) сложного напряженного-деформированного состояния линейной части трубопровода.

Ansys является универсальным программным комплексом конечно-элементного анализа, с помощью которого решаются линейные и нелинейные, стационарные и нестационарные пространственные задачи механики деформируемого твердого тела. [22]

Расчет конструкций трубопровода с учетом фактической геометрии заключается в определении напряжённо-деформированного состояния (НДС) конструкций и сравнении рассчитанных значений с допускаемыми. НДС определяется с учетом фактически измеренного при диагностике геометрического положения трубопровода.

Последовательность проведения расчета:

- построение геометрической модели конструкций;
- задание типа конечного элемента;
- построение конечно-элементной модели;
- приложение нагрузок на конструкции;
- численное решение системы уравнений, описывающих модель конструкции;
- определение работоспособности рассчитываемой конструкции.

В работе проведем исследование напряженно-деформированного состояния и прочности системы «нефтепровод – опоры – свайное основание» с двумя видами опор неподвижной и продольно-подвижной. Расчет НДС опор надземного трубопровода проводился в программном комплексе ANSYS.

Таблица 8 – Исходные данные

Параметр	Значение	Единица измерения
диаметр трубопровода	1,02	м
толщина стенки трубопровода	0,014	м
внутреннее давление в трубопроводе	7	МПа
диаметр свай	0,426	м
глубина погружения свай в грунт	8	м
высота свай над грунтом	1,5	м
плотность грунта	1530	кг/м^3

Объектом моделирования в работе является составная модель конструкции опоры (неподвижной и продолно-подвижной) с металлическими сваями, погруженными в грунт. Модели опор включает

элементы конструкции опоры, фундамент из металлических свай и в качестве основания участок грунта. Геометрическая модель участка грунта представлена в виде двухслойного по высоте параллелепипеда. Толщина верхнего слоя принимается по данным инженерно-геологических изысканий равной максимальной толщине сезонного оттаивания. Толщина нижнего слоя принимается равной глубине погружения сваи в мерзлый грунт. Расстояние от поверхности грунта до верха ростверка принимается равной максимальной по проектной документации высоте установки опоры.

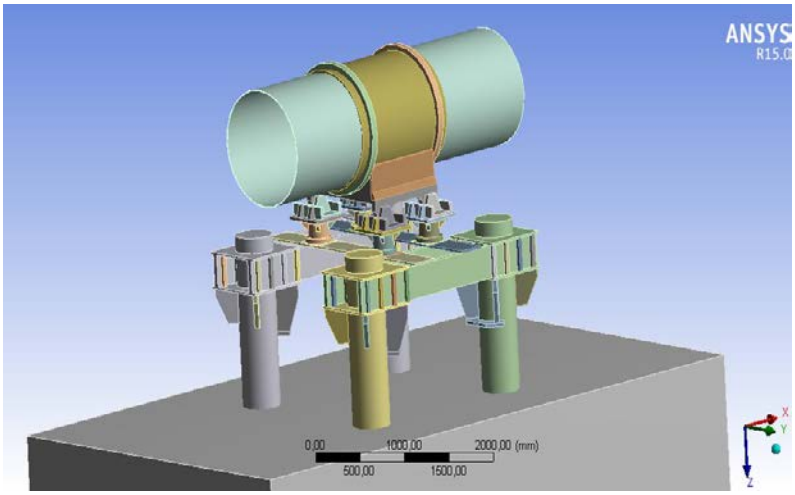

Рисунок 18 – Модель неподвижной опоры и свайного фундамента, заглубленного в грунт

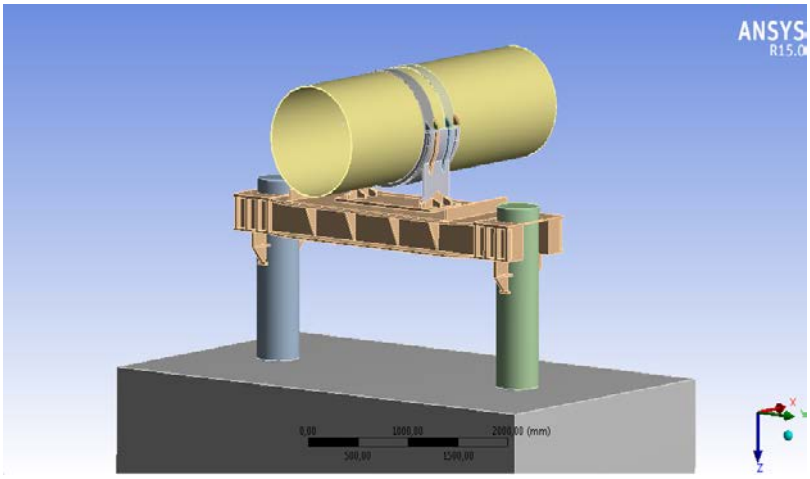

Рисунок 19 – Модель продольно-подвижной опоры и свайного фундамента, заглубленного в грунт

Для задания физико-механических свойств материалов расчетной модели опоры вводим следующие характеристики: модуль упругости стали, коэффициент Пуассона для стали, плотность стали, модули сжимаемости слоев грунта, коэффициенты Пуассона слоев грунта.

На основании инженерных изысканий трассы и прогнозирования изменений грунтовых условий во времени, связанных со строительством и дальнейшей эксплуатацией трубопровода, должны определяться данные по механическим характеристикам грунтов. Допускается определять нормативные и расчетные значения деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам в соответствии с рекомендациями СП 22.13330.20111. В таблице 9 приведены механические свойства материалов применяемых при изготовлении опор.

Таблица 9 – Механические свойства стали и расчетные сопротивления

№ п/п	Характеристика	Значение	Обоснование
1	Опора		
1.1	Класс прочности	С345	ГОСТ 27772
1.2	Нормативное сопротивление стали по пределу текучести	R_{yn} = 340 МПа	СП 16.13330.2011 табл. В.5
1.3	Нормативное сопротивление стали по пределу прочности	R_{un} = 460 МПа	
1.4	Коэффициент надежности по материалу	$\gamma_т$ = 1,05	СП 16.13330.2011 табл. 3, табл. В.5
1.5	Расчетное сопротивление стали по пределу текучести	R_y =310 МПа	СП 16.13330.2011

В ходе исследования на модели трубопроводной системы были наложены, рассчитанные ранее нагрузки и воздействия, результаты расчетов приведены в таблице 10.

Таблица 10 – Нагрузки и воздействия

Параметр	Значение	Единица измерения
собственный вес трубопровода	3818,7	Н/м
вес перекачиваемого продукта	1,23	Н/м

снеговая нагрузка	94,1	$Н/м^2$
нагрузка от обледенения	4,95	Н/м
ветровая нагрузка	302,4	Н/м

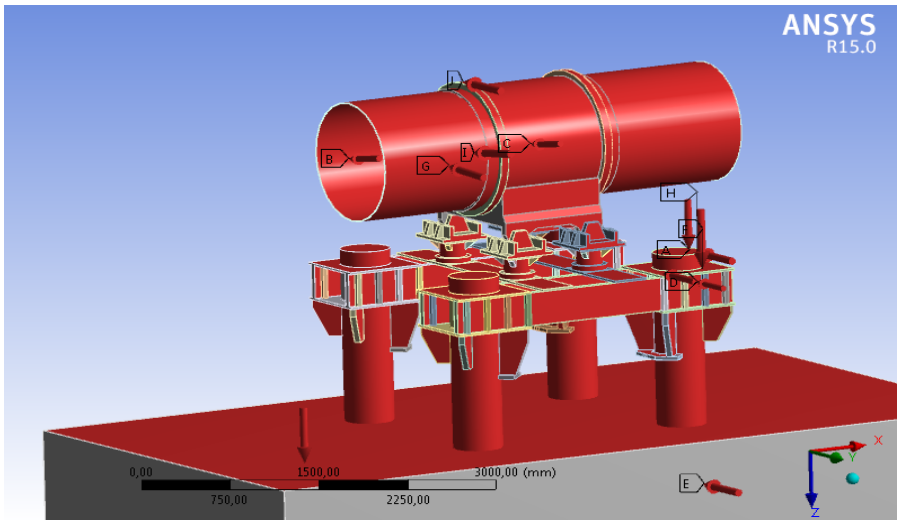

Рисунок 20 – применение нагрузок и воздействий на модель с неподвижной опорой

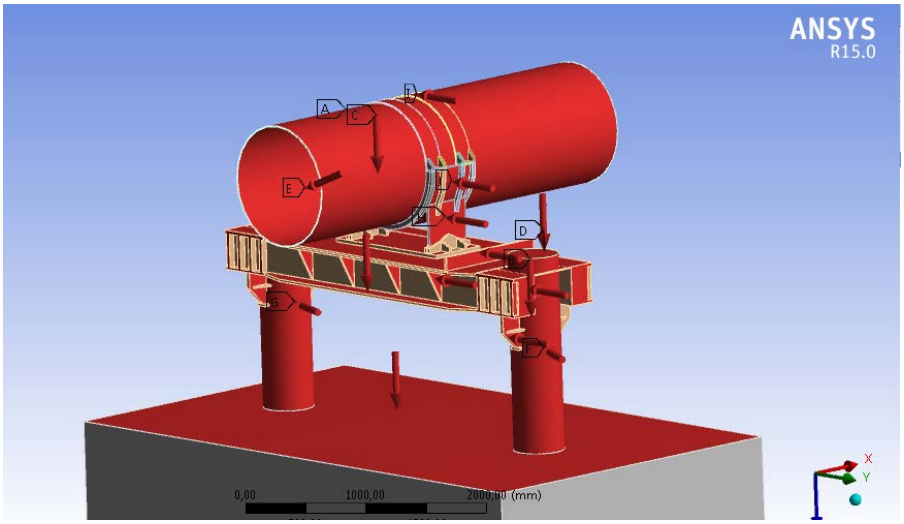

Рисунок 21 - применение нагрузок и воздействий на модель с продольно-подвижной опорой

В качестве расчетных были приняты следующие нагрузки и смещения:

- внутреннее давление в катушке (на внутренней поверхности катушки для обоих опор);
- вертикальное усилие на опору от трубопровода, задавалась как распределенная нагрузка на поверхности ложемента;

- горизонтальное продольное и поперечное усилия на опору от трубопровода задавались распределенной нагрузкой по торцевым поверхностям катушки для неподвижной опоры или по поверхности ложемента для подвижной опоры;
- расчет продольно-подвижных опор проводился для максимального по проектной документации продольного от центра опоры смещения подвижной части и сочетания, максимальных по проектной документации продольного и поперечного от центра опоры смещения подвижной части.

На основе заданной в расчетном комплексе пространственной геометрии конструкции построена расчетная конечно-элементная модель. Размер конечного элемента принимался в диапазоне 0,03…0,07 м — для элементов конструкция опоры, 0,5 м — для участка грунта, 0,1 м — для свай.

В модели вводились следующие граничные условия:

- на нижней и боковых поверхностях участка грунта задавалось условие ограничения перемещений по нормали к поверхности;
- между поверхностями элементов конструкции опоры задавалось условие контакта;
- для неподвижной опоры задавался контакт между элементами конструкции: ростверк — опорный узел, регулируемая стойка — ростверк;
- для свободно-подвижной опор задавался контакт между элементами конструкции: муфта опорная — полукольца упорные, ростверк — плита муфты опорной, муфта опорная — свая;
- условие контакта задавалось между сваями и грунтом;
- между подошвой подвижной части продольно-подвижной опоры и опорным столом задавалось условие склеивания.

На рисунках 22, 23 показаны распределения эквивалентных (по Мизесу) напряжений.

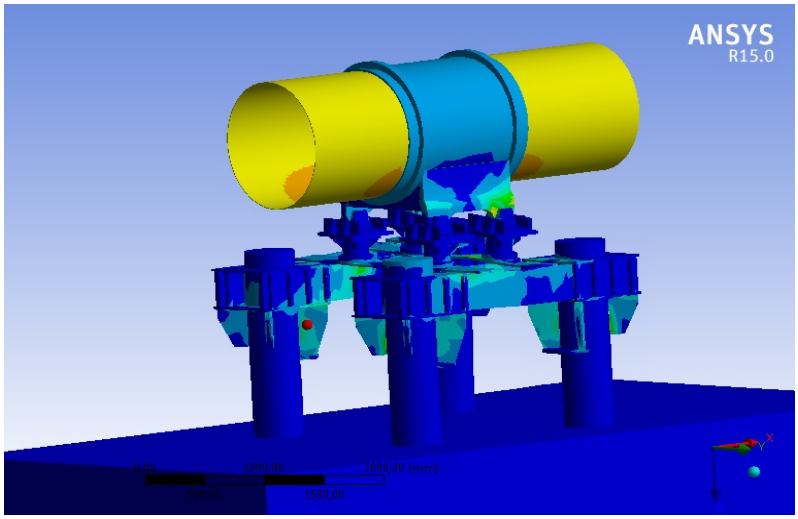

Рисунок 22 - Распределение эквивалентных напряжений в неподвижной опоре и свайном фундаменте

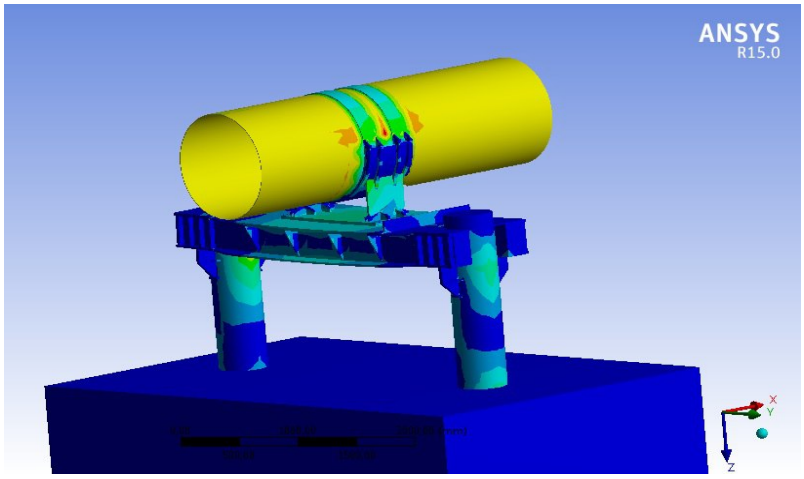

Рисунок 23 – Распределение эквивалентных напряжений в свободно-подвижной опоре и свайном фундаменте

Результаты эквивалентных напряжений по Мизесу приведены в таблице 11.

Таблица 11 - Результаты эквивалентных напряжений двух моделей:

Эквивалентные напряжения по Мизесу, МПа	
с неподвижной опорой	с продольно-подвижной опорой
$4{,}46 \cdot 10^{-3}$	$2{,}17 \cdot 10^{-4}$

0,03	$1{,}1\cdot10^{-3}$
0,81	0,007
	Продолжение таблицы 11
1,35	0,06
7,94	2,38
22,03	11,62
37,76	19,45
43,29	30,79
64,47	45,11
75,23	54,92

Основной задачей расчета конструкции является обеспечение ее прочности в условиях эксплуатации. Условие прочности – это оценка прочности элемента конструкции, сводящаяся к сравнению расчетных напряжений с допускаемыми:

$$\sigma_p \le [\sigma_p]; \qquad \sigma_c \le [\sigma_c], \tag{53}$$

где: σ_p и σ_c – наибольшие растягивающие и сжимающиеся напряжения;

$[\sigma_p]$ и $[\sigma_c]$ − допускаемые напряжения при растяжении и сжатии.

Допускаемое напряжение – наибольшее напряжение, которое можно допустить в элементе конструкции при условии его безопасной, долговечной и надежной работы:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_{\text{пред}}}{[n]}\ . \tag{54}$$

Здесь $\sigma_{\text{пред}}$ – предельное напряжение (состояние), а именно предел текучести, предел прочности и т.д., [n] – нормативный коэффициент запаса прочности, по временному сопротивлению n = 2,4; по пределам текучести n = 1,5.

Таблица 12 – Результаты предельных и допускаемых напряжений в трубопроводе и опорах

Конструкция	Марка стали	$\sigma_{вр}$, МПа	$\sigma_{тек}$, МПа	$[\sigma_{вр}]$, МПа	$[\sigma_{тек}]$, МПа

нефтепровод	К56	560	390	233,3	260
опора	09Г2С	470	325	195,8	216,7

Максимальные эквивалентные напряжения по результатам расчета в программном комплексе Ansys с неподвижной опорой составляют 75,23 МПа, а с продольно-подвижной опорой 54,92 МПа. Значение напряжений в первой модели больше, чем во второй, это связано с тем, что нефтепровод в неподвижной опоре жестко закреплен, а в продольно-подвижной может перемещаться по оси X. В двух моделях значения максимальных напряжений меньше, чем допускаемые напряжения при растяжении и сжатии, это свидетельствует о том, что представленные модели системы «нефтепровод – опоры - свайное основание» удовлетворяют условиям прочности.

В результате выполненных разработок и расчетных исследований напряженно-деформированного состояния и прочности пространственной системы конструкций при заявленных нагрузках и смещениях:

1) разработаны конечно-элементные объемные ANSYS-модели трубопроводной системы при действии расчетных сочетаний нагрузок и смещений;

2) получены значимые расчетные параметры напряженно-деформированного состояния металлоконструкций. Установлено, что несущая способность проектных вариантов опор обеспечена по нормативным критериям;

3) с целью оптимального проектирования всей конструкции было использовано численное 3D-моделирование деформирования опор при воздействии нагрузок от нефтепровода.

Применение современных подходов к моделированию работы конструкции опор позволило разработать оптимальную по металлоемкости конструкцию при выполнении требований к допускаемым напряжениям по действующим нормативным документам.

Заключение

Освоение районов Крайнего Севера, имеющих климатические и геологические особенности, приводят к необходимости изучения и исследования комплекса мероприятий по сооружению нефтепроводной системы в рассматриваемых условиях.

В работе проведена оценка тепловых и механических взаимодействий надземного нефтепровода и многолетнемерзлого грунта.

Определены нагрузки и воздействия, действующие на трубопроводную систему. Проведено моделирование системы «нефтепровод-опоры-свайное основание-грунт» с двумя видами опор и рассчитано напряженно-деформированное состояние участка трубопровода. Для выполнения работы использован метод конечных элементов (программный комплекс Ansys).

Полученные результаты позволяют сделать следующие выводы:

– максимальные напряжения в моделях надземного нефтепровода удовлетворяют условиям прочности;
– моделирование с помощью Ansys позволяет наглядно увидеть распределение напряжений всех элементов конструкции одновременно;

Применение современных подходов к моделированию работы конструкции нефтепровода позволило избежать излишнего консерватизма при оценке напряженно-деформированного состояния системы.

Список публикаций:

1. Бадина Я.С., Шадрина А.В., Экономическая эффективность применения термостабилизатора с «ХНТ-НВ»// XIX Международный научный симпозиум студентов и молодых ученых имени академика М.А. Усова «Проблемы геологии и освоения недр». – 2015.
2. Бадина Я.С., Шадрина А.В., Тепловое взаимодействие нефтепровода с многолетенемерзлым грунтом//Перспективные разработки науки и техники. – 2016. − С 23-24.
3. Бадина Я.С., Шадрина А.В., Расчет напряженно-деформированного состояния подземного участка трубопровода с дефектом в программном комплексе ANSYS// XX Международный научный симпозиум студентов и молодых ученых имени академика М. А. Усова «Проблемы геологии и освоения недр». – 2016.

The calculation of the stress strain state of the pipeline

Pipeline systems are important for effective functioning of the industry and as well as for providing the needs of the population with essential energy resources: oil, natural gas, liquid petroleum, etc. An extensive network of pipelines, both local and internationally are supporting vital functions and economic development. Destruction of even small sections of the pipeline could have cause serious consequences. Breakdown of pipelines is often accompanied by explosions and fires. Total damages would result in costconcerned with a loss of gas and petroleum products, high costs of the repair and breaking cutting the gas supply. The last one may be particularly noticeable due to the fact that pipelines are usually located at the areas remote from settlements, which increases the time of the repair. Moreover, by increasing pipe diameter and operating pressure in case of an accident it can lead to a significant environmental pollution caused as a result from a spill of large volumes of oil or gas.

Considering life-time of the pipeline and the fact that more than 20% of the pipes active service life will be expired shortly, the problem of investigating the causes of failure of the transport systems is becoming increasingly important.

A failure of the bearing elements of piping systems occurs for a variety of reasons. It depends on the design of the elements, features of their work and loading, and physical-mechanical properties of the base material, etc. The main pipeline remains in a complex stress state under high internal pressure, temperature difference, uneven ground pressure, elastic distortions that result from the rugged topography, soil impacts associated with changes in its structure-swelling, drawdown, etc. These factors cause stresses from bending with stretching or bending with compression in the pipeline.

One of the main criteria that determine the reliability of pipelines are the parameters of ultimate deformation. The change in the stress-strain state (SSS) to the level of metal plastic deformation leads to a change in geometry of the pipe and weakens the overall strength of the construction. Problem of investigating the real

stress-strain state is that, a pipeline is under the influence of multiaxial stresses, which change during operation time. Definition of all real values stresses for the mathematical design is not always possible. Generally, for design of strength of the material in these cases, used a simplified scheme, where the stresses are measured in two planes of measurement.

Experimental and design works

The object of investigation of this article is the seamless hot pipe produced by ”INTERPIPE Nizhnedneprovsky TRUBOPRAKATNY PLANT.” Its certificate is as follows: pipe № 443, smelting number 32416, diameter 219 mm, wall thickness 6 mm, weight per meter ~33,51 kg, Steel 20. A certificate of pipe quality corresponds to GOST 8732-78 and GOST 8731-74. The mechanical properties and chemical composition are shown in Table 1 and Table 2, respectively.

Table 1 - Mechanical properties

	σ, MPa	σ0.2, MPa	δ, %	Flattening
Melt № 32416	475,78	323,73	32,0	satisfactory
	480,69	328,64	33,0	satisfactory

Table 2 - Chemical composition

	C, %	Mn, %	Si, %	S, %	P, %	Cr, %	Ni, %	Cu, %
Certificate	0,19	0,54	0,29	0,02	0,011	0,07	0,05	0,08
Measured	0,177	0,55	0,289	0,018	0,008	0,078	0,065	0,070

The first batch of samples consisted of four pieces cut in the circumferential direction. Two of them were straightened on a press, and the other two were not rectified with a working part. Only the place under the grips was aligned. The second batch consisted of two samples cut in the axial direction. The surface of the samples was not treated. The tests were conducted at the GS Pisarenko Institute for Problems of Strength of NASU.

The deformations in tensile specimens were defined through readings of movements recorded by a strain sensor. The sensor was mounted on the working parts of the samples. The strain sensor base was 25 mm. To measure the residual

deformation of the samples, the base of length of approximately 40 mm was used. The cross-section area of the samples was about 103 mm^2.

During the mechanical test of the specimen a tension curve σ, ε was prepared, where σ – stress calculated as the quotient of force on the area of cross-section sample in origin state, and ε = Δl/l0 regular longitudinal deformation of the specimen, defined as base elongation divided by the length of the base stamped on the working part. The maximum stress that was realized was called the temporary resistance. Before this value is reached, the specimen deforms uniformly, after that a neck is formed.

For application of the test results, not only in the case of a uniaxial stress state, but also for the SSS, from standard curve of tension σ, ε get real curve of tension σ_r , ε_r. This assertion is valid only until the moment when neck starts to form:

$$\varepsilon r = \ln (1 + \varepsilon) , \sigma_r = \sigma (1 + \varepsilon); \quad (1)$$

During the formation of the neck, a multiaxial stress state develops, which depends on the geometric shape of the specimen. The next curve is transformed into the so-called real strain curve – σ_i, ε_i by applying formula:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_r – ((1 − 2\mu)/ 3E)\cdot \sigma_r, \qquad \sigma_i = \sigma_r; \quad (2)$$

In the elastic region, the Poisson's ratio is about 0.3. Its further change is defined by formula. However, the increase is observed only at the initial stage prior to the yield strength $\varepsilon_{i0,2}$. It results from generation of new sources of dislocation and an increase in their density. An example of calculation of Poisson's ratio μ through σ, ε.

$$\mu = \frac{1}{2} — \frac{1-2\mu}{2E} \frac{\sigma_r}{\varepsilon_r}; \quad (3)$$

where μ, E − coefficient and modulus of elasticity in the range.

Residual deformation after the destruction of the sample was measured on two different bases including a neck. This makes possible to determine residual deformation for any base length. Outside the neck, which takes a significant part of the deformation, the sample is deformed unevenly, and the strain does not

correspond to the tensile strength. As it is known, for the values greater than σ_u, the force that stretches the sample begins to fall.

With the increasing base, the residual deformation will tend to become uniform and in infinity they will be equal mutually. Very significant deformation concentrates in the center of the neck, measurements in this place have not been conducted.

The thin-walled cylindrical and spherical shells lose their ability to sustainable uniform deformation, where their internal pressure does not increases (dp = 0). When shell wall local thinning takes place, it results in the loss of stability of the original form and initial equilibrium of construction.

Results and Discussion

Figure 4a shows the tension curve obtained from the experimental data and adapted her for real stresses and strain in axial and ring samples. In the lower part figure, there is shown the calculated change in Poisson's ratio. It is worth noting that its initial value is 0.3. Curves are obtained up to start forming neck. Figure 4b present the tension curve and the calculated value of Poisson's ratio up to 0.05% strain. Points on the tensile diagram correspond to the maximum value (Fig. 4). They present horizontal part on the real curves, respectively.

Elastic deformation (indicated by E in the figure) was obtained on the assumption that the modulus of elasticity E = 2·105 MPa. For circumferential and axial specimens, the proportional limit corresponds to the value of the order of 200 MPa.

Relations rate of strain from the level of deformation is shown in Fig. 5a. Relations of the deformation time, from the level of deformation is shown in Fig. 5b. Tensile strain rate was defined as $\Delta\varepsilon/\Delta t$ and plotted as a function of ε. Strain rate, defined as $\Delta\varepsilon_i/\Delta t$ and built according to ε_i corresponds to real values. The curves are obtained up to strain values of 22%.

Extension rate of the working parts of the samples in the elastic region, before the formation of neck occurred, was less than $2\cdot10^{-4}$, $3\cdot10^{-4}$, $7\cdot10^{-4}$ s^{-1} for the

circular sample and $2 \cdot 10^{-4}$, $6 \cdot 10^{-4}$, $4 \cdot 10^{-4}$ s^{-1} for the axial sample. In the initial part of the plastic deformation for the axial sample, the yield plateau is observed.

Figure 6 shows the partial curves built for the circular and axial samples with the strain of not greater than 5%. The number of measurements performed by the strain sensor is about 12 measurements in the first 5 seconds of stretching and 12 measurements in the last 100 seconds. The total number of measurements for the axial sample is 103 and 116 for the circular one.

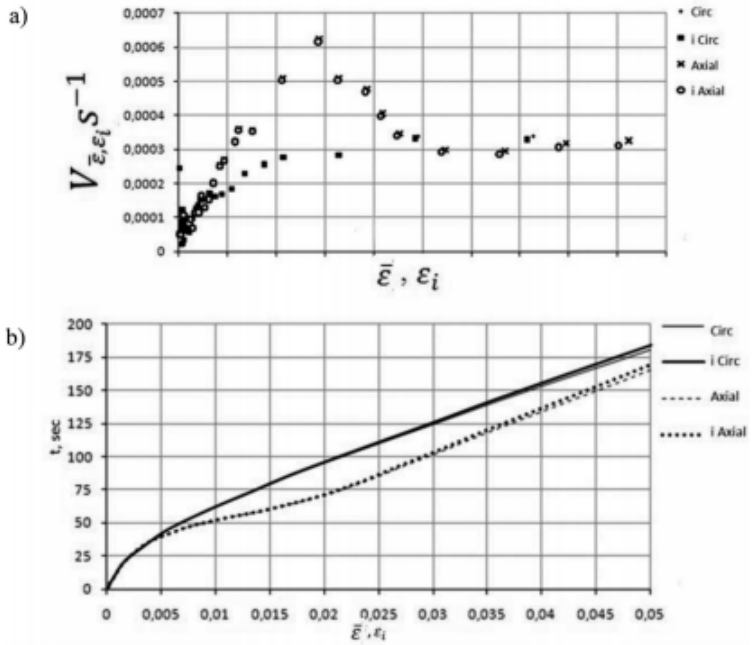

Fig. 6. Relations of strain rate (a) and time of plastic deformation (b) from level of deformation in the interval deformation 0–5%

The graphs show that the pipe in both circular and axial directions indicates peculiar anisotropy. If the curves obtained for the circular direction moves to the right direction by 0.02, they approximately will be the same with the curves obtained from the axial direction. In the circular direction, the pipe deformed up to 2%, which is associated with its production. It is known that after the manufacturing process, an internal pressure test was not carried out.

Table 3 shows the mechanical properties obtained by testing tensile specimens.

Table 3 - The mechanical properties obtained by testing tensile specimens

	Ring samples				Axial samples (III)	
	Deformation working part (I)		Without deformation working part (II)			
	a	b	a	b*	a*	b
σ_y , MPa				320	320	
$\sigma_{0,2}$, MPa	320	327	315	308,5		
σ_u, MPa	473,21	475,5	479,34	474,76	462,39	466,67
δ, % along base of extensometer	–	38,99	35,96	41,04	–	44,79
δ, % along base of sample	26,76	33,35	33,77	33,13	40,97	37,73
δ, % uniform deformation	13,9	20,3	17,2	18,6	21,2	18,8
ψ, % relative reduction	44,52	50,79	48,98	48,24	54,6	54,9

∗ – samples for constructing curves. Base of stress sensor – 25 mm. Base of sample – 41 mm.

Table 3 shows that for both directions ”yield stress” $\sigma_{0,2}$ and tensile strengths σ_u are the same. Figure 7 shows the stress-strain curve of six samples.

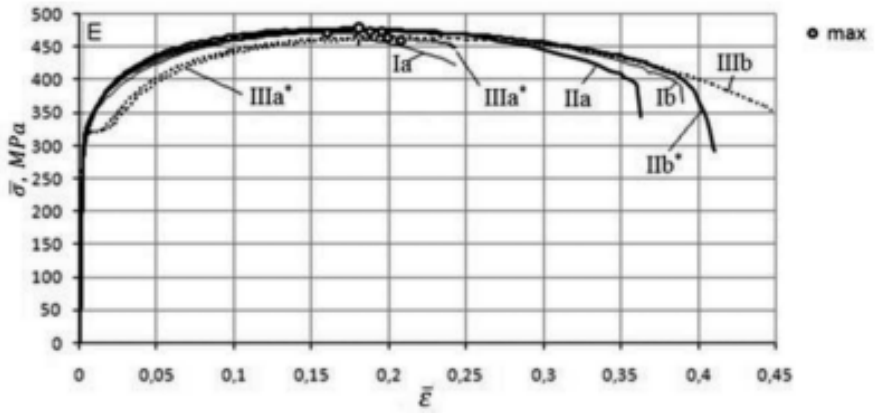

Fig. 7. The stress-strain curve of six samples. On the descending part of the curve of samples Ia and IIIa*, stress sensor was removed

Determination of the steady state during the deformation was carried out according to the method of calculation for thin-walled cylindrical and spherical shells loaded by internal pressure. For this purpose, the curve data σ_i, ε_i for ring samples was used.

Approximation of the actual strain curve of steel (Fig. 8) σ_i, ε_i, where $\sigma_i = \sigma (1 + \varepsilon)$ $\varepsilon_i = \ln (1 + \varepsilon)$, from σ_y, ε_y to start of neck formation σ_{iu}, ε_{iu} can be calculated with the use of the following equation:

$$\sigma_i = \sigma_y (\varepsilon_i/\varepsilon_y)^m; \quad (4)$$

where σ_y, $\varepsilon_y = \sigma_{0,2}$, $\varepsilon_{0,2}$, m = 0,154253.

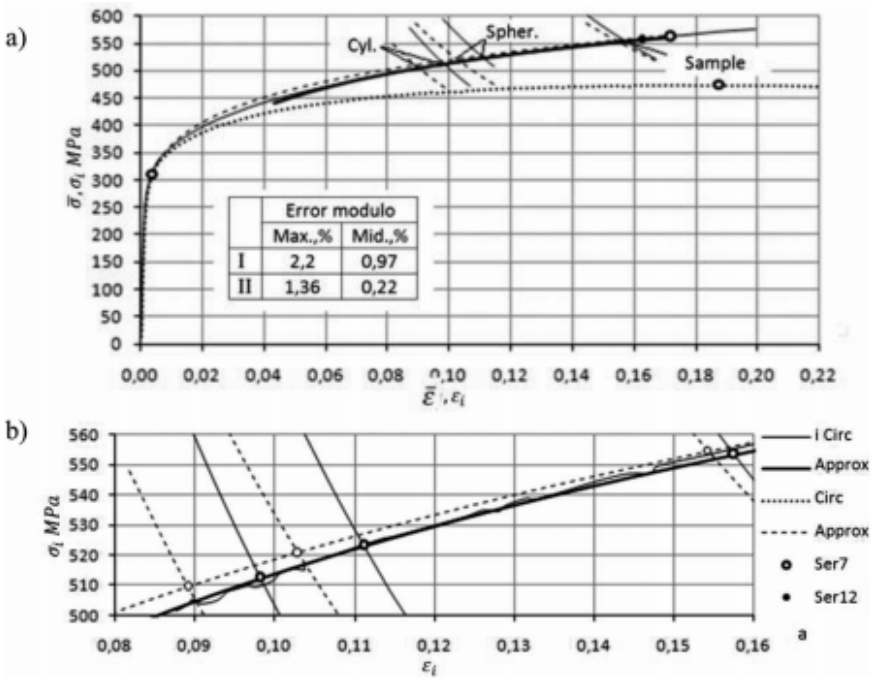

Fig. 8. Phase stable deformation sample made from thin-walled cylindrical and spherical shells that was loaded by internal pressure (a), scaled part curve (b).

Table 4 - Maximal values intensity of strain and stress stable deformation

	$\sigma_i = 740.0249\varepsilon^{0.154253}$		$\sigma i = 87.17845 \ln \varepsilon_i + 715.03$	
	I		II	
	ε_i	σ_i , MPa	ε_i	σ_i , MPa
Stretched sample	0,1542	554,6332	0,1574	553,8401
Spherical shell	0,1028	521,0067	0,1111	523,4706
Cylindrical shell	0,0892	509,7262	0,0982	512,7107

For thin-walled, cylindrical and spherical shells loaded by internal pressure with the initial radius equal to r_0, under large plastic deformations, the expression for the intensity of stress σ_i and logarithmic strain ε_i are actual for cylindrical shell:

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{P_r}{s}, \quad \varepsilon_i = \frac{2}{\sqrt{3}} ln\left(\frac{r}{r_0}\right); \tag{5}$$

where: P − pressure; r_0 and r − initiate and mean radius shell; s – original wall thickness for spherical shell:

$$\sigma_i = \frac{P_r}{2s}, \qquad \varepsilon_i = 2 \ln \frac{r}{r_0}; \tag{6}$$

When the loss of stability of the initial equilibrium shape of shells occurs, values r/r_0 for cylindrical and spherical shells can be obtained from the following expressions:

$$\frac{r}{r_0} = \exp\left[\frac{\sqrt{3}}{2}\left(\frac{m}{\sqrt{3}} - B\right)\right] = \exp(\frac{m}{2}); \tag{7}$$

$$\frac{r}{r_0} = \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{2}{3}m - B\right)\right] = \exp(\frac{m}{3}); \tag{8}$$

цhere: m = 0,154253.

The calculations show that for spherical shells relation r/r0 is smaller than for cylindrical ones. Next, the dependence between the pressure P and the mean radius r for cylindrical and spherical shells is obtained.

It is worth pointing out that in the derivation of these calculations, relations were used obtained in the condition of incompressibility of the material for μ = 0.5.

For cylindrical shell formula: $r_0 s_0 = rs$, and for spherical shell approximation: $r_0^2 s_0 = rs^2$. Thus it is possible to obtain pressure P^*, when loss of stability of equilibrium initial form shells occurs. Assuming that B=0 the following expression is obtained for cylindrical shells:

$$P^* = \frac{2}{\sqrt{3}}\frac{A\, s_0}{r_0 \exp(m)}\left(\frac{m}{\sqrt{3}}\right) = 504{,}3225\,\frac{r_0}{s_0}; \tag{9}$$

$$P^* = \frac{2A\, s_0}{r_0 \exp(m)}\left(\frac{2m}{\sqrt{3}}\right) = 893{,}1103\,\frac{r_0}{s_0}; \tag{10}$$

Hence, P^* = 28,413 MPa and P^* = 50,31607 MPa for cylindrical and spherical shells, respectively. The spherical shell can withstand the pressure about

1,770911 times more than the cylindrical one. By using applying obtained results, it is possible to develop a practical application method of calculation of the mechanical properties of metal structures and criteria for their reliability. The results of experimental studies can be used as screening criteria during the examination of structures of cylindrical shape. After production of containers, as well as during their operation, their load span pressure Ps, which exceeds the working pressure Pw 1.5 times. If the container is built out of steel, where the ratio of tensile strength to yield strength ≥ 2, the pressure can be reduced to 1.5 times.

Where, R – allowable stress equal to 40% of tensile strength for this steel, s – minimal (including minus tolerance) wall thickness of the pipe, mm and D – nominal outside diameter of the pipe, mm. Dc = D − s; – calculated diameter of the pipe, mm.

$$\frac{s}{D} = \frac{6}{219} = 0{,}027; \quad (11)$$

Taking into account the nominal outside diameter (219 mm), minimum acceptable standard value of tensile strength (412 MPa) and nominal wall thickness (6 mm) the following values are obtained:

$$P_t = \frac{2sR}{D_p} = 9{,}285 \text{ MPa}; \quad (12)$$

$$P_c = \frac{P_t}{1{,}5} = 6{,}19 \text{ MPa}; \quad (13)$$

Taking into consideration the average value of tensile strength obtained in the samples cut in the circumferential direction (475,7 MPa), the values of 10,72 and 7,147 MPa, are obtained for P_t and P_c, respectively.

Conclusions

The article presents the stress-strain curve of the samples before the start of necking. The identical samples were cut in the circular direction. The curves tension samples cut in the axial direction are characterized with a yield plateau. The diagrams show that the pipe in both the circumferential and axial directions indicates peculiar anisotropy. If the curve obtained for the circular samples moves

to the right direction by 0,02, they approximately will be the same with the curves obtained from the axial direction. In the circular direction, the pipe deformed up to 2%, which is associated with its production.

Determination of the steady state during the deformation was carried out according to the method of calculation for thin-walled cylindrical and spherical shells, that was loaded by internal pressure.

Hence, P^*= 28,413 MPa and P^*= 50,31607 MPa for cylindrical and spherical shells, respectively. The spherical shell can withstand the pressure about 1,770911 times more than the cylindrical one.

The results of experimental studies can be used as screening criteria during the examination of structures of cylindrical shape.

Taking into account the nominal outside diameter (219 mm), minimum acceptable standard value of tensile strength (412 MPa) and nominal wall thickness (6 mm) the following values are obtained:

$$P_t = 9{,}285 \text{ МПа}, P_c = 6{,}19 \text{ МПа};$$

Taking into consideration the average value of tensile strength obtained in the samples cut in the circumferential direction (475,7 MPa), the values 10,72 and 7,147 MPa are obtained for P_t and P_c, respectively.

The effect of strengthening is achieved by sharing the hoop stress in the pipe wall by a composite wrap. The rigidity in the hoop direction of the applied composite wrap allows controlling the amount of yielding in the steel pipe, making possible the safe operation under
the maximum allowable operating pressure.

The characteristic feature of composite repair systems is their localized length. For example, the axial length of repair according to [2] is calculated as defect LDt +4 where D is the external pipe diameter, t is the wall thickness. Currently, the potential of composite wraps for a regular reinforcement of relatively long pipe segments is not explored and brought into action. It is known that pipelines laid in seismic areas are subjected to the earthquake-induced permanent ground deformations including active faults, landslides, lateral spreads. These effects can

result in substantial damage to the pipeline. It is believed that the application of composite wrapping to the pipeline can be considered as a strengthening measure for trunk pipelines crossing active tectonic faults or laid in other harsh environmental conditions. Also, a composite wrapping can be used as a safety measure for trunk pipelines running in vicinity of important structures, undercrossing railroads, highways, or other lifelines. To perform strengthening efficiently, mathematical models allowing estimation of sufficient wrap thickness based on stress-strain analysis are needed. Meanwhile, most of the published papers on composite sleeves and wraps for steel pipes are focused on technological aspects, materials and repair procedures [1, 3 - 8]. Stress analysis is addressed only in a few publications, while strain analysis is completely lacking. According to the available publications, currently, analytical stress analysis of composite wraps is limited to uniaxial linear-elastic case.

In paper, hoop stress in a strengthened pipe is calculated using the Barlow's formula, which is modified using hoop strain compatibility condition. Other parameters of the stress-strain state are not considered. In paper, the effect of fiber reinforced composite (FRP) reinforcement on the steel pipe is taken into account by modifying the pipe wall thickness in proportion of the ratio of the FRP and steel elastic moduli. This modified wall thickness is then substituted into the conventional expression to calculate the hoop stress. Not numerous publications featuring finite-element studies of the composite repairing systems can also be found. In paper, the repair of corroded steel pipelines with fiber reinforced composite sleeve is modeled using a three-dimensional finite element model. The composite was modeled as an orthotropic material. The comparison to the test results showed a substantially higher stiffness of the finite-element model. In paper, a pipe repaired with a composite patch under cyclic internal pressure is considered. A three-dimensional finite element analysis is performed to study the crack growth behavior of repaired pipe.

In the present paper, a new analytical model for the stress-strain analysis of a steel pipeline strengthened with a composite wrap is developed and tested against the full-scale test results and a numerical finite-element model. The model takes into account two-dimensional stress state and plastic strains in the pipe wall, allows calculating stresses and strains in the pipe wall and in the wrap.

According to the performed literature analysis, application of composite repairing systems for steel pipelines is a common engineering practice. Nevertheless, an efficient engineering model for the stress and strain analysis of the steel pipe strengthened with composite sleeve or wrap is missing.

The composite wrap considered in the paper consists of several layers of a reinforcing material and a polymeric epoxy matrix. The reinforcing layers are applied consecutively on the preliminary prepared pipe surface by wrapping. Polymeric epoxy resin provides the bond between the layers of the reinforcing material and between the pipe and the composite wrap.

The paper is organized as follows. First, a general model for the stress-strain analysis of a steel pipe with a composite wrap subjected to the action of the internal pressure and temperature is developed. A special case of the model, considering a pipe with end plugs (pressure vessel) under the action of internal pressure is analyzed in comparison to the test results. A more general case of a buried pipeline under combined action of the internal pressure and temperature variation is considered and compared to a more rigorous finite-element model. Finally, the influence of the pressure level and the wrap thickness on the stress-strain state of the pipe is studied.

General stress-strain analysis model

Consider a steel pipe with the outer diameter D_s and the wall thickness t_s, strengthened by a composite wrap of thickness t_w. The internal pressure and positive temperature variation ΔT (a difference between the operational temperature and the temperature of pipelay) are applied as operational loads.

Taking into account that the wall thickness to diameter ratio for a trunk pipe in most cases does not exceed 0.025, the pipe can be considered as a thin-walled

shell structure. The radial stresses are neglected, and the stress-state in the steel pipe is regarded as plane stress state. The essential components of the stress tensor are the longitudinal (axial) stress s1σ and the hoop stress σ_{1s}. The stress state in the wrap is also considered as plane with essential stress components σ_{1w} and the hoop stress σ_{2w}.

The stress state in the wrap is also considered as plane with essential stress components σ_{1w} and σ_{2w}.

Total strains in the pipe are decomposed into the elastoplastic strains ε^{ep}_{1s}, $\varepsilon^{ep}_{2s}$and thermal strains:

$$\varepsilon_{1s} = \varepsilon^{ep}_{1s} + \alpha_s \Delta T, \quad \varepsilon_{2s} = \varepsilon^{ep}_{2s} + \alpha_s \Delta T; \tag{14}$$

where $\alpha_s$is the thermal expansion coefficient of steel.

Accordingly, total strains in the wrap are decomposed into the elastic strains: ε^{e}_{1w}, ε^{e}_{2w} and thermal strains:

$$\varepsilon_{1w} = \varepsilon^{e}_{1w} + \alpha_w \Delta T, \quad \varepsilon_{2w} = \varepsilon^{e}_{2w} + \alpha_w \Delta T; \tag{15}$$

where α_w is the thermal expansion coefficient of the composite wrap, taken here identical in axial and hoop directions for simplicity. Its value is calculated as weighted average of the thermal expansion coefficients of the reinforcing material (glass fiber) and polymeric epoxy matrix. The hoop strain is considered constant along the thickness of the pipe and the wrap. The relative error of this hypothesis is of order of the wall thickness to diameter ratio t /D, which can be proven exactly at least in the elastic range considering the pipe (or wrap) as a thick cylinder under the action of internal pressure and using the Lame equations.

The strain compatibility conditions in axial and hoop directions can be written as:

$$\varepsilon_{1s} = \varepsilon_{1w}, \; \varepsilon_{2s} = \varepsilon_{2w}; \tag{16}$$

Consider the equilibrium of a half-cylinder of a unit length cut from the wrapped pipe.The equilibrium equation in the hoop direction takes the form:

$$\sigma_{2s} t_s + \sigma_{2w} t_w = p D_i / 2. \tag{17}$$

Here $D_i = D_s - 2t_s$ is the inner diameter of pipe.

Next, consider the constitutive relations for the pipe steel and the wrap material. The monotonically increasing internal pressure results in simple (proportional) active pipe loading. In these conditions the elastoplastic deformations can be considered within the theory of small elastoplastic deformations which is based on the three hypotheses:

- the volumetric deformations are elastic;
- the stress deviator is proportional to the strain deviator;
- the dependence between the stress and strain deviators is universal and independent on the stress state.

According to the theory, the relation between the stresses and the strains in longitudinal and hoop directions can be written as:

$$\sigma_{1s} - \sigma_m = 2\sigma_i/3\varepsilon_I \, (\varepsilon^{ep}_{1s} - \varepsilon^{ep}_{m}); \quad (18)$$

$$\sigma_{2s} - \sigma_m = 2\sigma_i/3\varepsilon_I \, (\varepsilon^{ep}_{2s} - \varepsilon^{ep}_{m}); \quad (19)$$

where: σ_m is the mean stress, ε^{ep}_m is the mean elastoplastic normal strain, σ_i is the normal stress intensity, ε_i is the normal strain intensity.

Comparison to the finite element results for the case of a buried pipe under pressure and temperature loading

In this section, a stress-strain state of a buried steel pipe strengthened with a composite wrap is analyzed. The results of the analytical model are compared to the finite-element results. The action of internal pressure and positive temperature variation ΔT are considered. The pipe is considered clamped in soil, which results in a plane strain state in the pipe and composite wrap. Thus, the additional equation, closing the system, is:

$$\varepsilon_1 = 0 \quad (20)$$

Note that imposition of the condition σ_{1w} would lead to an inconsistent statement of the problem. Hence, in this case it is necessary to consider axial stresses in the composite wrap. For a given pressure level, equations and form a closed system of equations, which can be reduced to an implicit nonlinear equation with

respect to the unknown variable ε^{ep}_{2s}. The details on derivation of the function are given in Appendix A. The solution can be found using conventional numerical solution methods for nonlinear equations.

The finite-element model corresponds to a plane strain problem stated for the two-layered pipe cross-section surrounded with soil media as shown. The geometrical parameters of the solution domain are: the pipe burial depth (the soil cover above the pipe): 1 m, the width of the modeled soil domain on either side of the pipe: 2 m, the depth of the modeled soil domain (below the pipe): 2 m. The geometrical parameters of the wrapped pipe correspond.

The solution domain is meshed in ANSYS 12.0 software with plane 182 element. This is a 4-node element having plasticity, large deflection, and large strains capabilities. The load options include pressure on element faces, body and temperature loads.

The mechanical properties of the internal layer corresponding to the pipe wall are modeled within the bilinear isotropic hardening plastic flow theory with the von Mises Yield criterion. The numerical values of the material parameters are identical to the ones taken.

The mechanical properties of outer layer, representing the composite wrap, are specified as linear elastic and isotropic. The latter assumption disregards the difference in mechanical properties of the wrap for in-plane (hoop) and out-of-plane (radial) directions of loading. But radial component of stress-strain state is substantially smaller than the in-plane (axial and hoop) components of the stress-strain state. Thus, it does not substantially affect the stress state of the wrap.

The soil is considered as elastic-perfectly plastic von Mises material with material parameters corresponding to clay (elastic modulus 25MPa, Poisson ratio 45.0, Yield stress 50kPa). Still, taking into account that the soil deformations for pipe pressure loading are rather small and do not exceed the elastic range, it is clear that the plastic parameters of the soil model do not substantially affect the results.

The relation between the hoop stress and the wrap thickness is depicted, a for the steel pipe for the composite wrap. The results are given in non-dimensional form. The stress in the steel pipe is related to the ultimate stress, σ_u and the stress in the composite wrap is related to the limit hoop stress, σ_{2uw}, corresponding to the condition $\varepsilon_2 = \varepsilon_{uw}$. The analytical results are given with the bold lines, the finite element results are given with symbols connected with a thin line. Curves correspond to the pressure levels p = 13, 15, and 17 MPa.

It can be noted that the correspondence of the analytical and the finite-element results is better for the composite wrap. The curves representing the finite-element results for the pipe wall hoop stress go higher than the analytical curves. Still, the disagreement of the results does not exceed 3.5%.

It should be stressed that, in contrast to the analytical model, in the finite-element solution no assumption of constant hoop strains through the thickness is used. The pipe and the wrap materials are modeled with a number of finite elements through the thickness with no special assumption on the strain distribution. As can be seen from , the analytical and the finite-element results are rather close which support the adopted assumption. On the other hand, as stated in Section 2, the relative error from the constant hoop strain assumption
has the order of thickness to diameter ratio. Thus, given the pipe diameter 720 mm and varying the wrap thickness from 5 mm to 25 mm, the error varies from 0.7% to 3.4% which generally reflects the obtained results.

A new analytical model for stress-strain analysis of a wrapped pipe under the action of internal pressure and temperature is developed. The model is based on the plane stress assumption and takes into account a combined reaction of the pipe and the composite wrap, and plastic deformations of pipe material.

The analytical model is verified against test results obtained for a pipe with a composite wrap under the internal pressure loading. A good agreement between the analytical and the test result is established.

The case of a buried steel pipeline under the action of internal pressure and temperature is analyzed in comparison to a more rigorous finite-

element model. The results plotted in the form of stress- and strain-pressure curves show a good correspondence.

The influence of the pressure and the wrap thickness on the stress-strain state is studied. It is shown that the use of composite wrapping represents an effective tool for strengthening of steel pipelines subjected to operational loads. Thus, composite wrappings can be used not only for repair purposes, but also as a regular strengthening measure applied
to trunk pipelines undercrossing railroads, highways, or running in vicinity of important structures. In this case, the developed analytical model can be used for the evaluation of the required wrap thickness for a given pipeline geometry and operational loads.

The assessment of the value of strengthening ratio for the wrapped pipeline subjected to soil deformations (e.g. at active fault crossing) can be achieved by incorporating of the developed model into the appropriate analytical model of pipeline under soil action (e.g. given in). This task can be considered as a topic for further research.