ЦЕНТРАЛЬНЫЙНАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

(ЦНИИпромзданий ГОССТРОЯСССР)

**ПОСОБИЕ**

**по проектированию отдельностоящих опор и эстакад под**

**технологическиетрубопроводы**

**(к СНиП 2.09.03-85)**

Москва 1989

Утверждено приказомЦНИИпромзданий

Госстроя СССР

от 15.01.86 г. № 6

Рекомендовано к изданиюрешением секции несущих конструкций Научно-технического советаЦНИИпромзданий Госстроя СССР.

Пособие по проектированиюотдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы (кСНиП 2.09.03.-85)/ЦНИИпромзданий, 1989.

Содержит положения попроектированию стальных и железобетонных отдельно стоящих опор иэстакад под технологические трубопроводы.

Приведены примеры расчетовотдельно стоящих опор и эстакад.

Для инженерно-техническихработников проектных и строительно-монтажных организаций.

Табл. 11, ил. 54, эск. 2.

ПРЕДИСЛОВИЕ

На предприятиях химической,нефтеперерабатывающей, газовой, энергетический, металлургическойпромышленности широко применяется транспортирование продукта потрубопроводам, прокладываемым над землей по отдельно стоящим опорам иэстакадам.

Проектирование отдельностоящих опор и эстакад осуществляется организациями различногопрофиля как по типовым, так и по индивидуальным проектам.

Для рациональногопроектирования конструкций опор и эстакад большое значение имеютисследования, проведенные в последнее время по снижению ихматериалоемкости: уменьшению горизонтальных технологических нагрузок,разработке конструкций опор и эстакад с применением свай ипредварительно напряженных конструкций и др.

Пособие по проектированиюотдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы,рассматривающее вопросы объемно-планировочных и конструктивныхрешений, нагрузок, расчета конструкций, примеров расчета, разработановпервые, что должно способствовать созданию экономичных решений исокращению сроков проектирования.

Настоящее Пособие разработаноЦНИИпромзданий Госстроя СССР (кандидаты техн. наук А.Н. Добромыслов -руководитель темы, А.А. Болтухов, Н.А. Ушаков) при участииАтомтеплоэлектропроект Минэнерго СССР (инж.И.В.Беляйкина),Харьковский Промстройниипроект Госстроя СССР (кандидаты техн. наукЛ.Ш. Лундин, В.И. Петров, инженеры В.Б. Зорин, А.М. Монин),ЦНИИпроектстальконструкция Госстроя СССР (инженеры Г.Ф. Васильев,В.М. Лаптев), НИИпромстрой Минпромстроя СССР (кандидаты техн. наукЗ.В. Бабичев, А.Л. Готман), ГИАП Минудобрений СССР (инженеры Ю.А.Гусев, В.Ф. Харламов).

При составлении раздела«Нагрузки и воздействия» использованы разработанныеЦНИИСК Госстроя СССР Рекомендации по определению нагрузок на отдельностоящие опоры и эстакады под трубопроводы.

Предложения и замечанияпросим направлять по адресу: 127238, Москва, Дмитровское шоссе, 46,ЦНИИпромзданий.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Пособиесодержит материалы по проектированию новых и реконструируемыхотдельно стоящих опор и эстакад для надземных технологическихтрубопроводов различного назначения, расположенных как внутри, так ивне цехов, и установок промышленных предприятий.

Примечания: 1. Ктехнологическим трубопроводам относятся трубопроводы, предназначенныедля транспортирования в пределах промышленного предприятия или группыэтих предприятий различных веществ (сырья, воды, промежуточных иконечных продуктов), тепловые сети и т.п., необходимые для ведениятехнологического процесса или эксплуатации оборудования.

2. Настоящее Пособие нераспространяется на проектирование отдельно стоящих опор и эстакаддля прокладки магистральных газопроводов и нефтепроводов,предусмотренных главой СНиП 2.05.06-85 «Магистральныетрубопроводы».

3. При проектированииотдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы,предназначенные для строительства на вечномерзлых, набухающих,просадочных грунтах, должны соблюдаться соответствующие требованиянормативных документов, утвержденных или согласованных ГосстроемСССР.

4. При проектированиитрубопроводных эстакад, по которым проложены транзитные кабели,ленточные конвейеры и другие коммуникации, должны соблюдатьсясоответствующие требования, установленные СНиП 2.09.03-85 длякомбинированных эстакад.

1.2. Опоры и эстакады подтехнологические трубопроводы представляют собой инженерныесооружения, предназначенные для размещения технологическихтрубопроводов. Проектирование указанных сооружений должноосуществляться в соответствии со СНиП 2.09.03-85.

Отдельно стоящая опора подтрубопроводы состоит из одной или нескольких колонн, связей, траверсыи фундамента (рис. 1, а).







Рис. 1. Схема прокладкитрубопроводов по опорам и эстакадам

*а* - прокладка поопорам*б* - прокладка по эстакадам*1* - промежуточная опора*2* - анкерная промежуточная опора*3* - анкерная концевая опора*4* - компенсатор*5* - трубопровод*6* - траверса*7* - пролетное строение*8* - опорная часть трубопровода*9* - колонна*10* - фундамент*11* - вставки температурного блока*12* - ось температурного разрыва.

Эстакада состоит из опор(опора включает в себя: колонны, связи, ригели, фундаменты),пролетных строений (фермбалок)траверссвязей по фермам (рис. 1б).

1.3. В продольном направленииотдельно стоящие опоры и эстакады следует разбивать на температурныеблокидлина которых принимается в зависимости от предельных расстояний между неподвижными опорными частями трубопроводов и расчетаконструкций на климатические воздействия.

1.4. Температурный блок (см.рис. 1) состоит из пролетных строенийодной анкерной опоры и промежуточных опор.

Анкерные промежуточные опорыследует устанавливатькак правилов середине температурного блока.

В местах поворота или концатрассы применяются анкерные угловые или концевые опоры.

Примечания1. При прокладке трубопроводов по отдельно стоящим опорам образуетсяусловный температурный блоквключающий в себя анкерную и промежуточные опоры.

2. Для эстакад сжелезобетонными опорами применяется температурный блок без анкерныхопор.

1.5. Передача нагрузок наотдельно стоящие опоры и эстакады от трубопроводов производитсяпосредством подвижных и неподвижных опорных частей трубопроводов.

Восприятие температурныхудлинений трубопроводов осуществляется компенсаторами. Опорные частии компенсаторы относятся к деталям трубопроводов и задаютсятехнологическим заданием на проектирование.

1.6. Отдельно стоящие опоры иэстакады для технологических трубопроводов должны проектироваться насрок эксплуатации не менее 25 лет.

1.7. Прокладка трубопроводовна эстакадахвысоких или низких отдельно стоящих опорах применяется при любомсочетании трубопроводов независимо от свойств и параметровтранспортируемых веществ.

1.8. Пересечение ипараллельное размещение отдельно стоящих опор и эстакад с воздушнымилиниями электропередача также совместная прокладка трубопроводов и электрокабелей должныосуществляться в соответствии с Правилами устройстваэлектроустановок.

1.9. При проектированиижелезобетонных и стальных конструкций отдельно стоящих опор и эстакаддолжны выполняться требованияпредусматриваемые СНиП 2.03.11-85 «Защита строительныхконструкций от коррозии». Стальные конструкции указанныхсооружений должны быть заземлены.

1.10. В зависимости отобъемно-планировочных и конструктивных решений отдельно стоящие опорыи эстакады могут проектироваться различных типовотличающихся между собой по следующим признакам

по материалу конструкцийжелезобетонныестальныекомбинированные (стальные и железобетонные)

по конструктивным решениямнесущих конструкцийпролетных строенийопорфундаментов

по высоте верха опорнизкие и высокие

по способам разложения трубна опорах и эстакадаходноярусноедвухъярусноемногоярусное.

Выбор тех или иныхконструктивных решений производится на основании действующихнормативных документовтехнологических требованийпротивопожарных требованийтехнико-экономических обоснованийтребований типизации и унификациидействующих типовых проектова также возможной реконструкции предприятия.

1.11. Исходными данными дляразработки конструкций опор и эстакад являютсятехнологическое задание на проектированиерайон строительствагенеральный план местности с нанесением на нем всех подземных иназемных коммуникацийданные инженерной геологиисведения о производственной базе строительных конструкций.

1.12. Технологическое заданиена проектирование отдельно стоящих опор и эстакад должно включать

а) план и продольный профильтрубопроводной трассы с указанием привязки подвижных и неподвижныхопорных частей трубопроводовкомпенсаторовмест расположения анкерных опор и компенсирующих устройств

б) наименованиетрубопроводових привязка к строительным конструкциям

в) характеристикатрубопроводовнаружный диаметрнагрузка от веса трубопроводовизоляционной конструкциитранспортируемого веществатолщина изоляционной конструкциивозможность отложения пыли внутри трубопроводовтемпература трубопроводов

г) тип опорных частей имаксимально возможные их перемещениягоризонтальные нагрузки на неподвижные опорные части трубопроводовразмеры и тип компенсаторов

д) устройства дляобслуживания трубопроводовлестницыпроходные мостикиплощадкиоборудование

е) данные по резервнымнагрузкам и габаритам при возможной реконструкции предприятия

ж) предельные перемещенияконструкций и оснований

з) особые технологическиетребования.

2. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕРЕШЕНИЯ

2.1. При проектированииотдельно стоящих опор и эстакад следует преимущественно применятьутвержденные типовые конструкции и узлы.

2.2. Прокладка трубопроводныхсетей должна осуществляться в соответствии с требованиями СНиПII-89-90 «Генеральные планыпромышленных предприятий».

2.3. Расстояние от межцеховыхтрубопроводов или от края эстакады до зданий и наружных сооруженийследует принимать в соответствии с требованиями СНиП II-89-80и СНиП 2.01.02-85 «Противопожарные нормы проектирования зданийи сооружений»а также отраслевыми противопожарными нормами и правилами.

2.4. Прокладку трубопроводныхсетей следует предусматривать вдоль проездов и дорогкак правилосо стороныпротивоположной размещению тротуаров и пешеходных дорожеквыбирая по возможности кратчайшее расстояние между зданиями исооружениями. Внутри производственных кварталов трассы трубопроводовследует проектировать параллельно линиям застройки.

2.5. Пересечениетрубопроводов с железными и автомобильными дорогами должнопредусматриватьсякак правилопод углом 90но не менее 45.

2.6. Высоту (расстояние отпланировочной отметки земли до верха траверсы) отдельно стоящих опори эстакад следует приниматьдля низких отдельно стоящих опор - от 03до 12мкратной 03м в зависимости от планировки земли и уклонов трубопроводовдля высоких отдельно стоящих опор и эстакад - кратной 06мобеспечивающий проезд под трубопроводами и эстакадамижелезнодорожного и автомобильного транспорта в соответствии сгабаритами приложения строений по ГОСТ 9238-83 и СНиП 2.05.02-85.

2.7. Прокладку трубопроводовна эстакадах рекомендуется применять при большом количестветрубопроводов малых диаметровответвлений и пересеченийпри большой плотности застройки территории предприятия.

2.8. Прокладку трубопроводовна низких опорах следует предусматривать по территорямне подлежащим застройкепри отсутствиикак правилопересечения с дорогамиа также вне пахотных земель.

2.9. Места разрывовтемпературных блоков следуеткак правилосовмещать с компенсирующими устройствами трубопроводовпри этом необходимо предусматривать наибольшую возможную длинутемпературных блоков.

2.10. Раскладка трубопроводовна траверсах эстакад и отдельно стоящих опор производится с учетомнаиболее рационального решения компенсаторных узловупрощения развязки узлов трубопроводов в местах ответвленийа также с учетом наиболее рационального загружения строительныхконструкций.

2.11. В поперечном сеченииэстакад и отдельно стоящих опор рекомендуется равномерноераспределение нагрузки от трубопроводов с возможной перегрузкой однойиз сторон не более 20 % (см. п. 4.12).

2.12. При прокладкетрубопроводов по эстакадам гибкие компенсаторы рекомендуетсяустанавливать между отдельными температурными блоками или в наиболеевозможной близости от этого места (не далее 5 м по длине эстакады оттемпературного разрыва).

2.13. Для уменьшения нагрузокна пролетные строения эстакад рекомендуется использовать самонесущуюспособность трубопроводов большого диаметра с опиранием их только натраверсы над опорами эстакад или вблизи них.

2.14. Места ответвлений наосновной эстакаде рекомендуется принимать по табл. 1.

Таблица 1

|  |  |
| --- | --- |
| Отношение вертикальной нагрузки на 1 м длины ответвляемой эстакады к аналогичной нагрузке основной эстакады | Рекомендуемое место ответвления на основной эстакаде |
| 03 | В любом месте |
| 03-05 | Не далее 5 м от любой опоры |
| 05 | То же от анкерной опоры |

2.15. В целях сокращенияширины эстакад и отдельно стоящих опор мелкие трубопроводы диаметром50-200 мм допускается крепить к большим трубопроводам, а также вотдельных случаях на дополнительных консолях, установленных к стойкаммежду ярусами эстакад.

2.16. Для эстакад с анкернымиопорами неподвижные закрепления трубопроводов рекомендуетсяосуществлять на траверсах этих опор в каждом блоке.

При прокладке трубопроводовпо отдельно стоящим опорам на анкерных опорах должнопредусматриваться неподвижное крепление всех или части трубопроводов.

2.17. При проектированииотдельно стоящих опор и эстакад уклон трубопроводов долженсоздаваться за счет изменения отметки верхнего обреза фундамента илидлины колонн с учетом рельефа поверхности земли вдоль трассы.

2.18. Расстояние междуотдельно стоящими опорами под трубопроводы должны назначаться исходяиз расчета труб на прочность и жесткость.

Шаг между опорами эстакадрекомендуется принимать 12, 18, 24 и 30 м.

2.19. При прокладкетрубопроводов на низких опорах расстояние от поверхности земли дониза труб или теплоизоляции должно быть не менее 0,35 м при ширинегруппы труб менее 1,5 м и 0,5 м - при 1,5 м и более. Для переходачерез трубопроводы следует предусматривать пешеходные мостики ширинойне менее 0,9 м.

2.20. При прокладке поэстакадам трубопроводов, требующих регулярного обслуживания (не менееодного раза в смену)а также в многоярусных эстакадах должны предусматриватьсякак правилопроходные мостики шириной не менее 06м с перилами высотой не менее 1 м и через каждые 200 м лестницы -вертикальные с шатровым ограждением или маршевые.

Проходные мостики припрокладке по эстакадам и отдельно стоящим опорам рекомендуетсяпредусматривать также в местах пересечения железных дороговрагов и на других труднодоступных для обслуживания трубопроводовместах.

3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

3.1. Отдельно стоящие опоры иэстакады следуеткак правилопроектировать сборными из унифицированных железобетонных конструкцийс ненапряженной или напряженной арматурой. Применение стальныхконструкций допускается в соответствии с Техническими правилами поэкономному расходованию основных строительных материалов (ТП101-81\*).

3.2. Выбор материаловстроительных конструкций следует производить на основании СНиПII-23-81 «Стальные конструкции»и СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции».

3.3. Конструкции отдельностоящих опор и эстакад под трубопроводы с легковоспламеняющимися игорючими жидкостями и газами должны проектироваться несгораемыми.

3.4. Тип опорных частейтрубопроводов определяется технологическим заданием в зависимости отвеличины передаваемых нагрузок и возможного перемещения трубопровода.При выборе подвижных частей следует стремиться к применениюустройствснижающих коэффициент трениянапример прокладок из фторопласта и др.

3.5. Железобетонные опорымогут применяться с колоннамизащемленными в отдельные фундаментыв виде одиночных свай-колоннобъединенных в плоские или пространственные системыв виде колоннустановленных на односвайные фундаменты из свай-оболочек ибуронабивных свай.

3.6. Колонны стальных опорследует применять жестко соединенными с фундаментами. Допускаетсяприменение шарнирного опирания на фундаменты при условии обеспеченияустойчивости опор в продольном направлении пролетными строениями илитрубами и анкерными опорами.

3.7. Для отдельно стоящихопор с применением железобетонных шпалтемпературный блок компонуется из промежуточных опор в видежелезобетонных шпалукладываемых на песчаную подушкузащищенную от выдувания путем пропитки ее битумоми анкерных низких железобетонных опор (рис. 2). Указанные конструкцииопор следует применять при непучинистых грунтах.





Рис. 2. Конструктивная схемашпальных отдельно стоящих опор

*1* - шпальнаяпромежуточная опора*2* - анкерная промежуточная опора*3* - железобетонная траверса*4* - щебень с пропиткой битумом*5* - песчаная засыпка*6* - планировочная отметка земли*7* - высота растительного слоя.

3.8. Для отдельно стоящихнизких и высоких железобетонных опор (рис. 3 и 4) температурный блоккомпонуется из промежуточных опор прямоугольного или кольцевогосечения и одной анкерной промежуточной опорывыполняемой обычно такого же сеченияно с усиленным армированием. Анкерные концевые и анкерные угловыеопоры могут быть выполнены в виде пространственных железобетонных илистальных опор.



Рис. 3. Конструктивная схемаотдельно стоящих железобетонных опор

*1* - железобетоннаятраверса*2* - промежуточная железобетонная опора*3* - анкерная промежуточная железобетонная опора*4* - фундамент





Рис. 4. Конструкцияжелезобетонных отдельно стоящих опор

*а* - узел опираниятраверс на колонну*б* - пример армирования траверсы*в* - пример армирования колонны арматурой без предварительногонапряжения*г* - пример армирования колонны предварительно напряженнойарматурой*1* - закладная деталь*2* - траверса*3* - колонна*4* - отверстие для подвески трубопроводов*5* - соединительные стержни*6* - спираль*7* - предварительно напряженная арматура

3.9. Для эстакадвыполняемых полностью из железобетонных конструкций иликомбинированных конструкций (железобетонных опор и стальных пролетныхстроений) температурный блок должен компоноватьсякак правилоиз одних промежуточных опор (рис. 5 и 6). Горизонтальные нагрузкидействующие вдоль оси трассывоспринимаются всеми опорами температурного блока.





Рис. 5. Конструктивная схемажелезобетонных эстакад

*1* - рядовая траверса*2* - усиленная траверса*3* - балка пролетного строения*4* - опора*5* - вставка температурного блока*6* - фундамент



Рис. 6. Конструктивная схемадвухъярусной эстакады

*1* - железобетоннаяопора эстакады*2* - стальные фермы пролетного строения*3* - стальные траверсы пролетного строения*4* - связи*5* - фундамент

3.10. Для отдельно стоящихопор и эстакадвыполняемых полностью из стальных конструкций (рис. 7)температурный блок должен компоноваться из промежуточных и однойанкерной опорына которую передаются все горизонтальные нагрузкидействующие вдоль данного блока.



Рис. 7. Конструктивная схемаодноярусной стальной эстакады

*1* - траверса*2* - ферма пролетного строения*3* - промежуточная опора*4* - анкерная опора*5* - вставки температурного блока*6* - связи между фермами*7* - фундамент*8* - диафрагма-распорка опоры

3.11. Траверсы для опираниятрубопроводов подразделяются на рядовые и усиленные. На рядовыхтраверсах должно быть предусмотрено подвижное опирание трубопроводова на усиленных - неподвижное закрепление. Железобетонные траверсырекомендуется проектировать прямоугольного сечения (рис. 4).Железобетонные траверсы должны иметь стальные закладные детали дляразмещения опорных частей трубопроводов и для крепления их к колоннамопоры или пролетным строением эстакад. Стальные траверсырекомендуется выполнять коробчатого сварного сечения из двухшвеллеров или гнутых замкнутых профилей (рис. 8).



Рис. 8. Узлы опираниястальных конструкций

*а* - траверсы наколонну*б* - фермы на железобетонную опору*1* - колонна*2* - траверса*3* - опорное ребро*4* - железобетонная колонна*5* - ферма пролетного строения

3.12. В местах разрывовтемпературных блоков следует при необходимости предусматриватьвставки для размещения компенсирующих устройств. Примеры решениявставок для отдельно стоящих опор и для железобетонной эстакадыпоказаны на рис. 9.



Рис. 9. Пример решения опорпод компенсаторы

*а* - в виде отдельностоящих опор*б* - в виде вставки для двухъярусной эстакады*1* - промежуточные опоры*2* - опора на вылете компенсатора*3* - траверса эстакады*4* - стальные балки

3.13. Пролетные строенияэстакад рекомендуется выполнять в виде железобетонных предварительнонапряженных балок при пролетах до 12 м или стальных и железобетонныхферм.

3.14. Пролетные строения изстальных ферм следует выполнять в виде пространственных конструкций,состоящих из двух вертикальных ферм, соединенных между собой поверхнему и нижнему поясу связями и траверсами.

3.15. Стержни стальных фермпролетных строений рекомендуется проектировать из одиночных уголковыхпрофилей.

3.16. Стальные промежуточныеплоские опоры следует применять решетчатыми с ветвями из двутавров ирешеткой из уголков или гнуто-сварных профилей замкнутого сечения.Для придания конструкции опор большей жесткости от скручиваниянеобходимо предусматривать диаграммы-распорки из швеллеров илиуголков с планками, соединяющих ветви между собой.

Анкерные опоры следуетсоставлять из двух плоских опор, соединенных между собой вдоль трассывертикальными связями. Пространственная жесткость анкерных опоробеспечивается горизонтальными связями в уровне низа траверс и повысоте опор. Сечение решетки связей стальных опор рекомендуетсяпринимать из одиночных уголковых или замкнутых профилей, принимаяуглы раскосов связей равными 40-50.

3.17. Выбор схемыгоризонтальных связей между вертикальными фермами следует производитьв зависимости от расстояния между ними. При расстояниях междувертикальными фермами 3 м и менее следует принимать треугольнуюрешетку, а при расстоянии более 3 м - крестовую решетку.

Связи следует принимать изодиночных уголковых или замкнутых прямоугольных профилей.

3.18. Сопряжение пролетныхстроений эстакад с опорами рекомендуется выполнять путем передачидавления на опору центрально. Конструкция узла сопряжения должнаобеспечивать передачу продольных горизонтальных сил с пояса однойфермы на пояса смежной фермы.

3.19. Отдельные фундаментыпод опоры следует проектировать сборной или монолитной конструкции.Высоту фундамента следует назначать по условиям заглубления в грунт иусловиям заделки колонн опоры. Площадь подошвы фундаментарекомендуется принимать прямоугольной формы с отношением сторон0,6-0,9.

3.20. Сопряжение сборныхжелезобетонных колонн с отдельным фундаментом следует осуществлятьпосредством замоноличивания в стакан фундамента на глубину не менее1,5 размера большей стороны сечения колонны и не менее длиныанкеровки продольной арматуры колонны. Стыки железобетонных колонн сфундаментом, воспринимающие растягивающие усилия, должны выполнятьсяс помощью сварки стальных закладных деталей или сварки выпусковарматуры колонны и фундамента. Сопряжение стальных колонн сфундаментами следует осуществлять с помощью стальных баз,установленных на фундамент с креплением их анкерными болтами (рис.10). Низ плиты стальных баз должен быть расположен не менее чем на200 мм выше планировочной отметки земли.



Рис. 10. Базы стальных колонн

*а* - для колонн сжестким закреплением по оси *у* и шарнирным опиранием нафундамент по оси *х**б* - для шарнирно закрепленных колонн*1* - колонна*2* - база*3* - анкерные болты*4* - фундамент; *5* - монтажный зазор, замоноличиваетсябетоном; *6* - ребро для крепления раскоса связей

3.21. Конструктивные решениясварных опор могут осуществляться в виде отдельных забивныхсвай-колонн, колонн, замоноличенных в буронабивную сваю илисваю-оболочку и рамно-свайных систем, состоящих из двух или четырехколонн, объединенных в плоскую или пространственную систему с помощьюсвязей, ригелей, свайного ростверка (рис. 11, 12, 13).



Рис. 11. Типы опор сприменением свай-колонн

*1* - колонна*2* - траверса*3* - пролетное строение*4* - стальные связи; *5* - ригель опоры



Рис. 12. Типы опор сприменением буронабивных свай и свай-оболочек

*1* - колонна*2* - буронабивная свая или свая-оболочка*3* - траверса*4* - пролетное строение эстакады; *5* - ригель опоры

 

Рис. 13. Опоры с применениемсвайного ростверка

*а* - низкая опора; *б*- высокая опора;*1* - свая*2* - колонна опоры*3* - плита ростверка*4* - планировочная поверхность грунта

3.22. Выбор типа свайных опорпроизводится в зависимости от грунтовых условий, величин нагрузок,действующих на опору, габаритов опоры, технико-экономическихпоказателей.

3.23. При забивке в грунтсвай допускаются следующие отклонения:

для свай-колонн: в плане 30мм; по вертикали - недобивка 10 мм, перебивка - 30 мм;

для свай-оболочек: в плане60мм; по вертикали 30мм;

3.24. Не допускаетсяприменение свай-колонн в грунтовых условиях, в которых они работаюткак сваи-стойки, а также сваи-колонны без поперечного армирования.

3.25. Рекомендуется сечениесвай-колонн в опорах принимать 300300,350350и 400400мм, внешний диаметр свай оболочек и буронабивных свай 800, 1000 и1200 мм.

3.26. Рекомендуемые узлы опорс применением свай показаны на рис. 14.



Рис. 14. Узлы опоры сприменением свай

*а* - узел опираниятраверс на сваю-колонну; *б* - узел крепления связей;*в* -заделка колонны в сваю-оболочку;*г* - конструкция ростверка;*1* - траверса*2* - отметка головы сваи-колонны*3* - допуск на неточность*4* - цементный раствор; *5* - свая-колонна; *6* -металлические связи; *7* - арматурный каркас; *8* -бетонная пробка; *9* - свая-оболочка; *10* - песок; *11*- плита ростверка; *12* - анкерные болты; *13* - сваи; *14*- бетонная подготовка

3.27. Пример конструкциипроходного стального мостика показан на рис. 15.



Рис. 15. Конструкциястального проходного мостика

*1* - ограждениямостика*2* - балка мостика*3* - траверса*4* - настил; *5* - верх балок

4. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

4.1. При расчете отдельностоящих опор и эстакад необходимо учитывать нагрузки, возникающие приих возведении, эксплуатации и испытании трубопроводов.

4.2. Отдельно стоящие опоры иэстакады должны рассчитываться на нагрузки от веса трубопроводов сизоляцией, веса транспортируемого продукта, на горизонтальныенагрузки и воздействия от трубопроводов, нагрузки от веса людей иремонтных материалов на обслуживающих площадках и переходныхмостиках, от отложений производственной пыли, а также снеговые иветровые нагрузки, при наиболее неблагоприятном их сочетании.

Нагрузки и воздействия оттрубопроводов принимаются по заданию технологических организаций. Взадании должны быть указаны нагрузки и число трубопроводов по ярусам.Снеговые и ветровые нагрузки и число трубопроводов по ярусам.Снеговые и ветровые нагрузки, а также коэффициенты надежности понагрузкам определяются по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки ивоздействия» и табл. 2.

Таблица 2

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Классификация нагрузок | Нагрузки | Коэффициент надежности по нагрузке |
| Постоянные | От собственного веса отдельно стоящих опор и эстакад с ограждающими конструкциями и обслуживаемыми площадками | 1,1 (0,9) |
| Временные длительные | От веса трубопроводов с технологической арматурой и опорными частями | 1,1 (0,9) |
|  | От веса изоляции и футеровки | 1,2 (0,9) |
|  | От веса транспортируемой жидкости в стадии эксплуатации | 1 |
|  | От веса отложений внутри трубопроводов в стадии эксплуатации | 1,1 |
|  | Температурные технологические воздействия (разность температур) | 1,1 |
|  | Внутреннее давление в стадии эксплуатации | 1,2 |
| Кратковременные | От веса людей и ремонтных материалов на площадках и мостиках | 1,4 |
|  | От веса производственной пыли | 1,2 |
|  | На поручни перил площадок и мостиков | 1,2 |
|  | Снеговая | 1,4 |
|  | Ветровая | 1,2 |
|  | Климатические температурные воздействия (разность температур) | 1,2 |
|  | От веса воды при гидравлических испытаниях | 1 |
|  | Внутреннее давление при испытаниях | 1 |
| Особые | Сейсмические воздействия нагрузкивызываемые резким нарушением технологического процесса временной неисправностью или поломкой оборудования | 1 |

Примечания1. Для трубопроводов предприятий черной металлургии коэффициентнадежности по нагрузке для внутреннего давления в стадии эксплуатациипринимается равным 115.

2. Для упрощения определениярасчетной нагрузки от веса трубопроводов с изоляциейфутеровкойтранспортируемым продуктом и т.д. разрешается использовать единыйкоэффициент надежности по нагрузке для вертикальных нагрузок 11(09).С той же целью разрешается принимать единый коэффициент надежности понагрузке 11для горизонтальных нагрузок от температурных технологическихвоздействий и внутреннего давления.

3. Значения коэффициентовнадежности по нагрузкамуказанные в табл. 2 в скобкахпринимаются в тех случаяхкогда уменьшение нагрузок вызывает более неблагоприятное условиеработы рассчитываемого элемента конструкции.

4. При сочетании нагрузокследует учитывать физические возможные варианты одновременногодействия различных нагрузокв частности

а) при определении нагрузокот газопроводовпаропроводов и продуктопроводовдля которыхсогласно правилам приемки их в эксплуатациюобязательно гидравлическое испытаниеследует учитыватьчто такому испытанию одновременно может подвергаться лишь одинтрубопровод. При этом в расчет принимается тот трубопроводнаполнение которого наиболее невыгодно отражается на рассчитанномэлементе строительной конструкции. При гидравлическом испытаниинагрузкивозникающие при перестановке оборудованияисключаются

б) При определении нагрузкиот веса отложений внутри газопроводов при резком нарушении режимаэксплуатации ее следует учитывать лишь для одного газопроводапринимая для остальных трубопроводов нагрузку от отложений в стадииэксплуатации

в) при учете вертикальнойнагрузки от веса людей и ремонтных материалов на площадках и мостикахснеговая нагрузка на этих конструкциях не учитывается.

4.3. Нормативная разностьтемператур от климатических воздействий определяется по СНиП2.01.07-85 в зависимости от климатического района.

4.4. При отсутствии в моментсоставления строительной части проекта известной раскладкитрубопроводов за основную исходную величину принимается нормативнаявертикальная нагрузка на 1 м длины трассы - *q*. Нагрузка *q*наряду с весом самих трубопроводов с изоляцией и транспортируемымпродуктом должна включать также нагрузку на обслуживающие площадки,вес снега, производственной пыли и отложений внутри трубопроводов,при этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1,1.

ПримечаниеПри числе трубопроводов четыре и менееа также для случаевкогда нагрузка от веса отдельных трубопроводов не может бытьпредставлена эквивалентной распределенной нагрузкой (см. п. 4.11)расчет строительных конструкций следует выполнять по фактическойраскладке трубопроводов.

Вертикальные нагрузки

4.5. Нормативная нагрузка отвеса всех трубопроводов с футеровкой и изоляциейвеса транспортируемого продуктаобслуживающих площадоквеса стационарного оборудования и технологической арматурыа также от собственного веса отдельно стоящих опор и эстакадопределяется по технологическому заданию и по проектным данным.

4.6. Нормативная нагрузка отвеса людей и ремонтных материалов на площадкахмостиках и лестницах принимается равномерно распределенной - 750 Па.

Для расчета настила наместную нагрузку принимается сосредоточенная нагрузка 15кН на участке размером 1010см.

Нормативная горизонтальнаясосредоточенная нагрузка на поручни перил обслуживающих площадок имостиков (в любом месте по длине поручня) принимается равной 03кН.

4.7. Нормативная снеговаянагрузка на 1 м2 площадки горизонтальной проекциитрубопроводовобслуживающих площадок и мостиков определяется в соответствии стребованиями СНиП 2.01.07-85. При этом гололедная нагрузка неучитываетсяа коэффициент перехода от веса снегового покрова к нормативнойнагрузке *с*принимается равным 02для трубопроводов с наружным диаметром не более 06м03- более 06м и 08- для обслуживающих площадок и мостиков. Ширина горизонтальнойпроекции трубопроводов диаметром 06м и менее принимается равной длине траверсы независимо от числаярусов конструкций и числа рядов трубопроводов. В случае расположениядвух трубопроводов с наружным диаметром более 06м одного над другим при условиичто расстояние в свету между ними меньше диаметра меньшеготрубопроводаснеговая нагрузка учитывается лишь от одного трубопровода большегодиаметра. Примеры определения снеговой нагрузки приведены на рис. 16.



Рис. 16. Примеры определенияснеговой нагрузки для трех схем горизонтальных прокладоктрубопроводов

*а* - в верхнем ярусеверхний ряд - тепловые сетинижний ряд - холодные трубопроводы на подвесках. В нижнем ярусе всетрубопроводы холодные условным диаметром менее 06мнастил переходной площадки - сплошной. Верхняя эпюра снеговойнагрузки - для расчета траверспролетных строенийопорыфундаментовнижняя - для расчета переходной площадки*б* - основной трубопровод - холодный с условным диаметромбольше 06ма верхний ряд - тепловые сети*в* - оба трубопровода холодныеусловный диаметр каждого из них больше 06ма расстояние «в свету» между ними меньше меньшегодиаметра

Снеговая нагрузка неучитывается для трубопроводовтемпература транспортируемого продукта которых превышает 30Са также для трубопроводов с обогревающими «спутниками»(остальные трубопроводы считаются «холодными»)для обслуживающих площадок с решетчатым настиломесли площадь просветов настила составляет не менее половины общей егоплощадидля наклонных трубопроводов с углом наклона более 30.

4.8. Нормативная нагрузка отвеса отложений внутри трубопроводов (пыльледконденсат и др.) в стадии эксплуатации определяется на основаниисоответствующих проектных данных. При отсутствии этих данныхнормативная нагрузка на 1 м длины (кН от веса отложения внутригазопроводов) в стадии эксплуатации принимается согласно табл. 3.

Таблица 3

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | Влажный очищенный газ |  | Грязный доменный газ |
| Наружный диаметр газопроводамм | Горизонтальные газопроводы | Местные пониженные участки газопроводов | Сухой очищенный газ | Горизонтальные газопроводы и наклонные под углом не более 30 | Наклонные газопроводы под углом более 40 | Газопроводы с неблагоприятной конфигурацией |
| 100 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | - | - | - |
| 300 | 0,3 | 0,3 | 0,05 | - | - | - |
| 500 | 0,6 | 0,6 | 0,1 | - | - | - |
| 700 | 0,9 | 1 | 0,2 | - | - | - |
| 900 | 1,2 | 1,5 | 0,25 | - | - | - |
| 1100 | 1,5 | 2 | 0,3 | - | - | - |
| 1200 | 1,6 | 2,2 | 0,3 | 2,4 | 0,7 | 6 |
| 1500 | 2,1 | 3 | 0,4 | 4 | 1,2 | 10 |
| 2000 | 2,9 | 4,3 | 0,6 | 8 | 2,4 | 20 |
| 2500 | 3,7 | 5,9 | 0,7 | 13 | 3,9 | 32 |
| 3000 | 4,5 | 8,5 | 0,9 | 19 | 5,8 | 48 |
| 3500 | 5,4 | 12 | 1,1 | 27 | 8 | 67 |

Примечания1. Для промежуточных диаметров газопроводов нагрузки принимаются полинейной интерполяции.

2. Для газопроводов влажногои сухого очищенного газанаклоненных под углом более 10к горизонталинагрузки принимаются в размере 50 % соответствующих величингоризонтальных газопроводов. При углах наклона от 0 до 10нагрузка принимается по линейной интерполяции.

3. Для газопроводов грязногодоменного газа при углах наклона от 30до 40нагрузка принимается по линейной интерполяции. Для газопроводовполучистого доменного газа нагрузки принимаются в размере 50 %соответствующих величин для грязного доменного газа.

4. Под неблагоприятнойконфигурацией понимается такаяпри которой в условиях эксплуатации может скапливаться пыль.

Нормативная нагрузка от весаотложений внутри трубопроводов при резком нарушении режимаэксплуатации принимается в 25раза больше соответствующей нагрузки в стадии эксплуатациино не более веса отложенийзанимающих 70 % внутреннего объема трубопровода.

4.9. Нагрузка от весаотложений производственной пыли определяется только для трубопроводови обслуживающих площадокрасположенных на расстоянии не более 100 м от источника выделенияпыли и имеющих наклон не более 30.Нормативная нагрузка принимается равной 1000 Па - для обслуживающихплощадок и элементов пролетного строения - 450 Па - для трубопроводових горизонтальной проекции.

ПримечаниеЕсли площадь просветов решетчатого настила обслуживающих площадоксоставляет не менее половины общей его площадинагрузки от веса пыли не учитываются.

4.10. Нормативнаявертикальная нагрузка от трубопроводов на траверсы опор и эстакаддолжна приниматься по сумме вертикальных нормативных нагрузок от всехтрубопроводов.

4.11. При отсутствииуточненной раскладки трубопроводов нормативное значение интенсивностивертикальной нагрузки на единицу длины траверсы *Р* отдельностоящих опор и эстакад следует определять по формуле

 (1)

где *q*- нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 мдлины трассыкН

*а* - шаг траверсым

*b* -длина траверсым.

Распределение этой нагрузкипо длине траверсы следует принимать по рис. 17.

 

Рис. 17. Распределениеинтенсивности вертикальной нагрузки на траверсы отдельно стоящих опори эстакад под технологические трубопроводы

*а* - схемараспределения нагрузки для одностоечных опор*б* - схема распределения нагрузки для двухстоечных опор иэстакад

4.12. Распределениевертикальной нагрузки по поперечному сечению трассы для расчетаколонн и фундаментов отдельно стоящих опор при отсутствии уточненнойраскладки трубопроводов принимается по рис. 18а при расчете пролетных строенийколонн и фундаментов эстакад в соответствии с рис. 19.



Рис. 18. Распределениевертикальной нагрузки при расчете колонн и фундаментов промежуточныхотдельно стоящих опор по поперечному сечению трассы

*Q =pb* - вертикальная нагрузка на опору или на соответствующийярус опоры (*р* - значение интенсивности вертикальной нагрузкина единицу длины траверсы)



Рис. 19. Распределениевертикальной нагрузки по поперечному сечению трассы при расчетепролетных строенийколонн и фундаментов эстакад

*1* - балка пролетногостроения*2* - траверса. При *q*10кН/м *а*=065при *q*=10-30кН/м *а*=06при *q*>30 кН/м *а*=055.Состав нагрузки *q* указан в п. 4.4.

4.13. Распределениевертикальной нагрузки при отсутствии уточненной раскладкитрубопроводов для многоярусных отдельно стоящих опор и эстакадследует принимать%

в двухъярусных опорах иэстакадах%

на верхний ярус 60

на нижний ярус 40

в трехъярусных опорах иэстакадах

на верхний ярус 40

на средний ярус 30

на нижний ярус 30

4.14. При использованиикатковых опорных частей расчет траверс и колонн следует производить сучетом возможной эксцентричности приложения вертикальной нагрузкичерез каток вследствие его перемещения от первоначального положенияза счет температурных воздействий трубопроводов. Величинуэксцентриситета при этом следует определять расчетомнокак правилоне более 100 мм (рис. 20).



Рис. 20. Наибольшаяучитываемая величина эксцентриситетасоздающегося вследствие перемещения катка за счет температурныхвоздействий от первоначального центрального положения

*1* - трубопровод*2* - опорная часть*3* - каток*4* - эксцентриситет не более 100 мм*5* - траверса

4.15. В местах ответвлений иучастках пересечения трасс несимметричность распределениявертикальной нагрузки должна быть учтена особо.

Горизонтальныетехнологические нагрузки от трубопроводов

4.16. Нормативная разностьтемператур от технологических воздействий принимается равной разностимежду температурой стенки трубопровода в стадии эксплуатации иначальной температурой. Температура стенки трубопровода в стадииэксплуатации принимается равной максимальной температуретранспортируемого продукта по технологическому заданию. За начальнуютемпературу принимается средняя температура наиболее холоднойпятидневкиопределяемая по СНиП 2.01.01-82 «Строительная климатология».Для трубопроводовтемпература стенки которых при эксплуатации отрицательна (напримерпри транспортировании хладоносителей)за начальную температуру принимается среднемесячная температурасамого жаркого месяца (обычно июль)определяемая по указанной главе СНиП.

4.17. Нормативное внутреннеедавление в трубопроводах в стадии эксплуатации принимается равнымрабочему давлению по технологическому заданию. Нормативное внутреннеедавление при испытаниях трубопроводов принимается равным пробномудавлениюкоторое устанавливается нормами проектирования трубопроводовразличного назначения и правилами приемки этих трубопроводов вэксплуатацию.

4.18. Расчетная сила тренияодного трубопровода по опоре определяется умножением расчетнойвертикальной нагрузки от этого трубопровода на коэффициент тренияпринимаемый равным в опорных частях «сталь по стали»

в скользящих - 03

в катковых - вдоль оситрубопровода - 01не вдоль оси - 03

в шариковых - 01

в скользящих опорных частях«сталь по бетону» - 05

в скользящих опорных частях«сталь по фторопласту» - 01.

4.19. При известной раскладкетрубопроводов расчетная горизонтальная технологическая нагрузка напромежуточные отдельно стоящие опорыдействующая в местах подвижного опирания трубопроводов (наскользящихкатковых или шариковых опорных частях)должна определяться следующим образом

а) при прокладке одноготрубопровода горизонтальная технологическая нагрузка на траверсыколонны и на фундаменты принимается равной расчетному значениюсоответствующей силы трения и считается приложенной в месте егоопирания (применительно к тепловым водяным сетям вместо каждогоотдельного трубопровода здесь и далее принимается одна системаподающий и обратный трубопроводы)

б) при прокладке от двух дочетырех трубопроводов горизонтальная технологическая нагрузка натраверсыколонны и фундаменты учитывается от двух наиболее неблагоприятновлияющих трубопроводоввеличина каждой из горизонтальных нагрузок принимается равнойрасчетному значению соответствующей силы трения и считаетсяприложенной в местах опирания трубопровода

в) при прокладке болеечетырех трубопроводов по отдельно стоящим опорамкогда жесткость опоры не превышает 600 кН/сми распределение вертикальной нагрузки находится в пределахуказанных на рис. 18расчетную горизонтальную нагрузкупередающуюся с траверсы на наиболее нагруженную колонну и фундаментследует определять как произведение суммы расчетных значений силтрения от каждого трубопровода на коэффициент неодновременностивеличина которого принимается по табл. 4 (при определениигоризонтального усилиядействующего в уровне верхних граней двухъярусных опоручитывается только то количество трубопроводовкоторое опирается на траверсу второго ярусаа в уровне траверс нижнего яруса - по п. «г»).

г) при прокладке болеечетырех трубопроводов расчетная горизонтальная нагрузка на траверсыа также колонны и фундаменты опорк которым не могут быть применены условия п. «в»учитывается либо от двух трубопроводовкак и в п. «б»либо от всех трубопроводовв последнем случае расчетная горизонтальная нагрузка от каждоготрубопровода принимается равной произведению расчетного значениясоответствующей силы трения на коэффициентравный 05распределение ее по поперечному сечению трассы принимается согласнорис. 23. Из двух найденных указанными способами нагрузок принимаетсянеблагоприятная.

Таблица 4

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Общее число трубопроводовна траверсе | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Коэффициент неодновременности | 0,25 | 0,2 | 0,15 | 0,12 | 0,09 | 0,05 |

Примечания1. При числе трубопроводовбольшем 10рассматриваемое усилие учитывается только от 10 наиболеенеблагоприятныха остальные не учитываются вовсе (считаются отсутствующими).

2. Рекомендуемые коэффициентынеодновременности не распространяются на случаикогда на отдельно стоящих опорах находятся лишь неизолированныетрубопроводы. В этом случае рассматриваемая нагрузка определяется отсуммы сил трения всех неизолированных трубопроводов.

3. Здесь под жесткостьюпонимается горизонтальная сила (в кН)приложенная к верху опоры и вызывающая смещение на 1 см. Приопределении жесткости двухъярусных опор в уровне нижнего ярусапринимается шарнирно-неподвижная связь.

4.20. Промежуточные отдельностоящие опорырасположенные под П-образными компенсаторами и на расстоянии не более40*d* (*d* - внутренний диаметрнаибольшего трубопровода) от угла поворота трубопровода (в частностиот П-образного компенсатора)при подвижном опирании трубопровода должны быть рассчитаны нагоризонтальную нагрузкунаправленную под углом к оси трассы. При этом расчетная величинанагрузки принимается равной силе трения от трубопроводов (см. п.4.19)а угол ее направления **определяется по рис. 21.



Рис. 21. Направлениягоризонтальной нагрузки в местах подвижного опирания трубопроводов наотдельно стоящие опоры при нагревании трубопроводов

**=45- в скользящих опорных частях**=70в катковых

*1* - анкерные опоры*2* - промежуточные опоры

4.21. Расчетнаягоризонтальная нагрузка вдоль трассы на промежуточные отдельностоящие опоры при шарнирно-неподвижном опирании на них трубопровода изащемления низа опорыприложенная в местах неподвижного опирания трубопровода на траверсеопорыопределяется как для консольной балкизагруженной заданнымсоответствующим расчетной температурной деформации смещением ееконца.

4.22. Расчетнаягоризонтальная нагрузка вдоль трассы на концевые анкерные отдельностоящие опоры определяется исходя из усилийдействующих по одну сторону от анкерной опорыи складывается из суммы

а) усилийвозникающих в компенсаторах от всех прокладываемых трубопроводов(величины усилийвозникающих в компенсаторах или при самокомпенсации, следуетопределять исходя из расчетной разности температурвызванной климатическими и технологическими воздействиямии из величины расчетного внутреннего давления. Усилия в трубопроводахот компенсаторов принимаются на основании технологического задания);

б) расчетных горизонтальныхнагрузок от промежуточных опор (см. п. 4.19)расположенных на участке трассы от оси компенсатора до анкернойопоры

в) неуравновешенных соевыхусилийвызванных действием внутреннего давления на запорные устройства.Осевые усилия учитываются при установке компенсаторов«разрезающих» трубопровод (сальниковых)или компенсаторов«неспособных» сопротивляться растягивающим усилиям(линзовыхдисковыхволнистых осевых)и не учитываются при установке всех видов гнутых компенсаторов(П-образныхволнистых шарнирных и при самокомпенсации).

4.23. Расчетнаягоризонтальная нагрузка вдоль трассы на промежуточные анкерныеотдельно стоящие опоры определяется как разность нагрузокдействующих в противоположных направлениях справа и слева от анкернойопорывеличина каждой из них определяется по п. 4.22. При этом меньшую(вычитаемую) нагрузку следует умножать на коэффициент 08(при равенстве противоположно направленных нагрузок учитываемая врасчете нагрузкаследовательноравняется 02от всей нагрузкидействующих с одной стороны).

Примечания1. Горизонтальная нагрузкадействующая на анкерную опорудолжна приниматься не менее аналогичной нагрузкидействующей на соседнюю промежуточную опору.

2. Для одно- и двухтрубныхпрокладок тепловых сетей вместо коэффициента 08следует принимать коэффициент 07.

4.24. Расчетнаягоризонтальная нагрузка на эстакады при известной раскладкетрубопроводов должна определяться следующим образом

на траверсы с подвижнымопиранием трубопроводов согласно п. 4.19*абг*

на траверсы с неподвижнымопиранием трубопроводов - как сумма расчетных нагрузок в неподвижныхопорных частях трубопроводов

на пролетные строения - каксумма сил опорных реакций траверс в местах опирания на пролетныестроения

из опоры температурного блока- как сумма расчетных горизонтальных силприходящихся на неподвижные опорные части трубопроводов блока.

4.25. Нормативное значениеинтенсивности горизонтальной технологической нагрузки при расчететраверс отдельно стоящих опор и эстакад при отсутствии уточненнойраскладки трубопроводов и ее распределение по длине траверсы следуетпринимать согласно рис. 22.

 

Рис. 22. Распределениеинтенсивности горизонтальной технологической нагрузки при расчететраверс отдельно стоящих опор и эстакад под технологическиетрубопроводы

*а* - схемараспределения нагрузки для одностоечных опор*б* - схема распределения нагрузки для двухстоечных опор. В сскобках приведены значения нагрузки при неподвижном опираниитрубопроводов на траверсу эстакад. Состав *р* указан в п. 4.11

4.26. Нормативныегоризонтальные технологические нагрузки для расчета колонн ифундаментов отдельно стоящих опор при отсутствии уточненной раскладкитрубопроводов следует принимать

вдоль трассы на промежуточнуюопору согласно рис. 23

вдоль трассы на анкернуюпромежуточную опорупоставленную в середине температурного блока

 (2)

вдоль трассы на концевуюопору

 (3)

поперек трассы от ответвленийтрубопроводов на промежуточную опору - 15*q*на концевую анкерную опору - 4*q* (где*l* - расстояние от неподвижногозакрепления всех трубопроводов на анкерной опоре до концатемпературного блокам)*q* - нормативная вертикальнаянагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы.

Промежуточные отдельностоящие опорырасположенные под П-образными компенсаторами и на расстоянии не более20 м от угла поворота трубопровода должны быть рассчитаны нагоризонтальную технологическую нагрузкунаправленную под углом к оси трассы в соответствии с п. 4.20.

 

Рис. 23. Распределениегоризонтальной нагрузки при расчете колонн и фундаментовпромежуточных отдельно стоящих опор по поперечному сечению трассы

*Q=pb*- вертикальная нагрузка на опору или на соответствующий ярус опоры (*р*- значение интенсивности вертикальной нагрузки на единицу длинытраверсы)

4.27. Нормативнуюгоризонтальную технологическую нагрузку на эстакаду вдоль трассы приотсутствии уточненной раскладки трубопроводов следует приниматьпри расчете опор концевого (углового) температурного блока - 4*q*при расчете опор промежуточного блока - 2*q*.

4.28. Нормативнуюгоризонтальную технологическую нагрузку от каждого поперечногоответвления трубопроводов эстакад на опоруближайшую к ответвлениюследует принимать в зависимости от вертикальной нагрузки *q*на основную трассу. При *q*<50кН/м*q*=50 - 100 кН/м*q*>100 кН/мпоперечная нагрузка от ответвлений трубопроводов принимаетсясоответственно равной *q*, 0,8*q*, 0,5*q*.

4.29. Распределениегоризонтальной нагрузки между ярусами для многоярусных отдельностоящих опор и эстакад принимается в соответствии с распределениемвертикальных нагрузокуказанных в п. 4.13.

4.30. При расчете пролетныхстроений эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводовсуммарная продольная нагрузка от трения трубопроводов в расчетномсечении определяется по формуле

 (4)

где *Li*- расстояние от расчетного сечения до ближайшего конца блокаэстакады. Нагрузки на пролетные строения считаются приложенными вместах опирания траверс в уровне верхних граней балок (ферм).

Распределение продольнойгоризонтальной нагрузки по поперечному сечению трассы при расчетепролетных строений принимается по рис. 24.



Рис. 24. Распределениегоризонтальной технологической нагрузки по поперечному сечению трассыпри расчете пролетных строений эстакад

*1* - балки пролетногостроения*2* траверсы. При *q*10кН/м =01при *q*=10-30 кН/м=009при *q*>30 кН/м=008.Состав нагрузки *q* указан в п.4.4.

Ветровая нагрузка

4.31. Нормативная ветроваянагрузка на 1 м2 проекции элементов на вертикальнуюплоскость (независимо от высоты конструкции) определяется всоответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85исходя из нормативного скоростного напораи складывается из нагрузок на строительную конструкцию итрубопроводы. Аэродинамический коэффициент *с* принимается потабл. 5.

Таблица 5

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Конструкция | Схемы сечений конструкций | Указания по определению аэродинамических коэффициентов |
| Трубопроводы (при известной их раскладке) | http://formation.mir46.ru/IMGS/d91a7f9cb3efd87430936c2564cdf9d9.gifhttp://formation.mir46.ru/IMGS/578c00594233f0a3310637c54323b04e.gif | При прокладке трубопроводов по отдельно стоящим опорам коэффициент *с* принимается равнымдля одиночного трубопровода - 07для неодиночного - 1.Для неодиночных трубопроводов высота ветровой полосы на которую умножается *q*0 принимается равной диаметру наибольшего трубопровода рассматриваемого горизонтального ряда. Такдля приведенной схемы ветровая нагрузка на единицу длины трассы равна*W*1=*q*0*d*1*W*2=*q*0*d*2*W*3=*q*0(*d*3+*d*4).При прокладке трубопроводов по эстакадам следует руководствоваться правилами при отсутствии уточненной их раскладки |
| Строительные конструкции совместно с трубопроводами при отсутствии уточненной их раскладки | http://formation.mir46.ru/IMGS/ca99f3f030df66fdad59da8ff43b87f3.gif | Для эстакад типа А *с*=12 для эстакад типа Б и В *с*=14 для отдельно стоящих опор *с*=1. Высота ветровой полосы на которую умножается *q*0принимается в соответствии с приведенными схемами.При прокладке по эстакадам*а*=07 м *в*=1 м. При прокладке по отдельно стоящим опорам *а*и *b* принимаются в зависимости от величины пролета между соседними опорами |
|  |  | *l* м | 6 | 12 | 18 | 24 |
|  |  | *a* м | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 |
|  |  | *b* м | 0,3 | 1 | 1,2 | 1,7 |
|  |  | *h* - расстояние между отметками верхних граней траверс нижнего и верхнего ярусов. |

4.32. Действие ветровойнагрузки учитывается только в направлении поперек трубопроводнойтрассы.

4.33. При отсутствииуточненной раскладки трубопроводов ветровая нагрузка определяетсяисходя из условий высоты ветровой полосы (табл. 5).

Сейсмическая нагрузка

4.34. Сейсмическую нагрузкуследует определять в соответствии с требованиями СНиП II-7-81«Строительство в сейсмических районах».

Сейсмические нагрузкипринимаются действующими вертикально и горизонтально в продольном ипоперечном направлениях трассы. Расчет конструкций в каждом из этихнаправлений производится раздельно.

Вертикальную сейсмическуюнагрузку необходимо учитывать при расчете горизонтальных консольныхконструкций и пролетных строений эстакад с пролетом 24 м и более.

Если разрушение конструкцийотдельно стоящих опор и эстакад не связано с гибелью людей изначительными материальными потерямито сейсмическое воздействие на рассматриваемые конструкции неучитываются.

4.35. Расчет отдельно стоящихопор и эстакад с учетом сейсмического воздействия производится попредельным состояниям первой группы. При этом помимо коэффициентовусловий работыпринимаемых по соответствующим СНиПамрасчетные сопротивления материалов следует дополнительно умножать накоэффициент условий работы *m*крпринимаемый по СНиП II-7-81.

4.36. Расчетная сейсмическаянагрузка *S* в выбранном направленииопределяется по формуле

 (5)

где *Q*к- вес сооруженияопределяемый с учетом коэффициентов надежности по нагрузке исочетаний (см. СНиП II-7-81). При этом всекратковременные нагрузкиа также вес всех трубопроводов на гибких подвесках не учитываются(при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов расчетнаявертикальная нагрузка принимается с коэффициентом сочетаний *nс*=08)*К*2-коэффициентучитывающий конструктивное решение сооруженийпринимается при определении нагрузок вдоль трассы 05поперек - 1*А* - коэффициентзначения которого следует принимать равным 010204соответственно для расчетной сейсмичности 78 и 9 баллов*i*- коэффициент динамичностипринимаемый по СНиП II-7-81.

Горизонтальные нагрузки вдольтрассы

4.37. Сейсмическая нагрузкана опоры блока в продольном направлении определяется для участкатрассы длиной *L*равного расстоянию между осями соседних компенсаторов.

Расчетная сейсмическаянагрузка принимается действующей на высоте *Н*определяемой в случае одноярусных конструкций - от верха фундаментадо верхней грани траверсыв случае двухъярусных и многоярусных конструкций от верха фундаментадо середины между отметками верхних граней траверс верхнего и нижнегоярусов.

Вес сооружения *Q*копределяется как сумма нагрузокдействующих на участке длиной *L*от весатрубопроводов с изоляцией и транспортируемым продуктомот веса строительных конструкций (пролетных строенийтраверсплощадок) от 1/4 весаколонн.

4.38. Период основного тонасобственных колебаний опор блока *Т*сопределяется по формуле

 (6)

где-перемещение всех опор блока (участка длиной *L*)на высоте *Н*1 от единичной силыприложенной на высоте *Н* (см/кН)*j*- перемещение *j*-той опоры эстакады(без учета пролетного строения) или *j*-тойотдельно стоящей анкерной опоры на высоте *Н*1 отединичной силыприложенной на высоте*Н*определяемое методами строительной механики*Н*1 - расстояние от верха фундамента опоры (в одно-и двухъярусных отдельно стоящих опорах - до верхнего обреза колонныпервого ярусав одно- и двухъярусных эстакадах - до верхней грани балок пролетногостроения первого яруса*n* - количество опорвходящих в участок длиной *L* (безучета опор под компенсаторы).

4.39. Между ярусамисейсмическая нагрузка распределяетсяпри известной раскладке трубопроводов пропорционально вертикальнымнагрузкамприходящимся на каждый яруспри отсутствии уточненной раскладки - в соответствии с распределениемвертикальных нагрузокуказанных в п. 4.13. Сейсмические нагрузки считаются приложенными вуровне верхних граней траверс.

4.40. Сейсмическая нагрузка*Sj* приходящаяся на *j*-туюопору эстакады или *j*-тую отдельностоящую опоруопределяется по формуле

 (7)

В случае прокладкитрубопроводов по эстакадам на сейсмическую нагрузку рассчитываютсявне опоры блока эстакады. В случае прокладки трубопроводов поотдельно стоящим опорам на сейсмическую нагрузку *Sj*=*S*анрассчитываются только анкерные опоры.

4.41. Распределениесейсмической нагрузки вдоль траверс анкерных отдельно стоящих опорпринимается по схемам загруженияприведенным на рис. 25. Расчетное значение интенсивности сейсмическойнагрузки на 1 м длины траверс *рс* определяется поформуле



где Sан- расчетная сейсмическая нагрузка на анкерную опору (или насоответствующий ее ярус)*b* - длина траверсым.



Рис. 25. Распределениеинтенсивности сейсмической нагрузки при расчете траверс анкерныхотдельно стоящих опор

Траверсы и пролетные строенияэстакад на сейсмическую нагрузку не рассчитываются.

4.42. Распределениесейсмической нагрузки по поперечному сечению трассы:при расчете колонн и фундаментов отдельно стоящих опор принимается порис. 26при расчете колонн и фундаментов эстакад - по рис. 27.



Рис. 26. Распределениесейсмической нагрузки по поперечному сечению трассы при расчетеколонн и фундаментов отдельно стоящих опор



Рис. 27. Распределениесейсмической нагрузки по поперечному сечению трассы при расчетеколонн и фундаментов эстакад

При *q*10кН/м *а*=065при *q*=10-30 кН/м*а*=06при *q*>30 кН/м*а*=055.Состав нагрузки *q* указан в п. 4.4.

Горизонтальные нагрузкипоперек трассы

4.43. Сейсмическая нагрузка впоперечном направлении определяется для участка трассы длиной *L*равного расстоянию между соседними опорами эстакад или отдельностоящими опорами.

Расчетная сейсмическаянагрузка *S* принимается приложеннойна высоте *Н* и определяется по формуле (5). Вес *Q*копределяется как сумма расчетных нагрузок (см. п. 4.36)действующих на участке длиной *l*от весатрубопроводов с изоляцией и транспортируемым продуктомот веса строительных конструкций (пролетных строенийтраверсплощадок) от 1/4 весаколонн.

4.44. Период основного тонасобственных колебаний *Т* определяется по формуле (6)в которой *Q*к - весопределяемый по п. 4.43*=j*- перемещение промежуточной опоры эстакады или промежуточной отдельностоящей опоры на высоте *Н*1 от единичной силыприложенной на высоте *Н*определяемое методами строительной механики.

4.45. Между ярусамисейсмическая нагрузка распределяется в соответствии с п. 4.39.Сейсмические нагрузки считаются приложенными в уровне верхних гранейтраверс. На сейсмические нагрузки рассчитываются все промежуточные ианкерные опоры эстакад и все отдельно стоящие опоры. Пролетныестроения эстакад с пролетами менее 24 м на сейсмические нагрузкидопускается не рассчитывать.

5. РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХКОНСТРУКЦИЙ

5.1. Для расчета строительныхконструкций отдельно стоящих опор и эстакад рекомендуется следующаяпоследовательность

выбор расчетной схемы

предварительное назначениеразмеров конструкций

определение нагрузок отсобственного веса конструкций (ветровыхснеговыхтехнологических)

статические расчетыконструкцийтраверспролетных строенийопор

составление расчетныхкомбинаций усилий

подбор сечений конструкцийрасчет соединений сборных элементовпроверка жесткости и трещиностойкости

расчет оснований фундаментов.

5.2. Расчеты строительныхконструкций должны производиться в соответствии со СНиП 2.03.01-84 иСНиП II-23-81 с учетом требованийнастоящего раздела.

5.3. Расчет строительныхконструкций отдельно стоящих опор и эстакад следует производитькак расчет плоских конструкций. При необходимости проведенияуточненных расчетов и учета дополнительных факторов расчет отдельностоящих опор и эстакад следует производить как пространственныхсистем с учетом их совместной работы с трубопроводами.

5.4. При прокладкетрубопроводов на эстакаде горизонтальная нагрузканаправленная вдоль оси эстакадыот сил трения в подвижных частях трубопроводов воспринимаетсяпролетным строением и при наличии анкерных опор на промежуточныеопоры не передается. Расчет опор эстакад производят на действиеразности температур от климатических воздействийветровую нагрузкунагрузку от ответвлений трубопроводоввертикальную нагрузку от собственного веса конструкцийтрубопроводов и снега.

Примечания1. При длине железобетонных (комбинированных) конструкцийтемпературных блоков эстакад 48 м и менее и стальных менее 100 ма также всех типов эстакад с шарнирным опиранием колонн на фундаментвоздействие температур от климатических воздействий допускается неучитывать.

2. Для эстакад сжелезобетонными опорами без анкерных опор к усилиям на опоры отдействия разности температур от климатических воздействий должны бытьдобавлены усилия от горизонтальных технологических нагрузокприходящиеся на температурный блок.

5.5. Величина горизонтальногоперемещения верха опор эстакад определяется по формуле

 (8)

где *t*- расчетное изменение температуры конструкцийопределяемое по СНиП 2.01.07-85С- коэффициент температурного расширения материала конструкциипринимаемый равным=10·10-6°С-1 для железобетонных конструкций и =12·10-6°С-1 для стальных конструкций*у* - расстояние от неподвижной точки продольной рамыне смещающейся при температурных воздействияхдо рассматриваемой опоры эстакады (см. рис. 28).



Рис. 28. Расчетная схемаэстакады в продольном направлении

*1* - пролетноестроение*2* - вставка*3* - промежуточная опора*4* - анкерная промежуточная опора

5.6. Усилия в опорах эстакадрекомендуется определять с учетом неупругих деформаций конструкций(пластических деформацийналичия трещинползучести)а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния.

5.7. При расчете опор эстакадна действие вертикальной нагрузки допускается принимать жесткостьпролетного строения бесконечно большой.

5.8. Расчет анкерных опорэстакад производится на действие вертикальных нагрузок игоризонтальных технологических нагрузок как консольного стержнязащемленного в уровне верха фундамента.

5.9. Стальные ижелезобетонные конструкции траверс рассчитываются на действиеизгибающих моментов и поперечных сил от вертикальных и горизонтальныхнагрузок с проверкой сечений на действие крутящих моментоввозникающих вследствие тогочто горизонтальные нагрузки вдоль трассы приложены к верхней гранитраверсы.

5.10. Балки пролетногостроения следует рассчитывать на действие вертикальных игоризонтальных нагрузок по схеме однопролетной балки.

5.11. Пролетное строениеэстакад в виде ферм расчленяется на вертикальные фермы пролетногостроения и горизонтальные связевые фермы.

Работу каждой из этих системпод нагрузкой допускается принимать независимой.

5.12. Вертикальные фермыпролетного строения следует рассчитывать на действие вертикальных игоризонтальных нагрузок с учетом неравномерности их распределения попоперечному сечению эстакады. Определение усилий в стержняхпроизводится в предположении шарнирного сопряжения стержней в узлах.Траверсы следует располагать в местах узлов ферм.

5.13. Расчет связевых фермследует производить на действие ветровых нагрузокнагрузок от поперечных ответвлений и поворотов трубопроводов.

5.14. Определение усилий вплоских или пространственных опорах производят как в стержневыхсистемах по расчетным схемампоказанным на рис. 29 и 30. Подбор сечений колонн опоры производитсяна внецентренное сжатие.



Рис. 29. Расчетные схемыжелезобетонных опор

*а* - опора без связей*б* - опора со связями



Рис. 30. Расчетные схемыстальных многоярусных опор

*а* - промежуточнаяопора*б* - анкерная опора

5.15. Расчетную длину колонныпромежуточных опор при проверке устойчивости допускается принимать

в плоскостиперпендикулярной оси трубопроводовпо рис. 31*а*

в плоскости оси трубопроводовпри наличии анкерной опоры в температурном блоке по рис. 31*б*

в плоскости оси трубопроводапри отсутствии анкерной опоры в температурном блокеравной удвоенной высоте колонны от верха фундамента до низапролетного строения.

Расчетную длину анкерных опорследует принимать равной удвоенной высоте опоры.

Расчетную длину ветвимногоригельных опор (см. рис. 30) в плоскостиперпендикулярной оси трубопроводовследует принимать равной удвоенной высоте опоры от низа защемленияветви до верха опоры. В направлении оси трубопроводов расчетная длинаветви многоригельных опор принимается в зависимости от условийзакрепления ее концов (см. рис. 31*б*).





Рис. 31. Значениекоэффициентов для определения расчетных длин *l*0=*l*колонн опор

*а* - в плоскостиперпендикулярной оси трубопроводов*б* - в плоскости оси трубопроводов

5.16. При двухшарнирныхотдельно стоящих опорах прокладка одновременно несколькихтрубопроводов допускается при условиичто один из трубопроводов максимального диаметра шарнирно связываетсясо всеми траверсами промежуточных опор и анкерной опоройтемпературного блока. Расчетные схемы двухшарнирных опор принимаютсяпо рис. 32.





Рис. 32. Расчетные схемыдвухшарнирных опор

*а* - одноярусной*б* - двухъярусной*1* - трубопроводы с подвижным опиранием*2* - трубопроводы с неподвижным закреплением*3* - опора

При наклонах опор *l*/*h*003(где *l*- смещение верха опоры относительно ее низа*h* - высота опоры) необходимодополнительно учитывать горизонтальную составляющую вертикальнойнагрузкивозникающую вследствие наклона колонн опор.

5.17. Величины предельныхвертикальных и горизонтальных прогибов конструкций отдельно стоящихопор и эстакад устанавливаются технологическими требованиями и недолжны превышать 1/150пролета и 1/75 вылетаконсоли.

5.18. Предельные величиныдеформаций оснований опор устанавливаются технологическимитребованиями и не должны превышать следующих величинотносительная разность осадок - 0002крен фундамента - 0002максимальная абсолютная осадка - 15 см.

5.19. Определение размеровподошв отдельных фундаментов допускается производитьпринимая величину зоны отрываравную 033водной площади фундамента.

Наибольшее давление на грунтпод краем подошвы не должно превышать давление на грунт при действииизгибающего момента в одном направлении 12*R*а при действии изгибающих моментов в двух направлениях 15*R*(где *R* - расчетное сопротивлениегрунта). Для фундаментов с прямоугольной подошвой размеры подошвы сучетом отрыва допускается определять исходя из следующих условий: придействии момента в одной плоскости принимают *е*0,28*а*;при действии моментов в двух плоскостях расчет производят на действиемомента в каждом направлении, принимают *ех*0,23*а*и *еy*0,23*b*;наибольшее давление на грунт maxпод подошвой определяют по формуле

 (9)

где *a* - длинафундамента в направлении действия максимального момента;

*b* - ширина фундамента;

*e=M*/*N; ex=Mx*/*N;ey=My*/*N* - эксцентриситеты продольнойсилы;

*N* - нормативнаявертикальная продольная сила по подошве фундамента, включаясобственный вес фундамента и грунта на уступах;

*Mx* и *My*- изгибающие моменты в плоскостях *х* и *у* по подошвефундамента.

5.20. Расчет опор сприменением колонн, установленных на односвайные фундаменты изсвай-оболочек и буронабивных свай, свай-колонн на совместное действиевертикальных и горизонтальных нагрузок должен включать:

а) определение глубиныпогружения свай;

б) расчет свай подеформациям, который сводится к проверке соблюдения условия

 (10)

где *up* -расчетная величина горизонтального перемещения верха колонн;

*uu* -предельная величина горизонтального перемещения верха опоры,устанавливаемая заданием на проектирование и принимаемая не более1/75 расстояния от верха колонны до поверхностигрунта:

в) расчет устойчивости грунтаоснования, окружающего сваю;

г) проверку прочности итрещиностойкости свай и колонн.

При проверке прочностирасчетную длину свай-колонн следует определять, рассматривая сваю,как жестко защемленную в сечении, расположенном на расстоянии отповерхности грунта, определяемом в соответствии со СНиП 2.02.03-85«Свайные фундаменты». Расчетную длину колонн,замоноличенных в буронабивные сваи и сваи-оболочки, допускаетсяпринимать, рассматривая колонну, как жестко защемленную в уровнеповерхности грунта.

5.21. Глубину погружениясвай-колонн, свай-оболочек и буронабивных свай в грунт следуетопределять из условия обеспечения сопротивления на вертикальнуюсжимающую или растягивающую нагрузки с учетом глубины промерзания, ноне менее 4,5 м для свай-колонн и менее 3,5 для буронабивных свай исвай-оболочек. Расчет несущей способности свай всех видов навертикальную нагрузку производится в соответствии с требованиями СНиП2.02.03-85.

5.22. Расчет свай-колонн иколонн, замоноличенных в сваю по деформациям основания, включающий всебя определение перемещения сваи на уровне поверхности грунта иперемещения верха колонны от совместного действия вертикальных игоризонтальных нагрузок, а также расчеты по устойчивости грунтаоснования, окружающего сваю, и определение величин изгибающихмоментов, поперечных и продольных сил, действующих в различныхсечениях сваи, допускается производить, рассматривая грунт какупругую линейно деформируемую среду (прил. 2).

Примечание. Расчетустойчивости грунта основания, окружающего сваю, не требуется длясвай размером поперечного сечения *d*0,6м, погруженных в грунт на глубину более 10*d*, за исключениемслучаев погружения свай в ил или глинистые грунты текучепластичной итекучей консистенции (здесь *d* - наружный диаметр круглого илисторона квадратного или большая сторона прямоугольного сечения сваи).

5.23. Расчет прочности итрещиностойкости железобетонных свай-колонн производится на косоевнецентренное сжатие или растяжение. При этом предельная ширинараскрытия трещин принимается для надземной части сваи-колонны - 0,3мм, для подземной части - 0,2 мм.

5.24. Статический расчетрамно-свайных опор допускается производить раздельно в двухплоскостях: в плоскости оси трассы и плоскости, перпендикулярной этойоси. При этом определение усилий допускается производить на основанииупругой работы конструкции по недеформированной схеме.

5.25. Расчет опор скрестовыми связями производится в соответствии с расчетной схемойрис. 33 в следующей последовательности:

а) определяются изгибающиемоменты *МВ* и *МС* в сеченияхсопряжения связей с колонной по формулам:

 (11)

 (12)

 (13)

где **1и **2- коэффициенты, принимаемые по табл. 6 в зависимости от*k*1=*h*1/(*h*1+*h*2);

б) определяется изгибающиймомент *М*0 в уровне поверхности грунта

 (14)

в) определяютсягоризонтальные перемещения *u*0 и угол поворота **0сваи-колонны как одиночной сваи без связей в уровне поверхностигрунта от действия горизонтальной нагрузки *Н*/2 и изгибающегомомента *М*0, приложенных в уровне поверхности грунта(см. рис. 33, *в*) по прил. 2;

г) определяетсягоризонтальное перемещение верха опоры

 (15)

 (16)

где **- коэффициент, принимаемый в зависимости от значений *k*2=*h*2/(*h*2+ *h*3);

*Eb* -начальный модуль упругости бетона, кН/м2;

*I* - момент инерциисечения сваи-колонны, м;

д) определяется расчетныйизгибающий момент *Мz* и поперечная сила *Q*z,действующие на глубине z в сечениях сваи (прил. 2);

е) определяется усилие враскосах *Sp*:

 (17)

где - угол наклона раскоса к горизонтали.



Рис. 33. Расчетные схемаопоры с применением свай-колонн

*а* - схема опоры*б* - расчетная схема опоры*в* - расчетная схема сваи при расчете на горизонтальнуюнагрузку

Таблица 6

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *k*1 | 1 | 2 |
| 0 | 1 | 1,5 |
| 0,1 | 1,01 | 1,53 |
| 0,2 | 1,05 | 1,61 |
| 0,3 | 1,12 | 1,74 |
| 0,4 | 1,22 | 1,94 |
| 0,5 | 1,38 | 2,25 |
| 0,6 | 1,68 | 2,78 |
| 0,7 | 2,02 | 3,54 |
| 0,8 | 2,85 | 5,19 |
| 0,9 | 5,34 | 10,18 |

Таблица 7

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *k*2 | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| ** | 2,47 | 2,83 | 3,4 | 4,1 | 5 | 6,26 | 7,99 | 10,39 | 13,58 | 17,24 | 10,19 |

5.26. Расчет опор сприменением свайного ростверка производится сначала для верхней частиопоры выше ростверка как рамы с закрепленными в уровне верхнейповерхности ростверка стойками, затем для нижней части опоры каксвайного ростверка.

Ростверк следует считатьжестким, когда отношение наибольшей стороны плиты ростверка *a*к ее толщине *t*, *a*/*t*4.При этом расчет жесткого ростверка сводится к определению величинперемещения и угла его поворота, что позволяет определять усилия,действующие в головах свай, как расчет одиночных свай.

Все нагрузки, действующие наростверк в рассматриваемой плоскости, следует привести к трем силовымфакторам, приложенным к центру тяжести подошвы ростверка (точка О нарис. 34): горизонтальной силе *Fh*, вертикальной силе*F*и моменту *Мх*.



Рис. 34. Расчетные схемасвайного ростверка

5.27. Расчет рамно-свайныхопор с применением жесткого ростверка производят в следующейпоследовательности:

а) определяют по прил. 2коэффициенты деформации *а*иперемещения*НН*,*НМ*=*МН*и *ММ*для одиночной сваи;

б) вычисляются характеристикижесткости

 (18)

где *А* - площадьпоперечного сечения сваи, м2;

*Eb* -начальный модуль упругости бетона, кН/м2;

величина *lN*принимается для забивных свай 

для буронабивных свай исвай-оболочек 

где *l*0 и *l*,м, - длины свай (см. рис. 34);

*Fd* -несущая способность сваи по грунту на действие вертикальной нагрузки,кН;

*А*0 -площадь поперечного сечения подошвы сваи, м2;

*С*0 -коэффициент постели под подошвой сваи, кН/м3, принимаетсяравным:

ноне менее

где *K* - коэффициентпропорциональности для свай, кН/м4, определяемый по прил.2; *d*0 - диаметр поперечного сечения подошвы сваи,м;

 (19)

где







в) вычисляются горизонтальноеперемещение ростверка *а*, м, вертикальное перемещение центратяжести ростверка **,м, и угол поворота ростверка *i*, рад, при симметричнойрасчетной схеме по формулам:



 (20)

где







*n* - количество свай вростверке;

*ni* -количество свай в ряду, который на плоскую расчетную схему ростверкапроектируется как одна *i*-я свая;

*yi* -координата свай *i*-го ряда, м;

*nr* -количество рядов свай в направлении действия *Fh* и*Мх*.

Определяются усилия,приложенные к головам свай:



 (21)



где *Ni, H, M*- соответственно продольная сила, кН, поперечная сила (кН) иизгибающий момент кН·м, действующие в *i*-той свае вместе заделки голов сваи в плите ростверка.

По найденным по прил. 2 *Ni,H, M* вычисляется: давление на грунт по контакту с боковойповерхностью сваи, изгибающий момент, продольная и поперечная силыдля любого сечения сваи

г) определяетсягоризонтальное перемещение *uh* верха рамно-свайнойопоры по формуле

 (22)

где *uf* -горизонтальное перемещение верхней части опоры, находящейся вышеростверка и определяемое так же, как для рамы с защемленными вростверк стойками;

*lf* -расстояние от верха опоры до верха ростверка.

*ПРИЛОЖЕНИЕ 1*

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОТДЕЛЬНОСТОЯЩИХ ОПОР И ЭСТАКАД

Пример 1. Рассчитать отдельностоящую промежуточную железобетонную опору (рис. 1, опора № 1)на технологические трубопроводы. Характеристика трубопроводовприведена в табл. 1. Подвижные опорные части трубопроводов -стальныескользящего типа. Вес снегового покрова *р*0=1000 Па.Нормативная ветровая нагрузка *qn*=230 Па.

Коэффициент надежности поназначение *n*=1\*.



Рис. 1. К примеру расчетаотдельно стоящих опор

*а* - схематрубопроводной трассы*б* - раскладка трубопроводов на опоре*1* - опора с подвижным опиранием трубопроводов*2* - опора с неподвижным опиранием трубопроводов

Таблица 1

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № | Наименование | Наружный | Привязка трубы | Нормативная нагрузка от собственного веса кН/м |
| трубопровода | трубопроводатемпературапродукта С | диаметр труб мм | к оси трассымм | трубопровода с изоляцией | продукта | воды при гидравлическом испытании |
| 1 | Продуктопровод - 70 | 159 | 2160 | 0,4 | 0,08 | 0,18 |
| 2 | Продуктопровод - 18 | 529 | 1570 | 2,2 | 0,05 | 2,08 |
| 3 | Продуктопровод - 37 | 529 | 700 | 2,2 | 0,05 | 2,08 |
| 4 | Продуктопровод - 50 | 529 | -170 | 2,2 | 0,05 | 2,08 |
| 5 | Подающий трубопровод водяной тепловой сети - 150 | 273 | -820 | 1 | 0,55 | 0,55 |
| 6 | Обратный трубопровод водяной тепловой сети - 70 | 273 | -1390 | 1 | 0,55 | 0,55 |
| 7 | Продуктопровод - 63 | 219 | -1930 | 0,8 | 0,32 | 0,35 |

РЕШЕНИЕ

НАГРУЗКИ

Нормативная снеговая нагрузкана трубопроводы учитывается только для трубопроводов с температуройниже +30С(трубопроводы № 234) *рn*=*р*0*с*=1000·02=200Пагде *с*=02принимается для трубопроводов при диаметре трубопровода *d*600мм.

Расчетная снеговая нагрузкана 1 м длины траверсы *рс*=*рсn*·**1·*L*=1·02·14·12=34кН/мгде *L* - шаг опор.

Высота ветровой полосыучитываемая в расчетепринимается равной диаметру наибольшего трубопровода *d*=053м. Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка от трубопроводов наодну колонну опоры *рн*==*qn*1*dL*·05=023·14·053·12·05=1кНгде **1=14- коэффициентнадежности по нагрузке05- коэффициент распределения нагрузки между колоннами опоры.

Вертикальная расчетнаянагрузка от собственного веса трубопроводов с продуктом на опорнуючасть трубопровода*Р*1=(04+ 008)11·12=6кН*Р*2=*Р*3=*Р*4=(22+ 005)11·12=30кН*Р*5=*Р*6=(1 + 055)11·12=20кН*Р*7=(08+032)11·12=15кНгде 11- коэффициент надежности по нагрузке.

Вертикальная расчетнаянагрузка на опорную часть трубопроводов при гидравлическом испытании*Р*1=(04·11+ 018)12=74кН*Р*2=*Р*3=*Р*4==(22·11+ 208)·12=54кН*Р*7=(08·11+ 035)·12=148кН.

Горизонтальная расчетнаянагрузка на опорную часть от сил трения трубопроводов прикоэффициенте трения в скользящих опорных частях «сталь постали»равном 03*Р*х1=6·03=2кН*Р*х2=*Р*х3=*Р*х4=30·03=9кН*Р*х5=*Р*х6=21·03=6кН*Р*х7=15·03=5кН.

Принимаем траверсу типовойконструкции сечением 250500ммдлиной 42и весом 13 кН.

Расчетная нагрузка отсобственного веса траверсы *g*=13·11/42=34кН/м.

Расчет траверсы

Расчетная схема и схемаприложения расчетных вертикальных нагрузок показаны на рис. 2, *а*.



Рис. 2. К расчету траверсы навертикальные нагрузки

*а, б, в* - схемывертикальной нагрузки*г* - эпюра изгибающих моментов

Схему загружения однимтрубопроводом во время гидравлических испытаний не учитываем, так какв данном случае это приводит к меньшим усилиям в конструкции.

Определяем изгибающие моментыот вертикальной нагрузки для двух схем загружения: пролета иконсолей. Загружение пролета траверсы (рис. 2, *б*). Опорныереакции: *RA*=(21·2,02 + 30·1,37 +30·0,5 + 3,4·3,3·1,65-3,4·0,9·0,45+ 3,4·1,64·0,82)/2,4=50 кН; *RB*=(21·0,38+30·1,03 + 30·1,9 + 3,4·1,64·1,58 +3,4·3,3·1,65-3,4·0,9·0,45)/2,4=51 кН.

Изгибающий момент в местеопирания трубопровода № 4 (схема на рис. 2, *б*)М=50·1,03-21·0,65-3,4·1,932/-3,4·0,272/2=31,5кН·м

Изгибающий момент в местеопоры от вертикальной нагрузки на правой консоли (рис. 2, *в*) *M*=-3,4·0,642/2-3,4·0,92/2-6·0,8-30·0,37=18кН·м.

Опорные реакции призагружении по схеме рис. 2, *а*: -*RA*·2,4+ 15·3,13 + 21·2,59 + 21·2,02 + 30·1,37 +30·0,5-30·0,37-6·0,8 + 3·4·3,3·1,65-3,4·0,9·0,45+ 3,4·1,64·0,82-3,4·0,64·0,32=0; *RA*=85кН; -*RB*·2,4 + 21·0,38 +30·1,03+ 30·1,9 +30·2,77 + 6·3,2 + 3,4·2,28·2,06+ 3,4·3,3·1,65-3,4·0,9·0,45-15·0,73-21·0,19=0;*RB*=90 кН.

Максимальная поперечная сила*Q*=90-3,4·0,9-3,4·0,64-6-30= 49 кН.

Определяем усилия отрасчетных горизонтальных технологических нагрузок при различныхсхемах загружения.



Рис. 3. К расчету траверсы нагоризонтальные нагрузки

Для схемы загружения по рис.3, *а*.

Опорная реакция *RA*=(9·0,5+ 9·1,37)/2,4=7 кН.

Максимальный пролетныйизгибающий момент *Mx*=7·1,03=7,2 кН·м.

Максимальная поперечная сила*Qx=RA*=7 кН.

Для схемы загружения по рис.3, *б*.

Максимальный изгибающиймомент на опоре *Mx*=0,37 + 2·0,8=4,9 кН·м.

Опорная реакция *RB*=(9·2,77+ 2·3,2)/2,4=13 кН.

Максимальная поперечная сила*Qx=*9 + 2=11 кН.

Для схемы загружения по рис.3, *в* -*RA*·2,4 + 0,5·5·3,13+ 0,5·6·2,59 + 0,5·6·2,02 + 0,5·9·1,37+ 0,5·9·0,5-0,5·9·0,37-0,5·2·0,8=0;*RA*=11,5 кН.

Максимальный изгибающиймомент в пролете *Mx*=11,5·1,03-0,5·5·1,76-0,5·6·1,22-0,5·6·0,65=1,8кН·м.

Максимальная поперечная сила*Qx=*11,5-1-4,5=6 кН.

Максимальный крутящий момент(схема загружения, рис. 3, *б*) при высоте сечения траверсы 500мм *T*=0,5(2 + 9)/2=2,8 кН·м.

На действие максимальныхизгибающих моментов *M*=31,5 кН·м и *Mx*==7,2 кН·м производится расчет продольной арматуры 4 диаметром12 АIII на косой изгиб.

На совместное действиемаксимальных поперечных сил на опоре *Q*=49 кН и *Q*=51 кНпроизводится расчет траверсы по наклонному сечению с проверкой надействие крутящего момента *T*=2,8 кН·м и поперечной силы*Q*=49 кН. На действие изгибающего момента от вертикальныхнагрузок *М*=31,5/1,1=28,6 кН·м (коэффициент надежностипо нагрузке *f*=1,1)производится расчет траверсы по деформациям и раскрытию трещин.Армирование траверсы показано на рис. 4, *а*.



Рис. 4. К расчету траверсы

*а* - армированиетраверсы*б* - крепление траверсы к колонне

Расчет крепления траверсы кколонне

Двусторонний сварной угловойшов крепления траверсы к колонне опоры рассчитывается на совместноедействие изгибающего момента *М*= 13·0,5=6,5 кН·ми горизонтальных сил *Ру*=1 кН и *N*=*RB*=13кН (рис. 4, *б*) на срез по металлу шва и металлу границысплавления.

Расчет колонны опоры

Расчетная схема колонныпоказана на рис. 5, *а*. Колонна сечением 400400 мм выполнена из бетона класса В15. Начальный модуль упругостибетона *Eb*=25500 МПа. Момент инерции сеченияотносительно оси *у I*= (40·403)/12=213300см4. Высота колонны *l*=550 см. Жесткость опоры наизгиб в направлении оси *х* (горизонтальная сила, приложенная кверху колонны и вызывающая его смещение на 1 см).В=2·3*EbI*/*l3*=2·3·2550·213300/5503=20<600кН/см, т.е. расчет горизонтальной силы от технологической нагрузкитрубопроводов следует производить с учетом коэффициентовнеодновременности **по табл. 4. По табл. 4 при шести трубопроводах (трубопроводы тепловойсети № 5, 6 учитываются как один трубопровод) коэффициент**=0,2.

 

Рис. 5. К расчету колонныопоры

Расчетная горизонтальнаядлительно действующая нагрузка, передающаяся с траверсы на наиболеенагруженную колонну, *Рх*=***Рxi*=0,2(2+ 9 + 9 + 9 + 6 +5)=9,2 кН.

Расчетная кратковременнодействующая (ветровая) горизонтальная нагрузка *Ру*=1кН. Расчетная вертикальная длительно действующая нагрузка (приподсчете снеговая нагрузка *Р* ввиду малости учтена какдлительно действующая)

*P=RB*=90 кН.

Максимальный изгибающиймомент от длительно действующей расчетной нагрузки по оси *х* вместе заделки колонны в фундамент *Мх*=9,2·5,5==51 кН·м.

Максимальный изгибающиймомент от кратковременной нагрузки в месте заделки колонны *Му*=1(5,5+ 0,5)=6 кН·м.

Расчетная продольная сила сучетом собственного веса колонны в месте ее заделки *N*=90 +1,1·0,4·0,4·5,5·25=114кН.

Расчетные поперечные силы*Qx*=*Px*=9,2кН;*Qy*=*Py*=1кН

Расчетные длины колонныотносительно осей *х* и *у* *l*0*у*=*l*0*х*=2*l*=2·5,5=11 м.

Армирование колонны показанона рис. 5, *б*. По действующим усилиям *Му*=5кН·м, М*х* =51 кН·м и *N*=114 кНна косое внецентренное сжатие производится проверка несущейспособности колонны.

Расчет фундамента

Расчетные нагрузки на уровнеподколонника фундамента (рис. 6) *Мх*= 51 кН·м;*Qx*=9,2 кН; *Му*=6 кН·м; *Qy*=1кН; *N*=114 кН.



Рис. 6. К расчету фундамента

Расчетные нагрузки в уровнениза подошвы фундамента: *Мх*=51 +9,2·2 =69,4кН·м; *Му*=6 + 1·2=8 кН·м; *N*=114+ 60=174 кН, где 60 кН - вес фундамента с грунтом на его обрезах.

Расчет основания подфундаментом производится при коэффициенте надежности по нагрузке *f*=1и коэффициенте надежности по назначению *n*=1.Нагрузки в уровне низа подошвы фундамента *Mxn*=69,4/1,1·1=63кН·м; *Myn*=8/1,1·1=7 кН·м;*Nn*=174/1,1·1=158 кН.

Принимаем размеры подошвыфундамента *b**a*=1,52,1м. Площадь подошвы *F*=1,5·2,1=3,15 м2.

Расчетное сопротивлениегрунта основания *R*=0,2 МПа.

Моменты сопротивления длякрайнего волокна относительно осей *х* и *у*;*Wy*=1,5·2,12/6=1,1 м3;*Wх*=2,1·1,52/6=0,8 м3.

Напряжения по подошвефундамента *n*=158/3,15=50кН/м2<*R*=200 кН/м2; *n*max=158/3,15+ 63/1,1 + 7/0,8=116 кН/м2<1,5*R*=1,5·200=300кН/м2; *n*min=158/3,15-63/1,1-7/0,8=-16кН/м2<0, т.е. расчет напряжений по подошве фундаментаследует производить с учетом отрыва подошвы.

Эксцентриситеты*ех*=*Mxn*/*Nn*=63/158=0,4<0,23*a*=0,23·2,1=0,48м; *еy*=*Myn*//*Nn*=7/158=0,04<0,23*b*=0,23·1,5=0,34м.

Наибольшее давление на грунтпод подошвой *n*=4*Nn*/3*b*(*a*-2*e*max)=4·158/3·1,5(2,1-2·0,4)=108<1,2*R*=1,2·200=240кН/м2т.е. размеры подошвы фундамента являются достаточными.

Наибольшее давление на грунтпод подошвой от расчетных нагрузок **=*n*·1,15=108·1,15=124кН/м2**1=**-*a*1/0,8*a*=124-124·0,6/1,68=80кН/м2.

Изгибающие моменты на всюширину подошвы фундамента для сечений *1* и *2* отрасчетной нагрузки *М*1=(*+*1)*а*21*b*/4=(124+80)0,62·1,5/4=27кН·м*М*2=**·08*ab*21/4=124·0,8·1,68·0,32/4=4кН·м.

Изгибающие моменты ипродольные силы от расчетной нагрузки для сечений *3* и *4M*3x=51+ 9,2·1,7=67кН·м*M*3y=6+ 1·1,7=8 кН·м*N*3=114 + 1,7·0,9·0,9·24·1,1=150кН*М*4х=51 + 9,2·1,05=61кН·м*М*4у=6+ 1·1,05=7кН·м*N*4=114 +1,05·0,9·0,9·24·1,1=136кН.

На действие изгибающих *М*1=27кН·м и *М*2=4 кН·м производится расчетпродольной арматуры в сечениях *1* и *2* фундамента. Надействие максимальная момента в уровне подошвы фундамента *Мх*=694кН·м и продольной силы *N*3=150кН производится проверка нижней ступени фундамента напродавливание подколонником.

На действие *M*3x=67 кН·м*M*3y=8кН·м*N*3=150 кН·м*М*4х=61 кН·м*М*4у=7кН·м*N*4=136кН производится расчет сечений *3* и *4*подколонников на косое внецентренное сжатие. Расчет поперечнойарматуры стакана производится по наклонному сечению на действиеусилий *Мх*=51 кН·м*Qx*=92кН·м*N*=114кН.

Пример 2. Определитьрасчетные нагрузки на конструкции анкерной промежуточной отдельностоящей железобетонной опоры (рис. 1опора № 2) под технологические трубопроводы. Характеристикатрубопроводов приведена в табл. 1 и 2. Опорные части трубопроводов -неподвижные. Остальные исходные данные указаны в примере 1.

Таблица 2

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № трубопровода | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Нормативная горизонтальная нагрузка от упругих реакций компенсаторов и внутреннего давления\* кН | 0,5 | 4,5 | 6 | 7,1 | 4 | 3,5 | 1 |

\* При П-образныхкомпенсаторах нагрузка от внутреннего давления будет равна нулю.

РЕШЕНИЕ

Так как шаг опор принятпостоянным из расчета промежуточной опоры (см. пример 1)расчетная снеговая нагрузка *рс*=34кН/м. Расчетная сосредоточенная ветроваянагрузка от трубопроводов на одну колонну *Ру*=1 кН.Вертикальная расчетная нагрузка от собственного веса трубопроводов спродуктом*Р*1=6 кН*Р*2=*Р*3=*Р*4=30 кН*Р*5=*Р*6=21 кН*Р*7=15 кН.

Горизонтальная расчетнаянагрузка от сил трения трубопроводоврасположенных на одной промежуточной опоре*Рх*1=2 кН*Рх*2=*Рх*3=*Рх*4=9 кН*Рх*5=*Рх*6=6кН*Рх*7=5 кН. Расчетная нагрузка отсобственного веса траверсы *g*=34кН/м.

Расчетная схема траверсы исхемы загружения для вычисления усилий от вертикальных нагрузокпоказаны на рис. 2.

Максимальная опорная реакция*RA*=90кН.

Расчетные горизонтальныенагрузки от упругих реакций компенсаторов и внутреннего давления втрубопроводах (см. табл. 9) при коэффициенте надежности по нагрузке**1=11*Pkt*1=11·05=06кН*Pkt*2=11·45=49кН*Pkt*3=11·6=66кН*Pkt*4=11·71=78кН*Pkt*5=11·4=44кН*Pkt*6=11·35=38кН*Pkt*7=11·1=11кН.

Для промежуточной анкернойопорыустановленной в середине температурного блокаимеет место равенство противоположно направленных нагрузокследовательногоризонтальные технологические нагрузки должны быть умножены накоэффициент 02.

Схемы загружения траверсы длявычисления усилий от расчетных горизонтальных технологическихнагрузок показаны на рис. 7.



Рис. 7. К расчету траверсыанкерной опоры

Расчетные горизонтальныенагрузки от упругих реакций компенсаторов и внутреннего давления втрубопроводах на траверсу опоры*Pk*1=06·02=01кН*Pk*2=49·02=1кН*Pk*3=66·02=13кН*Pk*4=78·02=1,6кН*Pk*5=44·02=0,9кН*Pk*6=38·02=0,8кН*Pk*7=11·02=0,2кН.

Расчетная горизонтальнаянагрузка от сил трения трубопроводоврасположенных по одну сторону от анкерной опоры

для схемы рис. 7*а* *Рх*3=*Рх*4=0,2·0,3·42·1,1(2,2+0,05)=6,2кН

для схемы рис. 7*б* *Рх*2=0,2·0,3·42·1,1(2,2+0,05)=6,2кН*Рх1=*0,2·0,3·42·1,1(0,4+0,08)=1,3кН;

для схемы рис. 7*в* *Рх*1=0,2·0,3·42·1,1·05(0,4+0,08)=0,7кН*Рх*2=*Рх*3==*Рх*4=0,2·0,3·42·1,1·05(2,2+ 0,05)=3,1кН*Рх*5=*Рх*6=0,2·0,3·42·1,1·05(1+0,55)= =2,1кН*Рх*7=0,2·0,3·42·1,1·05(0,8+ 0,32)=1,6кН.

Максимальная опорная реакцияот расчетных горизонтальных технологических нагрузок (схема рис. 7*б*)-*RB*·2,4+0,1·3,2+1·2,77+1,3·1,9+1,6·1,03+0,9·0,38-0,8·0,19-0,2·0,73+1,3·3,2+622,77=0

*RB*=119кН. От действияуказанных выше нагрузок производится определение моментов ипоперечных сил в траверсе. Так как опорная реакция от горизонтальнойтехнологической нагрузки менее указанной выше реакциивычисленной для промежуточной опоры (см. пример 1) 119<13кНто расчет наиболее нагруженной колонны и фундамента производится надействие горизонтальной технологической нагрузки *Рх*=13кН. Расчетная схема и схема нагрузок колонн показана на рис. 8.



Рис. 8 Расчетная схемаколонны анкерной опоры

Пример 3. Рассчитать стальноепролетное строение двухъярусной эстакады комбинированной конструкциипредставленной на рис. 9. Шаг траверс 6 мшаг железобетонных опор 18 м. Размер температурного блока *L*=18·6 +6 +6=120 м. Высота от планировочной отметки до нижнегояруса 66м. Нормативная вертикальная нагрузка на эстакаду при отсутствииуточненной раскладки трубопроводов *qn*=20 кН/м.Нормативная ветровая нагрузка *qnu*=660 Па. Коэффициент надежности по назначению *n*=095.



Рис. 9 Схема эстакады

*1* - надколонники*2* - траверсы*3* - консоль фермы*4* - вертикальные фермы*5* - промежуточная железобетонная опора*6* - ось температурного блока*7* - связевая ферма*8* - планировочная отметка земли

РЕШЕНИЕ

Расчет рядовой траверсы

Распределение нормативнойвертикальной нагрузки от трубопроводов по ярусам эстакады

для верхнего яруса -06*qn*=0,6·20=12кН/м

для нижнего яруса -04*qn*=0,4·20=8кН/м.

Расчетное значениеинтенсивности вертикальной нагрузки на единицу длины траверсы пришаге траверс *а*=6 м и длине траверсы *b*=6м. *Р*=11*qna*/*b*=1,1·12·6/6=13,2 кН/мгде 11- коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетное значениеинтенсивности вертикальной нагрузки на нижний ярус траверсы*Р*=11·8·6/6=88кН/м.

Расчетные схемы и схемынагрузок для траверсы верхнего яруса показаны на рис. 10.



Рис. 10 К расчету рядовойтраверсы эстакады на вертикальные нагрузки

*а* - консолей*б* - пролета

Определяем расчетные усилия втраверсе верхнего яруса.

Максимальные моменты ипоперечные силы на опоре (рис. 10*а*) и в пролете (рис. 10*б*) траверсы от вертикальной нагрузки*М*0=15,8·1,22/2=114кН·м*Q*0=15,8·1,2=19кН*Мр*=132·3,62/8=21,4кН·м*Qр*=13,2·3,62/2=23,8кН.

Максимальные моменты ипоперечные силы на опоре (рис. 11*а*) и в пролете (рис. 11*б*) траверсы от горизонтальной нагрузки*Мх*0=4·1,22/2=2,9кН·м*Qx*0=4·1,2=4,8 кН*Мхр*=2·3,62/8=3,2кН·м*Qxр*=2·3,6/2=3,6кН.



Рис. 11 К расчету рядовойтраверсы на горизонтальные нагрузки

*а* - консолей*б* - пролета

Принимаем сечение траверсы изгнутого замкнутого профиля Гн ÿ1404по ТУ 36-228780из стали марки 14 Г2-6.

Максимальные крутящие моментына опоре и в пролете от горизонтальной нагрузки при высоте траверсы140 мм*Т*0=4·12·014/2=03кН*Тр*= =2·36·014/4=03кН·м.

Расчет сечения траверсы напрочность производитсякак изгибаемого элемента в двух главных плоскостях на действиемоментов*М*=214кН·м и *Мх*=32кН·м.

На действие максимальнойпоперечной силы *Q*=238кН и крутящего момента *Т*=03кН·м производится проверка сечения на сдвиг от суммарныхкасательных напряжений. От действия нормативной вертикальной нагрузки*Pn*=*P*/1,1=13,2/1,1=12кН/м в пролете и *Pn*=15,8/1,1=144кН/м на опоре производится проверкапрогибов траверсы.

Аналогично рассчитываютсятраверсы с неподвижным опиранием трубопроводов и траверсы нижнегояруса.

Расчет связевой фермы

Связевые фермызапроектированы по верхнему и нижнему ярусам эстакады (рис. 12).Пояса связевой фермы являются поясами двух вертикальных фермпролетного строения. Элементы решетки связевой фермы *С*3 служатдля уменьшения расчетных длин поясов вертикальных ферм и их работа неучитывается. Элементы *С*4 являются траверсами пролетногостроенияэлементы *С*1*С*2 и *С*3 выполнены из одиночных уголковых профилей сталимарки ВСт.3кп.2. Расчет связевой фермы выполнен как разрезной фермы.Работа сжатых раскосов фермы (на рис. 12*а* показаны пунктиром) не учитывается.



Рис. 12 К расчету связевойфермы

*а* - расчетная схемафермы*б* - схема ветровой нагрузки*в* - поперечное сечение раскоса*1* - траверса

Расчетная ветровая нагрузкана эстакаду для верхнего и нижнего ярусов при коэффициенте надежностипо нагрузке 14высоте ветровой полосы *а*=07м*b*=1 м*h*=314м и нормативной ветровой нагрузке *qnw*=600 Па будет *qh*=066·14(1+314/2)=24кН/м*qu*=066·14(07+314/2)=21кН/м.

Сосредоточенная ветроваянагрузкапередающаяся на траверсы верхнего и нижнего ярусов*Wh*=2·4·6=144кН*Wu*=2,1·6=12,6кН.

Опорные реакции ферм *Rh*=14,4+14,4/2=21,6 кН*Ru*=126+12,6/2=18,9кН.

Усилия в стержнях связевыхферм от ветровой нагрузки для верхнего и нижнего ярусов приведены втабл. 3.

Таблица 3

|  |
| --- |
| Усилия в стержнях связевых ферм кН |
| верхнего яруса | нижнего яруса |
| *О*1 | *О*2 | *О*1 | *О*2 | *С*1 | *С*2 | *С*4 | *U*1 | *U*2 | *U*1 | *U*2 | *С*1 | *С*2 | *С*4 |
| +23 | 23 | 0 | 23 | 27 | 0 | -14 | 20 | 20 | 0 | 20 | 24 | 0 | -12 |

По расчетным продольнымсиламприведенным в табл. 3производится расчет стержней *С*1 и *С*2на прочность и устойчивость.

Расчетные длины стержней м.

Подбор сечений стержней *С*3производится по предельной гибкости **=200.

Расчетная длина стержня *С*3*lx*=*ly*=3,6 м.

Расчет вертикальной фермыпромежуточного пролета

Расчет фермы производится длянаиболее нагруженного пролетарасположенного в середине температурного блока.

Расчетная схема фермыпоказана на рис. 13.





Рис. 13 К расчетувертикальной фермы

*а* - расчетная схемыфермы*б* - сечение элементов

Расчетные вертикальныенагрузки на одну ферму для верхнего и нижнего поясов*Р*1=0,6·*q*=0,6·0,6·20·1,1+0,6·1,3·1,05=8,8кН/м*Р*2=0,4·*q*=0,4·0,6·20·1,1+0,4·1,3·1,05=5,8кН/мгде **=06- коэффициент распределения вертикальной нагрузки по поперечномусечениютрассы13кН/м - нагрузка от собственного веса фермысвязейтраверсы105- коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетные узловые нагрузки*Р*1=*р*1*а*=88·6=53кН*Р*2=*р*2*а*=58·6=35кН.

За счет неразрезностипролетного строения ферм на опоре промежуточного пролета отвертикальной нагрузки возникает момент *М*0=2(*Р*1+*Р*2)*L*/9=2(53+35)18/9=352кН·м.

Разлагая момент *М*0на пару силимеем *Р*3=*М*0/Н=352/3=117кН.

От сил трения трубопроводовверхних и нижних ярусов в поясах наиболее нагруженной фермы возникаютусилия*Р*4=*qLi*·0,6=0,09·20·1,1·57·0,6=68кН*Р*5=*qLi*·0,4=0,09·20·1,1·57·0,4=45кНгде *Li*=120/2-3=57 м- расстояние от середины температурного блока до ближайшего концаэстакады*q*=20·11- расчетная нагрузка на 1 м длины трассы**- коэффициент распределения горизонтальной нагрузки между фермами06и 04- коэффициенты распределения вертикальной нагрузки между ярусамиэстакады.

При отсутствии втемпературном блоке эстакады анкерной опоры на пояса ферм будетпередаваться расчетная горизонтальная технологическая нагрузкаприходящая на блок эстакады

*Pxb*=1,1·2·*qn*=1,1·2·20=44 кН

на верхний пояс*P4'*=0,6·0,5·**·*Pxb*=0,6·0,5·06·44=8 кН

на нижний пояс *P5"*=0,4·0,5·**·*Pxb*=0,4·0,5·06·44=6 кН

где 06и 08- коэффициенты распределения нагрузки по ярусам

05- коэффициент распределения нагрузки на ферму

**- коэффициент распределения нагрузки по поперечному сечению.

Результаты определения усилийв стержнях фермы приведены в табл. 4.

Таблица 4

|  |  |
| --- | --- |
| Усилие | Элементы |
| кН | *О*1 | *О*2 | *О*3 | *U*1 | *U*2 | *U*3 | *D*1 | *D*2 | *D*3 | *V*1 | *V*2 | *V*3 |
| От вертикальной нагрузки*Р*1 и *Р*2 | -176 | -176 | -88 | -176 | 88 | 0 | 124 | 124 | 0 | -88 | -53 | 0 |
| *Р*3 | +117 | +117 | +117 | -117 | -117 | -117 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| От ветровой нагрузки | 23 | 23 | 23 | 20 | 20 | 20 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| От трения трубопроводов | 64 | 64 | 64 | 45 | 45 | 45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| От технологической нагрузки | 8 | 8 | 8 | 6 | 6 | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Расчетная комбинация усилий | -154 | -154 | -66, 124 | 130 | -100 | -188 | 124 | 124 | 0 | -88 | -53 | 0 |

По расчетным продольнымсиламприведенным в табл. 4производится расчет стержней фермы на прочность и устойчивость.

Расчетные длины стержней

верхнего и нижнего поясов *lx*=*ly*=*l*=300 см

опорного раскоса *D*1см.

Раскосы в плоскости фермы *ly*=09*l*=0,9·424=382см и изплоскости фермы *lx*=*l*=424 см

Стойки решетки в плоскостифермы *ly*=09*l*=0,9·300=270см и из плоскости фермы *ly*=*l*=300 см.

Расчет надколонника

Надколонники выполняются ввиде рамы с жесткими сопряжениями траверс со стойками. Стойки рамшарнирно опираются на железобетонные колонны.



Рис. 14 Расчетная схемаподколонника

Расчетная схема рамыприведена на рис. 14. Определяем расчетные нагрузки. Равномернораспределенная нагрузка на траверсу верхнего яруса

для консолей12*р*=12·132=158кН/м

для пролета *р*=132кН/м.

Равномерно распределеннаянагрузка на траверсу нижнего яруса

для консолей12*рn*=12·88=107кН/м

для пролета *рn*=88кН/м, где *р*=132кН/м и *рn*=88кН/м - расчетная нагрузка на траверсыверхнего и нижнего ярусов (см. расчет рядовой траверсы).

Вертикальные реакциипролетных строений от расчетной нагрузки *R*1==*qnL*·1,1+*G*·1,05=0,6·20·18·1,1+178·1,05=257кН*R*2=(1-**)*qnL*·1,1+*G*·1,05==0,4·20·18·1,1+17,8·1,1=178кНгде **=06- коэффициент распределения вертикальной нагрузки между фермами ярусапри 10<*qn*=20<30 кН*L*=18 м - пролет фермы*G*=17,8 кН - нагрузка от собственноговеса металлоконструкций. Сосредоточенная ветровая нагрузка на верхнийи нижний ярусы (см. расчет связевой фермы)*Wh*=*qhL*=2,4·18=43кН*Wu*=*quL*=2,1·18=38кН.

Расчетная нагрузка от каждогопоперечного ответвления трубопроводов эстакады на опору*Ph*=0,6*qn*·1,1=0,6·20·1,1=13кН*Pu*=0,4*qn*·1,1=0,4·20·1,1=9кН.

Результаты статическогорасчета приведены на рис. 15. Сечение элементов надколонниковвыполнено из широкополочных двутавров 26Ш Iпо ТУ 14-2-24-72.

Расчет ригеля производится напрочность как внецентренно сжатого элемента от изгибающих моментов*Мх*=73 кН·м*Му*=19кН·м и нормальной силы *N*=21 кНс проверкой на сдвиг от максимальной поперечной силы *Q*=52кН.

На действие изгибающегомомента *Мх*=47 кН·м и нормальной силы *N*=330кН сечение стойки рамы рассчитывается на прочность и устойчивость вплоскости и из плоскости действия момента.

Расчетная длина стойкинадколонника в плоскости рамы *n*=*lcIs*/2*Icls*==300·6280/2·6280·360=0,42где *Is*=*Ic*=6280 см4 - моментыинерции верхнего ригеля и стойки*ls*=360см - длина верхнего ригеля*lc*=300см - длина стойки. *P*=*lcIc*/*2Icli*=300·6280/2·6280·360=0,42,где *Ii*=6280см4 - момент инерции нижнего ригеля*li*=360см - длина нижнего ригеля



Для стоек двухэтажных рамрасчетная длина *l*=0,9*h*=0,9·1,68·300=450см.

Расчетная длина стойки изплоскости рамы принимается равной расстоянию между узлами закрепленияв продольном направлении *lx*=350 см.



Рис. 15 Эпюры изгибающихмоментов *М*поперечных сил *Q*продольных сил *N* в надколоннике

Пример 4. Рассчитатьжелезобетонную опору промежуточного температурного блока двухъяруснойэстакады по даннымприведенным в примере 3. Конструкция эстакады представлена на рис. 9.На каждой опоре имеется поперечное ответвление трубопроводов.Нормативное значение температуры наружного воздуха в теплое *tn'*=26°C и холодное *tnx*=-32 °C время года. Начальный модульупругости бетона колонн *Eb*=24000 МПа.

РЕШЕНИЕ

Расчет производится длянаиболее нагруженной промежуточной опорырасположенной на расстоянии 21 м от конца температурного блока.

Расчетная вертикальнаянагрузка на колонну от вертикальной нагрузки на эстакаду *qn*=20 кН/м.

*Px*=1,1*qnZ*=1,1·20·0,6·18=238кН

где **=06- коэффициент распределения вертикальной нагрузки по поперечномусечению трассы.

Расчетная нагрузка отсобственного веса пролетного строения *Рр*=1,1·20=22кН.

Расчетная нагрузка отсобственного веса колонны *Pk*=1,1·0,4·0,5·6·25=33кН.

Расчетная горизонтальнаятехнологическая нагрузка на эстакаду вдоль трассы *Pxb*=1,1·2*qn*=1,1·2·20=44 кН.

При одинаковой жесткостиколонн температурного блока расчетная горизонтальная нагрузка вдольтрассы передается одинаково на все колонны блока *Px*=*Pxb*/*n*=44/14=3кНгде *n*=14 - количество колонн втемпературном блоке.

Расчетное изменениетемпературы конструкции *t*=1,2(*tn'*-*tnx*)=1,2(26-(-32))=70°C.

Относительная температурнаядеформация от климатических воздействий *t*=*tt*=70·11·

10-6=77·10-5.

Расстояние от неподвижнойточки продольной рамы эстакады (середины температурного блока) довторой от края колонны *у*=120/2-24=36м.

Величина горизонтальногоперемещения колонны эстакады =*ty*=77·10-5·3600=28см.

Момент инерции сеченияколонны *I*=50·403/12=267000см4.

Жесткость колонны*В*=085*EbI*/*cb*=0,85·2400·267000/2=272·106кН·см2где *сb*=2- коэффициентучитывающий влияние деформаций ползучести бетона колонн.

Расчетная горизонтальная силана колонну от климатических воздействий *Pt*=3*B*/*h*3=3·2,8·272·106/6603=8кН.

Расчетная ветровая нагрузкана колонну (см. расчет надколонника в примере 3) *W*=(*Wh+Wy*)/2=(43+38)/2=41кН.

Расчетная горизонтальнаянагрузка на колонну от поперечного ответвления трубопроводов эстакады(см. расчет надколонника в примере 3) *Py=Ph+Pu*=13+9=22кН.

Расчетная вертикальнаянагрузка на колонну от ветровой нагрузки и от ответвленийтрубопроводов *P=Wh*·3/3,6=43·3/3,6=36кН*Pr=Ph*·3/3,6=13·3/3,6=11кНгде 3 м - высота пролетного строения36м - расстояние между колоннами опоры.

Расчетная схема колонны опорыпоказана на рис. 16.



Рис. 16 Расчетная схемаколонны эстакады

Расчетные усилия в местезаделки колонны в фундамент.

Продольная вертикальная силаот длительно действующей части нагрузок *Nd=Ps+Pp+Pk*=238+22+33=293кН

Продольная сила от полнойнагрузки *N= Nd+P+Pr*=293+36+11=340кН.

Изгибающий момент вдольтрассы от длительно действующих нагрузок *Mxd=Pxh =*3·6,6=20кН·мот полной нагрузки *Mx=Pxh +Pth=*3·6,6+8·6,6=73кН·м.

Изгибающий момент поперектрассы

от длительно действующейнагрузки *Myd =Pyh=*22·6,6=145кН·м

от полной нагрузки *My=Pyh +Wh=*22·6,6+41·6,6=416кН·м.

Расчетные длины колонны *ly=lx=*2*h*=2·6,6=132м.

На действия изгибающихмоментов *Mx**My* ипродольной силы *N* производитсяпроверка сечения колонны на прочность при косом внецентренном сжатиии на трещиностойкость.

Пример 5. Рассчитать стойкиотдельно стоящей опоры под трубопроводы (рис. 17). Стойки опорывыполнены из железобетонных забивных свай-колонн сечением *d**d*=400400мм. Креплениетрубопроводов на опоре - подвижное.



Рис. 17 К примеру 5

*а* - схема опоры*б* - расчетная схема свай-колонны*в* - эпюры*1* - свая-колонна*Мх* и *Qx* всвае-колонне вдоль оси трассы*г* - эпюры *Му* и *Qy*в свае-колоннепоперек оси трассы

Расчетные нагрузки насваю-колонну опоры *Ну*=25кН*Нх*=93кН*N*= 80 кН.

Грунты - тугопластичныйсуглинок *IL*=035.

Коэффициент надежности поназначению *n*=1.

РЕШЕНИЕ

Предварительно принимаемглубину погружения сваи-колонны *l*=5м и проверяем несущую способность сваи на вертикальную нагрузку.Площадь поперечного сечения сваи *F=d**d*=0,40,4=0,16м2.Периметр поперечного сечения *А*=404=16м. По СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» для глубины 5м расчетное сопротивление грунта в плоскости нижнего конца сваи *R*=24МПа. Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности сваи наглубине расположения слоя грунта 1234 и 5 м будут соответственно равны*fi*=1925530325345кН/м2

Несущая способность.

*Fd=c*(*cRRA+ ucffili*)=1·(1·2400·0,16+1,6(1·19·1+1·25,5·1+1·30·1+1·34,5·1))=550кН.

где *с*=1- коэффициент работы сваи в грунте

*сR*=1и *сf*=1 - соответственно коэффициенты условий работы грунта под нижнимконцом и на боковой поверхности сваи

*li*- толщина *i*-го слоя грунта.

Расчетная нагрузка на сваю.

*N=Fd*/*k*=550/1,4=392*N*=80кНт.е. несущая способность грунта основания сваи обеспечена.

Коэффициентпропорциональности грунта для свай (табл. 1 прил. 2). *K*=6000кН/м4.

Условная ширина и жесткостьпоперечного сечения свай *bp=*1,5*d*+05=1,5·04+0,5=1,1м*EbI*=24·106·0,44/12=51200кН·м2где *Eb*=24·106кН/м2 - начальный модульупругости бетона*I =Ix=Iy*- момент инерции поперечного сечения.

Коэффициент деформации 1/м

Перемещения для приведеннойглубины

*=**l*=0,664·5=3,32;

*HH*·*A*0/*3**EbI=*2,502/0,6643·51200=1,67·10-4м/кН

*HМ=МН*·=*В*0/*2**EbI=*1,641/0,6642·51200=0,726·10-4·1/кН

*ММ*=*с*0/***EbI=*1,757/0,664·51200=0,516·10-4·1/кН·м

где значения коэффициентов*А*0*В*0*С*0 принимаются по табл. 2 прил. 2.

Производим расчет внаправлении оси траверсы (ось *х*). Поперечная сила всвае-колонне на уровне поверхности грунта *Н*0*х*=*Нх*=93кН.

Изгибающий момент всвае-колонне на уровне поверхности грунта *М*0*х*=*М+Нl*0=0+9,3·6=558кН·м.

Горизонтальное перемещениесваи на уровне поверхности грунта *u*0*x*= =*H*0*xHM+ M*0*xHM=*93·1,669·10-4+55,8·0,726·10-4=5,6·10-3м.

Угол поворота сечения сваи науровне поверхности грунта 0*х*=*Н*0*хМН+ М*0*хММ*=93·0726·10-4+558·0516·10-4=35·10-3рад.

Горизонтальное перемещениеверха сваи-колонны

*upx=u*0*x+*0*хl*0+*Hl*30/3*EbI*=5,6·10-3+3,5·10-3+93·63/3·51200=0,04м.

Изгибающий момент *Мх*поперечная сила *Qx*продольная сила *N* в заглубленнойчасти сваи-колонны вычисляются в зависимости от глубины расположениясечения *z*. Для *z*=12м =***z*=0,664·1,2=0,8*Mx=2**EbIu*0*xA3*--***EbI*0*хB*3+*M*0*xC*3+*H*0*xD*3/**=0,6642·51200·0,0056(-0,085)-0,664·51200·0,00355(--0,034)+55,8·0,992+9,3·0,799/0,664=60кН·м*Qx=3**EbIu*0*xA*4*-2**Eb*0*хB*4*+**M*0*xC*4+*H*0*xD*4=0,6643·51200·0,0056·(-0,32)-0,6642·51200·0,00355(-0,171)+0,664·55,8·(-0,051)+9,3·0,989=-5,9кН.

*Nz=N=*80 кН.

где *А*3*В*3*С*3*D*3*А4**В*4*С*4*D*4 - коэффициентыпринимаемые по табл. 3 прил. 2. Для надземной части сваи-колоннывеличины усилий определяются как в консольной балкезащемленной в уровне поверхности грунта. Эпюры моментов и поперечныхсил показаны на рис. 17. Глубина условного защемления сваи-колонны *ls*=2/**=2/0,664=3м.

Расчетная длина сваи-колонныпри расчете на прочность в направлении *х* *l*0*x=*(*l*0+*lx*)2=(6+3)2=18м.

Аналогично производитсярасчет в направлении оси *у**Н*0*у=Ну=*25кН*М*0*у*=25·6=15кН·м*u*0*y*=2,5·1,669·10-4+15·0726·10-4=1,506·10-3м0*у=*25·0726·10-4+15·0516·10-4=0955·10-3рад.

Горизонтальное перемещениеверха сваи-колонны *upy*=1,506·103+0,955·10-3·6+2,5·63/3·51200=0,011 м.

Изгибающий момент ипоперечная сила для сечения на глубине *z*=1,2м=-0664·12=08м*My*=06642·51200·0,00151·(-0085)-0664·51200·0,00095(-0034)+15·0,992+2,5·0,799/0,664=161кН·м*Q*=0,6643·51200·0,00151(-0,32)-0,664·51200·0,00095(-0,171)+0,664·15(-0,051)+2,5·0,989=0,3кН.

Для других сечений эпюрамоментов и поперечных сил показана на рис. 17. Глубина условногозащемления сваи-колонны *ls*=2/0,664=3 м. Расчетная длинасваи-колонны при расчете ее прочности в направлении *у* *l*0*y*=(*l*0+*lx*)2=(6+3)2=18 м.

Полное горизонтальноеперемещение верха сваи-колонны от нормативных нагрузок при среднемкоэффициенте надежности по нагрузке *f*=1,15см*l*0/75=600/75=8 смчто менее предельной величины.

По найденным моментампоперечной и продольной силам производится расчет сеченийсвай-колонны на прочность и трещиностойкость.

Пример 6. Рассчитатьжелезобетонную опору эстакады под технологические трубопроводысостоящую из двух свай-колонн сечением 400400ммобъединенных крестовыми связями (рис. 18). Температурный блокэстакады не имеет анкерной опоры. Расчетные нагрузки на опору *Нх*=5кН*Ну*=186кН*N=*160кН.

Грунты - тугопластичныйсуглинок *IL*=035.

Коэффициент надежности поназначению *n*=1.



Рис. 18 Расчетная схема опорыс применением свай-колоннусиленных крестовыми связями

*а* - конструктивнаясхема опоры*б* - расчетная схема опоры*в* - расчетная схема сваи

РЕШЕНИЕ

Задаемся минимальной глубинойпогружения свай *l*=4,5 м и проверяемнесущую способность на вертикальную нагрузку. Площадь поперечногосечения сваи *A =d**d*=0,40,4=0,16м2.Периметр поперечного сечения *u*=404=16м. По СНиП 2.02.03-85 для глубины 45м и *IL*=035расчетноесопротивление грунта в плоскости нижнего конца сваи *R*=2220кН/м2.

Расчетное сопротивлениегрунта по боковой поверхности сваи *fi*на глубине расположения слоя грунта 1, 2,3, 4 и 45м будут соответственно *fi*=19; 25,5; 30; 32,5; 33,5 кН/м2.

Несущая способность *Fd*=*c*(*cRRA+ucffili*)=1(1·220·0,16+1,6(1·19·1+125,5·1+1·30·1+1·32,5·1+1·38,5·0,5))=540кН

где *c*=1- коэффициент условий работы сваи в грунте*cR*=1*cf*=1 -соответственно коэффициенты условий работы грунта под нижним концом ина боковой поверхности сваи*li* - толщина *i*-гослоя грунта

Расчетная нагрузка насваю-колонну *N*=*Fd*/*H*=540/1,4=386кН>*N*max/2=160/2=80кНт.е. несущаяспособность грунта основания сваи обеспечена.

Определим условную глубинузащемления сваи в грунте в направлении *х* и *у*.

Момент инерции поперечногосечения сваи *Ix=Iy=*0,44/12=0,00213м4.

Условная расчетная ширинасваи *bp=*1,5*d*+0,5=1,5·0,4+0,5=11м.

Жесткость поперечного сечениясваи *EbI=*2,15·107·0,00213=45800кН·м2где *Eb=*2,15·107кН/м2 - начальный модульупругости бетона сваи.

Коэффициентпропорциональности грунта для свай (табл. 1 прил. 2) *K=*7100кН/м4.

Коэффициент деформации 1/м.

Условная глубина защемления*ls*=2/**=2/0,702=2,85м*ls*=2,85<*l*=4,5м.

Изгибающие моменты внадземной части сваи колонны в плоскости *у**Mby=Hyh*3/2=18,6·1,5/2=14кН·м*MCy=Mby+*(*Hy*/2-*S*)*h*2=14+(18,6/2-16,34)3=-7,1кН·м*M*0*y*=*MCy+Hyh*1/2=-7,1+18,6·1,5/2=6,9кН·мгде *S*=*Hy*1/2+*MB*2/(*h*1++*h*2)=18,6·1,15/2+14·1,81(1,5+3)=16,34кН*K*1=*h*1/(*h*1+*h*2)=1,5/(1,5+3)=0,333потабл. 6 настоящего Пособия 1=1152=181.

Усилие в раскосе (**=51°20')*Sp=S*/cos*=*16,3/0,62=26,2кН.

Поперечные силы в сеченияхсваи-колонны по оси *у**QAy=Hy*/2=18,6/2=9,3кН*QBy=Hy*/2-*Sp*cos**=18,6/2-26,2·0,62=-7 кН*QCy=QBy+Sp*cos**=-7+26,2·0,62=9,3кН.

Изгибающие моменты вплоскости оси *х**Mbx*=*Hxh*3/2=5·1,5/2=3,8кН·м*MCx=Hx*(*h*3+*h*2)/2=5(1,5+3)/2=11,2кН·м*M*0*x=Hx*(*h*3+*h*2+*h*1)/2=5(1,5+3+1,5)/2==15 кН·м.

Для расчетной схемы рис. 18*в* имеем =***l=*0,702·4,5=3,16м.

По табл. 2 прил. 2 *А*0=2727*В*0=1758*С*0=1818.

Перемещения *HH=A*0/**3*EbI=*2,727/0,7023·45800=17,2·10-5м/кН*HМ=МH=В*0/***3EbI=*1,758/0,7022·45800=7,79·10-51/кН*ММ=С*0/***EbI=*1,818 /0,702·45800=5,65·10-51/кН·м.

Горизонтальное перемещение иугол поворота сваи-колонны в уровне поверхности грунта по оси *уu*0*y*=*H*0*yHH+M*0*yHM*=9,3·17,2·10-5+6,9·7,79·10-5=2,13·10-3м;0*y*=*H*0*yMH+M*0*yMM*=9,3·7,79·10-5+6,9·5,65·10-5=1,1·10-3радгде *H*0*y*=*Hy*/2=18,6/2=9,3кН.

Перемещение сваи-колонны навысоте *h*1*=*1,5 м*ucy=u*0*y+*0*yh*1*+H*0*yh*13//3*EbI +Mcyh12*/2*EbI*=2,13·10-3+1,1·10-3·1,5+(9,3+1,53)/3·45800+(-7,1)·1,52/2·45800=3,84·10-3 м.

Величина *uH=ucy*+*cy*(*h*2+*h*3)+*Hyh*33/6*EbI=*3,84·10-3+1,1·10-3(1,5+3)+18,61,53/6·45800=9,06·10-3м.

Коэффициент*К*2=*h*2/(*h*2+*h*3)=3/(3+1,5)=0,667по табл.7 настоящего Пособия =9,6.

Горизонтальное перемещениеверха опоры по оси *у* *uby=uH/*(1-*N*max*h*32/2*EbI*)=9,06·10-3/(1-160·1,52/2·9,6·45800)=0,009м.

Изгибающий момент *Му*и поперечная сила *Qy* всечении сваи-колоннырасположенном ниже поверхности грунта на расстоянии *z*=1м

Из табл. 3 прил. 2 *A*3=-0,057;*B*3=-0,02; *C*3=0,996; *D*3=0,699;*A*4= -0,245; *B*4=-0,114; *C*4= -0,03;*D*4=0,994. *My=*2*EbIucyA3*-***EbI*0*yB3+M*0*yC*3*+H*0*yD*3/**=0,7022·45800·2,13·10-3·(-0,057)-0,702·45800·1,109·10-3·(-0,02)+6,9·0,996+9,3·0,699/0,72=14кН·м*Qy=*3*EbIucyA4*-**2*EbI*0*y*·*B4+**M*0*yC*4*+H*0*yD*4=0,7023·45800·2,13·10-3(-0,245)-0,7022·45800·1,109·10-3(-0,114)+0,702·6,9(-0,03)+9,3·0,994=3,7кН.

Значения *Му*и *Qy* для других сеченийпоказаны на эпюрах рис. 19.



Рис. 19 Эпюры изгибающихмоментов и поперечных сил в свае-колонне

Горизонтальное перемещение иугол поворота сваи-колонны в уровне поверхности грунта по оси *х**u*0*x=H*0*xHH*+*M*0*xHM*=2,5·17,2·10-5+15·7,79·10-5=1,6·10-3м;0*x=H*0*xMH*+*M*0*xMM*=2,5·7,79·10-5+15·5,65·10-5=1,04·10-3рад.

Перемещение верха опоры пооси *х**ubx*=*u*0*x+*0*xlk*+*H*0*xlk*3/3*EbI+M*0*xlk*2/2*EbI*=1,6·10-3+1,04·10-3·6+2,5·63/3·45800+0,62/2·45800=0,011м.

Изгибающий момент *М*хи поперечная сила *Qx* всечении сваи-колоннырасположенном ниже поверхности грунта на расстоянии *z*=1м*A*3=-0,057; *B*3=-0,02;*C*3=0,996; *D*3=0,994;*A*4= -0,245;*B*4=- -0,114; *C*4=-0,03; *D*4=0,994.*Mx=*2*EbIu*0*xA3*-***EbI*0*xB3+M*0*xC*3+*H*0*xD*3/**=0,7022·45800·1,6·10-3·(-0,057)-0,702·45800·1,04·10-3·(-0,02)+15·0,996++2,5·0,699/0,72=16 кН·м*Qx=*3*EbIu*0*xA4*-**2*EbI*·0*xB4+**M*0*xC*4*+H*0*xD*4=0,7023·45800·1,6·10-3(-0,245)-0,7022·45800·1,04·10-3(0,114)+0,702·15(-0,03)+2,5·0,994=3,7кН.

Значения *Мх*и *Qх*для других сечений показаны на рис. 19.

Полное горизонтальноеперемещение верха опоры от нормативных нагрузок при среднемкоэффициенте надежности по нагрузке *f*=1,15чтоменее предельной величины.

Расчетные длины колонн прирасчете прочности по оси *у* *l*0*y=*(*ls+lk*)=(2,85+6)·1=8,85 мпо оси *хl*0*х=*(*ls+lk*)=(2,85+6)·2=177м.

По найденным моментампоперечной и продольной силам производится расчет сеченийсваи-колонны на прочность и трещиностойкость.

*ПРИЛОЖЕНИЕ 2*

РАСЧЕТ СВАЙ-ОБОЛОЧЕК ИСВАЙ-СТОЛБОВ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХНАГРУЗОК И МОМЕНТОВ

1. При расчете свай,свай-оболочек и свай-столбов (именуемых ниже для краткости общимназванием «сваи») на совместное действие вертикальных игоризонтальных нагрузок и моментов в соответствии со схемой,приведенной на рис. 1, допускается рассматривать грунт, окружающийсваю, как упругую линейно-деформируемую среду, характеризующуюсякоэффициентом постели *Сz*, кН/м3.

Расчетную величинукоэффициента постели *Сz* грунта на боковойповерхности сваи при отсутствии опытных данных допускается определятьпо формуле

 (1)

где *K* - коэффициентпропорциональности, кН/м4, принимаемый в зависимости отвида грунта, окружающего сваю по табл. 1; *z* - глубинарасположения сечения сваи в грунте, м, для которой определяетсякоэффициент постели, по отношению к поверхности грунта при высокомростверке или к подошве ростверка при низком ростверке.

Таблица 1

|  |  |
| --- | --- |
| Вид грунта | Коэффициент пропорциональности *К* кН/м4 для свай |
| окружающего сваюи его характеристика | забивных | набивныхсвай-оболочек и свай-столбов |
| Глины и суглинки текучепластичные (075<*IL*1) | 650-2500 | 500-2000 |
| Глины и суглинки мягкопластичные (05<*IL*075) супеси пластичные (0*IL*1)пески пылеватые (06*е*08) | 2500-5000 | 2000-4000 |
| Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые (0*IL*05) супеси твердые (*IL*<0) пески мелкие (06*е*075) то жесредней крупности (055*е*07) | 5000-8000 | 4000-6000 |
| Глины и суглинки твердые (*IL*<0) пески крупные (055*е*07) | 8000-13000 | 6000-10000 |
| Пески гравелистые (055*е*07) гравий и галька с песчаным заполнителем | - | 10000-20000 |

Примечания1. Меньшие значения коэффициента *К* в табл. 1 соответствуютболее высоким значениям консистенции *IL*глинистых и коэффициентов пористости *е* песчаных грунтовуказанным в скобкаха большие значения коэффициента *К* - соответственно болеенизким значениям *IL* и *е*.Для грунтов с промежуточными значениями характеристик *IL*и *е* величины коэффициента *К* определяютинтерполяцией.

2. Значения коэффициента *К*для плотных песков должны приниматься на 30 % вышечем наибольшие значения указанных в табл. 1 коэффициентов *К*для заданного вида грунта.

2. Все расчеты свай следуетвыполнять применительно к приведенной глубине расположения сечениясваи в грунте *z* и приведенной глубине погружения сваи в грунт,определяемых по формулам:

 (2)

 (3)

где *z* и *l* -действительная глубина расположения сечения сваи в грунте идействительная глубина погружения сваи (ее нижнего конца) в грунт,соответственно отсчитываемые от поверхности грунта - при высокомростверке или от подошвы ростверка - при низком ростверке, м;

**- коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле

 (4)

где *Eb* -начальный модуль упругости бетона сваи, кН/м2, принимаемыйв соответствии с СНиП 2.03.01-84; *I* - момент инерциипоперечного сечения сваи, м4;

*bp* -условия ширины сваи, м, принимаемая равной: для свай-оболочек, атакже свай-столбов и набивных свай с диаметром стволов от 0,8 и более*bp=d +*1 м, а для остальных видов и размеров сеченийсвай *bp*=1,5*d*+0,5 м;

*d* - наружный диаметркруглого или сторона квадратного, или сторона прямоугольного сечениясваи в плоскости, перпендикулярной действиям нагрузки, м.

Схема нагрузок на сваю



3. Расчетные величиныгоризонтального перемещения сваи в уровне подошвы ростверка *up*,м, и угол ее поворота *p*,рад, следует определять по формулам:

 (5)

 (6)

где *Н* и *М* -расчетные значения поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м,действующие на голову сваи;

*l*0 - длинаучастка сваи, м (см. рис. 1);

*u*0 и 0- горизонтальное перемещение, м, и угол поворота поперечного сечениясваи, рад, в уровне поверхности грунта.

4. Горизонтальное перемещение*u*0 и угол поворота 0следует определять по формулам

 (7)

 (8)

где *Н*0 и *М*0- расчетное значение поперечной силы, кН, и изгибающего момента,кН·м, в рассматриваемом сечении сваи, принимаемые равными:*Н*0=*Н*и *М*0=*М*+*Hl*0*НН**НМ**МН*и *ММ*- перемещения и угол поворота сваи в уровне поверхности грунтавычисляемые по формулам

   (9)

где *А*0*В*0*С*0 - коэффициентыпринимаемые по табл. 2 в зависимости от .При величине соответствующей промежуточному значениюуказанному в табл. 2ее следует округлить до ближайшего табличного значения.

Таблица 2

|  |  |
| --- | --- |
| http://formation.mir46.ru/IMGS/df0968f2b8138f69670b1d014f40d81a.gif | При опирании сваи на нескальный грунт |
|  | *А*0 | *В*0 | *С*0 |
| 0,5 | 72,004 | 192,026 | 576,243 |
| 0,6 | 50,007 | 111,149 | 278,069 |
| 0,7 | 36,745 | 70,023 | 150,278 |
| 0,8 | 28,14 | 46,943 | 88,279 |
| 0,9 | 22,244 | 33,008 | 55,307 |
| 1 | 18,03 | 24,106 | 36,486 |
| 1,1 | 14,916 | 18,16 | 25,123 |
| 1,2 | 12,552 | 14,041 | 17,944 |
| 1,3 | 10,717 | 11,103 | 13,235 |
| 1,4 | 9,266 | 8,954 | 10,05 |
| 1,5 | 8,101 | 7,349 | 7,838 |
| 1,6 | 7,154 | 6,129 | 6,268 |
| 1,7 | 6,375 | 5,189 | 5,133 |
| 1,8 | 5,73 | 4,456 | 4,299 |
| 1,9 | 5,19 | 3,878 | 3,679 |
| 2 | 4,737 | 3,418 | 3,213 |
| 2,2 | 4,032 | 2,756 | 2,591 |
| 2,4 | 3,526 | 2,327 | 2,227 |
| 2,6 | 3,163 | 2,048 | 2,013 |
| 2,8 | 2,905 | 1,869 | 1,889 |
| 3 | 2,727 | 1,758 | 1,818 |
| 3,5 | 2,502 | 1,641 | 1,757 |
| 4 | 2,441 | 1,621 | 1,751 |

5.Расчет устойчивости основанияокружающего сваидолжен производиться по условию (10) ограничения расчетного давления*z*оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай

 (10)

где *z*- расчетноедавление на грунткН/м2боковой поверхности сваиопределяемое на следующих глубинах *z*мотсчитываемых при высоком ростверке от поверхности грунтаа при низком ростверке - от его подошвы

а) при-на двух глубинахсоответствующихи

б) при-на двух глубине

**1- расчетный удельный вес грунта нарушенной структурыкН/м3определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде

**Iи *С*I - расчетные значениясоответственно угла внутреннего трения грунтагради удельного сцепления грунтакН/м2принимаемые в соответствии со СНиП 2.02.01-83

**- коэффициентпринимаемый при набивных сваях и сваях-оболочках **=06а при всех остальных видах свай **=03

**1- коэффициентравный 1кроме случаев расчета фундаментов распорных сооруженийв которых следует принимать **1=07

**2- коэффициентучитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузкеопределяемый по формуле

 (11)

где *Mg*- момент от внешних постоянных расчетных нагрузок в сечениифундамента на уровне нижнего конца свайкН·м

где *Mp*- момент от внешних временных расчетных нагрузок в сечениифундамента на уровне нижнего конца свайкН·м

-коэффициентпринимаемыйдля сооружения опор и эстакад.

Примечание. Если расчетныегоризонтальные давления на грунт *z*не удовлетворяют условию (10)но при этом несущая способность свай по материалу недоиспользована иперемещения сваи меньше предельно допустимых величинто при приведенной глубине свайрасчетследует повторитьприняв уменьшенное значение коэффициента пропорциональности *К*.При новом значении *К* необходимо проверить прочность сваи поматериалуее перемещенияа также соблюдение условия (10).

6. Расчетное давление *z*кН/м2на грунт по контакту с боковой поверхностью сваивозникающее на глубине *z*а также расчетный изгибающий момент *Mz*кН·мпоперечную силу *Qz*кНи продольную силу *Nz*кНдействующие на глубине *z* в сечениисваиследует определять по формулам

 (12)

 (13)

 (14)

 (15)

где *A*1,*B*1,*C*1,*D*1*A*3, *B*3,*C*3,*D*4*A*4, *B*4,*C*4,*D*4 - коэффициентыпринимаемые по табл. 3

*N*- расчетная осевая нагрузкакНпередаваемая на голову сваи.

Таблица 3

|  |  |
| --- | --- |
| http://formation.mir46.ru/IMGS/5f22a072ed8942c4d2533826024f6d80.gif | Коэффициенты |
|  | *A*1 | *B*1 | *C*1 | *D*1 | *A*3 | *B*3 | *C*3 | *D*3 | *A*4 | *B*4 | *C*4 | *D*4 |
| 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| 0,1 | 1 | 0,1 | 0,005 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | -0,005 | 0 | 0 | 1 |
| 0,2 | 1 | 0,2 | 0,02 | 0,001 | -0,001 | 0 | 1 | 0,2 | -0,02 | -0,003 | 0 | 1 |
| 0,3 | 1 | 0,3 | 0,045 | 0,005 | -0,005 | -0,001 | 1 | 0,3 | -0,045 | -0,009 | -0,001 | 1 |
| 0,4 | 1 | 0,4 | 0,08 | 0,011 | -0,011 | -0,002 | 1 | 0,4 | -0,08 | -0,021 | -0,003 | 1 |
| 0,5 | 1 | 0,5 | 0,125 | 0,021 | -0,021 | -0,005 | 0,999 | 0,5 | -0,125 | -0,042 | -0,008 | 0,999 |
| 0,6 | 0,999 | 0,6 | 0,18 | 0,036 | -0,036 | -0,011 | 0,998 | 0,6 | -0,18 | -0,072 | -0,016 | 0,997 |
| 0,7 | 0,999 | 0,7 | 0,245 | 0,057 | -0,057 | -0,02 | 0,996 | 0,699 | -0,245 | -0,114 | -0,03 | 0,994 |
| 0,8 | 0,997 | 0,799 | 0,32 | 0,085 | -0,085 | -0,034 | 0,992 | 0,799 | -0,32 | -0,171 | -0,051 | 0,989 |
| 0,9 | 0,995 | 0,899 | 0,405 | 0,121 | -0,121 | -0,055 | 0,985 | 0,897 | -0,404 | -0,243 | -0,082 | 0,98 |
| 1,0 | 0,992 | 0,997 | 0,499 | 0,167 | -0,167 | -0,083 | 0,975 | 0,994 | -0,499 | -0,333 | -0,125 | 0,967 |
| 1,1 | 0,987 | 1,095 | 0,604 | 0,222 | -0,122 | -0,122 | 0,96 | 1,09 | -0,603 | -0,443 | -0,183 | 0,946 |
| 1,2 | 0,979 | 1,192 | 0,718 | 0,288 | -0,287 | -0,173 | 0,938 | 1,183 | -0,716 | -0,575 | -0,259 | 0,917 |
| 1,3 | 0,969 | 1,287 | 0,841 | 0,365 | -0,365 | -0,238 | 0,907 | 1,273 | -0,838 | -0,730 | -0,356 | -0,876 |
| 1,4 | 0,955 | 1,379 | 0,974 | 0,456 | -0,455 | -0,319 | 0,866 | 1,358 | -0,967 | -0,91 | -0,479 | -0,821 |
| 1,5 | 0,937 | 1,468 | 1,115 | 0,56 | -0,559 | -0,42 | 0,811 | 1,437 | -1,105 | -1,116 | -0,63 | -0,747 |
| 1,6 | 0,913 | 1,553 | 1,264 | 0,678 | -0,676 | -0,543 | 0,739 | 1,507 | -1,248 | -1,350 | -0,815 | -0,652 |
| 1,7 | 0,882 | 1,633 | 1,421 | 0,812 | -0,808 | -0,691 | 0,646 | 1,566 | -1,396 | -1,613 | -1,036 | -0,529 |
| 1,8 | 0,843 | 1,706 | 1,584 | 0,961 | -0,956 | -0,867 | 0,530 | 1,612 | -1,547 | -1,906 | -1,299 | -0,374 |
| 1,9 | 0,795 | 1,770 | 1,752 | 1,126 | -1,118 | -1,074 | 0,385 | 1,64 | -1,699 | -2,227 | -1,608 | -0,181 |
| 2,0 | 0,735 | 1,823 | 1,924 | 1,308 | -1,295 | -1,314 | 0,207 | 1,646 | -1,848 | -2,578 | -1,966 | -0,057 |
| 2,2 | 0,575 | 1,887 | 2,272 | 1,72 | -1,693 | -1,906 | -0,271 | 1,575 | -2,125 | -3,36 | -2,849 | -0,692 |
| 2,4 | 0,347 | 1,874 | 2,609 | 2,195 | -2,141 | -2,663 | -0,949 | 1,352 | -2,339 | -4,228 | -3,973 | -1,592 |
| 2,6 | 0,033 | 1,755 | 2,907 | 2,724 | -2,621 | -3,6 | -1,877 | 0,917 | -2,437 | -5,14 | -5,355 | -2,821 |
| 2,8 | -0,385 | 1,49 | 3,128 | 3,288 | -3,103 | -4,718 | -3,108 | 0,197 | -2,346 | -6,023 | -6,99 | -4,445 |
| 3 | -0,928 | 1,037 | 3,225 | 3,858 | -3,540 | -6 | -4,688 | -0,891 | -1,969 | -6,765 | -8,84 | -6,52 |
| 3,5 | -2,928 | -1,272 | 2,463 | 4,98 | -3,919 | -9,544 | -10,340 | -5,854 | 1,074 | -6,789 | -13,692 | -13,826 |
| 4 | -5,853 | -5,941 | -0,927 | 4,548 | -1,614 | -11,731 | -17,919 | -15,076 | 9,242 | -6,858 | -15,611 | -23,14 |

СОДЕРЖАНИЕ