ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО

ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ГОСТ Р 59995— 2022 (ИСО 19901-4:2016)

Нефтяная и газовая промышленность

СООРУЖЕНИЯ НЕФТЕГАЗОПРОМЫСЛОВЫЕ МОРСКИЕ

Геотехнические и расчетные аспекты проектирования фундаментов

(ISO 19901-4:2016, Petroleum and natural gas industries — Specific requirements for offshore structures — Part 4: Geotechnical and foundation design considerations, MOD)

Издание официальное

Москва
Российский институт стандартизации
2022

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1 ПОДГОТОВЛЕН МГУ им. М.В. Ломоносова по заказу Общества с ограниченной ответственностью «ЛУКОЙЛ-Инжиниринг» (ООО «ЛУКОЙЛ-Инжиниринг») на основе официального перевода на русский язык англоязычной версии указанного в пункте 4 стандарта, который выполнен Федеральным государственным бюджетным учреждением «Российский институт стандартизации» (ФГБУ «РСТ»)

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 23 «Нефтяная и газовая промышленность»

3 УТВЕРЖДЕН и ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 29 апреля 2022 г. № 260-ст

4 Настоящий стандарт является модифицированным по отношению к международному стандарту ИСО 19901-4:2016 «Нефтяная и газовая промышленность. Специальные требования к морским сооружениям. Часть 4. Геотехнические и расчетные аспекты проектирования фундаментов» (ISO 19901-4:2016 «Petroleum and natural gas industries — Specific requirements for offshore structures — Part 4: Geotechnical and foundation design considerations», MOD) путем внесения технических отклонений, объяснение которых приведено во введении к настоящему стандарту.

Наименование настоящего стандарта изменено относительно наименования указанного международного стандарта для приведения в соответствие с ГОСТ Р 1.5—2012 (пункт 3.5).

Применение дополнительных приложений ДА—ДВ объяснено во введении к настоящему стандарту.

Сведения о соответствии ссылочных национальных стандартов международным стандартам, использованным в качестве ссылочных в примененном международном стандарте, приведены в дополнительном приложении ДГ

5 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

*Правила применения настоящего стандарта установлены в статье 26 Федерального закона от 29 июня 2015 г. № 162-ФЗ «О стандартизации в Российской Федерации». Информация об изменениях к настоящему стандарту публикуется в ежегодном (по состоянию на 1 января текущего года) информационном указателе «Национальные стандарты», а официальный текст изменений и поправок — в ежемесячном информационном указателе «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего стандарта соответствующее уведомление будет опубликовано в ближайшем выпуске ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования — на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет (*gost.e-ecolog.ru

© ISO, 2016
© Оформление. ФГБУ «РСТ», 2022

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии

Содержание

1 Область применения . . . 1
2 Нормативные ссылки . . . 2
3 Термины и определения . . . 2
4 Обозначения и сокращения . . . 4
4.1 Общие положения . . . 4
4.2 Обозначения, применяемые при расчетах фундаментов мелкого заложения . . . 5
4.3 Обозначения, применяемые при расчетах свайного фундамента . . . 7
4.4 Обозначения для взаимодействия грунта с конструкцией для вспомогательных подводных конструкций, райзеров и выкидных линий . . . 9
4.5 Обозначения для якорей систем удержания . . . 9
4.6 Сокращения . . . 11
5 Общие требования . . . 11
5.1 Общие положения . . . 11
5.2 Расчетные ситуации и коэффициенты надежности . . . 12
5.3 Нормативные значения характеристик грунта . . . 13
5.4 Испытания и контрольно-измерительная аппаратура . . . 13
6 Исходные данные для геомеханической модели основания . . . 14
6.1 Общие положения . . . 14
6.2 Геофизические исследования верхней части разреза и поверхности дна . . . 14
6.3 Инженерно-геологическая модель и идентификация опасных геологических процессов . . . 15
6.4 Карбонатные грунты . . . 17
7 Проектирование фундаментов мелкого заложения . . . 18
7.1 Общие положения . . . 18
7.2 Методологические основы . . . 19
7.3 Критерии проектирования и расчетные сценарии . . . 21
7.4 Устойчивость фундаментов мелкого заложения . . . 26
7.5 Оценка пригодности к нормальной эксплуатации (расчет перемещений, углов крена и поворота) . . . 28
7.6 Другие аспекты проектирования . . . 31
8 Проектирование свайных фундаментов . . . 32
8.1 Несущая способность сваи при вертикальной сжимающей нагрузке . . . 32
8.2 Несущая способность сваи при вертикальной выдергивающей нагрузке . . . 38
8.3 Расчет свай на вертикальные нагрузки . . . 38
8.4 Реакция грунта при сжимающей нагрузке на сваю . . . 39
8.5 Реакция грунта при горизонтальной нагрузке на сваю . . . 40
8.6 Совместная работа свай в кусте . . . 45
9 Устройство свайных фундаментов . . . 46
9.1 Общие положения . . . 46
9.2 Расчет погружения сваи . . . 46
9.3 Достижение заданного уровня погружения сваи . . . 47
9.4 Отказ забивной сваи . . . 47
9.5 Корректирующие меры при нерасчетном отказе сваи . . . 48
9.6 Выбор молота и параметров забивки свай . . . 49
9.7 Использование гидравлических молотов . . . 49
9.8 Буронабивные сваи . . . 50
9.9 Сваи с уширенной пятой . . . 51
9.10 Цементирование муфтовых соединений свай . . . 51
9.11 Мониторинг характеристик погружения сваи . . . 51
9.12 Установка направления и бурение неглубоких скважин . . . 51

10 Взаимодействие грунта с конструкциями вспомогательных подводных сооружений, райзеров и выкидных линий 52
11 Расчеты якорей системы удержания для плавучих сооружений 52
Приложение А (справочное) Дополнительная информация и методические указания 53
Приложение ДА (справочное) Сведения о соответствии номеров терминологических статей в национальном и использованном международном стандарте 148
Приложение ДБ (справочное) Сравнение терминологических статей в национальном и использованном международном стандарте, которые имеют существенные отличия 149
Приложение ДВ (справочное) Термины, используемые при проектировании якорных систем. 150
Приложение ДГ (справочное) Сведения о соответствии ссылочных национальных стандартов международным стандартам, использованным в качестве ссылочных в примененном международном стандарте. 151
Библиография 152

Введение

Совокупность международных стандартов по сооружениям континентального шельфа (ИСО 19900—ИСО 19906) представляет собой общую нормативную основу, содержащую требования по проектированию и оценке для всех морских сооружений, используемых в нефтяной и газовой промышленности в мире. Выполнение данных требований позволит обеспечить уровень эксплуатационной надежности, достаточный для безопасной эксплуатации как сооружений с персоналом на борту, так и необслуживаемых, в зависимости от типа конструкций или используемых материалов.

Необходимо понимание, что конструктивная целостность является всеобъемлющей концепцией, включающей в себя модели нагрузок, расчетные методы, правила проектирования, системы безопасности, качество изготовления и строительства, процедуры контроля качества, а также требования национальных законодательств, которые все являются взаимозависимыми. Модификация лишь одного аспекта проектирования может нарушить баланс надежности, обеспечиваемый лишь всеми элементами концепции конструктивной целостности в совокупности. Поэтому при реализации возможных модификаций требований в отдельных аспектах необходимо учитывать, что они способны оказать влияние на общую эксплуатационную надежность всех морских сооружений отрасли.

Проектирование морских фундаментов имеет свои специфические особенности. Они включают в себя фактор времени, частоту и скорость, с которой прикладываются нагрузки, метод монтажа фундамента, свойства окружающего грунта, общее поведение основания, влияние соседних сооружений и учет результатов геологического бурения морского дна. Все эти факторы, а также любая другая имеющаяся информация, относящаяся к проектируемому фундаменту, должны приниматься во внимание при обосновании общей надежности фундамента.

Вышеуказанная серия международных стандартов призвана обеспечить широкие возможности по выбору конструктивных схем, материалов и подходов, при этом не препятствуя инновациям. Практика проектирования фундаментов морских сооружений доказывает на протяжении многих лет, что проектирование представляет собой инновационный и эволюционный процесс. Ожидается, что такая эволюция будет продолжаться и поощряться. Поэтому при разработке инновационных проектов можно столкнуться с ситуацией, когда совокупность указаний и положений, описанных в настоящем документе или в других стандартах (ИСО 19900—ИСО 19906), окажется недостаточной для обеспечения безопасности и/или экономичности проектируемой конструкции фундамента.

Морские грунты обладают высокой изменчивостью, поэтому геотехнический опыт, полученный в одном районе, не обязательно можно будет использовать в другом. Объем исследований грунта, достаточный для одного типа конструкции, не обязательно будет адекватен для другого типа. Разработка проекта фундамента при наличии нестандартных грунтов или применение неапробированной концепции фундамента требует дополнительных исследований и обоснований. Поэтому при использовании настоящего стандарта следует применять критический подход к приводимым указаниям и рекомендациям.

Применительно к шельфовым сооружениям взаимодействие между подсистемами сооружения и подсистемами фундамента осуществляется посредством внутренних сил, моментов и деформаций. При рассмотрении компонентов фундамента по отдельности указанные внутренние силы, моменты и деформации могут рассматриваться как дополнительные внешние нагрузки на подсистемы фундамента, и именно такой подход реализован в настоящем стандарте.

Объектом стандартизации стандарта является процесс проектирования сооружений, расположенных на континентальном шельфе, во внутренних морских водах, территориальном море, прилежащей зоне Российской Федерации и в российском секторе Каспийского моря (далее — морские сооружения), предназначенных для осуществления различных функций в области морской добычи углеводородов.

Дополнительная информация и методические указания по использованию положений настоящего стандарта приведены в приложении А. Некоторые рекомендации по проектированию фундаментов при наличии в основании карбонатных грунтов приведены в А.6.4, однако в настоящее время накопленных знаний и практического опыта в отношении грунтов такого типа все еще недостаточно для составления соответствующих нормативных документов.

Одной из причин, обусловивших необходимость технических отклонений относительно ИСО 19901-4:2016, является целесообразность использования ссылочных национальных стандартов вместо ссылочных международных стандартов, добавление нескольких отечественных нормативных и библиографических ссылок. Кроме того, с целью учета требований ГОСТ Р 1.5 в части изложения ма-

териала в тексте стандарта произведены изменения отдельных фраз (слов, ссылок) и добавление уточняющих слов и словосочетаний, а также нескольких терминов (в разделе 3 добавлены определения терминов: «геотехнические условия», «грунтовая пробка», «отдых грунта», «юбка (юбочная конструкция фундамента)», которые часто встречаются в тексте стандарта). Указанные изменения выделены в тексте курсивом.

В разделе 3 «Термины и определения» изменен порядок терминологических статей: с целью учета требований ГОСТ 1.5 термины приведены в алфавитном порядке, при этом для удобства в состав стандарта включено приложение ДА, в котором приведены сведения о соответствии порядковых номеров терминологических статей в настоящем стандарте и использованном международном стандарте. Также в состав стандарта включено приложение ДБ, в котором приведено сравнение терминологических статей в настоящем стандарте и использованном международном стандарте в случае наличия существенных редакционных отличий. Кроме того, в состав стандарта дополнительно включено приложение ДВ, в котором для облегчения понимания текста приведены определения специальных технических терминов из теории якорных систем удержания.

Из основной части стандарта в целях учета требований ГОСТ 1.5 исключены и перенесены в приложение А справочные ссылки на научные статьи (из 5.1 в А.7.1, из 8.1.5 в А.8.1.5, из 8.3.1 в А.8.3.2.3, из 8.4.1 в А.8.4.1, из 8.6.3 в А.8.6.3 — соответствующие ссылки выделены в тексте курсивом).

В тексте международного стандарта ИСО 19901-4 многократно встречается слово «risk», применяемое не в техническом смысле (см. ГОСТ Р 51901.1—2002), а в общеупотребительном смысле: «возможная опасность, угроза, вероятность неблагоприятного или неожиданного (в т. ч. положительного) результата действий или развития событий». Во избежание неоднозначного понимания текста выполнена замена слова «риск» по всему тексту документа на слова «возможность», «угроза» с необходимой корректировкой соответствующих предложений, не меняющей их смысл.

В тексте стандарта выражения типа «целесообразно обратиться к специалистам», «необходимо соблюдать осторожность при выборе…», «должное внимание следует уделить», «необходимо разумное инженерное обоснование», «квалифицированные инженеры» и т. п., которые в большом количестве встречаются в ИСО 19901-4, заменены везде стандартными требованиями/указаниями типа «необходимо дополнительное обоснование», «требуется проведение специальных исследований/расчетов» и др.

Из введения исключен перечень действующих международных стандартов в области морской нефтегазодобычи, поскольку он регулярно пополняется и с его актуальной версией можно ознакомиться на официальном сайте ИСО.

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Нефтяная и газовая промышленность

СООРУЖЕНИЯ НЕФТЕГАЗОПРОМЫСЛОВЫЕ МОРСКИЕ

Геотехнические и расчетные аспекты проектирования фундаментов

Petroleum and natural gas industry. Offshore oil and gas structures.
Geotechnical and foundation design considerations

Дата введения — 2022—07—01

1 Область применения

В настоящем стандарте рассматриваются такие аспекты геотехники и проектирования фундаментов, которые применимы к широкому классу сооружений континентального шельфа, а не к какому-то конкретному типу конструкций. *Положения настоящего стандарта могут использоваться при проектировании фундаментов любых морских нефтегазопромысловых сооружений (стационарных и плавучих). При этом термин «фундамент» трактуется в расширительном смысле, включая донные фундаменты плавучих сооружений (якоря).* Указанные аспекты включают следующее:

- характеристика площадки и грунтов основания;
- идентификация опасных геологических процессов и явлений;
- расчеты и устройство фундаментов мелкого заложения, опирающихся на морское дно;
- расчеты и устройство свайных фундаментов;
- взаимодействие грунта с сооружением применительно к вспомогательным конструкциям, например подводным добычным системам, водоотделяющим колоннам (райзерам) и выкидным линиям [соответствующие указания приведены в А.10 (приложение А)];
- конструкция якорей для систем удержания плавучих сооружений [указания приведены в А.11 (приложение А)].

Исчерпывающие требования к исследованиям морского грунта приведены в *ГОСТ Р 59996.*

Общие положения по механике грунтов и проектированию фундаментов, которые в равной мере применимы как к морским, так и к береговым сооружениям, в стандарте не рассматриваются. Предполагается, что пользователь настоящего стандарта обладает соответствующими компетенциями.

В настоящем стандарте кратко представлены методы, разработанные в основном для проектирования фундаментов мелкого заложения с отношением высоты заглубленной части (L) к диаметру (D), равным $L/D < 1$ (см. раздел 7; *здесь D — минимальный размер подошвы фундамента в плане*), а также для относительно протяженного гибкого свайного фундамента с отношением $L/D > 10$ (см. раздел 8; *здесь D — диаметр сваи*). Настоящий стандарт не может применяться для расчетов фундаментов с промежуточным соотношением размеров: $1 < L/D < 10$ (*отношение L/D далее называется коэффициентом заглубления*). Соответствующие «промежуточные» фундаменты, часто обозначаемые как «кессонные фундаменты», представляют собой либо фундаменты мелкого заложения, снабженные юбкой, ребра которой внедряются в основание на глубину, превышающую ширину фундамента, либо более короткие и более жесткие фундаменты со сваями очень большого диаметра (диаметр которых превышает диаметр свай, традиционно используемых для устройства фундаментов морских сооружений). Проектирование таких фундаментов требует проведения специальных расчетов; при этом необходимо понимание, что любая экстраполяция расчетных методов, описанных в настоящем стандарте, на «промежуточные» фундаменты не может рассматриваться в качестве корректного подхода, пока такая экстраполяция не получила методического обоснования на основе геотехнических исследований и расчетов.

Издание официальное

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы нормативные ссылки на следующие документы:

ГОСТ 27751 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ Р 54483—2021 (ИСО 19900:2013) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Общие требования

ГОСТ Р 55311 Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Термины и определения

ГОСТ Р 57123 (ИСО 19901-2:2004) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Проектирование с учетом сейсмических условий

ГОСТ Р 57148 (ИСО 19901-1:2015) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Проектирование и эксплуатация с учетом гидрометеорологических условий

ГОСТ Р 58773—2019 (ИСО 19901-7:2013) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Системы позиционирования плавучих сооружений

ГОСТ Р 59305 (ИСО 13628-1:2005) Нефтяная и газовая промышленность. Проектирование и эксплуатация систем подводной добычи. Общие требования и рекомендации

ГОСТ Р 59996—2022 (ИСО 19901-8:2014) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Морские исследования грунтов

ГОСТ Р 59997—2022 (ИСО 19905-1:2016) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Постановка самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки

СП 369.1325800.2017 Платформы морские стационарные. Правила проектирования

Примечание — При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов (сводов правил) в информационной системе общего пользования — на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего стандарта в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде стандартов.

3 Термины и определения

В настоящем стандарте применены термины по *ГОСТ Р 55311,* а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1

базовая переменная *(basic variable): Физическая величина, характеризующая воздействия, влияния окружающей среды, свойства материалов, грунтов и геометрические параметры.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.7]

3.2

воздействие *(action): Явление, вызывающее внутренние силы в элементах конструкции.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.10]

3.3 ***геотехнические условия*** *(geotechnical design issues): Совокупность инженерно-геологических, гидрогеологических, экологических условий, а также статических, динамических и прочих условий нагружения при строительстве или реконструкции здания (сооружения).*

3.4 ***грунтовая пробка*** *(soil plug): Уплотненное грунтовое ядро внутри полой сваи или в полости межреберного пространства юбочной конструкции, препятствующее дальнейшему свободному поступлению грунта в полость при продолжающемся внедрении конструкции в основание.*

3.5

дренированные условия *(drained condition): Условия, при которых прикладываемые напряжения и изменения напряжения поддерживаются скелетом грунта и не вызывают изменения порового давления.*

[ГОСТ Р 59996—2022, статья 3.13]

3.6 **коэффициент надежности по материалу** *(Нрк. коэффициент по материалу)* (material factor): Частный коэффициент безопасности, который применяется к нормативному значению прочности грунта и отражает неопределенность или изменчивость соответствующей характеристики грунта.

3.7 **коэффициент надежности по нагрузке** *(Нрк. коэффициент по нагрузке)* (action factor): Частный коэффициент безопасности, который применяется к нормативному значению нагрузки и отражает неопределенность или изменчивость.

3.8 **коэффициент надежности по прочности [несущей способности]** *(Нрк. коэффициент по прочности)* (resistance factor): Частный коэффициент безопасности, который применяется к нормативному значению несущей способности фундамента и отражает неопределенность или изменчивость отдельных компонентов несущей способности, включая свойства грунта.

3.9 **морское дно** (*грунтовая толща*) (seabed): Грунты, залегающие ниже поверхности морского дна, вне зависимости от его типа: дисперсные грунты, такие как песок, илы или глина, сцементированные или скальные породы.

Примечания

1 Фундаменты морских сооружений чаще всего устанавливаются на дисперсных грунтах, и терминология настоящего стандарта отражает данный аспект. Вместе с тем приводимые требования в равной степени относятся к сцементированным и скальным породам. Таким образом, термином «грунты» обозначаются любые грунты, расположенные на поверхности морского дна или под ней.

2 В научной и технической литературе словосочетание «морское дно» часто используется для обозначения поверхности грунтовой толщи в океане (море), поэтому точный смысл данного словосочетания определяется контекстом.

3.10

недренированные условия *(undrained condition): Условия, при которых прикладываемые напряжения и изменения напряжения поддерживаются скелетом грунта и поровыми водами без изменения объема.*

[ГОСТ Р 59996—2022, статья 3.30]

3.11

нормативное значение *(characteristic value): Значение, устанавливаемое нормативными документами или принятое по репрезентативному значению.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.31]

3.12 **осадка** (settlement): Необратимое смещение сооружения вниз вследствие собственного веса и других нагрузок.

3.13 ***«отдых» грунта*** *(soil set-up): Явление постепенного увеличения в течение некоторого времени сдвиговой прочности грунта вблизи установленной сваи/якоря вследствие тиксотропии и консолидации, а также циклических факторов.*

Примечание — Термин применяется по отношению к глинистым грунтам.

3.14 **поверхность морского дна** (seafloor): Граница раздела между водной толщей моря и морским дном.

3.15

предельное состояние *(limit state): Состояние, при котором сооружение в целом или его элементы перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям (расчетным критериям), требованиям при производстве работ (строительстве) или находятся в состоянии, при котором их дальнейшая эксплуатация недопустима или нецелесообразна, либо восстановление их работоспособного состояния невозможно или нецелесообразно.*

Примечание — Превышение предельного состояния может рассматриваться как отказ в отношении выполнения заявленной функции, хотя в зависимости от расчетной ситуации отказ может быть локальным или глобальным, временным или постоянным.

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.39]

3.16 **пригодность к нормальной эксплуатации** (serviceability): Способность сооружения или конструктивного элемента функционировать надлежащим образом при всех ожидаемых нагрузках.

3.17 **прочность** (strength): Механическое свойство материала, характеризующее его способность сопротивляться нагрузкам (обычно выражается в единицах напряжения).

3.18

размыв *(scour): Перемещение грунтов морского дна от воздействия льда, волн, течений и работы движителей судов.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.42]

3.19

расчетное значение *(design value): Нормативное значение, умноженное (или поделенное) на соответствующий коэффициент надежности.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.44]

3.20 **расчетные нагрузки** (design actions): Определенные комбинации нормативных нагрузок с соответствующими коэффициентами надежности, представляющие расчетную ситуацию и используемые для проверки критериев проектирования.

3.21

репрезентативное значение *(representative value): Одно из множества значений, наиболее близко характеризующее необходимый параметр, используемый при расчетах по предельным состояниям.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.48]

3.22

сопротивление *(resistance): Способность морского нефтегазопромыслового сооружения или его элемента выдерживать воздействия.*

[ГОСТ Р 54483—2021, статья 3.52]

3.23 **эффективная площадь фундамента** (effective foundation area): Уменьшенная площадь фундамента, имеющая геометрический центр в точке, где результирующий вектор нагрузки пересекает базовый уровень фундамента.

3.24

юбка *(юбочная конструкция фундамента) (skirt): Пересекающиеся стенки или конструкции, закрепленные в нижней плите опорной части платформы и погружаемые в грунт дна с целью увеличения устойчивости опорной части на действие сдвигающих нагрузок, а также для повышения защищенности от размывов дна под основанием платформы.*

[СП 369.1325800.2017, статья 3.1.23]

4 Обозначения и сокращения

4.1 Общие положения

Часто используемые в настоящем стандарте обозначения перечислены в 4.2—4.5; определения других обозначений приведены в тексте непосредственно после соответствующей формулы. Следует иметь в виду, что одинаковые обозначения могут иметь различные значения в формулах, *приводимых в разных структурных единицах текста*.

4.2 Обозначения, применяемые при расчетах фундаментов мелкого заложения

В настоящем стандарте применены следующие обозначения:

A — фактическая площадь фундамента (по сечению в плане);

A' — эффективная площадь подошвы фундамента с учетом эксцентриситета приложения нагрузки;

A_h — площадь боковой поверхности фундамента в направлении сдвига;

A_p — поперечная площадь сечения *ребристой конструкции* (юбки);

A_s — площадь боковой поверхности юбки при заданной глубине вдавливания;

$A_{idealized}$ — площадь эквивалентного фундамента с прямоугольной подошвой (для фундаментов неправильной конфигурации);

b_c, b_q, b_γ — поправочные коэффициенты несущей способности, учитывающие наклон подошвы фундамента;

B — минимальный размер фундамента в плане (ширина фундамента);

B' — минимальный эффективный размер фундамента в плане (эффективная ширина фундамента);

C — коэффициент сжимаемости грунта для рассматриваемого диапазона нагрузок;

d_c, d_q, d_γ — поправочные коэффициенты несущей способности, учитывающие глубину заложения фундамента;

D — диаметр подошвы фундамента (для фундаментов с подошвой в форме круга);

D_b — расстояние от подошвы фундамента до поверхности дна;

e — эксцентриситет нагрузки;

e_0 — коэффициент пористости грунта «в массиве»;

e_1 — эксцентриситет нагрузки в направлении координатной оси 1;

e_2 — эксцентриситет нагрузки в направлении координатной оси 2;

f — удельное трение на поверхностях ребристых конструкций юбки при их установке;

F — поправочный коэффициент при расчете несущей способности, учитывающий неоднородность сопротивления недренированному сдвигу;

g_c, g_q, g_γ — поправочные коэффициенты, учитывающие наклон поверхности морского дна;

G — модуль сдвига грунта;

h — толщина слоя грунта;

H — горизонтальная нагрузка;

H_b — горизонтальная нагрузка, передаваемая на эффективную площадь основания;

H_d — расчетное значение сопротивления чистому сдвигу;

ΔH_d — горизонтальное сопротивление грунта за счет активного и пассивного давления на элементы юбки фундамента;

H_{ult} — предельная горизонтальная несущая способность по методу поверхностей текучести;

i_c, i_q, i_γ — поправочные коэффициенты при расчете несущей способности, учитывающие наклон нагрузок на фундамент;

K_c, K_q, K_γ — поправочные коэффициенты, учитывающие наклон нагрузки, форму фундамента, глубину заложения, наклон подошвы, а также наклон поверхности морского дна;

K_p — коэффициент пассивного давления грунта;

K_{rd} — коэффициент горизонтального отпора дренированного грунта;

K_{ru} — коэффициент горизонтального отпора недренированного грунта;

L — максимальный размер фундамента в плане (длина фундамента);

L' — эффективный максимальный размер фундамента в плане (эффективная длина фундамента);

M — опрокидывающий момент;

M_{ult} — момент удерживающих сил в методе поверхностей скольжения;

N_c — коэффициент несущей способности недренированного грунта, равный 5,14;

N_q, N_γ — коэффициенты несущей способности дренированного грунта, являющиеся функциями ϕ';

p'_{in} — природное эффективное давление вышележащего грунта на уровне нижнего края юбки в пределах площади юбки;

p'_{out} — природное эффективное давление вышележащего грунта на уровне нижнего края юбки вне площади юбки;

q — удельное сопротивление на торцах ребер юбки фундамента при вдавливании;

q_d — расчетное удельное значение вертикальной несущей способности при отсутствии горизонтальных нагрузок;

Q — вертикальная нагрузка;

Q_f — составляющая сопротивления юбки вдавливанию, порождаемая трением;

Q_p — составляющая сопротивления юбки вдавливанию, порождаемая давлением под торцами ребер юбки;

Q_r — сопротивление грунта при вдавливании юбки;

Q_{ult} — вертикальная несущая способность грунта в методе поверхностей текучести;

R — радиус подошвы круглого в плане фундамента;

RP — точка приведения нагрузок;

s_u — недренированная прочность грунта на сдвиг;

s_{u0} — недренированная прочность грунта на сдвиг на уровне подошвы фундамента (или на уровне базовой плоскости, проходящей по нижней границе ребер юбки фундамента);

$s_{u,ave}$ — среднее значение недренированной прочности грунта на сдвиг на поверхности контакта морское дно — базовая плоскость/подошва фундамента;

$s_{u,2}$ — эквивалентное значение недренированной прочности грунта на сдвиг ниже подошвы фундамента;

s_c, s_q, s_γ — поправочные коэффициенты при расчете несущей способности, учитывающие форму фундамента;

T — закручивающий момент;

u_Q, u_H — вертикальное и горизонтальное смещения на уровне подошвы фундамента;

β — угол наклона поверхности грунта в радианах — при вычислении коэффициентов наклона;

δ — угол трения поверхности контакта между грунтом и фундаментом;

$\Delta\sigma'_{v,z}$ — приращение эффективного вертикального напряжения в рассматриваемом слое грунта в заданный момент времени вследствие приращения вертикальной нагрузки на фундамент;

ϕ' — эффективное значение угла внутреннего трения грунта в условиях плоского деформированного состояния;

γ' — удельный вес грунта с учетом взвешивания;

γ_L — коэффициент надежности по нагрузке для временных нагрузок;

γ_m — коэффициент надежности по материалу;

κ — коэффициент возрастания с глубиной недренированной прочности грунта на сдвиг;

$\sigma'_{v0,z}$ — эффективное напряжение от вышележащего грунта на уровне рассматриваемого слоя грунта;

σ'_{v0} — эффективное напряжение в массиве на уровне подошвы фундамента (или на уровне торцов ребер юбки фундамента);

ν — коэффициент Пуассона грунта;

υ — угол наклона подошвы фундамента в радианах при вычислении коэффициентов наклона;

θ_M, θ_T — перемещения на уровне подошвы фундамента при опрокидывающих и закручивающих нагрузках.

4.3 Обозначения, применяемые при расчетах свайного фундамента

A_{pile} — общая площадь торца сваи, $A_{pile} = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$;

A_r — коэффициент вытеснения сваи, $A_r = \frac{A_w}{A_{pile}} = 1 - \left(\frac{D_i}{D}\right)^2$;

A_w — площадь поперечного сечения кольцевого пространства сваи, $A_w = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - D_i^2)$;

A_s — площадь боковой поверхности сваи в грунте;

C_1, C_2, C_3 — безразмерные коэффициенты, определяемые как функции ϕ' (для графиков p — y для песка);

D — наружный диаметр сваи;

D_i — внутренний диаметр сваи, $D_i = D - 2\,WT$;

D_{50} — средний диаметр частиц грунта;

D_{CPT} — диаметр инструмента CPT (D_{CPT} = 36 мм для стандартного конического пенетрометра (CPT) с площадью конуса 1000 мм^2);

D_r — относительная плотность песка (для метода 1 и метода 4 на основе CPT-зондирования);

E_S — модуль деформации грунта основания «в массиве»;

f — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи;

$f(z)$ — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи на глубине z;

$f_c(z)$ — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи на глубине z при сжимающей нагрузке;

$f_p(z)$ — расчетное сопротивление грунта на границе грунтовой песчаной пробки и внутренней стенки сваи (для метода 4 на основе CPT-зондирования);

$f_t(z)$ — расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи на глубине z при растягивающей нагрузке;

f_{lim} — предельное расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи;

h — расстояние вверх от пяты сваи (равно L — z);

J — безразмерная эмпирическая постоянная (для графиков p — y для глины);

k — модуль деформации грунта основания «в массиве» (для графиков p — y для песка);

K_0 — коэффициент бокового давления грунта в покое;

L — глубина внедрения сваи в грунт относительно исходной поверхности дна моря;

L_s — длина грунтовой пробки в слоях песка;

N_q — безразмерный коэффициент несущей способности;

p — достигнутая поперечная несущая способность сваи по грунту (для графиков p — y);

p_a — атмосферное давление (p_a = 100 кПа);

$P_{d,e}$ — расчетное значение вертикальной нагрузки на сваю, определенное в системе «линейная модель сооружения — нелинейная модель основания» для расчетных значений экстремальных нагрузок;

$P_{d,p}$ — расчетное значение вертикальной нагрузки на сваю, определенное в системе «линейная модель сооружения — нелинейная модель основания» для расчетных значений постоянных и переменных нагрузок, характеризующих нормальные условия эксплуатации;

p_r — репрезентативное значение несущей способности горизонтально нагруженной сваи в единицах силы на единицу длины сваи (для графиков p — y);

p_{rd} — репрезентативное значение несущей способности длинной горизонтально нагруженной сваи в единицах силы на единицу длины сваи (для графиков p — y);

p_{rs} — репрезентативное значение несущей способности короткой горизонтально нагруженной сваи в единицах силы на единицу длины сваи (для графиков p — y);

$p'_m(z)$ — природное эффективное среднее напряжение на глубине z;

P_o — внешний периметр сваи ($\pi\,D$);

q — расчетное сопротивление грунта под пятой сваи;

$q_c(z)$ — сопротивление конуса CPT на глубине z в единицах напряжения;

$q_{c,f}(z)$ — пониженное сопротивление конуса CPT на глубине z (для учета общего размыва);

$q_{c,av,1,5D}$ — среднее значение $q_c(z)$ в интервале 1,5 D под и над пятой сваи;

$q_{c,tip}$ — сопротивление конуса CPT на уровне пяты сваи;

Q — предельная несущая способность сваи по грунту под пятой (в графиках Q — z);

$Q_{f,c}$ — несущая способность сваи (по грунту) по боковой поверхности при сжатии;

$Q_{f,t}$ — несущая способность сваи (по грунту) по боковой поверхности при растяжении;

$Q_{f,i,clay}$ — суммарное значение поверхностного трения слоев глины в пределах грунтовой пробки (для метода 3 на основе CPT-зондирования);

Q_{lim} — предельное расчетное сопротивление грунта под пятой сваи;

Q_p — несущая способность сваи (по грунту) по торцевой поверхности;

Q_r — репрезентативное значение несущей способности вертикально нагруженной сваи;

$Q_{r,c}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи при вдавливающей нагрузке;

$Q_{r,t}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи при выдергивающей нагрузке;

s_u — недренированная прочность грунта на сдвиг;

$s_u(z)$ — недренированная прочность грунта на сдвиг на глубине z;

WT — толщина стенок сваи;

t — достигнутое (мобилизованное) значение сопротивления грунта на боковой поверхности погружаемой сваи, обусловленное трением (для графиков t — z);

t_{max} — максимальное значение сопротивления грунта на боковой поверхности погружаемой сваи, обусловленное трением (для графиков t — z);

t_{res} — остаточное сопротивление грунта на боковой поверхности погружаемой сваи (для графиков t — z);

y — поперечное смещение сваи (для графиков p — y);

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна;

z — значение осевого смещения заданной точки сваи для расчета сопротивления грунта на боковой поверхности (для графиков t — z);

z — осевое смещение нижнего конца сваи (для графиков Q — z);

z_R — расстояние от поверхности морского дна до нижней границы ослабленного слоя для случая однородной глины (для графиков p — y);

z' — окончательное заглубление относительно поверхности морского дна с учетом общего размыва;

z_{peak} — осевое смещение сваи, при котором достигается максимальное сопротивление грунта на боковой поверхности t_{max} (для графиков t — z);

z_{res} — осевое смещение сваи, при котором достигается остаточное сопротивление грунта на боковой поверхности t_{res} (для графиков t — z);

α — безразмерный коэффициент при расчете сопротивления грунта на боковой поверхности для связных грунтов;

β — безразмерный коэффициент при расчете сопротивления грунта на боковой поверхности для несвязных грунтов;

δ_{cv} — угол трения на границе стенка сваи — песок при условии постоянства объема;

ε_c — деформация, соответствующая половине максимального значения девиатора напряжений, для случая мягкой глины (для графиков p — y);

ϕ' — эффективное значение угла внутреннего трения песка для трехосного дренированного состояния;

γ' — удельный вес грунта в воде;

γ_{pile} — удельный вес материала сваи (сталь, бетон и т. п.);

γ_{water} — удельный вес воды;

$\gamma_{R,Pe}$ — коэффициент надежности по несущей способности сваи для расчетной ситуации, соответствующей экстремальным условиям;

$\gamma_{R,Pp}$ — коэффициент надежности по несущей способности сваи для расчетной ситуации, учитывающей постоянные и переменные нагрузки для условий нормальной эксплуатации;

Ψ — параметр, необходимый для определения коэффициента α для глин на глубине z [равен $s_u(z)/\sigma'_{v0}(z)$];

$\sigma'_{h0}(z)$ — эффективное горизонтальное напряжение в массиве на глубине z;

$\sigma'_{v0}(z)$ — эффективное вертикальное напряжение в массиве на глубине z;

$\sigma'_{v0,tip}$ — эффективное вертикальное напряжение в массиве под пятой сваи;

Δz_{GS} — глубина общего размыва;

Δz_{LS} — глубина местного размыва.

4.4 Обозначения для взаимодействия грунта с конструкцией для вспомогательных подводных конструкций, райзеров и выкидных линий

D — диаметр выкидной линии (трубопровода);

f_c — безразмерный коэффициент, учитывающий циклический характер нагружения;

f_t — безразмерный коэффициент, учитывающий фактор времени;

f_V — безразмерный коэффициент, учитывающий фактор скорости;

G_{max} — начальный модуль сдвига грунта (линейное деформирование, малые деформации);

H — поперечное (горизонтальное) сопротивление грунта;

K_{max} — максимальное значение приведенного секущего модуля на диаграмме первичной разгрузки или повторного нагружения;

I_P — число пластичности грунта;

k_v — жесткость эквивалентной пружины (равна $\Delta Q/\Delta z$);

N — полное значение нормальной контактной силы;

N_c — безразмерный коэффициент несущей способности;

Q_{smax} — максимальное значение засасывающей силы (силы отрыва от дна) в расчете на единицу длины трубопровода;

Q_u — предельное сопротивление внедрению в грунт в расчете на единицу длины трубопровода;

s_u — недренированная прочность грунта на сдвиг;

s_{uDSS} — недренированная прочность грунта на сдвиг при простом статическом сдвиге;

s_{ur} — недренированная прочность на сдвиг грунта с нарушенной структурой;

T — продольное сопротивление трубопровода в дренированных условиях в расчете на единицу длины трубопровода;

V — вертикальная нагрузка на трубопровод;

z — заглубление нижней образующей выкидной линии (трубопровода) в морское дно;

Δ_Q — изменение вертикальной силы (при изменении заглубления) в расчете на единицу длины трубопровода;

Δ_z — приращение заглубления;

Δ_{zb} — перемещение поднятия (отрыв от дна);

δ — угол внутреннего трения грунта на границе раздела грунта и трубопровода;

μ — коэффициент трения трубопровода по грунту;

ζ — безразмерный коэффициент усиления (вертикальной несущей способности);

ζ_t — безразмерный коэффициент, учитывающий фактор времени;

ζ_V — безразмерный коэффициент, учитывающий фактор скорости;

$\theta_{D'}$ — половина угла, соответствующего заглубленной в грунт дуге окружности трубопровода

4.5 Обозначения для якорей систем удержания

a — ускорение гравитационного падающего якоря;

A — площадь лапы заглубляемого якоря;

A_{eff} — эффективная площадь плужного якоря, зависящая от формы и площади проекции;

A_{in} — площадь внутреннего поперечного сечения вакуумного якоря-сваи (в ходе монтажа создается разрежение);

A_{inside} — площадь внутренней боковой поверхности стенки вакуумного якоря-сваи;

A_p — площадь проекции гравитационного якоря;

A_{tip} — площадь поперечного сечения нижнего конца анкерной сваи;

A_{wall} — сумма площадей внутренних и внешних стенок анкерной сваи;

B — ширина лапы заглубляемого якоря;

C_D — коэффициент сопротивления гравитационного падающего якоря;

f — коэффициент трения между цепью или витым канатом и поверхностью морского дна;

F_b — лобовое сопротивление внедрению гравитационного падающего якоря;

F_{drag} — гидродинамическое сопротивление, действующее на гравитационный падающий якорь;

F_f — сопротивление трения по боковой поверхности гравитационного падающего якоря;

F_{max} — предельная держащая способность плужного якоря;

FOS_{axial} — коэффициент надежности по нагрузке для случая продольного нагружения якоря;

$FOS_{combined}$ — коэффициент надежности по нагрузке для случая комбинированного продольного и поперечного нагружения якоря;

$FOS_{lateral}$ — коэффициент надежности по нагрузке для случая поперечного нагружения якоря;

H — горизонтальная компонента нагрузки;

H — держащая способность заглубляемого якоря при горизонтальной нагрузке;

L — длина лапы заглубляемого якоря;

L_{cw} — длина находящегося в контакте с морским дном участка цепи или троса;

m — масса гравитационного падающего якоря;

n — безразмерный коэффициент для расчета держащей силы заглубляемого якоря;

N_c — безразмерный коэффициент для расчета лобового сопротивления задавливаемой анкерной сваи;

P_{cw} — разрывное усилие якорной цепи или троса;

Q_{tot} — общее сопротивление задавливанию анкерной сваи;

Q_{side} — сопротивление по боковой поверхности анкерной сваи;

Q_{tip} — лобовое сопротивление анкерной сваи;

S_e — коэффициент, учитывающий скорости деформации грунта;

S_t — показатель чувствительности грунта;

s_u — недренированная прочность в рассматриваемой точке;

$s_{u,AVE}$ — среднее значение недренированной прочности в пределах зоны разрушения при расчетной глубине внедрения с учетом циклического нагружения;

$s_{u,tip\ AVE}$ — среднее значение недренированной прочности по результатам испытаний на трехосное сжатие, трехосное растяжение и простой сдвиг на уровне внедрения анкерной сваи;

$s_{u,DSS}$ — недренированная прочность по результатам испытаний на простой сдвиг;

t — время;

t_r — время извлечения анкерной сваи;

v — скорость гравитационного падающего якоря;

V — вертикальная компонента силы;

W_s — вес в воде гравитационного падающего якоря;

W' — вес в воде якоря;

W'_{cw} — удельный вес в воде цепи или троса;

z — глубина внедрения;

ΔU_{req} — необходимое разряжение для заглубления вакуумной анкерной сваи;

ΔU_{crit} — критическое разряжение, вызывающее разрушение грунтовой пробки внутри вакуумной анкерной сваи;

α_{ins} — коэффициент, характеризующий трение на боковой поверхности вакуумной анкерной сваи или гравитационного падающего якоря в процессе их внедрения в дно;

γ' — удельный вес грунта в воде;

η — эмпирический понижающий коэффициент, учитывающий прогрессирующую деградацию прочностных характеристик грунта (деформационное разупрочнение) при повышении нагрузки вплоть до разрушения грунта;

ρ — плотность жидкости;

θ — угол наклона якорной линии в точке скобы якоря (измеренный от горизонта);

θ_{axial} — угол наклона якорной линии в точке скобы якоря (измеренный от горизонта), при превышении которого предельная держащая сила определяется усилием вырывания;

$\theta_{lateral}$ — угол наклона якорной линии в точке скобы якоря (измеренный от горизонта), при значениях меньше которого предельная держащая сила определяется усилием протаскивания.

4.6 Сокращения

В настоящем стандарте применены следующие сокращения:

CFD — вычислительная гидродинамика (*computational fluid dynamics*);

CPT — испытание коническим пенетрометром (или статическое CPT-зондирование) (*cone penetration test*);

CPTU — непрерывное CPT-испытание (*continuous penetration test*);

SCR — стальной гибкий райзер (*steel catenary riser*);

SRD — сопротивление грунта забивке свай (*soil resistance to driving*);

ULS — предельное состояние первой группы (*ultimate limit state*);

VLA — якорь, несущий вертикальную нагрузку (*vertically loaded anchor*);

КБ — коэффициент безопасности;

МДН — метод проектирования по допускаемым напряжениям;

МКЭ — метод конечных элементов;

МЧКН — метод проектирования по предельным состояниям с частными коэффициентами надежности;

НН — неконсолидированно-недренированный;

ОНС — обратная несущая способность;

ПВП — противовыбросовый превентор;

ПВС — предельная выдергивающая сила;

ТКД — точка касания дна (для райзеров, выкидных линий и т. п.).

5 Общие требования

5.1 Общие положения

Методология проектирования основывается на методе предельных состояний с частными коэффициентами надежности, а именно, коэффициентами надежности по нагрузкам и по материалам (см. *ГОСТ Р 54483*). Требования по использованию в проектных расчетах тех или иных значений частных коэффициентов надежности для различных расчетных ситуаций приведены в соответствующих международных стандартах по шельфовым сооружениям. Тем не менее имеются отдельные виды конструкций/конструктивных систем, для которых не были разработаны положения по проектированию в формате МЧКН, и при их проектировании используются другие подходы: например, при проектировании систем позиционирования *плавучих нефтегазопромысловых сооружений* используются общие коэффициенты безопасности *(см. ГОСТ Р 58773)*, хотя при этом для проектирования якорей применяется МЧКН.

По мере развития документов по шельфовым сооружениям и [*1*] одновременно применялись термины «нормативное значение» и «репрезентативное значение», которые используются и в настоящем стандарте. Оба обозначают значения переменной с назначенной вероятностью непревышения

(т. е. отсутствие событий реализации неблагоприятных ситуаций в части значений этой переменной) в течение некоторого базового периода (как правило, один год). В некоторых расчетных ситуациях могут быть использованы два нормативных значения — верхнее и нижнее. Если нормативные значения нельзя определить на основе статистических данных, либо когда статистическое распределение неизвестно или если соответствующие данные отсутствуют, то может указываться номинальное значение. Использование такого подхода в сочетании с вышеуказанными значениями коэффициентов надежности по нагрузкам и по материалам предполагает, что геотехнические исследования и процесс проектирования основания (фундамента) приведут к созданию проекта шельфового сооружения с соответствующим уровнем надежности, которое будет полностью соответствовать требованиям *ГОСТ 27751* и *ГОСТ Р 54483.*

Коэффициент надежности по материалу для грунта (коэффициент надежности по грунту) может быть выражен в виде отношения нормативного значения сопротивления сдвигу недренированного грунта к реализованному в условиях равновесного состояния напряжению сдвига или как отношение нормативного значения тангенса репрезентативного значения угла внутреннего трения к тангенсу угла внутреннего трения, соответствующего равновесному состоянию. Коэффициент надежности по материалу не должен приниматься ниже 1,25. Его значение может уточняться с учетом совокупности данных по последствиям разрушения, точности использованного метода вычислений или неопределенности параметров модели, а также способа определения нормативной прочности грунта.

Также следует учитывать признанные практики применения вычислительных процедур и особенности проанализированных механизмов устойчивости. Рекомендуется в нестандартных расчетных ситуациях прибегать к обоснованному увеличению коэффициента надежности по материалу, особенно в случаях, когда рассматриваются новые типы конструкций и/или опыт работы с данными грунтовыми условиями отсутствует или незначителен.

Методология проектирования МЧКН в настоящем стандарте предполагает использование значений коэффициентов надежности по нагрузкам и материалам, которые должны приводить к общей надежности фундамента, сопоставимой по сравнению с получаемой на основе использования методологии проектирования МДН, заложенной в апробированном на практике документе *по проектированию морских стационарных платформ* [*1*]. Хотя рекомендации по проектированию в настоящем стандарте и в [*1*] большей частью согласованы, следует иметь в виду, что при определенных условиях методы МЧКН и МДН могут приводить к различиям в результатах расчетов. Для выполнения расчетов *морских фундаментов практически всегда* необходимо привлечение специалистов-геотехников.

Фундамент должен проектироваться таким образом, чтобы он мог выдерживать статические и динамические — повторяющиеся, а также переходные — нагрузки (нагрузки от воздействия гидрометеорологических факторов должны определяться с учетом положений *ГОСТ Р 57148*), не вызывая чрезмерных деформаций или вибрации сооружения. Особое внимание должно быть уделено эффектам повторяющихся и переходных воздействий на отклик конструкции сооружения, а также на прочность поддерживающих грунтов. Должна учитываться возможность движений морского дна. Любые воздействия на элементы фундамента в результате таких смещений должны учитываться в расчетах. Следует оценивать вероятность нарушения природного состояния грунтов основания в результате установки направления или бурения неглубокой скважины (см. 9.12). Необходимо отметить, что положения настоящего стандарта не в полной мере применимы в отношении специфических грунтов, таких как карбонатные грунты [см. А.6.4 (приложение А)], вулканические пески или высокочувствительные глины.

Геотехнические исследования и проектирование фундамента должны выполняться компетентным персоналом с квалификацией и опытом, необходимыми для применения настоящего стандарта.

Примечание — В случае необходимости или целесообразности получения для проектируемого сооружения класса Российского морского регистра судоходства проектирование фундаментов и систем якорного позиционирования следует дополнительно выполнять на основе [*2*], [*3*].

5.2 Расчетные ситуации и коэффициенты надежности

Указания и рекомендации по составу расчетных ситуаций, которые необходимо рассматривать с соответствующими значениями коэффициентов надежности по нагрузкам, приводятся в следующих документах:

- для стационарных стальных шельфовых сооружений — [*4*];
- для стационарных бетонных шельфовых сооружений — [*5*];
- для плавучих шельфовых сооружений — [*6*] и *ГОСТ Р 58773;*

- для самоподъемных морских буровых установок — *ГОСТ Р 59997;*
- для сооружений арктического шельфа — [7].

Коэффициенты надежности по несущей способности, относящиеся к расчету свайных фундаментов, приведены в 8.1.1. Коэффициенты надежности по материалу, используемые при расчета фундаментов мелкого заложения, приведены в 7.3.1 и 7.3.3. При оценке устойчивости фундаментов мелкого заложения расчетное значение сопротивления грунта вычисляется путем умножения нормативного сопротивления грунта на коэффициент надежности по материалу. Это отличается от практики расчета свай, где коэффициент надежности применяется к нормативному значению несущей способности фундамента.

Специальные требования и методы расчетов, а также критерии проектирования для динамических нагрузок в условиях землетрясений содержатся в *ГОСТ Р 57123.*

5.3 Нормативные значения характеристик грунта

В этом подразделе приведены общие принципы и методические указания по выбору нормативных значений характеристик грунта, соответствующих МЧКН. Термин «грунт» (грунтовая толща) используется в соответствии с положениями *ГОСТ 27751* и *ГОСТ Р 54483. В контексте настоящего стандарта* этот термин в определенных аспектах эквивалентен термину «морское дно», который определен в 3.15 и в *ГОСТ Р 59996.*

При оценке нормативных значений характеристик грунта необходимо учитывать следующие аспекты:

- определение нормативного значения;
- допущения, принимаемые в расчетной модели;
- количество и качество исследований на площадке строительства, анализ возможных способов влияния внешней среды, включая факторы недостаточности данных и неточности знаний;
- качество исходных данных, включая геологические данные и физически достоверные значения;
- измеряемые количественные характеристики физических величин, которые соответствуют и являются репрезентативными для совокупности свойств, учитываемых в расчетной модели;
- соответствующие коэффициенты или функции преобразования для пересчета свойств, полученных по результатам лабораторных и/или полевых испытаний или с помощью других методов, в свойства, которые соответствуют допущениям, принятым в расчетной модели;
- погрешности измерений, неточность коэффициентов пересчета, а также статистическая изменчивость;
- пространственная изменчивость свойств грунта в пределах каждого пласта;
- снижение изменчивости других факторов с помощью соответствующих методов (если имеется достаточное количество данных).

Дополнительные указания по определению нормативных значений характеристик грунтов приведены в А.5.3 (приложение А).

5.4 Испытания и контрольно-измерительная аппаратура

Когда имеется неопределенность в отношении свойств основания, следует выполнять испытания или устанавливать контрольно-измерительную аппаратуру. Для всех типов морских сооружений выполнение измерений и осуществление мониторинга эксплуатационных характеристик в ходе строительства и эксплуатации фундамента является обязанностью оператора и других заинтересованных лиц.

Методы испытаний и измерений могут быть различных видов. Ниже указаны основные из них.

а) Нагрузочные испытания и/или модельные испытания

Нагрузочные испытания, модельные испытания или крупномасштабные полевые испытания следует выполнять в ситуациях, когда имеется значительная неопределенность в показателях несущей способности фундамента, а также когда аспекты безопасности и/или показатели экономической эффективности требуют дополнительного исследования и обоснования, например, когда:

- конфигурация фундамента сильно отличается от вариантов, для которых имеется опыт эксплуатации;
- грунтовые условия значительно отличаются от тех, для которых имеется опыт эксплуатации;
- предлагаются новые методы строительства или демонтажа;
- существует высокая степень неопределенности в отношении поведения конструкции или ее фундамента.

b) Временная установка контрольно-измерительной аппаратуры

Конструкции сооружения или ее фундамента должны оборудоваться временной контрольно-измерительной аппаратурой в случаях, когда:

- реализуемый метод строительства подразумевает наличие данных измерений для осуществления контроля операций;
- для реализуемого метода строительства отсутствует или имеется в недостаточном объеме опыт предшествующего применения.

c) Контрольно-измерительная аппаратура постоянного действия

Конструкция сооружения или ее фундамента должна быть оборудована постоянной контрольно-измерительной аппаратурой в случаях, когда:

- безопасность или работа фундамента (например, интенсивность и/или схема приложения нагрузок) зависит от активных операций — тех или иных морских, строительных, технологических и т. п. операций, выполняемых разово или на регулярной основе на данном сооружении;
- конфигурация фундамента, грунтовые условия или нагрузки существенно отличаются от тех, по которым имеется практический опыт;
- существует необходимость мониторинга поведения всего фундамента в части внедрения в грунт, осадок, наклонов и других параметров его работы;
- применяемый метод демонтажа подразумевает наличие данных измерений для осуществления контроля операций.

6 Исходные данные для геомеханической модели основания

6.1 Общие положения

Определение геотехнических условий, а также оценку геологических опасностей и соответствующих ограничений необходимо проводить с помощью комплексного изучения площадки строительства на основе геофизических исследований, оценки геологических условий, исследования свойств морского грунта и геотехнических расчетов. Геофизические исследования должны быть выполнены в первоочередном порядке, чтобы обеспечить идентификацию опасных геологических процессов до начала исследования свойств донного грунта. Дополнительные указания приведены в *ГОСТ Р 59996.*

Сбор геофизических данных осуществляется для разработки инженерно-геологической модели в целях правильного учета особенностей процессов осадконакопления, а также других природных процессов и геологических особенностей площади. Геофизические данные также используются, чтобы помочь в интерпретации стратиграфического разреза на основе данных инженерно-геологических скважин с целью определения пространственной изменчивости в пределах площадки, а также для оптимизации местоположения предлагаемых объектов строительства. Включение геотехнических данных в инженерно-геологическую модель позволяет оценить ожидаемое воздействия геологических условий на искусственные объекты, такие как сооружения, трубопроводы, якоря и устья скважин.

6.2 Геофизические исследования верхней части разреза и поверхности дна

Исследования (геофизическими и другими методами) верхней части разреза и поверхности дна позволяют получить данные о стратиграфии грунтов, геологических особенностях участка, таких как оползни, в том числе ротационные, уступы, уклоны или изрезанность морского дна, грязевые вулканы и сопки, обвалы, песчаные волны, разломы, диапиры, эрозионные поверхности, газопроявления в отложениях, газовые сипы, погребенные каналы, латеральная изменчивость мощности слоев. Площадное распределение слоев придонного грунтового массива может быть корректно нанесено на карту, если установлено хорошее соответствие между инженерно-геологическим бурением и данными полевых испытаний, а также результатами геофизической съемки морского дна, что должно быть подтверждено в отчете по инженерно-геологическим изысканиям.

Типы оборудования для выполнения геофизических исследований верхней части разреза включают в себя:

a) эхолоты и широкополосные батиметрические системы (в которых используется набор различных диапазонов работы батиметрического оборудования), с помощью которых определяют глубину моря и морфологию морского дна. Для морского дна с усложненным рельефом широкополосные системы имеют преимущество, поскольку обеспечивают более высокую плотность данных и лучшее определение изменчивой топографии. Батиметрические исследования следует сопровождать изме-

рениями приливов и расчетами соответствующих поправок. Сейсмические данные 3D, полученные в целях проектирования разработки залежей, также представляют полезную информацию для создания батиметрических карт на глубоководных участках. Эти данные следует использовать только для предварительных оценок, поскольку их разрешение может быть порядка нескольких метров — в зависимости от изменчивости батиметрии;

b) донные акустические профилографы (настраиваемые измерительные преобразователи) идентифицируют структурные объекты в пределах приповерхностных отложений.

Примечание — Системы такого типа могут также предоставлять данные для отображения границы «вода — дно» или для визуализации поверхности морского дна;

c) сейсмические источники, такие как бумеры (*приборы с электродинамическими излучателями*) или мини-спаркеры (*приборы с электроискровыми излучателями*), могут определять структуру приблизительно на глубину до 100 м ниже поверхности дна. Одиночные или настраиваемые группировки спаркеров, пневмопушек, водяных пушек или газовзрывных сейсмоисточников могут определять структуру массива на больших глубинах и увязывать получаемые данные с данными глубинных сейсмических исследований коллектора. Сигналы от сейсмического источника принимаются одноканальными аналоговыми или многоканальными гидрофонами. Цифровая обработка записанных сигналов улучшает качество записанных изображений и удаляет посторонние шумы, а также кратные волны записанных сигналов;

d) аппаратура для работ методом преломленных волн может обеспечить получение информации по стратификации придонного грунтового массива в пределах нескольких метров от поверхности морского дна.

Типы оборудования для выполнения «визуальных» осмотров включают в себя:

a) гидролокатор бокового обзора, который предоставляет данные для определения объектов на дне моря и для оценки отражательной способности поверхности дна.

Примечание — Измерения отраженного рассеяния от некоторых широкополосных систем могут также предоставить информацию о морфологии;

b) акустические профилографы (см. перечисление b) выше).

Помимо данных инженерно-геологических скважин полезными для калибровки результатов и улучшения разрешения геологической информации являются данные отбора приповерхностных проб отложений с использованием гравитационного, поршневого, черпакового или вибрационного пробоотборника, а также результаты статического CPT-зондирования грунта вдоль геофизических профилей.

Для получения дополнительной информации о поверхности морского дна рекомендуется проводить прямые видеонаблюдения поверхности дна с помощью камер, установленных на дистанционно управляемых подводных аппаратах (ROV) или автономных подводных аппаратах (AUV), а также наблюдения с обитаемого подводного аппарата. Полученные видеоданные могут быть также использованы для подтверждения или детализации геологических условий морского дна.

6.3 Инженерно-геологическая модель и идентификация опасных геологических процессов

6.3.1 Общие положения

Характер, интенсивность и период повторяемости потенциально активных геологических процессов следует оценивать на основе исследований площадки. Корректное аналитическое моделирование может обеспечить получение входной информации для оценки воздействия активных геологических процессов на конструкции и фундаменты. Из-за неопределенностей, связанных с определением характеристик этих процессов, полезным для разработки критериев проектирования может оказаться параметрический подход.

Инженерно-геологическая модель разрабатывается с учетом предполагаемой истории процесса осадконакопления. Геофизические данные следует интерпретировать в рамках принятой гипотезы. Объекты в пределах одного и того же геологического периода следует картировать вместе. Объекты, не связанные с конкретным процессом, следует картировать раздельно. При необходимости выбранная схема картирования должна подвергаться корректировке в целях достижения согласованности между данными и моделью. Предполагается, что по результатам этапа геологического моделирования в отчете о геотехнических исследованиях оказывается возможным представить характер развития геологических объектов во времени и оценить, какое влияние идентифицированные объекты смогут оказать в будущем на инженерные сооружения.

Некоторые наиболее типичные геологические процессы, явления и условия обсуждаются в 6.3.2—6.3.7.

6.3.2 Сейсмичность района

Территория считается сейсмоопасной на основе исторических записей о землетрясениях (их частоте и интенсивности) или на основе схемы тектонического районирования региона. Дополнительную информацию см. в *ГОСТ Р 57123.*

Анализ сейсмичности включает в себя исследование возможной неустойчивости придонных грунтов вследствие разжижения, подводных оползней, вызванных сейсмической активностью; расположение сейсмогенных разломов относительно площадки; особого характера движений грунта, прогнозируемых в течение жизненного цикла сооружения, а также оценку ожидаемого уровня сейсмических воздействий для планируемых операций. Сооружения на мелководье, подверженные опасности цунами, должны быть оценены с точки зрения последствий результирующих воздействий.

6.3.3 Разломы

На некоторых морских акваториях плоскости разломов могут простираться до поверхности дна и нести в себе угрозу неконтролируемых вертикальных и горизонтальных смещений. Смещение разлома может возникнуть в результате тектонической активности, миграции флюидов из глубоких коллекторов или длительной ползучести, обусловленной крупномасштабной седиментацией или эрозией. Размещение объектов в непосредственной близости от разломов, пересекающих поверхность морского дна, по возможности должно быть исключено.

Если в силу каких-либо причин предполагается размещение сооружения вблизи потенциально активных разломов, при проектировании необходимо учитывать воздействие смещения разлома на фундамент в будущем. Если установлено, что эти эффекты воздействия несут в себе потенциальную угрозу, необходимо оценить интенсивность и временную шкалу предполагаемых смещений и использовать соответствующие результаты при проектировании сооружений.

6.3.4 Неустойчивость морского дна

Движение морского дна может быть вызвано гидродинамическим давлением от морских волн, землетрясениями, собственным весом грунта, разложением газогидратов, выходом мелкозалегающего газа, смещением разломов или другими геологическими процессами. Слабые, неконсолидированные отложения, залегающие в местах, где наблюдается значительное волновое давление, могут оказаться неустойчивыми даже при очень малых углах наклона поверхности дна. Землетрясения могут вызывать обрушение подводных склонов, которые являлись устойчивыми под действием собственного веса и волн.

Быстрое осадконакопление (такое, как в случае активно растущих дельт), низкая прочность грунтов, собственный вес грунта, а также волновое давление представляют собой основные факторы, контролирующие геологические процессы, в результате которых происходит постоянное склоновое движение грунтовых масс. В этих условиях при проектировании необходимо учитывать эффекты крупномасштабного движения отложений (грязевые оползни и обрушения) на участках, подверженных активному волновому давлению, склоновые движения вследствие процессов ползучести в грунтах на участках, непосредственно не подверженных волновому воздействию, а также возможные последствия эффектов размыва и/или накопления осадков для работы конструкций фундамента.

Объем исследований площадки на участках потенциальной неустойчивости должен включать выявление метастабильных геологических объектов вблизи площадки и определение физических характеристик грунта, необходимых для моделирования и количественной оценки движений поверхности дна.

Оценка на основе геотехнических расчетов параметров движений грунта как функции глубины относительно поверхности дна моря может использоваться для прогнозирования воздействий на элементы конструкции. Геологические исследования, использующие исторические батиметрические данные или определение возраста отложений, могут быть использованы для количественной оценки скорости осадконакопления в ходе расчетного жизненного цикла сооружения.

6.3.5 Эрозия дна и перенос осадков

Размыв (эрозия дна), определяемый как перемещение грунтов морского дна от воздействия льда, волн, течений и работы движителей судов, сопровождается удалением грунта в различных по размерам зонах на морском дне. Эрозия может возникать в результате естественных геологических/литодинами-

ческих процессов или может быть техногенно обусловленной и вызываться различными донными сооружениями, перекрывающими естественные потоки наносов на морском дне.

Как показывают наблюдения, изменчивость рельефа морского дна можно охарактеризовать как совокупность нескольких факторов:

a) локальный размыв:

- крутонаклонные котловины размыва вокруг элементов фундамента, таких как отдельные сваи или куст свай;

b) общий размыв:

- размываемые на небольшую глубину участки большой протяженности вокруг сооружения, обусловленные глобальным гидродинамическим воздействием на сооружение, взаимовлиянием нескольких соседних сооружений или сложным взаимодействием типа «волнение — грунт — сооружение»;

c) общее движение морского дна за счет перемещения песчаных валов, долин и отмелей, которое имеет место и при отсутствии сооружения:

- такие движения могут приводить к однонаправленному понижению/повышению уровня дна или к повторяющимся циклам таких явлений. Установка искусственных сооружений способна изменять местный режим транспорта отложений, что может усиливать эрозию, вызывать осадконакопление, но может и не оказывать существенного итогового воздействия.

Размыв может приводить к снижению вертикальной и боковой поддержки фундаментов, вызывая нежелательную дополнительную осадку фундаментов мелкого заложения и повышенные напряжения в структурных элементах фундамента. Когда существует вероятность размыва, этот фактор необходимо непосредственно учитывать в расчетах и/или разрабатывать технические решения по его ослаблению [см. А.8.1.4.2.7, пункт g) и А.8.5.6 (приложение А)] *до уровня, не представляющего угрозы для безопасности эксплуатации сооружения в течение расчетного срока службы.*

6.3.6 Придонный газ

Наличие биогенного или петрогенного газа в поровой воде мелкозалегающих грунтов является важным аспектом проектирования фундамента. Природный газ в грунтовом массиве может быть либо газообразным (присутствует в виде газа, растворенного в находящейся в поровом пространстве жидкости, или в виде свободного газа), либо связанным с водой в твердой форме (известной, как газогидраты). Помимо того, что это осложняет бурение геотехнических скважин в ходе геологического исследования площадки (см. *ГОСТ Р 57123*) и бурение глубоких нефтяных скважин, фактор наличия мелкозалегающего газа должен быть учтен при исследовании свойств грунтов основания. Эффекты растворения и расширения газа в извлеченных образцах могут оказать влияние на результаты лабораторных исследований и привести к искажению значений характеристик геотехнических условий.

6.3.7 Оседания морского дна

Характер грунтовых условий, а также процессы в коллекторе и процесс извлечения углеводородов должны быть исследованы с точки зрения возможности развития оседания морского дна в течение жизненного цикла месторождения. Ожидаемая величина оседания морского дна, обусловленная сжатием коллектора, должна быть учтена при назначении клиренса (возвышения палубы на поверхностью моря) проектируемого сооружения. Величина оседания поверхности морского дна зависит от размеров коллектора, сжимаемости пород коллектора и прогнозируемого падения давления.

6.4 Карбонатные грунты

При выполнении исследований площадок, геологическое строение которых не изучено, либо расположенных на территории, для которой известно или предполагается присутствие карбонатных осадков, необходимо применять диагностические методы, позволяющие устанавливать наличие карбонатных грунтов. Если пески или илы, находящиеся в основании сооружения, содержат карбонатный материал в долях свыше 15 %—20 %, это может отрицательно сказаться на работе фундамента, и тогда следует разрабатывать специальную программу полевых и лабораторных испытаний [см. А.6.4 (приложение А) и *ГОСТ Р 57123*].

7 Проектирование фундаментов мелкого заложения

7.1 Общие положения

Фундаменты мелкого заложения в контексте настоящего стандарта включают в себя фундаменты, размещаемые непосредственно на морском дне без заглубления, а также заглубленные фундаменты с максимальным заложением, равным половине минимального размера в плане, т. е. для коэффициента заглубления не выше 0,5. Представленные методические указания могут быть использованы при проектировании фундаментов с коэффициентом заглубления до 1,0, однако в этих случаях необходимо заключение специалиста-геотехника по результатам дополнительного изучения данных.

Примечание — При выполнении расчетов необходимо использовать такой подход (либо описанный в настоящем стандарте, либо предлагаемый СП 369.1325800.2017), который обеспечивает более жесткие требования к надежности и безопасности фундамента.

Расчетные формулы, приводимые ниже для оценки устойчивости (первая группа предельных состояний) и пригодности к нормальной эксплуатации по перемещениям (вторая группа предельных состояний) фундаментов мелкого заложения, основаны на теоретических решениях для случаев простой структуры грунтового массива и идеализированной реакции грунта (постоянная или линейно увеличивающаяся с глубиной прочность или жесткость грунта и механические свойства грунта в полностью дренированном или недренированном состоянии). Формулы следует применять только для расчетных ситуаций, одинаковых с теми, для которых они были получены, или для таких, для которых их применимость может быть обоснована. Дополнительные формулы, которые могут использоваться для расчетов, приведены в А.7 (приложение А) вместе с обсуждением ограничений и альтернативными подходами.

В настоящем разделе рассматриваются вопросы проверки по предельным состояниям, характеризующим работу грунта, и не затрагиваются вопросы обеспечения целостности конструкции фундамента. В качестве общих указаний необходимо отметить следующее:

- изначально приводимые рекомендации предназначались для расчета временных фундаментов, таких как донные плиты с неглубокой юбкой для платформ типа «джекет», используемые для устройства временного опирания на дно в ходе строительства, в предположении идеализированных грунтовых условий;

- представленные методы применяются для расчетных ситуаций с основными сочетаниями нагрузок, включающими постоянные нагрузки и переменные (временные) нагрузки, в составе которых для удобства расчетов отдельно выделяют нагрузки от природных воздействий (ветра, волн и течений, дрейфующего льда); если нагрузки порождаются переходными или циклическими воздействиями, то они трактуются как квазистатические. В случаях, когда требуется выполнение более сложных динамических расчетов с учетом инерционных нагрузок на конструкции сооружения или грунты основания (например, при сейсмическом воздействии), необходимо проведение специальных исследований;

- данные рекомендации также могут быть применены при проектировании фундаментов сооружений длительной эксплуатации. Это допускается применительно к расчетным ситуациям с простыми схемами приложения нагрузок и для простых геологических условий. Рекомендации могут быть также применены в случае, если возможное разрушение фундамента приведет к перемещениям (поступательным и/или угловым), для которых подтверждены минимальные по своим характеристикам экологические и экономические последствия, а также последствия в области промышленной безопасности (если такие допустимые уровни последствий установлены действующими нормами);

- для выполнения расчетов при проектировании фундаментов мелкого заложения в более сложных природных условиях и, соответственно, расчетных ситуациях (сложное геологическое строение основания, разнонаправленные циклические нагрузки, в том числе ситуации с существенным изменением давления на основание вследствие переменности уровня поверхности моря) необходимо использование более точных альтернативных подходов. При анализе сложных расчетных ситуаций для подтверждения того, что критерии проектирования выполняются, могут быть использованы различные передовые расчетные методы, например такие, как МКЭ-моделирование. Оценку предельного состояния по критерию выдергивания/отрыва необходимо выполнять с детальным исследованием следующих аспектов: отрицательное поровое давление (эффект присоса), адгезионные и фильтрационные характеристики грунта, пути дренирования, длительность воздействий, геометрия фундамента. В случаях, когда исключены другие критические механизмы разрушения системы «фундамент — сооружение»

(например, отделение фундамента от морского дна вследствие дренирования), оценка сопротивления выдергиванию может быть выполнена с помощью представленных ниже и в А.7 (приложение А) соответствующих формул для несущей способности по грунту при сжимающих нагрузках, но рассматривая «обратный» механизм исчерпания несущей способности при растягивающих нагрузках;

- при расчетах массивных сооружений (бетонных, стальных, комбинированных) с фундаментом гравитационного типа, а также морских мобильных буровых установок требования настоящего раздела должны быть дополнены и/или модифицированы с учетом требований, приведенных в *ГОСТ Р 59997,* [*5*] и [*8*].

Во многих ситуациях оправдано применение фундаментов, подошва которых снабжена по контуру юбочной конструкцией, вертикальные ребра которой проникают в морское дно. Если площадь фундамента значительна, может потребоваться размещение внутри юбки дополнительных ребер, создающих под подошвой фундамента отсеки. Наличие юбки в большинстве случаев (I) повышает устойчивость фундамента, (II) уменьшает деформации фундамента и (III) уменьшает размыв морского дна в основании фундамента.

При проектировании фундаментов мелкого заложения, снабженных юбкой, внедряемой в морское дно, следует учитывать следующие аспекты:

- необходимо соответствующее обоснование при переносе параметров нагрузок, действующих на поверхности дна, на уровень концов ребер юбки, как описано в А.7.2.3 (приложение А);

- при оценке устойчивости на основе нагрузок, действующих на уровне ребер юбки, необходимо выполнить проверку, что внедрение ребер в основание является достаточным для предотвращения разрушения грунта внутри отсеков юбки, что может снизить общую несущую способность. Минимально необходимая глубина внедрения юбки в более прочный грунт для обеспечения этого условия составляет приблизительно от 1/10 до 1/5 от межреберного расстояния, при этом точные значения зависят от геологического разреза конкретной площадки и нагрузок на фундамент. Расчетное значение необходимого внедрения должно быть подтверждено соответствующим расчетом с учетом исходных данных по площадке;

- требуется оценить реализуемость необходимого внедрения юбки. В случае, если полное внедрение юбки недостижимо, необходимо проведение дополнительного расчетного обоснования устойчивости фундамента.

7.2 Методологические основы

7.2.1 Общие принципы

При оценке устойчивости фундаментов мелкого заложения необходимо руководствоваться следующими общими принципами:

- исчерпание несущей способности с вовлечением глубинных сдвигов представляет собой механизм разрушения с критическими сочетаниями вертикального смещения, боковых смещений или наклонов фундамента; исчерпание несущей способности по схеме плоского сдвига или поворота представляет собой механизм разрушения, при котором фундамент смещается или вращается только в горизонтальной плоскости;

- расчеты устойчивости фундамента выполняются по методу предельных состояний (методу предельного равновесия), в которых обеспечивается равновесие между совокупностью расчетных нагрузок и расчетным сопротивлением. При этом необходимо определить схему и расположение в грунтовом массиве критического механизма разрушения (*предельные состояния первой группы*), которые в общем случае зависят от расчетных нагрузок, геологического разреза основания и геометрии фундамента. Необходимо также выполнить оценку чрезмерных (критических) смещений и деформаций грунта основания (*предельные состояния второй группы*); в случае недопустимых значений рекомендуется выполнение расчетов по усложненным методикам, обеспечивающим получение более точных результатов;

- расчеты, выполняемые на основе альтернативных методов, должны содержать обоснование всех сделанных предположений *и подтверждение, что использование принятого метода не приводит к снижению надежности фундамента;*

- значения расчетных нагрузок следует определять с учетом расчетного срока эксплуатации сооружения;

- при выполнении проектных расчетов необходимо учитывать существующий уклон поверхности морского дна, а также допустимые отклонения фундамента от горизонтали при строительстве. Допустимый угол наклона фундамента должен быть указан в проектной документации;

- расчеты следует выполнять для недренированного состояния, когда отсутствует дренирование и поэтому при нагружении не происходит диссипации избыточного порового давления. Такая ситуация может иметь место вследствие высокой скорости нагружения или при наличии водонепроницаемых пород в основании. В ситуациях, когда избыточное поровое давление в ходе нагружения не наблюдается, расчеты следует выполнять для дренированного состояния грунта. Расчеты фундаментов, устраиваемых на частично дренируемых грунтах, являются сложной задачей, и в этих случаях требуется применение специальных моделей для оценки работы фундамента при приложении нагрузок;

- при проектировании определяющими могут оказаться предельные состояния второй группы (по критерию пригодности к нормальной эксплуатации), а не предельные состояния первой группы (по критерию устойчивости), и тогда расчетные перемещения фундамента должны быть сопоставлены с допустимыми значениями. Обоснование применения такого подхода зависит от типа сооружения и метода его строительства или установки на площадке. Определение соответствующего модуля деформации грунта (в том числе с учетом его возможной зависимости от уровня деформаций) является ответственным моментом при проверке критерия пригодности к нормальной эксплуатации;

- в расчетах необходимо учитывать конструктивные особенности подошвы фундамента, включая наличие отверстий, предусмотренные проектом.

7.2.2 Правила знаков, обозначения и точка приложения равнодействующей нагрузок

Вертикальная (Q), горизонтальная (H), опрокидывающая (M) и крутящая (T) нагрузки на фундамент предполагаются приведенными к одной точке, называемой точкой приведения, которая расположена в центре площади фундамента на уровне поверхности дна моря (рисунок 1, точка RP). Через эту точку воздействия передаются на конструкцию фундамента. Векторы H и M могут лежать в одной плоскости.

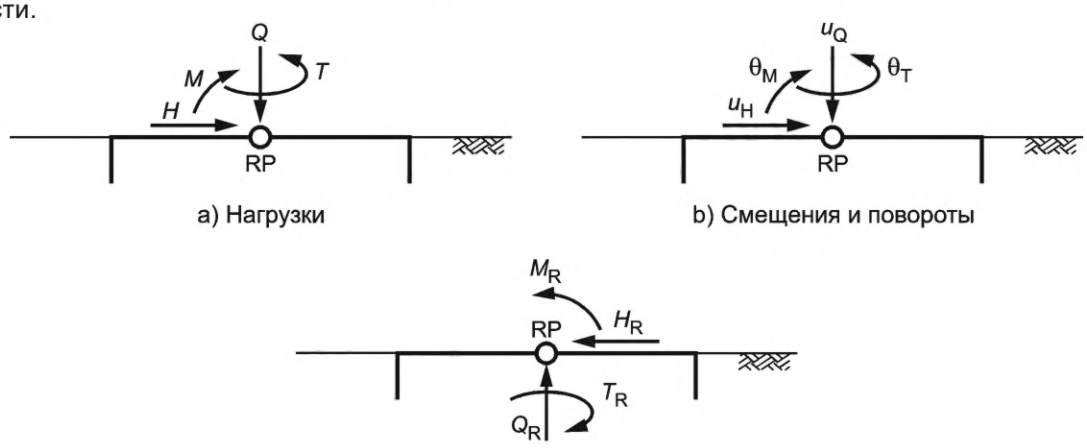


Рисунок 1 — Правила знаков, обозначения и точка приведения нагрузок при расчете фундаментов мелкого заложения

7.2.3 Передача нагрузок

Схема передачи нагрузок на заглубленный фундамент с уровня поверхности дна на базовый уровень (как правило, уровень подошвы фундамента без юбки или уровень нижнего края ребер юбки для фундамента, снабженного юбкой) должна определяться в соответствии с указаниями, приведенными в А.7.2.3 (приложение А).

7.2.4 Расчетная идеализация площади фундамента и понятие эффективной площади

Вычислительные методы, приводимые в настоящем стандарте, основаны на концепции эффективной площади. Эффективная площадь фундамента определяется в соответствии с А.7.2.4 (приложение А), где также описывается идеализированная форма площади фундамента для использования в рамках методов предельного равновесия.

Метод эффективной площади может оказаться некорректным в ситуациях с сильносжимаемыми или слоистыми грунтами, а также для фундаментов с юбкой, устраиваемых на мягких грунтах и/или находящихся под действием значительного по величине опрокидывающего момента. В таких случаях требуется проведение специальных расчетов.

В дренированных условиях предполагается, что горизонтальные и вертикальные нагрузочные эффекты действуют только в пределах эффективной площади фундамента. В недренированных условиях

нагрузочные эффекты следует рассматривать как распределяемые по большей площади, чем эффективная площадь фундамента, за счет фактора разряжения (по отношению к давлению внешней среды) в зоне контакта между подошвой фундамента и морским дном (в предельном случае речь может идти о полной площади фундамента). В этом случае проект должен содержать расчеты, подтверждающие, что результирующее распределение напряжений в основании физически возможно и не может привести к реализации нового механизма разрушения с более низким уровнем несущей способности фундамента.

7.3 Критерии проектирования и расчетные сценарии

7.3.1 Коэффициенты надежности по нагрузкам и по материалу

При расчетах устойчивости фундамента необходимо выполнение следующих требований:

- характеристики прочности грунта следует определять с использованием коэффициента надежности по материалу γ_m = 1,25, за исключением случаев, указанных ниже или в А.7 (приложение А). В случаях, когда геотехнические данные имеются в недостаточном объеме, имеет место значительная неопределенность в геологических условиях площадки строительства, существует высокая степень неопределенности относительно потенциально возможных механизмов разрушения основания или обоснованных аналитических методов расчета, допускается обоснованное увеличение указанного выше значения коэффициента надежности. Согласно *ГОСТ Р 54483* для расчетных ситуаций с особыми нагрузками аномального типа допускается использование коэффициента надежности по материалу 1,0;

- частные коэффициенты надежности по нагрузке следует определять на основе указаний соответствующих стандартов по шельфовым соединениям. Вес грунта, включая грунт в отсеках юбки, в общем случае следует принимать с коэффициентом надежности по грунту, равным единице (см. 7.3.4.1). В некоторых ситуациях коэффициент надежности по нагрузке от давления грунта может приниматься ниже или выше 1,0 для обеспечения достаточного уровня надежности фундамента, что должно быть обосновано в проекте;

- корректные значения частных коэффициентов надежности по нагрузкам и по материалу следует последовательно применять в рамках всего проекта. Следует отметить, что соотношение между результирующими расчетными значениями горизонтальной и вертикальной нагрузок на фундамент оказывает существенное влияние на многие расчетные формулы, представленные в А.7 (приложение А).

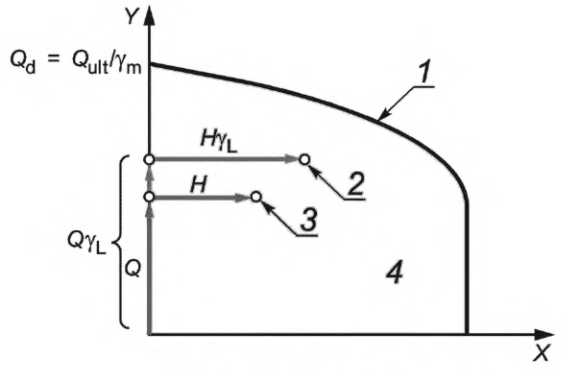
При вычислении перемещений для проверки критериев пригодности к нормальной эксплуатации все частные коэффициенты надежности по нагрузкам и по материалу в общем случае устанавливаются равными единице. Однако в ситуациях, когда смещение фундамента, превышающее допустимое, может приводить к неприемлемым последствиям или когда критерий пригодности к нормальной эксплуатации является определяющим при проектировании фундамента, допускается в целях обеспечения достаточного уровня надежности проекта использование коэффициентов надежности, отличных от единицы. В таких случаях в проектную документацию должно быть включено соответствующее обоснование.

7.3.2 Применение критериев проектирования

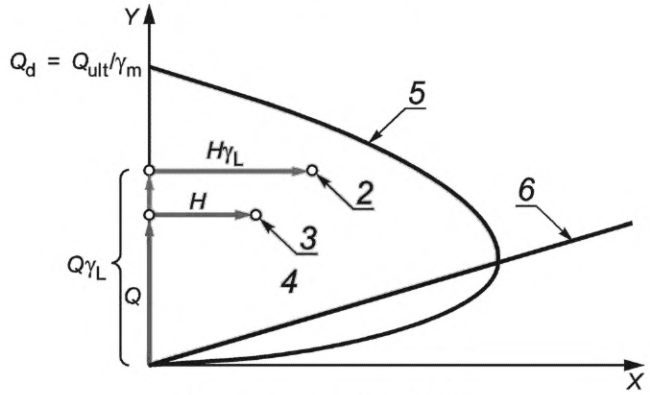
Для построения расчетной огибающей, характеризующей предельную несущую способность основания (график ПНС), могут использоваться апробированные численные методы или формулы, представленные в 7.4, с применением соответствующего коэффициента надежности по материалу. Типичные примеры таких огибающих представлены на рисунке 2. После построения графиков ПНС может быть выполнена проверка критериев предельных состояний, включенных в настоящий стандарт, путем нанесения расчетных значений нагрузок (определенных с соответствующими коэффициентами надежности) на полученные графики.

7.3.3 Особые случаи

Для оценки устойчивости фундамента для расчетной ситуации установки сооружения на дно оценку устойчивости достаточно выполнить только с учетом вертикальных нагрузок. В этом случае предельное состояние по критерию устойчивости должно проверяться с использованием коэффициента надежности по грунту γ_m = 1,5. Увеличенный коэффициент надежности по грунту в этом случае приводит к увеличению запаса по критерию устойчивости при операции установки сооружения на точку; *при этом обеспечивается также выполнение критериев пригодности к нормальной эксплуатации, поскольку* результирующие значения расчетной осадки/внедрения в грунт для фундамента оказываются незначительными.



a) Недренированные условия



b) Дренированные условия

1 — график ПНС для проверки по предельным состояниям первой группы для недренированных условий (глубинный сдвиг/плоский сдвиг); *2* — точка, показывающая расчетные нагрузки; *3* — точка, показывающая нормативные нагрузки; *4* — область допустимых расчетных нагрузок; *5* — график ПНС для проверки по предельным состояниям первой группы для дренированных условий (глубинный сдвиг); *6* — график ПНС для проверки по предельным состояниям первой группы для дренированных условий (плоский сдвиг); *X* — горизонтальная нагрузка; *Y* — вертикальная нагрузка

Рисунок 2 — Огибающие, характеризующие предельную несущую способность основания (графики ПНС), для проверки критериев устойчивости фундаментов мелкого заложения в недренированных и дренированных условиях

Для ситуаций, в которых выполнены требования по критериям устойчивости для всех возможных механизмов разрушения, соответствующих устройству фундамента на очень прочных грунтах (например, на сцементированном грунтовом массиве), необходимо выполнить проверку, что при расчетных нагрузках отсутствует возможность нарушения устойчивости по причинам, отличным от геотехнических.

7.3.4 Дополнительные аспекты проектирования

7.3.4.1 Учет веса грунтовой пробки при проектировании фундаментов с юбками

Представленная в настоящем стандарте расчетная формула для вычисления несущей способности предполагает одинаковый уровень поверхности грунта внутри и снаружи юбки фундамента. Однако возможны ситуации, в которых это предположение не выполняется:

- уровень грунта относительно нижнего края ребер юбки может быть внутри юбочной конструкции выше, чем снаружи юбки, что может иметь место в случае интенсивного размыва;
- уровень грунта относительно нижнего края ребер юбки может быть внутри юбочной конструкции ниже, чем снаружи юбки, что может иметь место, если фундамент (его подошва и юбка) внедряются в грунт глубже, чем высота ребер юбки.

В случаях, когда имеет место указанное различие в уровне грунта, расчетное значение вертикальной нагрузки должно быть скорректировано на величину:

$$\Delta Q = (p'_{in} - p'_{out})A, \quad (1)$$

где ΔQ — изменение в расчетном значении вертикальной нагрузки для учета разницы в значениях вертикальных эффективных напряжений в грунте на уровне нижнего края юбки. Коэффициент надежности по нагрузке от веса грунта в общем случае принимается равным единице;

p'_{in} — природное эффективное давление вышележащего грунта на уровне нижнего края юбки в пределах площади юбки (равное γ'_{Zin}, где γ' — удельный вес грунта в воде, z_{in} — толщина слоя грунта внутри юбки);

p'_{out} — природное эффективное давление вышележащего грунта на уровне нижнего края юбки вне площади юбки (равное γ'_{Zout}, где z_{out} — толщина слоя грунта снаружи юбки);

A — фактическая площадь фундамента в поперечном разрезе.

Аналогичный подход может быть использован для расчета фундаментов мелкого заложения без юбочных конструкций. При оценке корректирующей поправки для вертикальной нагрузки необходимо обосновать сделанные предположения при использовании формулы (1).

7.3.4.2 Горизонтальная компонента сопротивления массива донного грунта, расположенного выше подошвы фундамента

Фундаменты мелкого заложения с юбками или без них, но с заглубленной подошвой, могут иметь повышенное сопротивление плоскому сдвигу за счет действия грунта, расположенного выше нижнего края юбки. При надлежащем обосновании указанное дополнительное сопротивление может быть учтено в схеме передачи горизонтальной нагрузки на базовую плоскость фундамента и использовано, например, в расчетах коэффициентов, учитывающих наклон. Значения всех компонент горизонтального сопротивления конструкций фундамента, расположенных выше базового уровня, следует принять пониженными с использованием коэффициента надежности по материалу, приведенного в 7.3.1. В некоторых случаях вклад грунта, находящегося выше уровня нижнего края юбки, в общее сопротивление сдвигу оказывается сниженным вследствие нарушений в структуре массива при установке сооружения или вследствие особенностей геологического разреза (например, в результате образования трещин в зоне растяжения грунта). В таких ситуациях необходимо количественно обосновать учет этого фактора.

Необходимо учитывать эффект размыва. Если оценка размыва не выполняется, то *в рамках консервативного подхода (в запас по несущей способности фундамента)* пассивное сопротивление грунта перед юбкой должно быть в рассматриваемом случае исключено из расчета при наличии в основании грунтов, склонных к размыву, *поскольку их вклад в сопротивление грунта не может быть гарантирован.*

Дополнительное горизонтальное сопротивление ΔH_d, которое может быть достигнуто при взаимодействии морского дна и фундамента на базовой поверхности, может быть приближенно вычислено с помощью формул (2) и (3).

Общее горизонтальное сопротивление грунта определяется как сумма $H_d + \Delta H_d$.

Для недренированных условий дополнительное горизонтальное сопротивление может быть вычислено по формуле

$$\Delta H_d = K_{ru}\left(\frac{s_{u,ave}}{\gamma_m}\right)A_h, \tag{2}$$

где ΔH_d — горизонтальное сопротивление грунта за счет активного и пассивного давления грунта на ребра юбки фундамента;

K_{ru} — коэффициент горизонтального отпора грунта в недренированных условиях [см. А.7.3.4.2 (приложение А)];

$s_{u,ave}$ — нормативное значение недренированной прочности грунта на сдвиг на базовой плоскости фундамента для случая линейного роста недренированной прочности изотропного грунта с глубиной;

γ_m — коэффициент надежности по грунту (см. 7.3.1);

A_h — вертикальная площадь проекции фундамента в направлении сдвига.

Для дренированных условий дополнительное горизонтальное сопротивление может быть вычислено по формуле

$$\Delta H_d = K_{rd}(0{,}5\gamma' D_b)A_h, \tag{3}$$

где ΔH_d — дополнительное горизонтальное сопротивление, достигнутое на базовой поверхности фундамента;

K_{rd} — коэффициент горизонтального отпора грунта в дренированных условиях с учетом коэффициента надежности по грунту [см. А.7.3.4.2 (приложение А)];

γ' — нормативное значение среднего удельного веса грунта в воде, расположенного выше уровня заглубления фундамента;

D_b — глубина расположения базовой плоскости фундамента;

A_h — вертикальная площадь проекции фундамента в направлении сдвига.

7.3.4.3 Фундаменты мелкого заложения на слабых грунтах

В мягких грунтах (например, нормально консолидированных глинах) фундаменты могут внедряться в морское дно на глубину, на которой несущая способность основания может оказаться равной приложенной нагрузке, что означает отсутствие запаса по несущей способности. Допустимая неравномерная осадка сооружения зависит от типа сооружения и способа его установки на дно; данный аспект должен быть исследован в рамках процедур анализа чувствительности. Должны быть реализованы соответствующие мероприятия для минимизации неравномерных осадок в различных частях фундамента. Рекомендуется обеспечивать ограничение внедрения на приемлемом уровне.

Если фундамент проектируется для условий длительной эксплуатации, то рекомендуемые подходы включают в себя использование юбки для передачи воздействий на более глубокие (более прочные) слои грунта, увеличение площади фундамента или применение при строительстве схемы с предварительной дополнительной пригрузкой сооружения, чтобы тем самым обосновать выполнение требований по устойчивости фундамента при расчетных нагрузках.

7.3.4.4 Напряжения растяжения под подошвой фундамента

Возникновение растягивающих напряжений (по отношению к давлению окружающей воды) под подошвой фундамента, опирающегося на дно моря заглубления, должно быть исключено ввиду возможного снижения несущей способности грунтов основания в результате фильтрационного размыва — механизма эрозии, посредством которого быстрое движение воды может приводить к подмыву фундамента.

Фундаменты с юбкой (за исключением фундаментов с перфорированными донными плитами) могут противостоять временному растяжению посредством создания зон с отрицательным избыточным поровым давлением в областях между ограниченной ребрами грунтовой пробкой и днищем фундамента. Циклические растягивающие натяжения (по отношению к давлению окружающей воды) от волн с периодами порядка нескольких секунд обычно могут быть оценены как допустимые; в то же время растягивающие напряжения большей длительности могут потенциально быть приемлемыми для фундаментов с юбкой, устраиваемых на глинах с низкой проницаемостью. Рассматриваемая расчетная ситуация с вероятностью возникновения растягивающих напряжений требует выполнения специальных расчетов для обоснования надежности проекта фундамента.

Несущая способность фундамента на отрыв может анализироваться в рамках подхода, аналогичного расчету устойчивости основания на сжимающую нагрузку, но, рассматривая «обратный» механизм исчерпания несущей способности при растягивающих нагрузках, при условии, если в проекте непосредственно обосновано, что характеристики проницаемости грунта, возможные пути фильтрации, а также продолжительность воздействий и геометрия фундамента не создают опасности для реализации отрицательного избыточного порового давления, которое должно быть достигнуто для обеспечения «обратной» несущей способности.

7.3.4.5 Специфические грунты и аномальные геологические разрезы

Методы расчета, описанные в настоящем стандарте, были изначально предложены для проектирования фундаментов, опирающихся на массив морских грунтов, представляющий собой либо однородный полностью дренируемый грунт (песок), либо полностью недренируемый (глина). В случае других грунтов, таких как илистые отложения или другие грунты со свойствами неполного дренирования и/или сложным поведением при фильтрации, применяемые методы расчета должны быть дополнительно обоснованы. Фильтрационные и другие характеристики таких материалов, необходимые для выполнения расчетов, должны быть обоснованы с помощью специальных натурных и лабораторных испытаний.

При проектировании фундамента для устройства на основании со сложным геологическим разрезом (например, при наличии переслаивающихся грунтов) необходимо выполнение специальных расчетов для оценки опасности реализации особых механизмов разрушения: «протыкание» сваями несущего слоя, снижение несущей способности фундамента мелкого заложения вследствие наличия тонких слоев более слабого грунта на глубине и др. Дополнительное расчетное обоснование требуется также при устройстве фундамента на не горизонтальном или расчлененном дне.

7.3.4.6 Взаимодействие с другими сооружениями

При выполнении расчетов фундамента необходимо учитывать потенциальное влияние соседних конструкций, таких как опорные башмаки опор самоподъемных буровых установок или направляющих для забивки свай.

7.3.4.7 Составные фундаменты

Для фундаментов, состоящих из нескольких (соединенных между собой) частей, перераспределение нагрузок между ними в общем случае улучшает работу системы, что должно быть учтено в проекте. Взаимодействие между близко расположенными отдельными фундаментами может отрицательно влиять на несущую способность одного или нескольких из них и должно учитываться в расчетах. Взаимодействие между несколькими фундаментами необходимо учитывать при вычислении их осадок и/или поворотов.

7.3.4.8 Учет особенностей окружающего морского дна

При проектировании фундамента необходимо учитывать особенности грунтовых условий за пределами площади основания, поскольку это может влиять на работу фундамента. В первую очередь указанные особенности могут влиять на результаты расчетов устойчивости фундаментов, для которых определяющие механизмы разрушения обусловлены поверхностями разрушения, расположенными на большой глубине.

7.3.4.9 Наличие карбонатных грунтов

Случай наличия карбонатных отложений в основании проектируемого фундамента требует особого внимания. В целом фундаменты мелкого заложения могут применяться на карбонатных грунтах, однако при проектировании различие в поведении карбонатных грунтов и таких материалов, как кварцевый песок или глина, должно быть корректно учтено.

Дополнительное обсуждение карбонатных грунтов приведено в 6.4 и А.6.4 (приложение А), а в А.6.4.4.3 (приложение А) отдельно рассмотрены фундаменты мелкого заложения.

7.3.5 Альтернативный метод проектирования с использованием поверхностей скольжения

Общепризнано, что метод эффективной площади является консервативным, когда действующие на фундамент горизонтальная нагрузка и опрокидывающий момент имеют большие значения. Альтернативный метод расчета заключается в использовании явных функций текучести для построения полных поверхностей текучести непосредственно в пространстве переменных, характеризующих внешние воздействия: вертикальную нагрузку, горизонтальную нагрузку, опрокидывающий момент и вращение. Дополнительная информация по методу поверхностей текучести приведена в А.7.3.5 (приложение А).

7.3.6 Выбор значений характеристик грунта для расчетов

7.3.6.1 Значения сопротивления сдвигу, используемые в расчетах устойчивости

Безопасность эксплуатации фундаментов, включая фундаменты мелкого заложения, непосредственно зависит от качества выполненных инженерно-геологических изысканий на площадке, включая использованные методы определения прочностных и деформационных характеристик грунтов основания в натурных и лабораторных исследованиях. В *ГОСТ Р 59996* содержится дополнительная информация по требованиям к составу и качеству исследований морского грунта.

Фактор неопределенности при определении нормативного значения сопротивления сдвигу может оказаться весьма существенным. Выбор некорректного значения сопротивления сдвигу может либо не позволить оптимизировать проект, либо привести к снижению запаса по критерию несущей способности. Можно выделить следующие источники неопределенности:

- неточное определение нормативных значений прочностных характеристик грунта, используемых в расчетных методах;
- изменчивость результатов измерений прочности (которые зависят от объема и состава исследований грунта, нарушенности структуры образцов, использованных методов испытаний и др.);
- многообразие подходов, методов и процедур, применяемых для оценки нормативных значений прочностных характеристик;
- объем испытаний, на основе результатов которых формируется массив данных для определения нормативных значений сопротивления сдвигу, параметров статистической изменчивости и погрешности измерений.

Указанные виды неопределенности относятся в равной степени и к дренированному, и к недренированному сопротивлению сдвигу. Выбор нормативных значений соответствующих характеристик необходимо осуществлять с учетом указанных факторов [см. А.7.3.6.1 (приложение А)].

7.3.6.2 Характеристики, используемые в расчетах на пригодность к нормальной эксплуатации

Выбор параметров для проверки критериев пригодности к нормальной эксплуатации должен учитывать вид рассматриваемого смещения/деформации. Например, если вычисляется максимально возможное («верхняя граница») значение осадки, то следует получить набор согласованных друг с другом параметров грунта, отвечающих случаю наиболее сжимаемого грунта, который вероятен на площадке.

7.4 Устойчивость фундаментов мелкого заложения

7.4.1 Оценка несущей способности

7.4.1.1 Недренированные условия (случай постоянного по глубине сопротивления сдвигу)

Формула (4) является общей формулой для определения расчетного удельного сопротивления для недренированных условий для случая однородного изотропного грунта, когда недренированное сопротивление сдвигу имеет приблизительно постоянное по глубине значение под фундаментом:

$$q_d = N_c \frac{s_u}{\gamma_m} K_c, \quad (4)$$

где q_d — расчетное удельное значение вертикального сопротивления; при этом $Q_d = q_d A$;

N_c — коэффициент несущей способности недренированного грунта, равный 5,14;

s_u — нормативное значение недренированной прочности грунта на сдвиг;

γ_m — коэффициент надежности по материалу/грунту (см. 7.3);

K_c — поправочный коэффициент, который учитывает наклон нагрузки, форму фундамента, глубину заложения, наклон подошвы и наклон поверхности морского грунта.

Детали расчета величины K_c приведены в А.7 (приложение А).

Формула (4) применяется в ситуациях с приблизительно постоянным недренированным сопротивлением сдвигу вплоть до глубины, равной по крайней мере 2/3 ширины фундамента. Для ситуаций, когда недренированное сопротивление сдвигу имеет низкое значение непосредственно под фундаментом и растет с глубиной, могут реализовываться механизмы приповерхностного разрушения по схеме смятия. В этой ситуации удельная несущая способность может быть недооценена при использовании формулы (4), поэтому следует использовать рекомендации для линейно увеличивающегося с глубиной сопротивления сдвигу.

Для случая вертикальной центрально приложенной нагрузки к фундаменту с негладкой подошвой, размещаемому на уровне дна, когда подошва фундамента и поверхность дна горизонтальны, формула (4) преобразуется применительно к ленточному, круглому или квадратному фундаментам в формулы (5) и (6) (с соответствующим расчетным значением прочности грунта на сдвиг):

- случай бесконечно протяженного ленточного фундамента (*асимптотическое значение при неограниченном увеличении длины*):

$$q_d = 5{,}14 \frac{s_u}{\gamma_m}; \quad (5)$$

- случай фундамента, имеющего форму круга или квадрата в плане:

$$q_d = 6{,}05 \frac{s_u}{\gamma_m}. \quad (6)$$

7.4.1.2 Недренированные условия (случай линейно возрастающего с глубиной сопротивления сдвигу)

Формула (7) является общей формулой для определения расчетного значения удельной несущей способности для недренированных условий в ситуации с однородным анизотропным недренированным сопротивлением сдвигу, увеличивающимся приблизительно линейно с глубиной под фундаментом.

$$q_d = F\left(N_c s_{u0} + \frac{\kappa B'}{4}\right)\frac{K_c}{\gamma_m}, \quad (7)$$

где q_d — расчетное удельное вертикальное сопротивление; при этом $Q_d = q_d A$;

F — поправочный коэффициент, являющийся функцией $\kappa B'/s_{u0}$;

N_c — коэффициент несущей способности недренированного грунта, равный 5,14;

s_{u0} — нормативное значение недренированной прочности грунта на сдвиг на уровне базовой плоскости фундамента (на уровне нижнего края юбки для фундамента с юбкой);

κ — скорость возрастания нормативного значения недренированной прочности грунта на сдвиг с глубиной;

B' — минимальный эффективный боковой размер фундамента (см. 7.2.4);

K_c — поправочный коэффициент, учитывающий наклон вектора нагрузки, форму фундамента, глубину заложения, наклон базовой плоскости фундамента и наклон поверхности дна моря;

γ_m — коэффициент надежности по материалу/грунту (см. 7.3).

Детали расчета величин F и K_c приведены в А.7 (приложение А).

7.4.1.3 Дренированные условия

Формула (8) является общей формулой для определения расчетного значения удельной вертикальной несущей способности для дренированных условий.

$$q_d = 0{,}5\gamma' B' N_\gamma K_\gamma + \sigma'_{v0} (N_q - 1) K_q, \quad (8)$$

где q_d — расчетное удельное вертикальное сопротивление при отсутствии горизонтальных нагрузок; при этом $Q_d = q_d A$;

N_γ, N_q — коэффициенты несущей способности в дренированных условиях, являющиеся функциями ϕ';

K_γ, K_q — поправочные коэффициенты, учитывающие наклон вектора нагрузки, форму фундамента, глубину заложения, наклон базовой плоскости и наклон поверхности дна моря;

γ' — нормативное значение удельного веса грунта в воде;

σ'_{v0} — природное давление вышележащего грунта на уровне базовой плоскости фундамента (на уровне нижнего края юбки для фундамента с юбкой); необходимо выполнять соответствующую корректировку согласно 7.3.4.1);

B' — минимальный эффективный боковой размер фундамента (см. 7.2.4).

Полное представление коэффициентов K и величин N_q и N_γ как функций эффективного угла внутреннего трения ϕ' приведено в А.7 (приложение А).

В формуле (8) намеренно опущены слагаемые, отражающие вклад сцепления c' и соответствующего коэффициента несущей способности N_c. Это сделано по причине того, что ситуации, где такой вклад заметен, очень редки. Решение об учете данного фактора в расчетах по формуле (8) должно быть обосновано в проекте. Дополнительные рекомендации приведены в А.7 (приложение А).

Для случая вертикального центрированного нагружения фундамента, размещаемого на поверхности дна, и когда подошва фундамента и поверхность дна являются горизонтальными, формула (8) может быть записана в сокращенной форме:

- случай бесконечно протяженного ленточного фундамента (*асимптотическое значение при неограниченном увеличении длины*):

$$q_d = 0{,}5\gamma' B N_\gamma, \quad (9)$$

- случай фундамента, имеющего форму круга или квадрата в плане:

$$q_d = 0{,}3\gamma' B N_\gamma. \quad (10)$$

7.4.2 Оценка сопротивления сдвигу

7.4.2.1 Общие положения

При оценке несущей способности фундамента на сдвиг необходимо тщательно проанализировать геотехнические данные на предмет идентификации слабонесущих слоев, возможно, ограниченной протяженности, через которые потенциально могут проходить определяющие поверхности разрушения.

После оценки устойчивости фундамента с помощью формул, приведенных в 7.4.1, максимальная горизонтальная несущая способность должна быть ограничена значением, определенным для механизма чистого сдвига, в соответствии с формулой (11) или (12).

7.4.2.2 Недренированные условия

Несущую способность на сдвиг фундамента с негладкой подошвой или фундамента с юбкой при корректно подобранном отношении высоты ребер к расстоянию между ребрами (в этом случае рассматривается сдвиг по плоскости, проходящей по нижнему краю юбки) для недренированных условий вычисляют по формуле

$$H_d = \left(\frac{s_{u0}}{\gamma_m}\right) A, \quad (11)$$

где H_d — расчетная несущая способность по критерию чистого сдвига;

s_{u0} — нормативное значение недренированной прочности грунта на сдвиг на уровне подошвы фундамента (на уровне нижнего края юбки для фундаментов с юбками);

γ_m — коэффициент надежности по материалу/грунту (см. 7.3);

A — фактическая площадь подошвы фундамента.

Для недренированных условий допускается применение подхода с коэффициентом трения грунта α для снижения недренированной прочности грунта на поверхности взаимодействия фундамента и грунта. Значение α меняется от 0 (абсолютно гладкая поверхность) до 1 (полностью шероховатая поверхность) и может быть определено с помощью специальных испытаний при надлежащем учете шероховатости подошвы фундамента.

В случае, когда в теле грунтового массива прогнозируется недренированный отклик, может оказаться правильным подход, при котором слой грунта вдоль подошвы рассматривается как дренируемый. Аналогичным образом следует учитывать возможность дренированного или частично дренированного скольжения вдоль песчаной прослойки в пределах надежного глинистого слоя.

Несущая способность на сдвиг поверхностного фундамента, устроенного на глинистом основании, определяющим образом зависит от недренированного сопротивления сдвигу на поверхности дна и от фактической площади контакта, причем оба фактора являются в большой степени неопределенными. Поэтому, если схема сдвига определяет ведущий механизм разрушения, целесообразно рассмотреть конструкцию фундамента с юбкой.

7.4.2.3 Дренированные условия

Для определения дренированной несущей способности фундамента по критерию сдвига по его подошве (или по плоскости, проходящей по нижнему краю юбки для фундамента с юбкой при корректно подобранном отношении высоты ребер к расстоянию между ребрами) может быть применена формула

$$H_d = Q\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right), \tag{12}$$

где H_d — расчетное значение сопротивления чистому сдвигу;

Q — расчетное значение вертикальной нагрузки для рассматриваемой расчетной ситуации. При этом необходимо учитывать, что в ситуациях, когда увеличение вертикальной нагрузки обеспечивает более высокую несущую способность на сдвиг, следует применять коэффициент надежности по нагрузке меньше единицы;

ϕ' — нормативное значение эффективного угла внутреннего трения;

γ_m — коэффициент надежности по материалу/грунту (см. 7.3).

Формула (12) подразумевает, что на границе подошвы фундамента и основания сопротивление сдвигу по грунту может быть достигнуто в максимально возможной степени (т. е. предполагается полный контакт грунта по грунту). Корректность такого предположения должна быть обоснована в каждом конкретном случае. В некоторых расчетных ситуациях оправданным является подход, когда вместо угла внутреннего трения грунта (ϕ') используется угол трения грунта по поверхности подошвы фундамента (δ). Значение δ может быть определено с помощью специальных испытаний с учетом шероховатости подошвы фундамента.

7.4.3 Оценка сопротивления при сдвиге с поворотом

Наличие крутящих нагрузок снижает общую несущую способность и сопротивление сдвигу фундаментов мелкого заложения. Для методов расчета несущей способности (7.4.1) или сопротивления сдвигу (7.4.2) отсутствуют поправочные коэффициенты, учитывающие фактор крутящих нагрузок. Анализ соответствующих расчетных ситуаций требует специального рассмотрения.

Эффекты влияния кручения на устойчивость фундаментов могут быть рассмотрены с помощью метода поверхностей текучести, см. А.7 (приложение А).

При оценке несущей способности фундамента при наличии крутящих нагрузок необходимо тщательно проанализировать геотехнические данные на предмет идентификации слабонесущих слоев, возможно, ограниченной протяженности, через которые потенциально могут проходить определяющие поверхности сдвига. В рассматриваемом случае также следует учесть возможность реализации внутренних механизмов разрушения в грунтовых пробках в межреберном пространстве (выше нижнего края юбки).

7.5 Оценка пригодности к нормальной эксплуатации (расчет перемещений, углов крена и поворота)

7.5.1 Общие положения

Перемещения фундамента, ожидаемые на протяжении жизненного цикла сооружения, должны быть рассчитаны и учтены при определении необходимого клиренса (зазора между уровнем воды и палубой верхнего строения) при выполнении расчетов соединительных элементов между подводными

конструкциями, а также при оценке других критериев непригодности к нормальной эксплуатации. Следует иметь в виду, что перемещения способны также оказывать негативное воздействие на конструктивную целостность сооружения.

7.5.2 Перемещения под действием статических нагрузок

7.5.2.1 Общие положения

Необходимо рассчитывать следующие виды перемещений фундамента:

- начальные (упругие) перемещения;
- осадки первого типа, обусловленные первичной (фильтрационной) консолидацией;
- осадки второго типа, обусловленные вторичной (пластической — в результате ползучести грунта) консолидацией;
- неравномерные осадки, порождаемые пространственной изменчивостью свойств грунта, опрокидывающими моментами, крутящим моментом и эксцентриситетом приложения нагрузок.

Формулы для оценки статических кратковременных и длительных перемещений фундаментов мелкого заложения приведены в 7.5.2.2 и 7.5.2.3. Эти формулы применимы к идеализированным условиям, обсуждение ограничений приведено в А.7 (приложение А).

7.5.2.2 Начальные (упругие) перемещения

Для случая, когда основание сложено изотропным и однородным грунтом, когда фундамент является жестким, имеет круглую форму в плане и опирается непосредственно на поверхность грунта, в предположении реализации только упругих деформаций, перемещения подошвы фундамента при разных видах нагрузок можно оценить следующим образом:

- вертикальное перемещение:

$$u_Q = Q\left(\frac{1-\nu}{4GR}\right), \tag{13}$$

- горизонтальное перемещение:

$$u_H = H\left(\frac{7-8\nu}{32(1-\nu)GR}\right), \tag{14}$$

- угол наклона:

$$\theta_M = M\left(\frac{3(1-\nu)}{8GR^3}\right), \tag{15}$$

- угол поворота:

$$\theta_T = T\left(\frac{3}{16GR^3}\right), \tag{16}$$

где u_Q — вертикальное перемещение на уровне подошвы фундамента;

u_H — горизонтальное перемещение на уровне подошвы фундамента;

θ_M — угол наклона при опрокидывающей нагрузке (в радианах) на уровне подошвы фундамента;

θ_T — угол поворота вокруг вертикальной оси (в радианах) на уровне подошвы фундамента;

Q — вертикальная нагрузка;

H — горизонтальная нагрузка;

M — опрокидывающий момент;

T — крутящий момент;

G — нормативное значение модуля сдвига грунта (для соответствующей нагрузки и уровня деформаций);

ν — коэффициент Пуассона грунта;

R — радиус подошвы круглого фундамента.

Для определения расчетных значений нагрузок и моментов (V, H, M и T) коэффициент надежности по нагрузке следует принимать равным 1.

Указанные формулы могут также использоваться для приближенной оценки перемещений фундамента с квадратной подошвой равной площади.

Указания по расчету упругих перемещений для случаев неоднородного геологического профиля (например, при линейно возрастающих с глубиной характеристиках прочности грунта), проектного за-

глубления фундамента, гибкой конструкции фундамента и неплоской геометрии поверхности основания приведены в А.7 (приложение А).

Для более сложных ситуаций следует использовать численные методы расчетов.

Модуль сдвига грунта G не является универсальной характеристикой грунта, он зависит от уровня напряжений и деформаций в каждом элементе грунта. При расчетах по формулам (13)—(16) необходимо применять обоснованные значения модуля сдвига. Все сделанные предположения относительно принимаемых значений должны быть отражены в проектной документации. Значение коэффициента Пуассона v обычно принимается равным 0,5 для недренированных условий и в диапазоне 0,2—0,3 — для дренированных.

7.5.2.3 Первичная консолидация

Конечная осадка в результате уплотнения в процессе фильтрационной консолидации, происходящей во времени, для слоя тонкодисперсного грунта при приложении вертикального напряжения может быть определена с помощью следующей формулы:

$$u_Q = \left(\frac{hC}{1+e_0}\right)\log_{10}\frac{\sigma'_{v0,z} + \Delta\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v0,z}}, \quad (17)$$

где u_Q — осадка на уровне подошвы фундамента;

h — толщина слоя;

e_0 — коэффициент пористости грунта «в массиве»;

C — нормативное значение коэффициента сжимаемости грунта в рассматриваемом диапазоне нагрузок;

$\sigma'_{v0,z}$ — эффективное напряжение от бытового давления на уровне данного слоя грунта;

$\Delta\sigma'_{v,z}$ — дополнительное эффективное вертикальное напряжение от нагрузки в данном слое грунта.

При вычислении осадки в результате консолидации нормально уплотненных глин следует использовать коэффициент сжимаемости C_c. При вычислении осадки в результате консолидации сильно переуплотненных глин, когда диапазон напряжений попадает на ветвь разгрузки/повторного нагружения, следует использовать коэффициент набухания C_s. Расчет должен быть разбит на две части, с учетом нахождения напряжений на ветви разгрузки/повторного нагружения и на ветви нормального уплотнения.

Характеристики сжимаемости грунта следует определять на основе результатов компрессионных испытаний, выполняемых при соответствующем давлении. Необходимо обращать внимание на качество образцов для испытаний, поскольку нарушение природного состояния в ходе их извлечения может существенно повлиять на результаты испытаний.

Широкий однородный слой следует разделять на несколько более тонких слоев и по результатам исследований каждому из них приписывать соответствующие значения C и e_0. Общая осадка рассчитывается как сумма осадок отдельных слоев.

Формула (17) является широко распространенной упрощенной оценкой длительной осадки первого типа (уплотнение в результате первичной консолидации), которая была получена в рамках предположения об одномерном сжатии слоев грунта под действием вертикальной нагрузки, и поэтому диапазон ее применимости ограничен, что необходимо учитывать при проектировании морских фундаментов. При этом теория одномерного уплотнения вполне применима для прогнозирования осадки первого типа для массивов грунта, ограниченных ребрами юбки, а также для случая опирания фундамента на тонкий сжимаемый слой, перекрывающий нижележащие слои прочного грунта (например, мягкая глина поверх песка). В ситуациях, когда допущение об одномерной постановке представляется некорректным, необходимо проведение дополнительных исследований и/или выполнение детализированного численного моделирования.

Расчет осадки в результате фильтрационной консолидации для фундамента на глинистом основании является трехмерной задачей, в которой эффективные напряжения и поровое давление взаимосвязаны. Поэтому в ситуациях, когда требуются более точные оценки осадки или когда необходимо учитывать эффекты ползучести грунта (вторичную консолидацию), перераспределение нагрузок, неравномерные осадки, а также нестандартные начальные условия (например, избыточное поровое давление), формула (17) неприменима.

7.5.2.4 Вторичная консолидация (с учетом ползучести)

В зависимости от продолжительности нагружения для расчета конечной осадки может также потребоваться учет дополнительного уплотнения (осадка второго типа) в результате вторичной консолидации (ползучести).

7.5.2.5 Неравномерные осадки при действии внецентренной нагрузки

Если вертикальная нагрузка на фундамент приложена с эксцентриситетом, это порождает постоянный опрокидывающий момент, в результате чего могут возникнуть неравномерные осадки, как начальные, так и длительные, накапливаемые на протяжении всего жизненного цикла сооружения. Этот фактор требует отражения в проектной документации.

7.5.3 Перемещения под действием динамических и циклических нагрузок

7.5.3.1 Отклик фундамента на приложенную нагрузку

Динамические воздействия сопровождаются значительными инерционными эффектами (ускорение масс) и могут быть монотонными (например, навал судна) или циклическими (например, сейсмика). Другие циклические воздействия включают повторяющееся нагружение, в котором инерционные эффекты незначительны (например, часть из воздействий окружающей среды и температурные воздействия). В некоторых случаях циклические воздействия могут рассматриваться как квазистатические и учитываться в расчетах на основе подхода, представленного в 7.4 (например, нагрузка от течения часто рассматривается как квазистатическая). В других случаях циклические воздействия требуют отдельного рассмотрения и учета в расчетах (например, необходимо оценивать как среднее значение, так и циклически накапливаемые деформации и постциклические объемные деформации).

7.5.3.2 Осадка после завершения воздействия

Во многих случаях циклические нагрузки приводят к формированию избыточного порового давления в конце нагрузочного события. Диссипация избыточного порового давления вызывает увеличенную осадку в результате первичной консолидации, превышающую значение, рассчитанное для статической нагрузки, а также может повысить вклад ползучести.

7.5.4 Другие факторы, обусловливающие осадку фундамента

Дополнительные осадки фундамента, включая неравномерные осадки, могут иметь место жизненного цикла сооружения вследствие, например, оседания поверхности дна по причине извлечения нефти и газа из подземного резервуара или из-за изменения батиметрии в результате происходящих тектонических движений. Эффект оседания, как правило, незначителен для временных фундаментов.

7.6 Другие аспекты проектирования

7.6.1 Устойчивость при гидродинамических воздействиях

7.6.1.1 Размыв

Необходимо разрабатывать специальные мероприятия по предотвращению поверхностной эрозии и/или размыва грунта под или вблизи подошвы фундамента в тех случаях, когда эффекты эрозии не учтены каким-либо другим образом в проекте и когда размыв может негативно влиять на работу фундамента. Возможные в таких ситуациях мероприятия включают в себя:

- применение юбочных конструкций, внедряемых через подверженные размыву слои на глубину залегания эрозионно-устойчивых грунтов или на такую глубину в структурно-неустойчивом грунте, чтобы обеспечить недостижение размывом уровня подошвы фундамента;
- устройство по периметру фундамента отсыпки из материалов, устойчивых к размыву.

Особенности транспорта взвешенных осадков должны быть предметом специальных исследований при выполнении инженерных изысканий и проектировании.

Проектирование фундамента по схеме, допускающей размыв части или всего грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, должно быть тщательно обосновано соответствующими расчетами, поскольку не предусмотренный проектом размыв может привести к внезапному и неконтролируемому разрушению фундамента. Особого внимания требует также анализ факторов, обеспечивающих устойчивость фундамента, например, корректная оценка пассивного сопротивления грунта для фундаментов с юбками.

7.6.1.2 Фильтрационное разрушение

Фундамент следует проектировать таким образом, чтобы не допускалось возникновение избыточных фильтрационных (гидравлических) градиентов в грунте вследствие природных нагрузок или операций, выполняемых в ходе или после строительства сооружения.

7.6.2 Строительство, извлечение и демонтаж

7.6.2.1 Общие положения

Проект организации строительства сооружения должен обеспечивать отсутствие чрезмерного воздействия на грунты основания при установке сооружения на проектной точке. Задавливание юбки фундамента в морское дно может быть облегчено путем создания разряжения (относительно окружающего гидростатического давления) внутри отсеков юбки под подошвой фундамента. При этом процедуры установки фундамента должны осуществляться таким образом, чтобы не допустить ухудшения несущих свойств основания и исключить, в частности, вертикальный сдвиг грунтовых пробок в отсеках юбки, гидродинамический размыв и фильтрационное разрушение.

Если проект включает демонтаж, то с помощью расчетов соответствующих нагрузок должно быть подтверждено, что все операции по демонтажу могут быть выполнены с помощью имеющихся технических средств. При выполнении расчетов следует учитывать возможное увеличение прочности грунта вследствие консолидации, что может повысить сопротивление основания при извлечении конструкций.

7.6.2.2 Сопротивление вдавливанию юбки

Для расчета сопротивления задавливанию юбки фундамента разработаны соответствующие методы. Дополнительные рекомендации приведены в А.7 (приложение А).

8 Проектирование свайных фундаментов

8.1 Несущая способность сваи при вертикальной сжимающей нагрузке

8.1.1 Общие положения

Критерии проектирования для свайных фундаментов, приводимые ниже, определены в соответствии с положениями [*4*].

Примечание — При выполнении расчетов необходимо использовать такой подход (либо описанный в настоящем стандарте, либо предлагаемый нормативным документом СП 369.1325800.2017), который обеспечивает более жесткие требования к надежности и безопасности фундамента.

Вертикальная несущая способность сваи должна удовлетворять следующим условиям:

$$P_{d,e} \le Q_d = Q_r/\gamma_{R,Pe}, \quad (18)$$

$$P_{d,p} \le Q_d = Q_r/\gamma_{R,Pp}, \quad (19)$$

где Q_d — расчетное значение вертикальной несущей способности сваи;

Q_r — нормативное значение вертикальной несущей способности сваи, определяемое по 8.1 и 8.2;

$P_{d,e}$ — расчетная вертикальная нагрузка на сваю (допускается включать в нагрузку эффективный вес сваи, принимая величину $\gamma_{pile} - \gamma_{water}$ в качестве удельного эффективного веса, а также при надлежащем обосновании вес грунтовой пробки в случае растягивающей нагрузки), определяемая на основе объединенной модели сооружения, рассчитываемого по линейной схеме, и нелинейной модели фундамента с использованием расчетных значений нагрузок и экстремальных сочетаний нагрузок;

$P_{d,p}$ — расчетная вертикальная нагрузка на сваю (включая эффективный вес сваи, принимая величину $\gamma_{pile} - \gamma_{water}$ в качестве удельного эффективного веса, в случае сжимающей нагрузки), определяемая на основе объединенной модели сооружения, рассчитываемого по линейной схеме, и нелинейной модели фундамента с использованием расчетных значений нагрузок и эксплуатационных сочетаний нагрузок;

$\gamma_{R,Pe}$ — коэффициент надежности по несущей способности сваи для расчетной ситуации, соответствующей экстремальным условиям ($\gamma_{R,Pe} = 1{,}25$);

$\gamma_{R,Pp}$ — коэффициент надежности по несущей способности сваи для расчетной ситуации, учитывающей постоянные и переменные нагрузки для условий нормальной эксплуатации ($\gamma_{R,Pp} = 1{,}50$).

В соответствии с положениями *ГОСТ Р 54483* при оценке критериев предельных состояний для особых сочетаний нагрузок, включая нагрузки аномального уровня, допускается коэффициент надежности по грунту принимать равным 1,0.

При определении размера свайного фундамента необходимо учитывать следующие аспекты: значения расчетных нагрузок, диаметр, глубину погружения, тип наконечника и толщину стенок свай,

количество свай, расстояние между ними и схему их размещения, жесткость оголовка свай, прочность материала, метод строительства, а также при необходимости другие параметры.

Используемые методы расчета должны корректно моделировать нелинейное поведение грунтов основания и обеспечивать учет совместной работы сооружения и свайного основания (система «грунт — сваи») в терминах усилия и перемещения. Для перемещений и поворотов отдельных свай не допускается превышение предельных состояний по критерию пригодности к нормальной эксплуатации, если такие превышения могут угрожать выполнению сооружением своего функционального назначения.

Несущая способность сваи при осевом сжатии, согласно 8.1.2—8.1.5, характеризует осевое сопротивление сваи, когда к голове сваи приложена сжимающая нагрузка, направленная вдоль оси сваи. Несущая способность сваи для случая осевого растяжения (выдергивания) рассматривается в 8.2.

Несущая способность свай обычно определяется с использованием упрощенной расчетной схемы, описанной в 8.1.2; необходимые параметры определяются согласно требованиям 8.1.3—8.1.5. Для большинства стационарных морских сооружений, поддерживаемых фундаментом на трубчатых сваях с открытыми концами в кремнистых грунтах, как показал практический опыт, корректным при определении заглубления сваи является подход на основе оценки статической несущей способности в рамках метода расчета МДН с использованием расчетных значений статических нагрузок и апробированных коэффициентов безопасности, которые частично учитывают циклические эффекты. Частные коэффициенты надежности по нагрузке и по материалу (грунту), использованные для расчета свай в настоящем стандарте, основаны на указанных коэффициентах безопасности.

Применение упрощенной модели оценки несущей способности свай, представленной в 8.1.2—8.1.5, ограничено случаем статического и квазистатического нагружения при монотонном увеличении осевой нагрузки, поэтому она не способна учесть сложные особенности взаимодействия между сваей и грунтом, имеющие место в полевых условиях. Для улучшения понимания ограничений модели и повышения корректности интерпретации получаемых с помощью инженерного подхода результатов целесообразно проанализировать фактические данные по исследованиям характеристик свай [см. 8.3 и А.8.3 (приложение А)].

Расчетные зависимости между достигнутыми при взаимодействии с грунтом силами трения на боковой поверхности сваи и местными перемещениями сваи, а также между достигнутым сопротивлением под пятой сваи и перемещением наконечника могут быть определены с помощью требований 8.4.

8.1.2 Вертикальная несущая способность сваи

Репрезентативное/нормативное значение несущей способности вертикально нагруженных свай при сжатии, включая сваи с уширением Qr,c, необходимо определять с помощью формулы:

$$Q_{r,c} = Q_{f,c} + Q_p = f(z)\, A_s + q\, A_{pile}, \quad (20)$$

где $Q_{r,c}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи при сжатии (в единицах силы);

$Q_{f,c}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи по боковой поверхностности (за счет трения) при сжатии (в единицах силы);

Q_p — репрезентативное значение несущей способности сваи по торцевой поверхности (в единицах силы);

$f(z)$ — удельная несущая способность сваи по боковой поверхности (в единицах напряжения);

A_s — площадь боковой поверхности сваи в грунте ($м^2$);

q — удельная несущая способность сваи по торцевой поверхности (в единицах напряжения);

A_{pile} — общая площадь торца сваи ($м^2$);

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна (м).

Для трубчатых свай с открытым концом несущая способность сваи Q_p не должна превышать сумму несущей способности внутренней пробки и несущей способности по торцевой поверхности кольцевого сечения сваи в зоне наконечника. При вычислении расчетных сжимающих нагрузок на сваю необходимо учитывать эффективный вес сваи. Для заглубленной в дно сваи в качестве эффективного удельного веса рекомендуется использовать величину $\gamma_{pile} - \gamma_{water}$.

При определении несущей способности сваи необходимо учитывать относительные деформации между грунтом и сваей, а также общую податливость системы «грунт — свая». В некоторых ситуациях для определения несущей способности сваи требуется более детальный анализ работы сваи на осевую нагрузку. Дополнительное обсуждение возможных эффектов приведено в 8.3 и А.8.3 (приложение А).

Конструктивная схема фундамента должна следовать тем вариантам, для которых на опыте подтверждена техническая возможность уверенного применения свай аналогичных типоразмеров в сходных условиях и с использованием аналогичного монтажного оборудования. В составе проекта должны быть предусмотрены возможные корректирующие мероприятия в случае, если в ходе строительства/установки фундамента не удастся обеспечить проектное положение сооружения.

При использовании буронабивных свай несущая способность сваи по торцевой поверхности должна быть снижена или исключена из расчета фундамента на устойчивость, в зависимости от конкретных особенностей установки свай (например, таких, как степень полноты удаления обломков выбуренной породы из основания скважины).

При использовании уширенных свай значения поверхностного трения в сечении сваи должны соответствовать значениям по 8.1 и 8.2. Поверхностное трение в верхней части уширения сваи и, возможно, на протяжении некоторого участка выше целесообразно исключать из рассмотрения при вычислении несущей способности сваи по боковой поверхности $Q_{f,c}$. Площадь в пределах поперечного сечения пробуренного пилотного ствола (если он бурится) также должна быть исключена из расчета путем ее вычитания из полной площади опирания уширенной части.

8.1.3 Несущая способность сваи по боковой поверхности и по торцевой поверхности для связных грунтов

Существует несколько методов вычисления несущей способности сваи по боковой поверхности и по торцевой поверхности в случае связных грунтов. Метод, приводимый в настоящем разделе, подтвержден многолетней практикой и фактически является в настоящее время отраслевым стандартом. Тем не менее его использование должно быть корректно обосновано, поскольку существенно большее количество переменных оказывает влияние на несущую способность сваи по сравнению с теми, которые непосредственно включены в расчетные формулы (21)—(24). Соответствующие аспекты обсуждаются в данном пункте и в А.8.1.3 (приложение А). Для трубчатых свай, устанавливаемых в связных грунтах, удельная несущая способность по боковой поверхности (сила трения на поверхности сваи), $f(z)$, на глубине z может быть вычислена (в единицах напряжения) по формуле (21):

$$f(z) = \alpha\, s_u(z), \tag{21}$$

где α — безразмерный коэффициент поверхностного трения (для глинистых грунтов),

$s_u(z)$ — нормативное значение недренированного сопротивления сдвигу на глубине z (в единицах напряжения).

Коэффициент α (при ограничении $\alpha \le 1{,}0$) может быть вычислен следующим образом:

$$\alpha = 0{,}5\ \Psi^{-0{,}5} \text{ для } \Psi \le 1{,}0, \tag{22a}$$

$$\alpha = 0{,}5\ \Psi^{-0{,}25} \text{ для } \Psi > 1{,}0, \tag{22b}$$

$$\Psi = \frac{s_u}{\sigma'_{v0}(z)} \text{ на глубине } z, \tag{23}$$

где $\sigma'_{v0}(z)$ — эффективное вертикальное напряжение на глубине z (в единицах напряжения).

Обсуждение особенностей различных методов определения недренированного сопротивления сдвигу s_u и природного давления $\sigma'_{v0}(z)$, включая влияние различных процедур пробоотбора и методов испытаний, приведено в А.8.1.3 (приложение А). Для частично консолидированных глин (глин с избыточным поровым давлением, находящихся в состоянии активной консолидации) α обычно может быть принято равным 1,0.

Из-за отсутствия достаточных данных испытаний по нагружению свай в грунтах, имеющих отношение $s_u(z)/\sigma'_{v0}(z)$ выше трех, использование формулы (22) для высоких значений $s_u(z)/\sigma'_{v0}(z)$ должно быть дополнительно обосновано. Аналогичный подход должен применяться в отношении длинных гибких свай, которые внедряются в жесткие грунты на значительную глубину. Расчеты для случая пластичных грунтов также требуют специального обоснования [см. А.8.1.3 (приложение А)].

Для длинных гибких свай может быть рекомендовано некоторое снижение несущей способности по боковой поверхности, особенно в ситуации, когда трение на боковой поверхности уменьшается при продолжающемся перемещении. Этот эффект обсуждается более подробно в А.8.1.3 (приложение А).

Когда наконечник сваи располагается в слое связного грунта, удельная несущая способность сваи по торцевой поверхности q (в единицах напряжения) может быть вычислена по формуле

$$q = 9 s_u. \tag{24}$$

Поверхностное трение $f(z)$ действует как на внутреннюю, так и на внешнюю сторону трубчатой сваи. Полное сопротивление сваи внедрению при сжимающей нагрузке является суммой трения на внешней поверхности, сопротивления грунта под торцом кольцевого пространства стенок сваи (площадь нетто) и меньшей величины из полного трения на внутренней поверхности или сопротивления грунта под нижним краем грунтовой пробки (площадь брутто минус площадь нетто). Для свай с закрытым концом (вследствие сформированной грунтовой пробки) опорное давление может считаться действующим на все поперечное сечение сваи (площадь брутто). Для свай с открытым концом опорное давление действует только на кольцевое пространство стенки сваи (площадь нетто). Выбор схемы погружения сваи в режиме с открытым или закрытым концом следует обосновывать на основе статических расчетов. При проектировании необходимо учитывать, что свая может погружаться в режиме с открытым концом, но работать по схеме с закрытым концом при статических нагрузках.

Значения несущей способности сваи по боковой поверхности и по торцевой поверхности (под нижним концом сваи), вычисленные на основе вышеуказанных требований, относятся к установившемуся состоянию. Вертикальная несущая способность сваи сразу после монтажа обычно меньше, особенно для частично консолидированных и слабо переуплотненных глин. Степень проявления этого эффекта зависит от параметров процессов формирования избыточного порового давления в грунте в ходе монтажа сваи и последующего его рассеяния с течением времени. Когда расчетные нагрузки прикладываются к свайному фундаменту через короткое время после завершения строительства, то оценка начальной несущей способности сваи и ее увеличение с течением времени требуют дополнительного обоснования при проектировании. Дополнительное обсуждение поведения системы «грунт—свая» в период строительства см. в А.8.1.3 (приложение А).

Для свай, погружаемых в пробуренные скважины меньшего диаметра или с применением подмыва, или буронабивных свай выбор значения поверхностного трения должен учитывать нарушение грунтового массива при строительстве. В общем случае для указанных ситуаций удельные значения трения $f(z)$ не превышают соответствующих значений для забивных свай; однако в некоторых случаях для буронабивных свай в переуплотненной глине $f(z)$ может превысить эти значения. Определение $f(z)$ для буронабивных свай (то есть оценка прочности сцепления на границе раздела «грунт—цемент»), включая возможные эффекты влияния бурового раствора, требует специального обоснования в проекте. Необходимо выполнить дополнительную проверку допустимых напряжений связи между стальной арматурой и цементным раствором в свае, как это рекомендовано в [*4*].

При слоистом строении основания значения поверхностного трения $f(z)$ в слоях из связных грунтов должны рассчитываться по формулам (21)—(23). Значения несущей способности для свай, опирающихся на слой связного грунта, соседствующего с более слабыми слоями, могут рассчитываться по формуле (24) при условии, что:

- свая внедряется на глубину, равную двум-трем диаметрам сваи или более в рассматриваемый слой;
- наконечник сваи расположен на три диаметра сваи или более выше нижней границы рассматриваемого слоя — для предотвращения провала сваи.

Если эти условия не выполняются, требуется дополнительное обоснование несущей способности сваи.

8.1.4 Несущая способность сваи по боковой поверхности и по торцевой поверхности для несвязных грунтов

В этом пункте приведен простой метод оценки несущей способности свай в несвязных грунтах. В А.8.1.4 (приложение А) представлены другие современные методы расчета, которые основаны на использовании прямых данных по корреляции удельного трения на боковой поверхности сваи и лобовом сопротивлении, полученных в результате испытаний методом СРТ. По сравнению с подходом, описанным в настоящем пункте, методы на базе СРТ считаются теоретически более обоснованными и демонстрируют статистически более близкие к результатам натурных испытаний свай прогнозные значения. И хотя они не являются обязательными, но в целом могут рассматриваться в качестве более предпочтительных методов. Расчетные методы на базе СРТ-испытаний также применимы к широкому диапазону несвязных грунтов. Однако прежде, чем эти новые методы можно будет рекомендовать для нормативных расчетов, требуется дополнительный опыт их применения на практике. Методы на базе СРТ могут использоваться только при специальном обосновании корректности интерпретации данных СРТ, с учетом имеющихся ограничений по их применимости и степени надежности получаемых результатов.

Для трубчатых свай, погружаемых в несвязные грунты, удельная несущая способность по боковой поверхности $f(z)$ (в единицах напряжения) на глубине z может быть вычислена по формуле

$$f(z) = \beta\sigma'_{v0}(z), \quad (25)$$

где β — безразмерный коэффициент поверхностного трения для песков;

$\sigma'_{v0}(z)$ — эффективное вертикальное напряжение на глубине z (в единицах напряжения).

При отсутствии специальных данных значения β для трубчатых свай с открытым концом, которые погружаются с несформированной грунтовой пробкой, могут быть взяты из таблицы 1. Для свай, погружаемых без удаления грунта (т. е. для свай с закрытой пятой или для свай с открытым концом в условиях полностью сформированной грунтовой пробки), значения β могут приниматься на 25 % выше, чем значения в таблице 1. Для длинных свай линейная зависимость $f(z)$ от природного давления, как это подразумевается в формуле (25), может нарушаться (соответствующее пороговое значение длины сваи зависит от свойств грунта и диаметра сваи и при необходимости должно определяться опытным путем). В таких случаях рекомендуется ограничить f значениями, указанными в таблице 1.

Для оценки несущей способности сваи по торцевой поверхности q (в единицах напряжения) для случая несвязных грунтов может быть вычислено по формуле

$$q = N_q \sigma'_{v0,tip}, \quad (26)$$

где $\sigma'_{v0,tip}$ — эффективное вертикальное напряжение на уровне наконечника сваи (в единицах напряжения);

N_q — безразмерный коэффициент несущей способности сваи по торцевой поверхности.

Рекомендованные значения N_q представлены в таблице 1. Для длинных свай линейная зависимость q от природного давления, как это подразумевается в формуле (26), может нарушаться (*соответствующее пороговое значение длины сваи зависит от свойств грунта и диаметра сваи и при необходимости должно определяться опытным путем*). В таких случаях рекомендуется ограничить q значениями из таблицы 1. Для свай со сформированной грунтовой пробкой опорное давление может считаться действующим на всем поперечном сечении сваи (сечение брутто). Для свай с несформированной грунтовой пробкой опорное давление действует только на кольцевую область сваи (сечение нетто). В этом случае следует учитывать дополнительный вклад в сопротивление сил трения на границе (смещаемой вдоль оси сваи) грунтовой пробки и внутренней стенки сваи. Выбор схемы погружения сваи в режиме с открытым или закрытым концом следует обосновывать на основе статических расчетов. При проектировании необходимо учитывать, что свая может погружаться в режиме с открытым концом, но работать по схеме с закрытым концом при статических нагрузках.

Значения из таблицы 1 не могут использоваться для выбора расчетных значений характеристик грунтов, которые не попадают в представленные диапазоны значения степени плотности и наименований грунта (по размерам гранулометрических фракций) или характеризуются очень низкой прочностью частиц и/или высокой сжимаемостью. Например, для случая очень рыхлых грунтов или грунтов, содержащих большое количество частиц слюды или вулканических частиц (такие ситуации должны быть отражены в отчете по инженерно-геологическим изысканиям), для обоснованного выбора расчетных параметров требуется проведение специальных лабораторных или полевых испытаний. Особого внимания требуют пески, содержащие карбонат кальция, которые обнаружены во многих морях [см. А.6.4 (приложение А)].

Для свай, погружаемых в пробуренные скважины меньшего диаметра или с применением подмыва, или буронабивных свай при выборе значения поверхностного трения следует учитывать нарушенное в процессе строительстве состояние грунта.

Для свай, забитых в пробуренные скважины меньшего диаметра или с применением подмыва в несвязных грунтах, при расчете значений $f(z)$ и q следует учитывать степень нарушения грунтового массива при строительстве, но при этом они не должны превышать соответствующих значений для забивных свай.

В случае слоистого строения грунтового массива значения поверхностного трения $f(z)$ в слоях с несвязными грунтами следует вычислять в соответствии с таблицей 1. Значения несущей способности для свай, опирающихся на слой несвязного грунта, соседствующего с более слабыми слоями, следует также брать из таблицы 1 при условии, что:

- свая внедряется на глубину два-три диаметра сваи или более в рассматриваемый слой несвязного грунта, и

- наконечник сваи расположен на три диаметра сваи или более выше нижней границы рассматриваемого слоя — для предотвращения провала.

Если эти условия не выполняются, требуется дополнительная корректировка табличных значений.

Таблица 1 — Расчетные параметры для несвязных кремнистых грунтов

Степень плотности грунта[a]	Наименование грунта	Коэффициент поверхностного трения для сваи[b] β	Предельное значение удельной несущей способности сваи по боковой поверхности f_{lim}, кПа (тыс. фунтов/фут^2)	Коэффициент несущей способности сваи по торцевой поверхности N_q	Предельные значения удельной несущей способности сваи по торцевой поверхности Q_{lim}, МПа (тыс. фунтов/фут^2)
Очень рыхлый	Песчаные грунты	Неприменимо[d]	Неприменимо[d]	Неприменимо[d]	Неприменимо[d]
Рыхлый	Песчаные грунты				
Рыхлый	Песчано-пылеватые грунты[c]				
Средней плотности	Пылеватые грунты				
Плотный	Пылеватые грунты				
Средней плотности	Песчано-пылеватые грунты[c]	0,29	67 (1,4)	12	3 (60)
Средней плотности	Песчаные грунты	0,37	81 (1,7)	20	5 (100)
Плотный	Песчано-пылеватые грунты[c]				
Плотный Очень плотный	Песчаные грунты Песчано-пылеватые грунты[c]	0,46	6 (2,0)	40	10 (200)
Очень плотный	Песчаные грунты	0,56	115 (2,4)	50	12 (250)

Примечание — Параметры, перечисленные в этой таблице, приведены лишь в качестве справочных значений. Когда имеется более детальная информация, такая как записи статического зондирования в массиве, данные прочностных испытаний на высококачественных образцах, данные модельных испытаний или характеристики забивки свай, то при надлежащем обосновании могут быть использованы другие значения.

[a] Описание определения процентного отношения относительной плотности следующее:

Разновидность грунта (песков) по степени плотности	Степень плотности I_D (%)
Очень слабоуплотненный	0—15
Слабоуплотненный	15—35
Среднеуплотненный	35—65
Сильноуплотненный	65—85
Очень сильноуплотненный	85—100

[b] Коэффициент поверхностного трения β (эквивалент термина $K_{tg\delta}$, использовавшегося в прошлом) введен в настоящем стандарте, чтобы избежать смешения обозначений с параметром δ, используемым в А.8.1.4 (приложение А).

[c] Песчано-пылеватые грунты включают грунты со значительным содержанием фракций песка и пыли. Прочностные характеристики в общем случае увеличиваются с увеличением доли фракций песка и уменьшаются с увеличением доли фракций пыли.

[d] Расчетные параметры, предлагаемые в прошлом для этих сочетаний степени плотности и наименования грунта, могут быть неконсервативными. Для таких грунтов рекомендуется использовать методы статического зондирования [см. А.8.1.4 (приложение А)].

8.1.5 Несущая способность набивных свай по боковой поверхности и по торцевой поверхности в скальных грунтах

Удельное поверхностное трение набивных свай и свай, погружаемых с подмывом или в пробуренную скважину в скальных грунтах, не должно превышать половину значения прочности на одноосное сжатие горной породы или бетона, но в общем случае должно быть существенно меньше этого значения. Указанное снижение зависит от параметров конструкции сваи (таких, как шероховатость с боковой поверхности скважины), а также от особенностей структуры горной породы (таких, как наличие несплошностей в массиве горных пород). На боковых стенках скважины может образоваться слой бурового раствора или глины, который никогда не будет обладать прочностью скальной породы. Напряжение сцепления стальной сваи с цементным раствором следуеет проверять согласно [*4*].

Несущая способность скального основания не может быть больше предела прочности скального грунта или бетона на одноосное сжатие, умноженного на соответствующий коэффициент надежности по материалу. В общем случае несущая способность основания под торцом сваи должна приниматься на уровне, существенно меньшем указанного значения, или совсем не учитываться в расчетах — в зависимости от параметров конструкции сваи (таких, как степень удаления бурового шлама из основания скважины) и от особенностей структуры скальной породы (таких, как наличие несплошностей в массиве скального основания). Предельная несущая способность свай рассмотренного типа может определяться напряжениями в бетоне или стальной арматуре сваи.

Кроме того, необходимо учитывать возможность реализации циклических воздействий, которые могут негативно влиять на продольную несущую способность таких свай.

8.2 Несущая способность сваи при вертикальной выдергивающей нагрузке

Нормативное значение продольной несущей способности сваи на выдергивание $Q_{f,t}$ не может превышать значение $Q_{f,c}$, полное поверхностное трение при сжимающей нагрузке. Для связных грунтов $f(z)$ следует определять в соответствии с положениями 8.1.3. Для несвязных грунтов значение $f(z)$ следует вычислять согласно 8.1.4. Для скальных грунтов значение $f(z)$ следует определять в соответствии с положениями 8.1.5.

8.3 Расчет свай на вертикальные нагрузки

8.3.1 Работа сваи при статических нагрузках

Осевые перемещения сваи не должны нарушать предельных состояний второй группы (по пригодности к нормальной эксплуатации) и должны быть совместимы с внутренними силами и перемещениями сооружения. На работу сваи при продольных нагрузках оказывают влияние направление, тип, скорость приложения и последовательность прикладываемых нагрузок, способ строительства, тип грунтов основания, осевая жесткость сваи, а также другие параметры. Влияние некоторых из этих факторов для связных грунтов можно наблюдать как в лабораторных, так и в полевых испытаниях.

В некоторых случаях, например, для грунтов, которые демонстрируют деформационное разуплотнение, особенно когда сваи обладают осевой податливостью, фактическая несущая способность сваи может быть меньше значения, вычисленного по формуле (20). Если для расчета рекомендуются согласно 8.4 графики t—z, отражающие деформационное разуплотнение, то необходимо определять максимальные значения продольной несущей способности с помощью расчетного метода, в котором в явном виде учитывается осевая податливость сваи. В этих случаях требуется явное рассмотрение этого фактора в расчете предельной осевой несущей способности. При этом следует принимать во внимание другие факторы, например такие, как повышение несущей способности при скоростях нагружения, соответствующих штормовому волнению, которые противодействуют указанным эффектам снижения прочности. Дополнительная информация приведена в [4], а также в А.8.3.2 (приложение А).

8.3.2 Работа сваи при циклических нагрузках

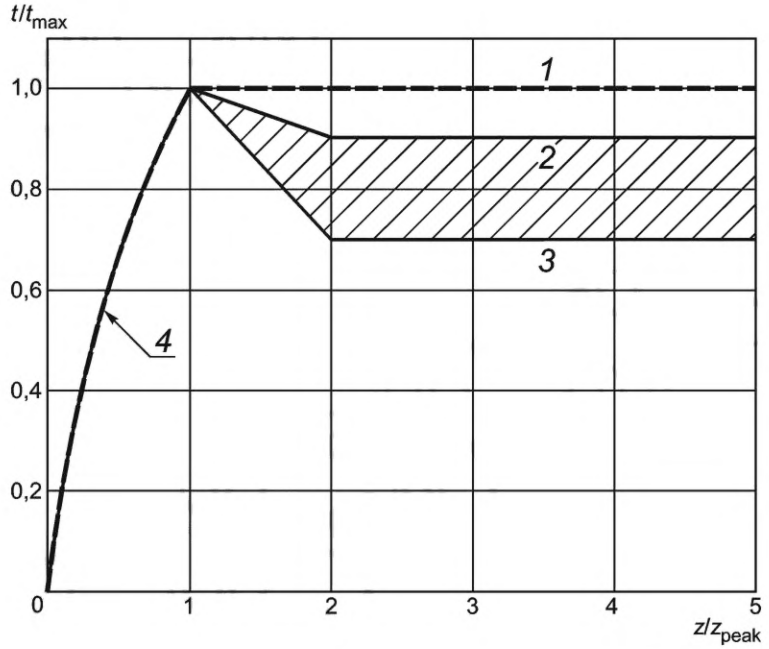
Циклические воздействия (включая инерционные нагрузки от природных условий, таких как штормовые волны и землетрясения) могут иметь два противодействующих между собой фактора, влияющих на статическую осевую несущую способность сваи. Повторяющиеся воздействия могут вызвать временное или постоянное снижение сопротивления и/или накопление деформации. Быстро прикладываемые воздействия могут вызвать увеличение сопротивления и/или продольной жесткости сваи. Очень медленно прикладываемые воздействия могут вызвать уменьшение сопротивления и/или продольной жесткости сваи. Результирующий эффект от циклических нагрузок является функцией совокупности нескольких факторов — интенсивности, количества циклов и скорости чередования прикладываемых воздействий, конструктивных параметров сваи и типов грунтов; см. А.8.3.2 (приложение А).

8.4 Реакция грунта при сжимающей нагрузке на сваю

8.4.1 График *t*—*z* зависимости удельного трения на боковой поверхности от глубины

Соотношение между достигнутой величиной трения на границе «грунт—свая» и локальным перемещением сваи на заданной глубине можно описать, используя график вида *t*—*z*. Известны различные эмпирические и теоретические методы, пригодные для построения зависимости силы трения на боковой поверхности сваи от ее перемещения в продольном направлении, называемой графиком *t*—*z* [*см. А.8.4.1 (приложение А)*].

В расчетах допускается использование соответствующих графиков, построенных на основе результатов натурных испытаний по нагружению свай для оснований с характерными геологическими разрезами или на основе лабораторных испытаний, моделирующих установку свай в грунте. При отсутствии более определенных данных для некарбонатных грунтов рекомендуется использовать графики *t*—*z* , представленные на рисунке 3.



z/z_{peak}	t/t_{max}	
	Глины	Пески
0,16	0,30	0,30
0,31	0,50	0,50
0,57	0,75	0,75
0,80	0,90	0,90
1,0	1,00	1,00
2,0	0,70—0,90	1,00
∞	0,70—0,90	1,00

1 — песок: t_{max}; *2* — глина: $t_{res} = 0{,}9t_{max}$; *3* — глина: $t_{res} = 0{,}7t_{max}$; *4* — глина и песок; *z* — локальное продольное перемещение сваи; z_{peak} — перемещение, соответствующее максимальному значению удельного поверхностного трения на границе «грунт—свая»; *D* — наружный диаметр сваи; *t* — достигнутое значение удельного поверхностного трения (в единицах напряжения) на границе «грунт—свая»; $t_{max} = f(z)$ = максимальное значение удельного поверхностного трения на границе «грунт—свая», вычисленное согласно 8.1 (в единицах напряжения); t_{res} — удельное значение остаточного поверхностного трения (в единицах напряжения); z_{res} — продольное смещение сваи, при котором достигается остаточное поверхностное трение t_{res} на границе «грунт—свая»

Рисунок 3 — Типичные графики *t*—*z* зависимости трения при сдвиге сваи от ее продольного перемещения

Для стандартных расчетов рекомендуется использовать характерное значение z_{peak}, равное 1 % наружного диаметра сваи (т. е. z_{peak}/D = 0,01). Однако имеет место значительная неопределенность в части этой величины, и значения в диапазоне 0,25 %—2,0 % от диаметра сваи могут оказаться наиболее подходящими в случаях, когда при расчетах сваи значение продольной податливости играет существенную роль.

При перемещениях, существенно превышающих значение, при котором достигается t_{max}, как это показано на рисунке 3, форма кривой t—z должна быть тщательно проанализирована. Значения показателя остаточного трения t_{res}/t_{max} и продольное перемещение сваи z_{res}, при котором оно достигается, являются функциями зависимости «напряжение—деформация», описывающей поведение грунта, истории нагружения, метода строительства свай, последовательности приложения нагрузок на сваю и других факторов. Типичные значения t_{res}/t_{max} для глинистых грунтов находятся в диапазоне 0,70—0,90, при этом лабораторные, натурные и/или модельные испытания по нагружению свай могут предоставить ценную информацию для определения более точных значений t_{res}/t_{max} и z_{res} для различных грунтов.

Можно ожидать, что для длинных свай, которые обладают значимой продольной податливостью, а также для грунтов, демонстрирующих деформационное разуплотнение, значения удельного поверхностного трения при заданных продольных перемещениях окажутся более низкими по сравнению с теми, которые могут быть вычислены по формулам (21)—(23). В такой ситуации результирующая несущая способность сваи при вертикальной нагрузке будет меньше значения, вычисленного на основе описанных методов, применяемых для расчета нормативной продольной несущей способности, поэтому указанный фактор деградации трения необходимо учесть в явной форме [см. также А.8.1.3.2.4 и А.8.4.1 (приложение А)].

8.4.2 График Q — z зависимости лобового сопротивления от заглубления

Зависимость между достигнутым значением лобового сопротивления сваи и продольным перемещением нижнего конца сваи описывается с использованием графика Q — z.

Нормативное значение несущей способности сваи необходимо определять в соответствии с 8.1. При этом требуется достаточно большое перемещение нижнего конца сваи для достижения полного значения лобового сопротивления. Полная мобилизация несущей способности сваи по торцевой поверхности в песчаных и глинистых грунтах реализуется, когда перемещение конца сваи составляет порядка 10 % от диаметра сваи. При отсутствии более определенных данных рекомендуется использовать кривую, показанную на рисунке 4, и для песков, и для глин.

8.5 Реакция грунта при горизонтальной нагрузке на сваю

8.5.1 Общие положения

Свайный фундамент необходимо проектировать с учетом восприятия статических и циклических боковых (поперечных) нагрузок.

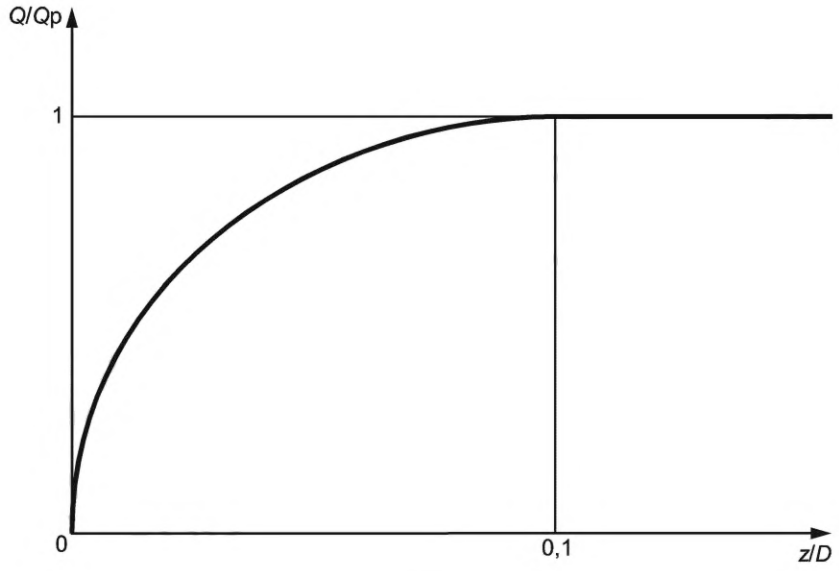
Боковое сопротивление приповерхностного грунта может быть существенным для проектируемого свайного фундамента, поэтому необходимо учитывать возможное влияние размыва. При отсутствии более детальных данных для построения зависимостей между боковым сопротивлением грунта и поперечным перемещением сваи (графиков p—y) могут использоваться расчетные процедуры, приведенные в 8.5.2—8.5.7. Экстраполяция представленных зависимостей за пределы рассмотренной геометрии свай должна быть специально обоснована. В частности, для свай большого диаметра с ограниченной глубиной внедрения могут потребоваться другие формулировки для построения графиков p — y.

8.5.2 Несущая способность сваи по грунту для случая мягких глин

При статических поперечных нагрузках нормативное значение боковой несущей способности p_rD мягкой глины ($s_u \le 100$ кПа, или 2000 фунтов/фут^2), в единицах силы на единицу длины сваи, как установлено на практике, меняется между $8s_uD$ и $12s_uD$, за исключением мелководья, где разрушение грунта происходит по другому механизму вследствие низких значений природного давления. Циклические воздействия вызывают снижение боковой несущей способности грунта по сравнению с несущей способностью при статических нагрузках. При отсутствии более детальных данных рекомендуется использовать следующее значение боковой несущей способности:

p_rD увеличивается с $3s_uD$ до $9s_uD$ при увеличении z от 0 до z_R в соответствии с формулой

$$p_rD = 3s_uD + \gamma' zD + Js_uz, \quad (27)$$



z/D	Q/Q_p
0	0
0,002	0,25
0,013	0,50
0,042	0,75
0,073	0,90
0,100	1,00
∞	1,00

z — продольное перемещение нижнего конца сваи; D — наружный диаметр сваи; Q — достигнутое сопротивление основания под торцом сваи (в единицах силы); Q_p — нормативное значение несущей способности сваи по торцевой поверхности, вычисленное согласно 8.1 (в единицах силы)

Рисунок 4 — График Q—z сопротивления основания под торцом сваи от продольного перемещения сваи в типичном случае

но при этом $p_r D$ должно быть ограничено значением, рассчитываемым по формуле

$$p_r D = 9 s_u D \text{ для } z \geq z_R, \tag{28}$$

где D — наружный диаметр сваи;

p_r — нормативное значение боковой несущей способности (в единицах напряжения);

s_u — нормативное значение недренированного сопротивления сдвигу в рассматриваемой точке (в единицах напряжения);

γ' — единичный вес грунта в воде (кН/м^3);

J — безразмерная эмпирическая постоянная со значениями в диапазоне 0,25—0,5; должна определяться в ходе полевых испытаний.

Примечание — Для глин Мексиканского залива, если отсутствуют другие данные, рекомендуется использование значения 0,5;

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна;

z_R — расстояние от поверхности морского дна до нижней границы ослабленного слоя.

При постоянной прочности по глубине совместное рассмотрение формул (27) и (28) приводит к значению:

$$Z_R = \frac{6D}{\frac{\gamma' D}{s_u} + J} \tag{29}$$

В случае неоднородных грунтов формулы (27) и (28) могут решаться путем построения двух графиков для $p_r D$ в зависимости от глубины. Точка первого пересечения двух графиков соответствует z_R. В общем случае z_R превышает 2,5 диаметра сваи. Приведенные эмпирические зависимости не следует применять, когда прочность грунта меняется неравномерно. Эти формулы также не рекомендуется применять в условиях возможного размыва, однако размыв обычно не является предметом рассмотрения для связных грунтов.

8.5.3 График *p* — *y* зависимости несущей способности сваи по грунту от смещения для мягких глин

Зависимости бокового сопротивления от поперечного перемещения сваи для случая мягких глин, как правило, нелинейные. Графики *p* — *y* для кратковременных статических нагрузок могут быть построены по данным первой колонки таблицы 2. Для случая, когда равновесное состояние достигается при циклических нагрузках, графики *p* — *y* можно строить по данным таблицы 3.

8.5.4 Несущая способность сваи по грунту для случая твердых глин

При статических боковых нагрузках нормативное значение боковой несущей способности сваи (сила на единицу длины сваи p_r) для твердой глины (s_u > 100 кПа или 2000 фунтов/фут^2) аналогично значению для мягкой глины. Однако в условиях циклических воздействий имеет место быстрая деградация прочностных свойств, поэтому нормативное значение боковой несущей способности должно быть уменьшено для условий расчетных циклических воздействий в соответствии передовыми практиками или имеющимися данными.

8.5.5 График *p* — *y* зависимости несущей способности сваи по грунту от смещения для твердых глин

Хотя твердые глины также описываются нелинейными зависимостями напряжений от деформаций, они в общем случае демонстрируют более хрупкий характер деформирования, чем мягкие глины. При построении зависимостей «напряжение — деформация» и последующих графиков *p* — *y* для циклических нагрузок для плотных глин необходимо учитывать возможное быстрое снижение боковой несущей способности при больших перемещениях в соответствии с доступными передовыми практиками и/или имеющимися данными.

Таблица 2 — Достигнутое боковое сопротивление и перемещения для случая кратковременных статических нагрузок для мягких глин

p/p_r	y/y_c
0	0
0,23	0,1
0,33	0,3
0,50	1,0
0,72	3,0
1,00	8,0
1,00	∞

Обозначения:
p_r — нормативное значение боковой несущей способности (в единицах напряжения);
p — достигнутое значение бокового сопротивления (в единицах напряжения);
y — локальное боковое перемещение сваи;
$y_c = 2{,}5 \cdot \varepsilon_c \cdot D$;
D — наружный диаметр сваи;
ε_c — деформация при половинном значении максимальной величины девиатора напряжений в лабораторных недренированных испытаниях на сжатие ненарушенных образцов грунта.

Таблица 3 — Достигнутое боковое сопротивление и перемещения в установившемся состоянии при циклических нагрузках для случая мягких глин

$z > z_R$		$z < z_R$	
p/p_r	y/y_c	p/p_r	y/y_c
0	0	0	0
0,23	0,1	0,23	0,1
0,33	0,3	0,33	0,3
0,50	1,0	0,50	1,0
0,72	3,0	0,72	3,0
0,72	∞	0,72 z/zR	15,0
—	—	0,72 z/zR	∞

Обозначения:

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна;

z_R — расстояние от поверхности морского дна до нижней границы ослабленного слоя для однородных грунтов [см. формулу (29)];

p_r — нормативное значение боковой несущей способности (в единицах напряжения);

p — достигнутое значение бокового сопротивления (в единицах напряжения);

y — локальное боковое перемещение сваи (мм);

$y_c = 2{,}5 \cdot \varepsilon_c \cdot D$;

D — наружный диаметр сваи;

ε_c — деформация при половинном значении максимальной величины девиатора напряжений в лабораторных недренированных испытаниях на сжатие ненарушенных образцов грунта.

8.5.6 Несущая способность сваи по грунту для случая песка

Для статической горизонтальной нагрузки значение удельной несущей способности сваи p_r для песка меняется от значения на мелководье, определяемого по формуле (30), до значения на больших глубинах, определяемого формулой (31). Для заданной глубины следует использовать формулу, которая дает наименьшее значение p_r в качестве нормативного значения несущей способности. Результаты, получаемые по этим формулам, могут оказаться неконсервативными (т. е. не в запас по прочности) для условий слоистой структуры грунтового основания, когда слой текучей глины перекрывает слой песка.

$$p_{rs} = (C_{1z} + C_2 D)\,\gamma' z, \tag{30}$$

$$p_{rd} = C_3 D\,\gamma' z, \tag{31}$$

где в индексах символ 's' указывает на случай мелководья, а 'd' — больших глубин, и

D — наружный диаметр сваи;

p_r — нормативное значение боковой несущей способности (сила на единицу длины сваи);

γ' — удельный вес грунта в воде (кН/м^3);

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна (м);

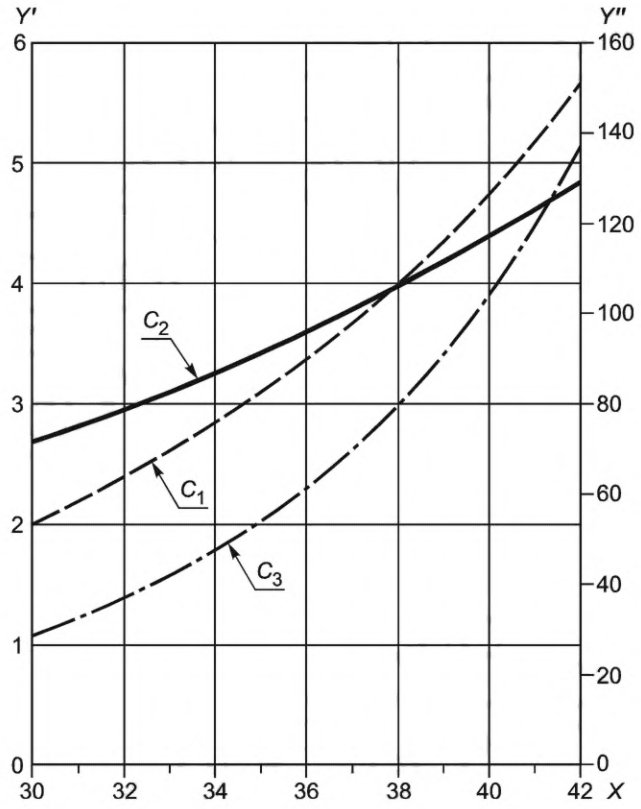
C_1, C_2, C_3 — безразмерные коэффициенты, являющиеся функциями эффективного угла внутреннего трения в песке ϕ' (см. рисунок 5):

$$C_1 = \frac{(\tan\beta)^2 \tan\alpha}{\tan(\beta - \phi')} + K_o \cdot \left[\frac{\tan\phi' \cdot \sin\beta}{\cos\alpha \cdot \tan(\beta - \phi')} + \tan\beta \cdot (\tan\phi' \cdot \sin\beta - \tan\alpha)\right], \tag{32}$$

$$C_2 = \frac{\tan\beta}{\tan(\beta - \phi')} - K_a, \tag{33}$$

$$C_3 = K_\alpha \cdot [(\tan\beta)^8 - 1] + K_o \cdot \tan\phi' \cdot (\tan\beta)^4, \tag{34}$$

$$\alpha = \frac{\phi'}{2};\ \beta = 45 + \frac{\phi'}{2};\ K_o = 0{,}4 \text{ и } K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'},$$



X — эффективный угол внутреннего трения (ϕ′ в градусах); *Y′* — значения коэффициентов C_1 и C_2; *Y″* — значение коэффициента C_3; C_1, C_2, C_3 — коэффициенты боковой несущей способности

Рисунок 5 — Коэффициенты боковой несущей способности для песка

Указания по учету условий размыва грунта основания приведены в А.8.5.6 (приложение А).

8.5.7 График *p* — *y* зависимости несущей способности сваи по грунту от смещения для песчаных грунтов

Зависимость *p* — *y* бокового сопротивления сваи от ее поперечного перемещения для песка также является нелинейной. При отсутствии более детальных данных она может быть аппроксимирована для заданной глубины *z* по формуле

$$p = A \cdot p_r \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot z}{A \cdot p_r} \cdot y\right), \tag{35}$$

где *A* — коэффициент, учитывающий статический или циклический характер воздействий и рассчитываемый по формуле

$$A = \left(3{,}0 - \frac{0{,}8 \cdot z}{D}\right) > 0{,}9 \text{ для статических нагрузок, и} \tag{36}$$

A = 0,9 для циклических нагрузок;

p_r — нормативное значение боковой несущей способности на глубине *z* (в единицах силы на единицу длины сваи);

k — модуль реакции грунтового основания (коэффициент постели) в массиве (в единицах силы на объем), см. таблицу 4;

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна (м);

y — поперечное перемещение сваи на глубине *z*.

Накопленные данные, характеризующие работу сваи при горизонтальных нагрузках в песках, включают испытания свай с незакрепленной головой в чистых песках с эффективными углами внутреннего трения в диапазоне 34°—42°, значения которых определялись испытаниями грунта методом прямого сдвига, трехосного сжатия в дренированных условиях или на основе результатов обработки данных натурных испытаний свай.

При экстраполяции этих данных применительно к грунтам, характеристики которых выходят за указанные пределы, особенно по отношению к пескам с эффективным углом внутреннего трения менее 30°, необходимо дополнительное обоснование. В частности, для таких грунтов результаты лабораторных испытаний должны быть тщательно проанализированы для установления факторов аномального поведения и наличия значительной доли фракций глинистых частиц. В соответствующих случаях может потребоваться модификация графиков p — y.

При отсутствии более детальных данных, рекомендуется использовать значения коэффициента постели, k, приведенные в таблице 4.

Таблица 4 — Значения модуля реакции грунтового основания (коэффициента постели)

ϕ'	k	
	МН/м^3	(фунт/дюйм^3)
25°	5,4	(20)
30°	8,7	(32)
35°	22	(80)
40°	45	(165)

8.6 Совместная работа свай в кусте

8.6.1 Общие положения

При проектировании свайного фундамента необходимо учитывать влияние близко расположенных соседних свай на характеристики сопротивления грунтового основания перемещению группы свай. Оценку группового эффекта рекомендуется выполнять при расстоянии между сваями менее восьми их диаметров.

При расчетах несущей способности группы (куста) свай необходимо обеспечить выполнение требований 8.1.1. В случае неравномерного распределения внешней нагрузки между сваями коэффициенты надежности по несущей способности для отдельных свай в группе могут быть приняты с меньшими значениями, чем указано в 8.1.1, при условии, что выполнено обоснование того, что результирующие перемещения и соответствующие деформации и напряжения в сваях, а также в сопряженных элементах конструкций сооружения являются допустимыми.

8.6.2 Работа свай при вертикальной нагрузке

При проектировании свайного фундамента, в состав которого входят кусты свай, необходимо учитывать следующие аспекты. Для свайного фундамента, устраиваемого в глинистом основании, групповая несущая способность может быть меньше, чем несущая способность изолированной сваи, умноженная на количество свай в группе; и наоборот, для песчаного основания, групповая несущая способность может быть выше суммы несущих способностей изолированных свай. Групповая осадка в глине или песке в общем случае больше, чем у изолированных свай при нагрузке, равной общей нагрузке на куст свай, поделенной на количество свай в группе.

8.6.3 Работа свай при горизонтальной нагрузке

Для свай с одинаковыми условиями закрепления головы сваи, заглубляемых в связные или несвязные грунты, группа свай, как правило, показывает большее горизонтальное перемещение, чем перемещение изолированной сваи, нагруженной средней нагрузкой, приходящейся на одну сваю в группе. Основными факторами, которые влияют на групповое перемещение куста свай и на распределение нагрузки между сваями, являются расстояние между сваями, отношение глубины внедрения сваи к ее диаметру, податливость сваи при взаимодействии с грунтом, площадные размеры куста, а также изменчивость сдвиговой прочности и модуля жесткости грунта с глубиной.

По результатам анализа различных методов расчета куста свай для расчетов групп свай на действие горизонтальных нагрузок рекомендуются следующие подходы:

- методы детального расчета, например такие, как PILGP2R [см. А.6.3 (приложение А)], — для определения исходной жесткости куста свай;
- метод Фохта-Коха и его модификации [см. А.6.3 (приложение А)] — для анализа расчетных ситуаций с расчетными нагрузками. При этом возможно получение заниженных значений перемещения при нагрузках, дающих перемещения на уровне 20 % или более от диаметра отдельной сваи в группе, что необходимо учитывать с помощью дополнительных исследований;
- для оценки максимальных значений внутренних эффектов нагружения сваи при заданном групповом перемещении куста: наибольшие значения (консервативные) могут быть получены с помощью исходного или модифицированного метода Фохта-Коха.

9 Устройство свайных фундаментов

9.1 Общие положения

В настоящем стандарте рассматриваются следующие типы свай свайных фундаментов, используемых для поддержки морских сооружений:

- забивные (задавливаемые) сваи: для сооружений континентального шельфа при устройстве фундаментов обычно применяются сваи с открытым нижним концом (см. 9.2—9.7). Такие сваи обычно забиваются в морское дно сваебойными молотами или с помощью гидродомкратов;
- буронабивные и цементируемые сваи, которые могут использоваться в нескальных и скальных грунтах, позволяющих обеспечивать бурение скважины без крепления стенок или под защитой глинистого раствора (см. 9.8);
- сваи с уширенной пятой: устройство уширения может выполняться на нижнем конце сваи, чтобы обеспечить увеличенную несущую способность, в том числе на выдергивание (см. 9.9). Несущая способность свай с уширенной пятой по грунту в основании должна быть определена согласно принципам, указанным для проектирования буронабивных и цементируемых свай;
- вибропогружаемые сваи: на практике подтверждена эффективность применения гидравлических вибромолотов для установки свай, в частности, для погружения свай малого диаметра в несвязные грунты. По причине недостаточности данных для оценки влияния данного метода установки свай на их продольную несущую способность использование вибромолотов для устройства морских свай, предназначенных для восприятия значительных вертикальных нагрузок, не рекомендуется.

Толщина стенки сваи должна обеспечивать восприятие расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок, а также напряжений, возникающих в ходе установки сваи. Напряжения в свае и соответствующая минимальная толщина стенок сваи должны соответствовать требованиям *[4]*, в соответствии с которыми прочность сваи должна быть обеспечена по критериям прочности стальной трубы для расчетной ситуации с комбинированным воздействием продольной силы и изгибающего момента.

Правильная установка свай, включая обсадные трубы, что подразумевает установку каждой сваи с расчетным заглублением (или близким к нему) без повреждения, имеет исключительно важное значение для обеспечения расчетного срока эксплуатации сооружения и сохранения его эксплуатационных характеристик. Все соединения элементов конструкций, выполненные в полевых условиях, должны удовлетворять проектным требованиям. Секции свай должны быть промаркированы таким образом, чтобы максимально способствовать установке секций в нужной последовательности. Запорные устройства на нижнем конце опор сооружения и свайные муфты (при необходимости) следует проектировать таким образом, чтобы исключить их повреждение в процессе установке свай.

9.2 Расчет погружения сваи

Для моделирования системы «молот—свая—грунт» и работы сваи при забивке может применяться подход, основанный на методе одномерной волновой задачи для упругого тела (волновая теория удара). С помощью соответствующих компьютерных расчетов можно оценить диапазон количества ударов молота, необходимого для достижения расчетного погружения сваи, и возникающие при забивке напряжения. Необходимое количество ударов молота оценивается на основе графика (ходограммы) забивки сваи (SRD-график), но на это также будут влиять предполагаемая эффективность молота и, в меньшей степени, параметры вибраций и демпфирования в модели волновой формулы. Поэтому выбор этих входных параметров должен основываться на предшествующем опыте забивки свай и обо-

снованных инженерных оценках. Для заданной номинальной энергии энергия, передаваемая свае, в высшей степени зависит от типа сваебойного молота (дизельный, паровоздушный или гидравлический молот), ее оценка должна основываться на предшествующем опыте забивки свай с надежными измерениями с использованием контрольно-измерительной аппаратуры сваи.

Построение SRD-графика является основным этапом, обусловливающим все остальные результаты расчетов по забивке свай, включая тип молота, необходимый для достижения расчетного погружения сваи. В литературе [см. А.9.2 (приложение А)] было предложено несколько методов для построения SRD-графика в различных типах грунтов.

Отсутствует общая процедура, применимая на всех площадках, поскольку поведение сваи в чрезвычайно высшей степени зависит от геологического строения основания на площадке. Поэтому рекомендуется предварительно выполнить ретроспективный анализ опыта по забивке свай на рассматриваемой площадке или на других площадках с аналогичными инженерно-геологическими условиями, чтобы откалибровать процедуру построения SRD-графика и улучшить прогнозы по погружению свай на данной площадке. Для связных грунтов при построении SRD-графика необходимо учитывать увеличение сопротивления грунта вследствие диссипации порового давления в период остановки операций по забивке, например, когда необходимы паузы для приваривания дополнительных элементов к сваям.

Для подтверждения того, что параметры работы молота соответствуют спецификациям и согласуются со сделанными допущениями в прогнозах забивки, свая или молот могут быть снабжены контрольно-измерительными устройствами для осуществления мониторинга в ходе погружения. Измерительные устройства на свае являются более предпочтительными, поскольку мониторинг молота дает неполную информацию об энергии забивки, реально передаваемой на сваю.

Данные измерений, выполняемых при забивке сваи, включая данные от измерителей деформаций и ускорения, установленных вблизи головы сваи, могут использоваться для верификации фактической энергии забивки молота и проверке принятой стратификации грунта посредством анализа фактического SRD-графика в ходе забивки, а также предоставляют дополнительную информацию для оценки несущей способности свай, в особенности, если имеются данные испытаний по повторной забивке. Фактические SRD-графики, рассчитанные в результате измерений с помощью аппаратуры на свае, следует сопоставить с прогнозируемым диапазоном сопротивления грунта, что повысит надежность последующих прогнозов по забивке свай на площадке.

9.3 Достижение заданного уровня погружения сваи

Эффективность и эксплуатационная надежность фундамента сооружения зависит от погружения каждой сваи на расчетную глубину (или близкую к ней). При забивке каждой отдельной сваи необходимо обеспечить минимально возможное количество пауз до завершения ее установки в целях исключения эффекта повышения сопротивления забивке, что часто проявляется в ходе остановок. При выполнении работ по устройству фундамента необходимо обеспечить готовые к работе запасные молоты, особенно, если предполагается устройство критической по своему конструктивному назначению сваи.

Тот факт, что при забивке сваи наблюдается преждевременный отказ, не означает, что она способна выдерживать расчетные нагрузки. Величина отказа при заключительном залоге сама по себе не может рассматриваться как гарантия успешности забивки сваи. В обоснованных расчетами случаях может быть рекомендовано продолжение забивки после определенного отказа [см. 9.4 и А.9.4 (приложение А)], если предполагается возможность существенного улучшения несущей способности фундамента без угрозы повреждения сваи, молота или конструкций сооружения.

В некоторых случаях, когда попытка продолжения забивки оказывается неудачной, глубина внедрения и связанная с ней несущая способность сваи могут быть улучшены методами, описанными в 9.5 (в этом случае необходимо согласование с проектной организацией).

9.4 Отказ забивной сваи

Отказ сваи должен быть однозначно определен в проектной документации, прежде всего, чтобы:

- установить предел, после достижения которого забивка с помощью конкретного молота должна быть остановлена и задействованы другие методы (см. 9.5), и
- не допустить повреждение молота или сваи.

Определение отказа должно быть обосновано соответствующими расчетами с использованием характеристик грунтов основания на точке строительства. Отказ должен быть определен для всех предполагаемых к использованию молотов в предполагаемом диапазоне их технических характеристик, рекомендуемых производителем.

Точное определение отказа сваи для конкретного молота должно быть определено в документации по производству работ. Примеры критериев отказа, если проектом не установлены другие ограничения, приведены в А.9.4 (приложение А).

Если отказ сваи наступает до того, как она достигает расчетной глубины внедрения, могут быть предприняты корректирующие мероприятия, указанные в 9.5.

9.5 Корректирующие меры при нерасчетном отказе сваи

9.5.1 Критический анализ характеристик сваебойных молотов

Критический анализ всех аспектов работы молота, в том числе путем оснащения молота и/или головы сваи контрольно-измерительными средствами, может помочь выявить потенциальные проблемы при забивке свай и улучшить параметры работы молота, оптимизировать его техобслуживание или принять решение по использованию более мощного молота.

9.5.2 Повторная оценка расчетного уровня внедрения сваи

Повторный анализ нагрузок, перемещений и расчетных значений несущей способности отдельных свай, других элементов фундамента и фундамента в целом может помочь выявить имеющиеся резервы несущей способности. Интерпретация фактических графиков забивки свай совместно с данными инструментальных измерений может привести к обоснованному пересмотру расчетных характеристик грунтов или структуры геологического разреза основания и позволить увеличить рассчитанную несущую способность свай.

9.5.3 Корректировка способа забивки свай

9.5.3.1 Общие положения

Крайней мерой для обеспечения установки на необходимую глубину может являться корректировка процедуры устройства свай. С этой целью могут быть использованы указания, приведенные в 9.5.3.2—9.5.3.4.

9.5.3.2 Удаление грунтовой пробки

Грунтовая пробка внутри сваи при необходимости уменьшения сопротивления забивке, может быть удалена с помощью гидромониторов и пневмонасосов или посредством бурения. Для достижения расчетной глубины внедрения сваи может потребоваться несколько циклов удаления грунтовой пробки и повторных забивок.

Если удаление грунтовой пробки приводит к недостаточной несущей способности свай, то удаленная грунтовая пробка должна быть заменена пробкой из цемента или другого пригодного материала для обеспечения достаточной несущей способности сваи. При устройстве новой пробки необходимо выполнить проверку, что минимальное значение несущей способности пробки на сдвиг равно несущей способности сваи в состоянии с закрытым концом. Используемые в расчете характеристики сдвигового взаимодействия между пробкой и внутренней поверхностью сваи должны быть корректно обоснованы. В некоторых случаях удаление пробки может оказаться неэффективным, особенно в связных грунтах.

9.5.3.3 Удаление грунта под пятой сваи

Грунт ниже наконечника сваи можно удалить либо путем бурения скважины меньшего диаметра, либо с помощью подмыва и, возможно, пневмонасоса. Буровое или гидромониторное оборудование спускается через сваю, которая в данном случае выступает в роли обсадной трубы. Учитывая возникающие неопределенности в вопросе продольной несущей способности сваи, грунт под сваей не должен удаляться в случае забивки в несцементированные грунты для исключения ситуаций с возможным снижением сопротивления грунта в ходе забивки в несцементированные грунты.

В особых случаях, например, при наличии промежуточного слоя прочного сцементированного материала может применяться бурение ствола с меньшим размером для частичного удаления материала твердого слоя перед возобновлением забивки сваи. Глубина указанного бурения должна быть ограничена толщиной твердого слоя.

Бурение ствола меньшего диаметра допускается в случае сравнительно тонкого и не слишком прочного слоя твердого грунта. В случае толстого слоя прочного скального грунта необходимо уширение основания скважины в твердом слое, по крайней мере, до полного размера сваи, чтобы исключить потенциальную угрозу потери продольной устойчивости нижнего конца сваи.

Если при бурении производится удаление грунта под торцом сваи, то независимо от диаметра скважины вклад соответствующего слоя грунта в несущую способность сваи не должен учитываться, исключая случай цементирования.

Подмыв гидромонитором грунта ниже торца сваи в общем случае не должен применяться из-за непредсказуемости влияния его последствий на несущую способность сваи.

9.5.3.4 Двухъярусные забивные сваи

Свая первого яруса, или наружная свая, забивается на предварительно определенную глубину, после чего из нее удаляется грунтовая пробка. Свая второго яруса, или внутренняя свая, забивается внутри наружной сваи до расчетной глубины. Кольцевое пространство между двумя сваями заполняется бетоном или песчано-цементным раствором, что обеспечивает передачу сдвиговых напряжений между наружной и внутренней сваями и тем самым эффективную совместную их работу.

9.6 Выбор молота и параметров забивки свай

Молоты, которые предполагается использовать при устройстве фундамента, должны рассматриваться как часть процесса проектирования в части определения толщины стенок свай и напряжений, создаваемых размещением молота и забивкой свай, в соответствии с положениями [*4*]. Для определения динамических напряжений, создаваемых ударами молота, следует применять методы расчета на основе теории распространения волн.

Тип(ы) свайного молота, рассматриваемый(е) для забивки свай, должен (должны) быть указаны проектировщиком на монтажных чертежах или в спецификациях. Любое изменение в параметрах используемых для забивки свай молотах должно быть оценено с точки зрения обеспечения допустимости возможных последствий внесенных изменений, включая погружаемость свай, несущую способность свай, прочность свай и сооружения, а также усталостные аспекты. Подробные указания приведены в [*4*].

Можно указать следующие дополнительные аспекты, требующие учета при проектировании свай и их устройстве:

- напряжения в ходе забивки: нормативные значения динамических напряжений не должны превышать 80 %—90 % от общего напряжения, в зависимости от таких факторов, как местоположение максимальных напряжений вдоль сваи, количество ударов молота, предшествующий опыт применения аналогичной комбинации «свая—молот», а также достигнутый уровень точности результатов расчетов;
- допуски на забивку на меньшую или большую глубину по сравнению с расчетной: для свай, имеющих на уровне поверхности морского дна секции с утолщенными стенками, необходимо предусматривать дополнительную длину таких секций, чтобы на сваи в этой зоне не действовали избыточные напряжения, если расчетное внедрение не достигается. Величина допуска, указанная в проекте, на недостижение расчетного внедрения или его превышение должна зависеть от степени неопределенности расчетной оценки глубины внедрения;
- забивной свайный башмак: он предназначен для облегчения прохождения свай через твердые слои или для уменьшения сопротивления при забивке, обеспечивая большую глубину внедрения сваи. Если используется внутренний забивной башмак для прохождения твердого слоя, то необходимо выполнение проверки, что башмак не уменьшит несущую способность грунтовой пробки ниже значения, принятого в проекте. Если внутренний свайный башмак используется для уменьшения внутреннего поверхностного трения в ходе забивки сваи в связные грунты, необходим учет его влияния при оценке нормативного значения общей несущей способности сваи. Внешние свайные башмаки обычно не используются, поскольку они потенциально снижают поверхностное трение на участках сваи выше башмака.

9.7 Использование гидравлических молотов

Гидромолоты (гидродомкраты) эффективнее паровоздушных молотов — при одинаковой номинальной мощности привода энергия, передаваемая свае, будет выше для первых. Они могут использоваться как над водой, так и под водой для забивки (вдавливания) наклонных и вертикальных свай через опоры сооружения или через муфты и направляющие, а также для вдавливания вертикальных свай только через муфты, без боковых ограничителей. При вычислении напряжений в сваях необходимо учитывать нагрузки от волн, течения и ветра как для случая перемещения молота, так и в момент удара (который может наноситься выше или ниже поверхности воды). Необходимо учитывать также, что если для паровоздушных молотов вес ударной части обычно удерживается краном, то для гидромолотов весь вес прикладывается к свае.

Энергия удара молота обычно подбирается из условия получения достаточно низкого залога. Поэтому значения залогов сами по себе не дают непосредственно информацию по стратиграфическому разрезу грунта и его сопротивлению. Поскольку баба молота (*главный, совершающий возвратно-поступательное движение элемент молота*) находится в корпусе, эффективность работы молота не

удается оценить визуально. Поэтому для контроля работы молота необходима инструментальная запись параметров работы молота, включая скорость удара бабы, ход, давление в системе, а также частоту ударов. Иногда является целесообразным снабжать отдельные сваи надежными измерителями передаваемой свае энергии, то предоставляет данные для уточнения геологического разреза основания и для ограничения напряжений в свае.

Мониторинг подводной забивки свай требует нанесения на сваи легко обнаруживаемых и однозначно интерпретируемых контрольных точек и применение надежных телевизионных камер или дистанционно управляемых подводных аппаратов (ROV), которые способны обеспечивать устойчивость своего местоположения. Альтернативным решением для мелководных площадок может быть увеличение корпуса молота или использование свайного подбабка, что позволит осуществлять контроль залогов над водой.

Поскольку прокладки-амортизаторы при забивке не используются, то характеристики ударов бабы по свайному оголовку не меняются по мере забивки сваи и отсутствует необходимость замены амортизаторов. Вместе с тем, поскольку имеет место ударный контакт стали по стали, необходимо выполнить проверку головы сваи на неразрушение.

При выборе гидравлических молотов для глубоководного применения следует учитывать возможное снижение эффективности забивки вследствие увеличения трения между бабой и окружающим ее воздухом. Необходимо обеспечить подачу в молот достаточного объема воздуха, чтобы не допустить поступление в него воды. Должен быть обеспечен свободный выход воды из сваи. При разработке проекта производства работ следует учитывать, что замена гидравлического молота обычно требует большего времени, чем замена паровоздушного.

9.8 Буронабивные сваи

Существует два типа буронабивных свай, применяемых в устройстве морских фундаментов:

- одноярусные сваи: для устройства одноярусных буронабивных свай сначала бурится скважина увеличенного диаметра на требуемую глубину, затем свая опускается в скважину, а кольцевое пространство между сваей и грунтовой стенкой скважины цементируется. Сваи такого типа могут устанавливаться только в грунтах, которые способны сохранять открытый ствол, пробуренный в грунтовом массиве основания;

- двухъярусные сваи: двухъярусные буронабивные сваи состоят из двух соосно размещаемых свай, которые после цементирования образуют в единую конструкцию. Для устройства такой сваи сначала свая первого яруса (внешняя) забивается на глубину, которая достижима с используемым буровым оборудованием и ниже которой грунт способен сохранять открытый пробуренный ствол. Наружная свая затем становится обсадной колонной для следующей операции, которая заключается в бурении через нее до необходимой глубины скважины меньшего диаметра для устройства сваи второго яруса — «внутренней». Внутренняя свая устанавливается в пробуренную скважину, после чего выполняется цементирование кольцевого пространства между внутренней сваей и грунтовой стенкой скважины на втором ярусе, а также пространство между двумя сваями на первом ярусе. Диаметр скважины под внутреннюю сваю должен по крайней мере на 150 мм (6 дюймов) превышать диаметр вставной сваи.

Бурение скважин для буронабивных свай может выполняться без крепления стенок или под защитой бурового (глинистого) раствора, который препятствует обрушению стенок скважины. Для некоторых грунтов буровой раствор может оказывать негативное воздействие на стенки скважины. Если он используется, то после завершения бурения необходимо обеспечить промывку скважины циркулирующей водой, обеспечивая целостность ствола скважины. В типичном случае для обеспечения требуемого потока для удаления выбуренной породы применяется обратная циркуляция. При выполнении буровых операций необходимо обеспечивать прямолинейность оси скважины и минимизировать возможность ее обрушения.

Для обеспечения равномерного кольцевого пространства между внутренней сваей и стенками скважины необходимо применять скважинные центраторы. Чтобы при осуществлении цементирования кольцевого пространства избежать цементирования внутри сваи, на ее нижнем конце может быть установлен цементировочный башмак. В этом случае, чтобы предотвратить всплытие сваи в цементном растворе, может потребоваться закрепление нижнего конца сваи. При наличии в основании грунтов, на которые морская вода может оказывать негативное воздействие, время до начала цементирования скважины необходимо минимизировать. Качество цементного раствора следует регулярно проверять в ходе цементирования каждой сваи. При цементировании должны быть обеспечены надежные технические средства для определения полноты заполнения кольцевого пространства. В случае близкого

расположения свай пробуренные скважины в общем случае не должны оказаться открытыми одновременно. При выполнении одновременного цементирования нескольких скважин требуется выполнение расчетного обоснования, что отсутствует возможность снижения несущей способности свай в случае перетока цементного раствора в соседнюю скважину.

9.9 Сваи с уширенной пятой

Для разбуривания полости для устройства уширенной пяты в основании пробуренной скважины выполняется бурение уширения с помощью специальных уширительных долот. Допускается бурение основного ствола ниже уровня уширения, чтобы устроить зумпф для неизвлекаемого шлама. Уширение и внутреннее пространство сваи заполняются бетоном до высоты, достаточной для обеспечения передачи усилий между уширением и сваей. Соединение уширения со сваей должно обеспечивать передачи полного расчетного значения выдергивающей или сжимающей силы, для чего применяется стальное армирование, например, противосдвиговые закладные элементы, фасонные арматурные стержни или преднапряженная арматура.

9.10 Цементирование муфтовых соединений свай

Необходимо выполнять проверку характеристик сцепления цементного раствора со сталью в соединении между сваей и муфтой в соответствии с положениями и требованиями [*4*, раздел 15.1].

9.11 Мониторинг характеристик погружения сваи

В ходе забивки/задавливания основных свай или ребер юбки необходимо регистрировать и подвергать анализу комплексные данные по забивке и сопутствующим операциям на соответствие проекту организации строительства. Если наблюдаются значительные отклонения, то может потребоваться осуществление корректирующих мероприятий. Совокупность анализируемых данных может включать в себя:

- идентификационную информацию о сооружении и сваях, глубину моря и данные по расположению маркировочных высотных отметок на свае для определения заглубления;
- характеристики сваебойного молота;
- осадку сваи под собственным весом или весом новой секции;
- дополнительную осадку под весом молота;
- информацию о свайных подбабках (в случае необходимости);
- данные по отказам сваи в ходе забивки, параметры залогов (количество ударов в минуту) после каждых нескольких метров погружения сваи;
- общее количество ударов при достижении соответствующей глубины погружения;
- контроль энергии забивки и данные мониторинга молота (при наличии);
- данные, получаемые от контрольно-измерительных приборов, установленных на свае (при наличии);
- дату и время начала работы и остановок при забивке, включая время наладки;
- истекшее время для забивки каждой секции, с фактической длиной секций свай;
- отклонение характеристик работы молота и/или сваи в ходе забивки от стандартных значений;
- уровень поверхности грунтовой пробки или внутренней воды после забивки;
- любую другую полезную информацию по бурению, цементированию или бетонированию буронабивных или уширенных свай.

9.12 Установка направления и бурение неглубоких скважин

При планировании и осуществлении установки направления, а также при бурении неглубоких скважин необходимо учитывать возможность нарушения природной структуры грунта основания и реализацию последующий ситуаций с потенциальным снижением устойчивости стационарного сооружения или соседних направлений.

В ходе проведения буровых операций нарушения структуры грунта могут возникнуть из-за фильтрационного размыва, поверхностной эрозии или из-за наличия мелкозалегающих газовых карманов. Фильтрационный размыв может происходить в ситуации, когда давление буровой жидкости оказывается слишком высоким и происходит ее поглощение пластом; при этом возможно снижение прочностных свойств окружающего грунта. Поверхностная эрозия в скважине (неконтролируемое расширение пробуренного ствола) в большинстве случаев характерна для несвязных грунтов и может быть частично

обусловлена высокими скоростями циркуляции буровой жидкости. Она приводит, в частности, к релаксации напряжений в околоскважинном пространстве. Реализация указанных явлений может сопровождаться потерей циркуляции бурового раствора, выходом раствора на поверхность моря не через направление, а возможно, и через образующийся грифон.

Если сваи устанавливаются в зоне нарушенного грунта, то может иметь место снижение продольной и боковой несущей способности и жесткости фундамента. Аналогичным образом может снизиться устойчивость фундаментов мелкого заложения и увеличиться осадка. При проектировании фундамента необходимо учитывать, что описанные отрицательные факторы могут проявиться как при бурении после установки сооружения на точку эксплуатации, так и перед этим, например, в случае предварительно установленного темплета (донной плиты), а также при ведении разведочного бурения. Близость слотов под бурение к уже имеющимся сваям или к местам будущей установки свай является критическим фактором, требующим специального анализа; при этом потенциальные угрозы существенно выше для не широких в плане сооружений с вертикальными сваями.

При установке направления под бурение и при бурении неглубоких скважин нужно учитывать следующие рекомендации:

- глубину установки направления следует выбирать с учетом профиля давления, отвечающего фильтрационному размыву. Глубину погружения направления целесообразно выбирать в слое связного грунта, который достаточно удален от расчетной глубины внедрения сваи, что ограничивает возможность нарушения структуры грунтов основания;
- метод установки направления с помощью бурения или бурения с забивкой требует большего внимания по сравнению с только забивкой/задавливанием;
- при установке направления или бурении неглубоких скважин необходимо ограничивать давления жидкостей с учетом расчетного профиля давления фильтрационного размыва. Скорости потоков бурового раствора и промывочной жидкости должны также контролироваться, чтобы избежать опасности поверхностной эрозии, особенно в пластах с несвязными грунтами.

Проектировщик сооружения должен быть ознакомлен с данными о выполненной установке направления и бурении неглубоких скважин. Необходим критический анализ потенциального влияния на эксплуатационную надежность фундамента имевших место различных инцидентов: потеря циркуляции, выход буровых жидкостей на поверхность дна не через направление, возникновение грифонов на морском дне. Если разрешено складирование бурового шлама на поверхности дна, то соответствующие массы грунта должны быть учтены в проекте фундамента, включая процедуры монтажа и демонтажа сооружения.

Характеристики трения на поверхности направления, устанавливаемого в связных грунтах с помощью подмыва, не могут быть определены методами, описанными в 8.1.3 и А.8.1.3 (приложение А). Дополнительные указания приведены в А.9.12 (приложение А).

10 Взаимодействие грунта с конструкциями вспомогательных подводных сооружений, райзеров и выкидных линий

Геотехнические аспекты взаимодействия грунта с конструкциями вспомогательных подводных сооружений, райзеров и выкидных линий описаны в А.10 (приложение А).

11 Расчеты якорей системы удержания для плавучих сооружений

Геотехнические аспекты проектирования якорей для систем удержания плавучих сооружений описаны в А.11 (приложение А).

Приложение А
(справочное)

Дополнительная информация и методические указания

Примечание — Разделы данного приложения предоставляют дополнительную информацию и методические указания. Наименование каждого структурного элемента соответствует эквивалентному структурному элементу в основном тексте настоящего стандарта.

А.1 Область применения

Существует большое количество технической литературы по вопросам морских геологических и геофизических исследований и проектированию фундаментов шельфовых сооружений. По этим темам регулярно организуются конференции. Актуальные публикации по данной тематике можно найти в регулярных публикациях:

- материалы международной Конференции морских технологий (Offshore Technology Conference, OTC);
- материалы международных конференций по особенностям морских сооружений (Behaviour of Offshore Structures, BOSS), по шельфовым и полярным технологиям (Offshore and Polar Engineering, ISOPE), по морским, шельфовым и арктическим технологиям (International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE);
- материалы конференции по исследованиям и геотехнике морских площадок (Offshore Site Investigation and Geotechnics, OSIG), организуемой Обществом подводных технологий (Committee of the Society for Underwater Technology, SUT);
- материалы международного симпозиума по передовым технологиям в морской геотехнике (International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG).

Общие указания по применению теории механики грунтов к проектированию фундаментов и оснований приведены в различных учебниках.

Пример использования кессонов вместо свай в качестве фундаментов для опор платформы типа «джекет», приведен в [*9*]. Указания по проектированию фундаментов среднего заложения с $1 < L/D < 10$ приведены, например, в [*10*].

А.2 Нормативные ссылки

Дополнительные указания отсутствуют.

А.3 Термины и определения

Дополнительные указания отсутствуют.

А.4 Символы и аббревиатуры

Дополнительные указания отсутствуют.

А.5 Общие требования

А.5.1 Общие положения

Дополнительные указания отсутствуют.

А.5.2 Расчетные ситуации и коэффициенты надежности

Дополнительные указания отсутствуют.

А.5.3 Нормативные значения характеристик грунта

Нормативные значения характеристик грунта следует оценивать для каждого слоя грунта. Расчленение грунтовой толщи для вычислительной модели может отличаться от фактического геологического разреза, определенного в изысканиях.

Особое внимание следует уделять использованию характеристик прочности при проектировании фундамента в случае грунтов, которые обладают дилатансией, что может выражаться в увеличении объема грунта (дренированные условия) или в понижении порового давления до отрицательных значений (недренированный вариант) при изменениях сдвигающего напряжения.

Для одной и той же вычислительной модели могут потребоваться различные наборы нормативных значений характеристик грунта, например, в случае различных предположений относительно направления, наклона или точки приложения нагрузки.

Трудности могут также возникать, если вычислительная модель используется на границе ее применимости. Для такой ситуации должны быть указаны источники неопределенности — неопределенность модели, неопределенность свойств грунта или как и то, и другое.

Необходимо учитывать полученную заранее информацию. В качестве примеров можно отметить: (I) идентификацию поверхности разрушения, обусловленную геологическими условиями, (II) известное расположение геологического разлома, (III) пониженное значение угла внутреннего трения, соответствующее условию сохранения объема в условиях сдвига, (IV) ожидаемые более низкие значения остаточной прочности в недренированных условиях.

Нормативное значение характеристик грунта в некотором слое грунта следует оценивать таким образом, чтобы оно было репрезентативным для фактического объема грунта (или активной зоны), который будет рассматриваться в вычислениях. Активная зона характеризует область, оказывающую влияние на реализацию рассматриваемого предельного состояния, например, на возникновение зоны разрушения или поверхности разрушения. Форма и размеры активной зоны зависят также от параметров нагрузок (включая их величины, точки приложения и геометрию фундамента) и от характеристик неоднородности рассматриваемого грунта.

При выборе нормативного значения необходимо учитывать два фактора: (I) пространственное осреднение свойств грунта в пределах потенциальной поверхности разрушения, что может снизить неопределенность значения конкретной характеристики, и (II) склонность поверхности разрушения развиваться по пути наименьшего сопротивления, что может приводить к очевидному уменьшению среднего значения характеристики.

Использование статистических методов обычно позволяет уменьшать субъективность и получать количественное описание неопределенностей. Статистический подход является рациональным инструментом обработки неопределенностей данных по грунту, как в части свойства естественной изменчивости, так и в части фактора ограниченности объема данных [*11*]—[*14*]. Полезность статистических методов для анализа и представления данных по грунту зависит от количества и качества имеющихся данных.

А.5.4 Испытания и контрольно-измерительная аппаратура

Дополнительные указания отсутствуют.

А.6 Исходные данные для геомеханической модели основания

А.6.1 Общие положения

Данные сейсмических исследований придонного слоя дают возможность экстраполяции геотехнических данных, полученных по результатам инженерно-геологического бурения. Однако степень корреляции между геофизическими и геотехническими данными и расстояние, в пределах которого данные инженерно-геологической скважины могут быть экстраполированы с использованием геофизической информации, зависят от характера и качества данных, а также от геологического строения площадки и от самих характеристик грунта.

Дополнительная информация по использованию результатов комплексных геофизических исследований применительно к оценке геотехнических условий площадки приведена в [*15*] и [*16*].

А.6.2 Геофизические исследования верхней части разреза и поверхности дна

Дополнительные указания отсутствуют.

А.6.3 Инженерно-геологическая модель и идентификация опасных геологических процессов

А.6.3.1 Общие положения

Дополнительные указания отсутствуют.

А.6.3.2 Сейсмичность района

Дополнительные указания приведены в *ГОСТ Р 57123* и [*4*].

А.6.3.3 Разломы

Ниже рассматриваются специальные аспекты, связанные с наличием на площадке установки платформы разломов несейсмического происхождения, а также рекомендации по их учету при расчетах свайных фундаментов.

А.6.3.3.1 Выявление и картирование разлома

Инженерно-геологические скважины, отбор проб грунта и испытания в условиях природного залегания (например, коническим пенетрометром), как правило, неэффективны в целях обнаружения наличия разломов в преимущественно глинистых массивах, например, таких, которые были обнаружены в Мексиканском заливе и на глубоководных участках по всему миру.

Наиболее эффективным методом выявления и определения простирания разломов является геофизическое исследование с высоким разрешением для построения детального стратиграфического разреза основания фундамента. Примерами таких исследований служат съемка глубинным профилографом [например, с помощью автономного подводного аппарата (AUV) при достаточной глубине акватории] или другие сейсмические исследования типа 2D или 3D, одноканальные или многоканальные, с ультравысоким разрешением. При наличии возможности пара взаимно перпендикулярных профилей должна проходить непосредственно через каждую предполагаемую площадку размещения фундамента.

Если в пределах зоны фундамента выявлены разломы, то их фактическое или проецируемое пересечение с поверхностью дна следует точно указать по отношению к предполагаемому фундаменту на батиметрической карте или пригодном изображении морского дна.

А.6.3.3.2 Относительные местоположения разломов и фундаментов

Когда след разлома на морском дне (или проецируемый след любого разлома в зоне фундамента) проходит в пределах 150 м от предполагаемого расположения фундамента, разлом должен быть представлен в пространстве 3D через угол падения пласта и направления, а также азимута следа. Как минимум, разлом должен быть указан на сейсмическом разрезе, ближайшем к фундаменту, а проекция фундамента должна быть показана на сейсмическом профиле. Фундамент должен быть надежно позиционирован на профиле, с полной информацией, в том числе о взаимном расположении разлома и фундамента, смещении фундамента относительно сейсмического

профиля, геометрии взаимного расположения плоскости разлома и сейсмического профиля, а также о сейсмической скорости.

А.6.3.3.3 Факторы проектирования

А.6.3.3.3.1 Зоны исключения

Если имеется возможность, необходимо избегать присутствия геологических опасностей в зоне проектирования. Если местоположение фундамента несложно изменить, чтобы избежать близости с разломом, это является наилучшим решением. В [*17*] описывается подход к определению «зоны исключения» вокруг разломов, в пределах которой фундамент размещать не следует. Такой подход к проектированию предусматривает избегание геологических опасностей, как это более подробно описано в [*17*], и он состоит из нескольких этапов:

- картировать след разломов или вертикальную проекцию плоскости разломов на батиметрической карте;
- количественно оценить неопределенность в местоположении плоскости разлома в зависимости от погрешностей позиционирования при съемке, неоднозначности геологической интерпретации, а также неточности определения угла падения пласта, а затем определить зону исключения в пространстве 3D (как в плане, так и в вертикальном поперечном разрезе дна моря), в пределах которой расположение плоскости разлома наиболее вероятно. При определении зоны исключения также должна учитываться вероятность возможного дальнейшего роста вдоль своего направления плоскости разломов, которые в настоящее время заканчиваются в рассматриваемой зоне;
- назначить расположение фундамента на безопасном расстоянии от зоны исключения.

А.6.3.3.3.2 Пересечение фундаментом плоскости разлома

В случаях, когда местоположение фундамента нельзя легко изменить, необходимо исследовать и количественно охарактеризовать факторы наличия близкого разлома и оценить его влияние на устройство фундамента.

В публикациях [*17*]—[*19*] приведена информация об успешном проектировании и установке в Мексиканском заливе нескольких плавучих платформ, у которых некоторые анкерные фундаменты расположены вблизи разломов или когда предполагалось, что анкерные сваи могут пересечь плоскость разлома.

Возможный подход включает в себя несколько шагов:

- картировать след(ы) разлома или вертикальную проекцию плоскости(ей) разлома на батиметрическую карту и количественно оценить неопределенность местоположения плоскости разлома согласно А.6.3.3.3.1;
- определить минимальный диапазон смещений между «зоной плоскости разлома» и фундаментом;
- определить, являются ли разломы растущими (или «активными», но не сейсмически), и если это так, то оценить предполагаемую скорость смещения;
- если фундамент пересекает плоскость разлома, выполнить необходимые расчеты взаимодействия системы «грунт — фундамент» (например, с помощью стержневой модели или МКЭ) для оценки влияния предполагаемого максимального смещения разлома в течение жизненного цикла платформы на целостность и эксплуатационную надежность фундамента.

А.6.3.3.3.3 Влияние на свойства грунта

Конструкция фундамента, размещаемого в непосредственной близости от разлома, должна учитывать потенциальное влияние разлома на свойства грунта вдоль плоскости разлома и в непосредственной близости от него.

Известно, что некоторые (но не все) разломы или отдельные точки на них являются предпочтительными, а иногда и основными путями миграции флюидов. В целом, чем крупнее (глубже) разлом, тем выше вероятность, что миграция флюидов может возникнуть или уже имеет место вдоль разлома. Возможность миграции флюидов вдоль плоскостей разломов, а также потенциальное воздействие данного фактора на проектирование должны учитываться в каждом конкретном случае, основываясь на данных геофизических и геологических исследований.

При проектировании необходимо учитывать возможную зону нарушения вокруг плоскостей разлома и возможное влияние на свойства грунта. Тем не менее пока не доказано обратное натурными испытаниями или испытанием образцов, извлеченных вблизи плоскости разлома, не следует предполагать, что неактивный разлом или очень медленно протекающие процессы сжатия (или расширения) разлома будут оказывать негативное воздействие на свойства окружающего грунта. Поэтому не рекомендуется оценивать несущую способность якоря или фундамента с пониженным значением сопротивления грунта сдвигу.

А.6.3.4 Неустойчивость морского дна

Дополнительные указания отсутствуют.

А.6.3.5 Размыв и подвижность отложений

Дополнительные указания отсутствуют.

А.6.3.6 Придонный газ

Дополнительные указания отсутствуют.

А.6.3.7 Оседание морского дна

Указания по оценке величины возможного оседания морского дна см. в [*20*].

А.6.4 Карбонатные грунты

А.6.4.1 Общие положения

Карбонатные грунты покрывают 35 % дна мирового океана. На большей части эти грунты имеют биогенный характер. Это означает, что карбонатные грунты состоят из больших скоплений останков скелетов растений и животных, таких как кораллиновые водоросли, кокколиты, фораминиферы и иглокожие. В меньшей степени кар-

бонатные грунты также существуют в нескелетном материале в форме оолитов, пеллет, грейнстоуна и т. п. Эти карбонатные отложения имеются в избытке в теплой мелкой воде тропиков, особенно между 30° северной и южной широт. Глубоководный карбонатный зоогеновый ил был отмечен в местах, которые располагаются на значительном расстоянии от указанных средних широт. Поскольку температура и характеристики водных масс (глубина моря, соленость, и т. п.) варьировались на всем протяжении геологической истории, древние отложения карбонатного материала можно найти погребенными под более поздним континентальным материалом за пределами существующей зоны вероятного активного осадконакопления. Значительные карбонатные отложения можно встретить в Мексиканском заливе вдоль побережья Флориды и в заливе Кампече (the Bay of Campeche), а также в Персидском заливе и Красном море, в южной части Средиземного моря, в прибрежных водах Индии и на северо-западе шельфа Австралии.

Информация в А.6.4.2—А.6.4.5 касается в основном карбонатных илов и песков. Глинистые грунты с различным содержанием карбонатов достаточно распространены на шельфе, и для таких карбонатных глин характерно низкое значение числа пластичности, однако в литературе практически отсутствуют указания относительно того, как стандартные проектные решения для глинистых грунтов следует модифицировать с учетом различного содержания карбоната. В таких ситуациях важно использовать местный опыт.

А.6.4.2 Характерные особенности карбонатных грунтов

Карбонатные грунты по многим показателям отличаются от силикатных грунтов. Важным отличием является то, что основным компонентом карбонатных грунтов является карбонат кальция, имеющий низкую твердость по сравнению с кварцем (преобладающим компонентом кремнистых отложений). В частности, это проявляется в подверженности карбонатных грунтов разрушению (дроблению) на более мелкие фракции при сравнительно низких напряжениях. Как правило, карбонатные грунты имеют высокую межзеренную и интрагранулярную пористость, что выражается в высоком коэффициенте пористости и низкой плотности, поэтому они более сжимаемы по сравнению с терригенными кремнистыми отложениями. Кроме того, карбонатные грунты имеют склонность к постседиментационным изменениям за счет биологических и физико-химических процессов при нормальном давлении и температуре. Это вызывает формирование нерегулярных и разрывных слоев и линз цементационного материала, что, в свою очередь, существенно влияет на механические характеристики.

Текстура карбонатных грунтов является важным свойством. В целом, частицы скелетного материала имеют форму от угловатой до полуокатанной, с шероховатой поверхностью, и включают интрагранулярные пустоты. Частицы из нескелетного материала, с другой стороны, являются твердыми и имеют гладкую поверхность без интрагранулярных пустот. Считается, что несцементированные карбонатные грунты, состоящие из окатанных нескелетных зерен, прочных к дроблению, являются более прочным материалом для фундамента, чем карбонатные грунты с частичной цементацией, но проявляющими умеренную степень разрушения.

Информация о содержании карбонатов является важной, т.к. это относится к свойствам карбонатных отложений. Структура преимущественно карбонатного грунта с большей вероятностью будет подвергнута деградации за счет разрушения и сжимаемости материала, чем в случае грунта с низким содержанием карбонатов. Другой важной характерной чертой, влияющей на поведение грунтового материала, является угловатость зерен, начальный коэффициент пористости, сжимаемость и дробление зерен. Эти характерные черты являются взаимосвязанными параметрами, в том смысле, что карбонатные грунты с очень угловатыми частицами часто имеют высокий коэффициент пористости за счет ориентации частиц. Эти грунты более подвержены дроблению зерен за счет угловатости и более подвержены сжатию.

С более подробной информацией по характеристикам карбонатных грунтов можно ознакомиться в следующих материалах:

- материалы симпозиума по характеристикам и поведению известковых грунтов, организованного комитетом ASTM D-18 по грунтам и горным породам (Symposium on Performance and Behavior of Calcareous Soils, Ft. Lauderdale, USA, 1981);
- материалы специальных международных конференций по разработке известковых отложений [International Conference on Engineering of Calcareous Sediments, Perth (1988) и Bahrain (1998)];
- публикации [*21*]—[*49*].

А.6.4.3 Свойства карбонатных грунтов

В целом, можно констатировать, что не существует универсальной комбинированной программы лабораторных и полевых испытаний, которая могла бы обеспечить все необходимые характеристики для проектирования фундаментов в карбонатных грунтах. Определенные лабораторные и полевые испытания, очевидно, полезны. Программа лабораторных испытаний карбонатных грунтов должна как минимум включать следующее:

- минеральный состав, особенно содержание карбонатов;
- происхождение — различие между скелетным и нескелетным материалом;
- характеристики частиц, такие как угловатость, пористость и коэффициент пористости в массиве;
- сжимаемость материала;
- характеристики прочности грунта и характеристики изменения объема при сдвиге, включая эффекты циклических воздействий;
- сцементированность, по крайней мере, в качественных терминах.

Для характеристики площадки строительства важно максимальное использование местного опыта, особенно при выборе методов исследования грунта и программы испытаний. На новых неизученных территориях, где предполагается присутствие карбонатных грунтов, выбор программы полевых испытаний должен учитывать любую информацию по карбонатным грунтам в сходных географических и природных условиях.

В настоящее время не существует общепризнанной универсальной системы классификации карбонатных материалов. Таблицы классификации карбонатных грунтов и горных пород были разработаны экспериментально ([*25*], [*44*]) на основе таких характеристик, как структура грунта, содержание карбонатов, а также прочность на сжатие в нестесненных условиях. В настоящее время считается, что и другие параметры, такие как дробимость частиц или сжимаемость скелета, также играют важную роль в оценке инженерных свойств карбонатных материалов. Тем не менее в условиях отсутствия более определенной схемы классификации предлагаемые таблицы могут оказаться полезными.

А.6.4.4 Фундаменты в карбонатных грунтах

А.6.4.4.1 Забивные сваи

Было опубликовано несколько случаев, описывающих необычное поведение фундаментов на карбонатных грунтах и их — во многих случаях — плохие характеристики. На примере многочисленных испытаний по нагружению свай было показано, что сваи, забитые в слабосцементированные и сжимаемые карбонатные пески и илы, мобилизуют только часть несущей способности (менее 15 %), прогнозируемой на основе стандартных расчетов и/или оценок для силикатных грунтов.

Сваи, установленные путем забивания в карбонатные грунты, могут проваливаться, как при ударе под весом молота, так и в процессе задавливания. Возможность провала сваи необходимо оценивать заранее. При необходимости, следует рассмотреть использование стопорного устройства на свае или другого метода, обеспечивающего уменьшение скорости проваливания или остановку сваи.

С другой стороны, плотные, сцементированные карбонатные отложения могут быть очень прочным материалом для фундамента. Следует принимать во внимание, что трудности получения высококачественных образцов и отсутствие общих методов проектирования оснований при наличии карбонатных грунтов не всегда позволяют прогнозирование возможных проблем. Для глинистых грунтов особого рассмотрения требуют случаи, когда содержание карбонатов превышает 50 %, когда нет данных по испытаниям свай и отсутствует местный опыт.

А.6.4.4.2 Другие альтернативы фундаментов глубокого заложения

Современный тренд в устройстве глубоких фундаментов в карбонатных песках и илах состоит в отходе от метода забивных свай. Однако, за счет более низкой стоимости строительства забивные сваи по-прежнему рассматриваются при проектировании легко нагруженных сооружений или когда имеются достаточные данные и практический опыт по испытанию свай в местных испытаниях, чтобы обосновать исходные данные для проектирования. Забивные сваи могут быть корректным решением для умеренно прочных карбонатных грунтов. В настоящее время предпочтительной альтернативой забивным сваям являются буронабивные сваи. Буронабивные сваи мобилизуют значительно более высокое поверхностное трение. В результате существенно уменьшается необходимая глубина погружения сваи по сравнению с забивными сваями.

Из-за высокой стоимости строительства буронабивных свай в прошлом предпринимались попытки применения альтернативного варианта забивной сваи с цементированием [*24*]. Такая система способна снизить расходы на строительство при достижении сопоставимой несущей способности, однако обеспечение контроля качества введения цементно-песчаного раствора в пространство между грунтом и внешней стенкой сваи остается не до конца решенной проблемой. При проектировании набивных свай любого типа необходимо учитывать возможное снижение сил трения на боковой поверхности в результате циклических воздействий, особенно после первичного проскальзывания сваи в грунте.

А.6.4.4.3 Фундаменты мелкого заложения

Фундаменты мелкого заложения пригодны для использования при наличии карбонатных грунтов, но при этом необходимо учитывать существенные отличия свойств такого материала от кремнистых песков или нормальных глин. Карбонатные пески и илы в целом имеют более высокие значения угла внутреннего трения, чем кремнистые пески и илы, но у них выше сжимаемость, и эти два фактора влияют на несущую способность в противоположных направлениях. Карбонатные пески и илы также обычно менее проницаемые, чем эквивалентный кремнистый материал, и это приводит к более продолжительному времени дренирования при заданных размерах фундамента. Тенденция уменьшения объема при сдвиге, особенно при циклических воздействиях, в сочетании с более продолжительными периодами дренирования, приводит к возможной потере несущей способности в результате разжижения грунта. Также необходимо отметить, что недренированная циклическая прочность сдвигу карбонатных песков в целом ниже большинства кремнистых песков. Высокая сжимаемость большинства карбонатных отложений приводит к относительно большой осадке в результате консолидации и может вызвать значительную осадку при циклических воздействиях.

Фундаменты мелкого заложения представляют интерес в случае карбонатных отложений с высокой степенью сцементированности, так как они обеспечивают высокую несущую способность, хорошее сопротивление циклическим воздействиям и низкие значения осадки. При этом требуются дополнительные исследования в случае слоистого профиля отложений с меняющимся по глубине уровнем сцементированности и присутствием несцементированных слоев, поскольку в таких условиях возрастает угроза реализации разрушения типа «протыкания».

Системы фундаментных конструкций, использующих эффект засасывания для вдавливания юбок, должны быть обоснованы расчетами в каждом конкретном случае.

А.6.4.5 Общие выводы

В настоящее время отсутствует общепринятая методика проектирования фундаментов в карбонатных грунтах. Методы проектирования развиваются, но остается высокая степень зависимости от специфики конкретной площадки и от местного опыта. С учетом недавних публикаций, описывающих примеры неудовлетворительных эксплуатационных характеристик фундаментов в карбонатных грунтах и финансовые последствия применения корректирующих мер, наблюдается тенденция использования консервативного подхода при проектировании фундаментов на карбонатных грунтах, даже в случае, если содержание карбонатов в отложениях сравнительно низкое. Такой подход не всегда полностью обоснован. Как и в большинстве других аспектов проектирования, критическим звеном экономически эффективного проекта морского фундамента в карбонатных грунтах остается корректная инженерная оценка.

А.7 Проектирование фундаментов мелкого заложения

А.7.1 Общие положения

Формулы, представленные в этом подразделе, по характеру имеют ограниченную область применения и пригодны для проектирования не во всех случаях. Общий случай невозможности их применения — когда прочный слой перекрывает слабый слой в пределах зоны влияния фундамента. Применение представленных формул затруднено также для фундаментов неправильной формы.

В подобных обстоятельствах невозможно дать общие указания, и при проектировании нужно опираться на имеющийся опыт, опубликованные данные по случаям применения, испытания, а также численное моделирование.

Используемые в настоящем стандарте коэффициенты несущей способности отражают наиболее широко применяемый подход, однако известны и альтернативные наборы коэффициентов, которые могут быть использованы проектировщиком при надлежащем обосновании и корректном отражении в соответствующей документации. *В частности, в [50] продемонстрирована возможность использования для фундаментов мелкого заложения как методологии проектирования МЧКН, так и методологии МДН — на конкретных примерах показано, что при заданном наборе нормативных значений нагрузок в целом, на основе применения любого из этих методов, следует ожидать получение сопоставимых размеров фундаментов.*

А.7.2 Методологические основы

А.7.2.1 Общие принципы

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.2.2 Правило знаков, обозначения и точка приложения равнодействующей нагрузок

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.2.3 Передача нагрузок

Для заглубленных фундаментов воздействия на верхнюю часть фундамента передаются на уровень подошвы фундамента (уровень нижнего края ребер юбки для фундаментов с юбками). Это выполняется путем модификации расчетных значений нагрузок, приложенных к верхней части фундамента, посредством учета следующих факторов:

- сопротивления грунта на боковых стенках заглубленного фундамента,
- веса фундамента в воде, и
- веса грунта в воде в пределах юбок (если применимо).

К весу фундамента и весу грунта следует применять частные коэффициенты надежности по нагрузкам. Коэффициент надежности для веса грунта обычно равен единице, однако в некоторых случаях могут рассматриваться как более высокие, так и более низкие значения, особенно, когда имеются факторы значительной неопределенности и вес грунта обусловливает повышенную устойчивость фундамента.

Сопротивление грунта на боковых стенках заглубленного фундамента состоит:

- из горизонтального пассивного и активного сопротивления грунта, и
- сопротивления трения на боковых поверхностях ребер юбки.

Сопротивление трения на ребрах юбки может снижать вертикальное воздействие и момент на нижележащий грунт основания, что может учитываться в расчетах. В настоящем стандарте специальные указания по учету данного фактора отсутствуют, для его учета в расчетах необходимо специальное обоснование.

А.7.2.4 Расчетная идеализация площади фундамента и понятие эффективной площади

А.7.2.4.1 Расчетная идеализация площади фундамента

Методы предельного равновесия большей частью применяются в рамках двухмерной модели (рассматриваются только сдвиги по вертикальным плоскостям), а трехмерные эффекты приближенно учитываются путем задания сопротивления на вертикальных гранях рассматриваемых участков. Для фундаментов неправильной формы такой подход требует идеализации площади фундамента в упрощенной форме. Идеализированная площадь может быть определена прямоугольником шириной B и длиной L, имеющим такую же площадь A, а также моменты инерции I_x и I_y, как и основание под реальным фундаментом:

$A_{idealized} = BL = A_{real}$, (A.1)

$I_{x,idealized} = I_{x,real}$ — при расчетах на нагрузки, действующие в направлении *y*, (A.2)

$I_{y,idealized} = I_{y,real}$ — при расчетах на нагрузки, действующие в направлении *x*. (A.3)

Ширина *B* и длина *L* идеализированного фундамента определяются путем совместного решения уравнения (A.1) и нужного *(в зависимости от направления нагрузки)* уравнения из (A.2) и (A.3).

A.7.2.4.2 Метод эффективной площади

Эксцентриситет приложенной нагрузки уменьшает предельное значение вертикальной компоненты воздействия, которое может выдерживать фундамент мелкого заложения. Это фактор учитывается в расчетах несущей способности путем использования в расчетах эффективной площади фундамента (уменьшенной относительно исходной).

На рисунке A.1 изображены фундаменты мелкого заложения с нецентральным воздействием (*нагрузка приложена с эксцентриситетом*). Эксцентриситет *e* представляет собой расстояние от центра фундамента до точки приложения результирующей силы, измеренное параллельно плоскости контакта «грунт — фундамент». Точка приложения результирующей силы является центром масс эффективной площади. Расстояние *e* представляет собой отношение *M*/*Q*, где *M* — приложенный опрокидывающий момент, а *Q* — вертикальная нагрузка. В значениях *Q* и *M* должны быть учтены соответствующие частные коэффициенты надежности по нагрузкам; при этом необходимо принимать во внимание, что увеличение вертикальной нагрузки до значения $0{,}5Q_{ult}$ увеличивает несущую способность фундамента по *опрокидывающему* моменту. В случае, когда эксцентриситет возникает вследствие приложения опрокидывающего момента, расчетное значение вертикальной нагрузки необходимо определять на основе значений коэффициентов надежности по нагрузке, которые в [*4*] рекомендуются для обеспечения наиболее благоприятных значений нагрузочных эффектов *в элементах стальной конструкции.*

Когда в фундаменте с юбочной конструкцией присутствует непроницаемая опорная плита и в межреберном пространстве юбки содержится грунт достаточно низкой проницаемости, при расчетах вертикальной нагрузки, используемой для вычисления эффективной площади *фундамента*, может учитываться вклад грунта, заключенного в площади юбки. При этом следует учитывать следующие факторы:

- при расчетах фундамента в дренированном случае на основе метода эффективной площади вес грунтовой пробки (грунта, заключенного в межреберном пространстве юбки) необходимо исключить;

- в случае, когда учет веса грунтовой пробки представляется целесообразным, необходимо использовать значение веса грунта в воде. В проектной документации необходимо специальное обоснование того, что учет грунтовой пробки не приводит к неконсервативным решениям. Последнее замечание касается, в частности, площадок со слабыми грунтами, когда расчетная прочность грунта недостаточна для поддержки веса погруженного в воду грунта на уровне основания юбки, поскольку условие достаточной прочности является неявным допущением при использовании подхода эффективной площади. В некоторых случаях может потребоваться использование альтернативного подхода для учета нагружения опрокидывающим моментом (например, метод поверхности текучести, см. A.7.3.5);

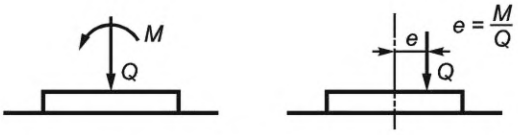
- значение удельного веса грунта в воде, принимаемое для расчетов, должно основываться на результатах геологического изучения площадки и данных лабораторных испытаний, при этом необходимо соблюдать определенный уровень консерватизма для учета неопределенностей различного вида. В общем случае, принятие профиля веса грунта в воде по наименьшим значениям соответствует консервативному подходу.

Для прямоугольной площади основания [рисунок A.1b)] эксцентриситет может иметь место по отношению к любой оси фундамента. В ситуации, когда эксцентриситет возникает в двух направлениях, выполнение расчетов требует специального обоснования. Упрощенный подход к проектированию фундамента в такой ситуации заключается в уменьшении размеров фундамента в обоих направлениях:

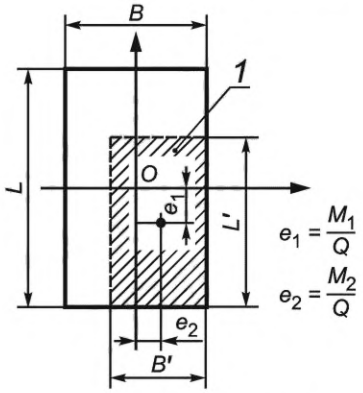
$$L' = L - 2e_1;$$
$$B' = B - 2e_2. \quad (A.4)$$

В предположении $B' \le L'$, когда *L* и *B* являются, соответственно, длиной и шириной фундамента, штрихом обозначены эффективные значения размеров, а e_1 и e_2 обозначают эксцентриситеты вдоль длины и ширины.

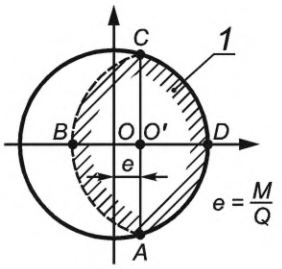
Круглый фундамент, подвергающийся нецентральному воздействию, может быть идеализирован как прямоугольный фундамент, параметры которого находятся путем решения уравнений (A.1)—(A.3). Альтернативный подход для круглого в плане основания с радиусом *R* заключается в построении эффективной площади, форма которой показана на рисунке A.1 c). Центр массы эффективной площади смещен на расстояние *e* от *исходного* центра основания. Эффективная площадь при этом рассчитывается как двойная площадь кругового сегмента ADC.



a) Эквивалентная нагрузка



b) Эффективная площадь – случай прямоугольного фундамента



c) Эффективная площадь – случай круглого фундамента

1 — эффективная площадь

Рисунок А.1 — Определение эффективной площади для фундаментов с различной геометрией

В рамках другого подхода эффективная площадь считается прямоугольной с отношением длины к ширине, равным отношению длин линий AC к BD. Эффективные размеры вычисляются следующим образом:

$$A' = 2s = B'L',$$

$$L' = \left(2s\sqrt{\frac{R+e}{R-e}}\right)^{1/2}, \tag{A.5}$$

$$B' = L'\sqrt{\frac{R-e}{R+e}},$$

$$S = \frac{\pi R^2}{2} - \left[e\sqrt{R^2-e^2} + R^2 \arcsin\left(\frac{e}{R}\right)\right].$$

Примеры построения эффективной площади как функции эксцентриситета показаны на рисунке А.2 с безразмерным представлением переменных.

Для других форм фундамента опубликованные данные по строгим решениям отсутствуют. В некоторых случаях для фундаментов нестандартной формы могут быть использованы аппроксимации, основанные на интуитивных соображениях. Например, в [*51*] приведены указания для треугольных фундаментов. Альтернативным вариантом является построение идеализированного прямоугольного фундамента, параметры которого могут быть определены путем решения уравнений (А.1)—(А.3).

Существуют альтернативные методы оценки эффекта нецентрального приложения нагрузок по отношению к нескольким осям или неортогональным направлениям (см., например, [*52*]), которые могут оказаться более удобными для применения в усложненных условиях.

А.7.3 Критерии проектирования и расчетные сценарии

А.7.3.1 Коэффициенты надежности по нагрузкам и по материалу

Дополнительные указания отсутствуют.

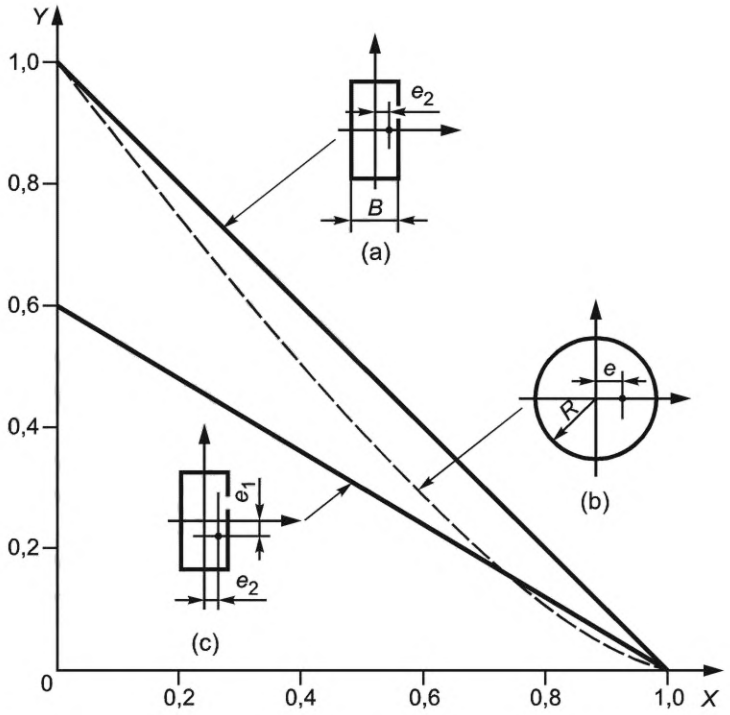
А.7.3.2 Применение критериев проектирования

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.3.3 Особые случаи

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.3.4 Дополнительные аспекты проектирования



X — безразмерный эксцентриситет $2e_2/B$, e/R; *Y* — безразмерная эффективная площадь A'/A; (*a*) — прямоугольная форма — схема нагружения 1 (с одноосным эксцентриситетом), $e_1/L = 0$; (*b*) — круглая форма; (*c*) — прямоугольная форма — схема нагружения 2 (с двухосным эксцентриситетом), $e_1/L = 0{,}2$

Рисунок А.2 — Коэффициенты приведения площади для внецентренно нагруженных фундаментов мелкого заложения

А.7.3.4.1 Учет веса грунтовой пробки при проектировании фундаментов с юбками

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.3.4.2 Горизонтальная компонента сопротивления массива донного грунта, расположенного выше подошвы фундамента

Вклад в сопротивление плоскому сдвигу заглубленного фундамента могут вносить следующие компоненты: (I) горизонтальная сила в основании фундамента, (II) сопротивление грунта, расположенного выше нижнего края юбки, вследствие разницы в значениях активного и пассивного сопротивления грунта, и (III) сопротивление грунта сдвигу на боковых гранях ребер юбки, ориентированных параллельно направлению боковой нагрузки. Значение сопротивления сдвигу на боковых гранях ребер, принимаемое в расчетах фундамента, является функцией интенсивности трения на границе раздела между заглубленным ребром и грунтом; оно может также зависеть от деградации свойств грунта в ходе монтажа, а также вследствие размыва. В настоящем стандарте дополнительные указания по расчету сопротивления сдвигу на боковых гранях ребер не приводятся.

В части расчета активного и пассивного сопротивления грунта могут быть использованы следующие рекомендации:

а) для недренированных условий:

- коэффициент горизонтального отпора недренированного грунта K_{ru} зависит от нескольких факторов, таких как шероховатость, форма фундамента, сдвиг по боковым граням, глубина внедрения, а также возможное наличие бокового зазора между фундаментом и грунтом вследствие монтажа или размыва;
- значение $K_{ru} = 4$ рекомендуется для случаев, когда мобилизация полных значений активного и пассивного сопротивления грунта может быть надежно обоснована и когда значительный размыв может быть исключен;
- значение $K_{ru} = 2$ рекомендуется для случаев, в которых активное давление грунта не развивается (например, в результате возникновения трещин или при нарушениях структуры грунта при монтаже) и не ожидается значительного размыва на низовой стороне фундамента. В этом случае при оценке пассивного сопротивления следует также учитывать вес грунта в пределах призмы выпора грунта; при этом необходима проверка, что рассчитанное значение полного сопротивления плоскому сдвигу не превышает значения, которое может быть вычислено на основе $K_{ru} = 4$;
- для некоторых грунтов учет полной величины сопротивления грунта, расположенного выше уровня края юбки, при оценке устойчивости по схеме плоского сдвига может оказаться некорректным вследствие ограничений, накладываемых условиями аспектов совместности деформаций. В таких случаях в проектной документации необходимо представить специальное обоснование соответствующих расчетов;

b) для дренированных условий:

- значение коэффициента горизонтального отпора дренированного грунта K_{rd} зависит от нескольких факторов, таких как достигнутое значение угла трения грунта, шероховатость, форма фундамента, сопротивление сдвигу на боковых гранях, глубина внедрения, а также возможное наличие бокового зазора между фундаментом и грунтом вследствие монтажа или размыва. При условии, что особенности процедуры монтажа и/или другие аспекты строительства/эксплуатации фундамента не предполагают более точной оценки коэффициента горизонтального отпора дренированного грунта, допускается использовать следующую формулу:

$$K_{rd} = K_p - \left(\frac{1}{K_p}\right), \tag{A.6}$$

где K_p — коэффициент пассивного давления грунта, определяемый как

$$K_p = \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + 0{,}5\arctan\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)\right)\right]^2. \tag{A.7}$$

А.7.3.4.3 Фундаменты мелкого заложения на слабых грунтах

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.3.4.4 Напряжения растяжения под подошвой фундамента

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.3.4.5 Специфические грунты и аномальные геологические разрезы

Изложенные методы применимы к условиям равномерной изменчивости прочности грунта, при этом во многих случаях может быть выполнена обоснованная оценка эквивалентных однородных свойств. Например, возможность разрушения основания по схеме глубинного сдвига зависит от характеристик прочности грунтов на значительно больших глубинах, чем глубина плоскости скольжения при плоском сдвиге. Поэтому при определении параметров грунта в пределах предполагаемой зоны влияния требуется специальное обоснование.

В следующих случаях непосредственное использование стандартных расчетных формул для оценки устойчивости основания, представленных в настоящем приложении, является недопустимым:

- грунтовое основание существенно неоднородно или анизотропно;
- условия нагружения значительно отклоняются от типовых схем, для которых применение приведенных формул для определения несущей способности обосновано;
- скорости нагружения таковы, что отсутствует возможность однозначного описания поведения грунта основания по схеме дренированных или недренированных условий;
- геометрия фундамента не описывается простейшими фигурами.

В таких случаях необходимо применять альтернативные подходы, включающие какой-либо из следующих методов или их сочетание:

- использование консервативных эквивалентных параметров совместно с рекомендуемыми формулами;
- выполнение расчетов на предельное равновесие для определения граничных значений разрушающих нагрузок и оценки чувствительности разрушающих нагрузок по отношению к параметрам проектируемого фундамента;
- проведение численных расчетов для прямого решения точных определяющих уравнений;
- использование корректно масштабированных модельных испытаний для верификации расчетных моделей и процедур.

А.7.3.4.6 Взаимодействие с другими сооружениями

Дополнительные указания по данному аспекту проектирования фундаментов приведены в *ГОСТ Р 59997* в отношении взаимодействия с башмаками опор самоподъемных буровых установок, а также в 9.12 настоящего стандарта в отношении взаимодействия с направлениями скважин.

А.7.3.4.7 Составные фундаменты

Во многих случаях применение составной конструкции для фундамента мелкого заложения может значительно повысить общую несущую способность фундамента, как это иллюстрируется в [*53*] и [*54*].

А.7.3.4.8 Учет особенностей окружающего морского дна

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.3.4.9 Наличие карбонатных грунтов

Дополнительные рекомендации по проектированию фундаментов мелкого заложения на карбонатных грунтах содержатся в А.6.4.4.3.

А.7.3.5 Альтернативный метод проектирования с использованием поверхностей текучести

А.7.3.5.1 Общие положения

Альтернативный метод расчета устойчивости фундамента при произвольных условиях нагружения предусматривает использование поверхностей текучести, как это описано в А.7.3.5.2—А.7.3.5.7. Применение соответствующих подходов требует специального обоснования в проектной документации.

А.7.3.5.2 Методическая основа

Морские фундаменты могут подвергаться нагружению различного вида, включая произвольные комбинации вертикальной нагрузки (*Q*), боковой (*горизонтальной*) нагрузки (*H*), опрокидывающего момента (*M*) и крутящего момента (*T*). Традиционный подход к проектированию фундаментов мелкого заложения заключается в преобразовании комбинированного воздействия в приведенное (эффективное) воздействие, включающее вертикальную и горизонтальную нагрузки, действующие на уменьшенную (эффективную) площадь фундамента.

При использовании традиционного подхода к проектированию оснований морских сооружений существуют определенные ограничения (например, недопущение чисто растягивающих напряжений в грунте), которые ограничивают его применимость. Кроме того, в недавних публикациях продемонстрировано, что оценка несущей способности фундаментов мелкого заложения с использованием метода эффективной площади может приводить к существенной ее недооценке для некоторых ситуаций нагружения (см. примеры в [*55*]—[*57*]).

Альтернативный подход заключается в построении полной ограничивающей поверхности текучести в пространстве переменных *Q*, *H*, *M* и *T*. Указанный подход может использоваться для идентификации сочетаний нагрузок, при которых достигается предельное состояние основания по несущей способности, а также для наглядного *количественного* представления влияния изменения отдельной компоненты комбинированного воздействия на близость достижения предельного состояния. При этом метод поверхностей текучести может быть распространен на решение задачи по определению зависимости воздействие — перемещение фундамента, если используется совместно с законом пластического течения. В недренированных условиях, когда может предполагаться корректность использования ассоциированного закона текучести, закон течения может быть выведен непосредственно из соотношений, описывающих поверхность текучести.

Примечание — Фактор кручения в настоящем станадарте исключен из рассмотрения и не учитывается при вычислении поверхностей текучести. Эффект кручения в явном виде рассматривается в [*58*].

А.7.3.5.3 Применение в проектировании

Общий подход к построению поверхности текучести для выполнения расчетов при проектировании фундаментов включает в себя следующие основные этапы:

- определение «одноосных» предельных состояний Q_{ult} ($H = M = 0$), H_{ult} ($M = 0$; и $Q = 0$, если растягивающие напряжения в основании фундамента допускаются, или $Q = Q_{ult}/2$, если таковые не допускаются) и M_{ult} ($H = 0$; и $Q = 0$, если растягивающие напряжения в основании фундамента допускаются, или $Q = Q_{ult}/2$, если таковые не допускаются), с помощью которых рассчитываются вершинные точки поверхности текучести;
- построение огибающей поверхности (диаграммы взаимодействия) посредством задания функции, зависящей от переменных Q/Q_{ult}, H/H_{ult} и M/M_{ult}.

Величины одноосной несущей способности и форма поверхности текучести зависят от типа отклика грунта на нагружение (недренированное или дренированное), профиля геологического разреза (однородный или неоднородный), формы фундамента, заглубления фундамента, конструктивных соединений между соседними фундаментами и фактора допустимости/недопустимости возникновения зон растягивающих напряжений между подошвой фундамента и грунтом.

При использовании метода поверхностей текучести коэффициент надежности по грунту, γ_m, следует применять в отношении нормативного значения s_u для недренированных условий и в отношении $\mathrm{tg}\phi'$ (а не в отношении ϕ') для дренированных условий.

А.7.3.5.4 Оценка одноосной несущей способности

Значения одноосной несущей способности Q_{ult}, H_{ult} и M_{ult} для недренированных условий могут быть определены с помощью положений настоящего стандарта, при этом в последние годы появились более точные и строгие решения. Ниже приведены некоторые полезные ссылки на публикации, где описаны подходы к определению предельных значений одноосной несущей способности:

- для Q_{ult}, [*59*]—[*64*],
- для H_{ult} и Mult, [*65*]—[*70*].

Существуют различные алгебраические выражения для описания формы поверхности текучести для отдельных расчетных ситуаций. Обзор существующей литературы по данному вопросу обсуждается в А.7.3.5.5—А.7.3.5.7.

А.7.3.5.5 Поверхности текучести для выбранных случаев

Традиционно построение поверхностей текучести для случая недренированных условий основывается на результатах аналитических и численных исследований, в то время как поверхности текучести для случая дренированных условий получают на основе экспериментальных исследований — из-за относительной сложности аналитического подхода для дренированных условий.

А.7.3.5.6 Недренированные условия

А.7.3.5.6.1 Поверхностные фундаменты. Случай нулевого сопротивления отрыву на контактной поверхности «фундамент — грунт»

Общая форма трехмерной поверхности текучести в пространстве переменных, соответствующих вертикальной и горизонтальной нагрузкам, а также опрокидывающему моменту, для предельного состояния в недренированных условиях поверхностного фундамента с отсутствием сопротивления отрыву подошвы от основания показана

на рисунке А.3, где по осям отложены нормализованные нагрузки, Q/Q_{ult}, H/H_{ult} и M/M_{ult} (на рисунке вертикальное воздействие Q обозначено буквой V). Поверхность симметрична в плоскости H—M и демонстрирует снижение несущей способности по опрокидывающему моменту, по мере того как вертикальная нагрузка (Q) падает ниже $0{,}5Q_{ult}$, поскольку подошва фундамента начинает отрываться от морского дна.

В [*71*] представлены поверхности текучести для поверхностных фундаментов прямоугольной формы. Показано, что нормализованная форма поверхности текучести является универсальной для произвольного значения соотношения сторон фундамента в диапазоне $0 < B/L < 1$. В указанной работе также представлены аппроксимирующие выражения для формы поверхности текучести и для значений несущей способности при одноосном нагружении, определяющих ее вершинные точки. [*72*] представляют сходную поверхность текучести в форме «створки раковины» для круглой геометрии фундамента, но не содержит аппроксимирующих выражений, что не позволяет выполнить прямое сопоставление форм поверхности текучести для двух указанных результатов.

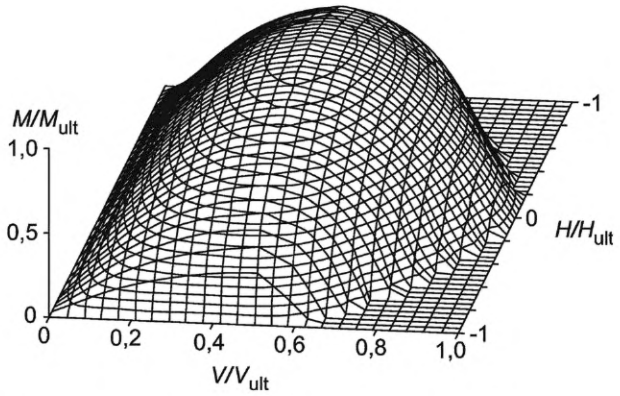


Рисунок А.3 — Поверхность текучести для поверхностного фундамента с нулевым сопротивлением отрыву на поверхности раздела «фундамент — грунт» для недренированных условий [*72*]

А.7.3.5.6.2 Поверхностные фундаменты. Случай неограниченного сопротивления отрыву на контактной поверхности «фундамент — грунт»

В некоторых случаях может иметь место сопротивление отрыву фундамента от основания непосредственно на подошве или на нижней границе юбки вследствие эффекта присасывания, и при этом действие данного фактора может потенциально сохраняться в течение всего периода времени, пока преобладают недренированные условия. В случае учета данного фактора в проектной документации требуется специальное обоснование.

Сопротивление отрыву, обеспечиваемое юбкой фундамента, может быть промоделировано путем рассмотрения поверхностного фундамента (*с плоской подошвой*) в предположении неограниченной величины растяжения на контактной поверхности. Общая форма поверхности текучести для предельного состояния поверхностного фундамента с неограниченным растяжением на поверхности раздела для недренированного случая показана на рисунке А.4 (вертикальная нагрузка Q на рисунке обозначена буквой V). Поверхность в форме «ореха» является асимметричной в плоскости H—M. Максимальное значение опрокидывающего момента реализуется при одновременном приложении горизонтальной нагрузки, действующей в том же направлении (момент — по часовой стрелке, нагрузка — слева направо, или наоборот). Предельное сопротивление основания по моменту продолжает возрастать по мере уменьшения вертикальной нагрузки, в отличие от варианта контакта с нулевым сопротивлением растяжению, что обусловлено невозможностью фундамента с неограниченным сопротивлением отрыву отсоединиться от морского дна.

Поверхности текучести были определены для ленточных, прямоугольных и круглых фундаментов, для случаев однородного и неоднородного распределения прочности грунта в основании, хотя и не для всех возможных комбинаций перечисленных факторов. Алгебраические выражения *для огибающей поверхности текучести* были получены для отдельных вариантов ленточного и прямоугольного фундаментов в случае линейно возрастающего сопротивления сдвигу [*58*], [*65*], а также для круглого фундамента в случае постоянного сопротивления сдвигу [*73*].

Форма поверхности текучести для фундаментов с неограниченным сопротивлением отрыву зависит от геометрии фундамента и профиля прочности грунта. В некоторых случаях поверхность текучести в нормализованных переменных уменьшается с ростом степени неоднородности распределения прочности грунта; поэтому правило масштабирования поверхности текучести, полученной с помощью одноосных предельных состояний для ситуации однородной прочности грунта, на случай неоднородной прочности, оказывается неконсервативным [*56*], [*71*].

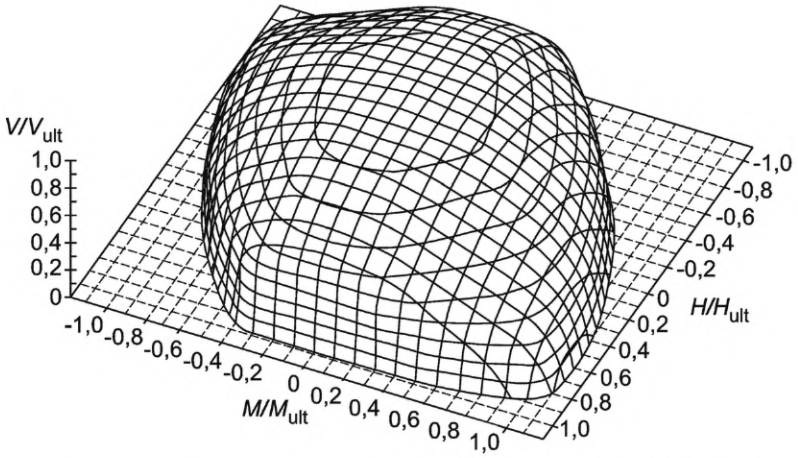


Рисунок А.4 — Поверхность текучести для поверхностного фундамента с неограниченным сопротивлением отрыву на поверхности раздела «фундамент — грунт» для недренированных условий [*66*]

А.7.3.5.6.3 Заглубленные фундаменты

Связанность степеней свободы горизонтального перемещения и угла крена, когда фундамент физически заглублен, приводит к асимметричной и косонаклонной форме поверхности разрушения (текучести) в плоскости *H*—*M*. Асимметрия и наклон становятся более выраженными с ростом коэффициента заглубления. Общий вид формы поверхности текучести для заглубленного фундамента в случае недренированных условий показан на рисунке А.5 (вертикальная нагрузка, *Q*, на рисунке обозначена буквой *V*).

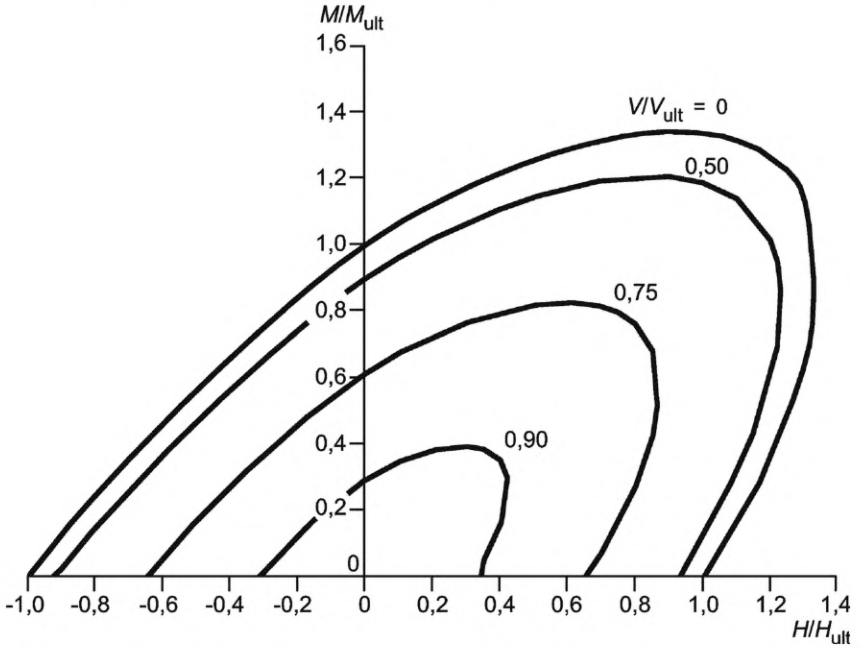


Рисунок А.5 — Поверхность текучести для заглубленного фундамента в случае недренированных условий [*70*]

В работах [*68*]—[*70*] представлены *расчетные формулы* для поверхности текучести в обобщенном пространстве нагрузок (*Q*, *H*, *M*) для ленточного и круглого фундаментов мелкого заложения с коэффициентом заглубления от нуля до единицы для случая однородной прочности грунта, а также для случая прочности, линейно увеличивающейся с глубиной. В работе [*58*] представлены *расчетные формулы для* одноосных предельных состояний и поверхность текучести для поверхностного фундамента и фундамента мелкого заложения прямоугольной формы для случая, когда сопротивление сдвигу линейно увеличивается с глубиной и когда значение коэффициента заглубления не превышает 0,2.

В существующих исследованиях внедрение фундамента в основание рассматривается преимущественно в предположении абсолютно прочной грунтовой пробки, хотя несущая способность фундамента с юбкой может

оказаться сниженной за счет реализации механизма разрушения с проникновением поверхностей сдвига в тело грунтовых пробок [*74*]. Корректность моделирования фундамента с юбкой в предположении о поведении захваченного массива грунта как грунтовой пробки может быть обоснована соображениями, что внутренние ребра юбки расположены достаточно часто, чтобы обеспечить перемещение массива грунта как твердого тела. Численные исследования для оценки соответствующего критического расстояния между ребрами юбки представлены в [*75*] и [*76*].

Дополнительная информация по поверхностям текучести в недренированных условиях приведена в [*55*], [*56*], [*58*], [*65*]—[*73*], [*74*], [*77*].

А.7.3.5.7 Дренированные условия

При построении поверхностей текучести для дренированных условий нужно использовать модель грунта с изотропным деформационным упрочнением, чтобы корректно описать увеличение сопротивления сдвигу при увеличении нормальных напряжений. Форма поверхности текучести является универсальной, а изотропный характер расширения и сжатия поверхности определяется некоторым законом упрочнения (выраженным зависимостью предельной вертикальной нагрузки от вертикального перемещения). В случае дренированных условий растягивающие напряжения под подошвой фундамента реализоваться не могут, поэтому фундамент будет отрываться от морского дна при совместном воздействии опрокидывающего момента и вертикальной нагрузки, как правило, для $Q < 0{,}5Q_{ult}$.

А.7.3.5.7.1 Поверхностные фундаменты

Общий вид поверхности текучести для поверхностного фундамента в дренированных условиях показан на рисунке А.6 (на рисунке вертикальная нагрузка Q обозначена буквой V). Поверхность в форме «регбийного мяча» является параболической в плоскостях Q—H и Q—M, а в плоскости H—M — кругом. Максимальные предельные значения горизонтальной нагрузки и опрокидывающего момента достигаются при одновременном приложении вертикальной нагрузки $Q = 0{,}5Q_{ult}$, при этом направления указанных силовых факторов противоположны (момент — по часовой стрелке, горизонтальная сила — справа налево, и наоборот).

В работе [*78*] приводится обоснование построения поверхности текучести, показанной на рисунке А.6, вместе с аналитическим описанием поверхности в замкнутой форме. Построение поверхности текучести осуществлено по результатам различных экспериментальных исследований, выполненных для жестких шероховатых фундаментов мелкого заложения прямоугольной формы, опирающихся на основание из плотного кремнистого песка, с использованием модели плоско-деформированного состояния. В более позднем исследовании, в котором рассматривались круглые фундаменты на рыхлом карбонатном песке, была получена аналогичная по форме поверхность текучести, при этом для нее предложено аналитическое выражение [*79*].

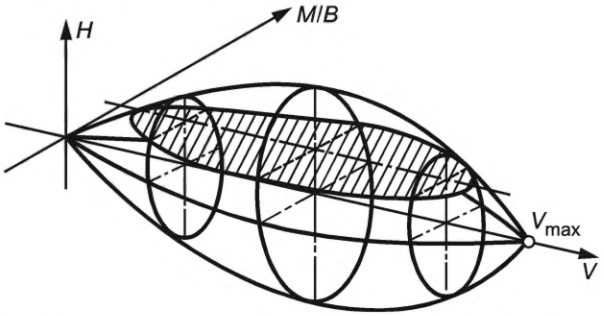


Рисунок А.6 — Поверхность текучести для поверхностного фундамента в случае дренированных условий [*78*]

А.7.3.5.7.2 Заглубленные фундаменты

Резерв несущей способности, обусловленный заглублением фундамента, учитывается путем масштабирования предельной огибающей поверхности, построенной для поверхностного фундамента (как показано на рисунке А.6), с использованием координат вершинных точек H_{max}/Q и M_{max}/Q [*80*]—[*82*].

Дополнительную информацию о подходах к построению поверхностей текучести для дренированных условий приведена в работах [*78*]—[*82*].

А.7.3.6 Выбор значений характеристик грунта для расчетов

А.7.3.6.1 Значения сопротивления сдвигу, используемые в расчетах устойчивости

В общем случае могут быть сформулированы следующие рекомендации.

Для сильно дилатирующих грунтов высокие значения сопротивления недренированному сдвигу могут использоваться в расчетах, только если фактор возможной утраты дилатансии на поверхности сдвига учитывается в явном виде. В таких ситуациях требуется специальное обоснование используемых значений.

Для мягких и очень мягких глинах НН-испытания на трехосное сжатие, а также испытания на простое одноосное сжатие ненадежны и не должны использоваться. Для таких грунтов более надежными и поэтому рекомендуемыми методами являются консолидированно-дренированные испытания на трехосное сжатие с измерениями порового давления, испытания на простой сдвиг, полевое испытание крыльчаткой, а также статическое зондирование пенетрометром с круглым или Т-образным наконечником (в этом случае для некоторых грунтов известны корреляционные зависимости между сопротивлением вдавливанию и прочностью грунта).

Для грунтов, проявляющих анизотропию недренированного сопротивления сдвигу, значения прочности на трехосное сжатие, трехосное расширение и на простой прямой сдвиг могут существенно различаться. Выбор корректных значений прочности грунта на сдвиг для использования при оценке несущей способности фундамента должен быть надежно обоснован и отражен в проектной документации.

При расчетах несущей способности песчаного основания для дренированных условий следует использовать эффективное значение угла трения в случае плоской деформации, которое в общем случае на 10 % больше значения, определенного по результатам испытаний на трехосное сжатие. Это значение должно определяться при соответствующем уровне напряжения.

Устойчивость фундамента в условиях циклического нагружения можно оценивать в рамках схемы квазистатического расчета при условии использования соответствующим образом вычисленного значения циклического сопротивления сдвигу. Один из возможных подходов к определению циклических значений прочности грунтов для использования в квазистатическом расчете устойчивости, в котором применяется усредненное значение сдвигового напряжения и учитывается история нагружения, описан в [*83*].

Во многих случаях циклическое поведение несвязных грунтов может быть описано с использованием значений недренированной прочности грунта при циклическом нагружении, аналогично тому, как это делается для связных грунтов. Процедура такого определения представлена в [*84*]—[*86*]. При выполнении соответствующих расчетов необходимо учитывать эффект дренирования с возможностью диссипации избыточного порового давления в ходе циклического нагружения.

Скорость деформации, реализуемая в испытаниях, может влиять на итоговый результат, поэтому этот фактор необходимо учитывать при оценке отклика фундамента на быстрое нагружение.

При необходимости, при расчете оснований может учитываться зависимость прочности грунта от степени консолидации. Это, как правило, увеличивает общую несущую способность фундамента. Однако, в случае предварительно нагруженных оснований эффект повышения прочности ограничен слоем грунта, расположенным непосредственно под подошвой фундамента.

В грунтах, демонстрирующих деформационное разупрочнение, важным аспектом при выборе корректных значений прочности грунта может оказаться учет фактора совместности деформаций. Можно ожидать, что данный аспект в наибольшей степени окажется значимым для фундаментов с юбками, где устойчивость обеспечивается сочетанием сдвиговых усилий в основании (на уровне края юбки) и пассивного сопротивления примыкающего к фундаменту верхнего слоя грунта, полная мобилизация которых в общем случае происходит на совершенно разных уровнях деформации.

Всегда, когда имеется возможность, при оценке необходимых характеристик грунта следует использовать методы статистической обработки доступных данных.

А.7.3.6.2 Характеристики, используемые в расчетах на пригодность к нормальной эксплуатации

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.4 Устойчивость фундаментов мелкого заложения

А.7.4.1 Оценка несущей способности

Представленные ниже формулы для расчета несущей способности фундамента получены в рамках гипотезы, что грунт является идеальным жестко-пластическим материалом, подчиняющимся критерию текучести Мора-Кулона с ассоциированным законом текучести.

Коэффициенты несущей способности и поправочные коэффициенты в основном взяты из [*87*]—[*93*]. Использование данных формул и коэффициентов должно быть обосновано в каждом конкретном случае. Когда имеется возможность, следует рассматривать альтернативные методы расчета для верификации полученных результатов.

В настоящее время строгие решения для коэффициентов несущей способности, если грунт моделируется идеально-пластическим материалом с ассоциированным законом текучести, могут быть получены с помощью специализированного программного обеспечения (ПО). С примером соответствующего ПО можно ознакомиться в публикации [*94*]; в этом ПО для решения уравнений равновесия в напряжениях реализован метод характеристик, с помощью которого могут быть получены решения в виде нижних оценок вертикальной несущей способности для поверхностных ленточных и круглых фундаментов, с гладкой или шероховатой поверхностью раздела «фундамент — грунт», с дополнительной нагрузкой на поверхности основания или без таковой.

А.7.4.1.1 Недренированные условия (случай постоянного по глубине сопротивления сдвигу)

А.7.4.1.1.1 Коэффициенты несущей способности

Коэффициент несущей способности, N_c, для жесткого поверхностного ленточного фундамента с горизонтальной подошвой, опирающегося на горизонтальное морское дно, в предположении, что грунт основания является идеально-пластическим материалом с однородной прочностью, для случая одноосной вертикальной нагрузки (другие воздействия отсутствуют) определен в [*92*]:

$$N_c = 2 + \pi = 5{,}14. \qquad (А.8)$$

Для расширения возможности использования базового решения для несущей способности применительно к другим случаям для учета различных факторов, таких как наличие горизонтальной составляющей нагрузки, форма

фундамента, глубина внедрения, наклон подошвы фундамента, а также наклон поверхности дна моря, применяются различные поправочные коэффициенты.

А.7.4.1.1.2 Поправочные коэффициенты несущей способности

Для случая постоянного по глубине изотропного недренированного сопротивления сдвигу рекомендуются следующие поправочные коэффициенты несущей способности:

$$K_c = 1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c, \quad (A.9)$$

где s_c, d_c, i_c, b_c и g_c являются поправочными коэффициентами, которые отражают зависимость расчетных формул от формы фундамента, глубины заложения, наклона нагрузки, наклона подошвы фундамента и наклона поверхности дна моря, соответственно; при этом:

$$s_c = 0{,}18(1-2i_c)\left(\frac{B'}{L'}\right), \quad (A.10)$$

$$d_c = 0{,}3\tan^{-1}\left(\frac{D_b}{B'}\right), \quad (A.11)$$

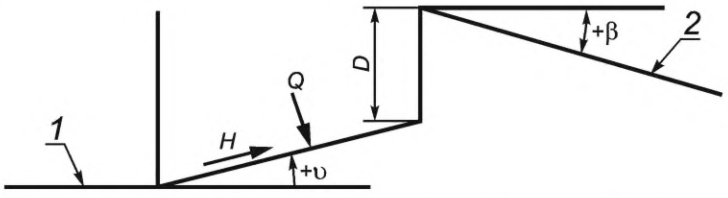
$$i_c = 0{,}5 - 0{,}5\sqrt{1-\frac{H_b}{A'\left(\frac{s_u}{\gamma_m}\right)}}, \quad (A.12)$$

$$b_c = \frac{2\upsilon}{\pi+2} \approx 0{,}4\upsilon, \quad (A.13)$$

$$g_c = \frac{2\beta}{\pi+2} \approx 0{,}4\beta. \quad (A.14)$$

При проведении расчетов нужно иметь в виду следующее:

- эффективная ширина или эффективная длина фундамента используются применительно к эксцентриситету нагрузки, измеряемому в направлении ширины или длины, соответственно. Эффективная ширина и эффективная длина рассчитываются для ортогональных компонент внецентренно приложенных нагрузок, действующих параллельно ширине и длине фундамента. Значения B' и L' определяются по формулам (А.1)—(А.3);
- H_b соответствует только той компоненте расчетной нагрузки, которая действует по эффективной площади основания. Это значение равно полному боковому воздействию, приложенному к фундаменту, минус сопротивление грунта, действующее на фундамент выше нижнего края юбки, и минус боковое сопротивление, которое обусловлено сопротивлением сдвигу на уровне нижнего края юбки вне пределов эффективной площади. При вычислении последних двух компонентов сопротивления коэффициенты надежности по грунту для условий чистого сдвига должны быть применены прежде, чем эти компоненты будут вычтены из полного бокового воздействия;
- υ и β являются углами наклона основания и грунта в радианах, соответственно. На рисунке А.7 эти углы определены *с указанием правила знаков* применительно к общей задаче расчета фундамента.



1 — горизонтальная поверхность; *2* — поверхность грунта основания

Рисунок А.7 — Определение правила знаков для наклона основания и поверхности дна моря [*87*]

Рекомендуемые значения поправочных коэффициентов s_c, i_c, b_c и g_c взяты непосредственно из [*87*].

Рекомендуемое значение коэффициента глубины d_c взято из [*91*], оно немного более консервативно, чем значение, указанное в [*87*]. Применимость вышеуказанного значения коэффициента глубины d_c следует оценивать для конкретных условий. Если процедура возведения фундамента и/или другие факторы, например, такие как размыв, не позволяют сдвигающим напряжениям в грунте выше уровня базовой плоскости фундамента мобилизоваться в полном объеме, то рекомендуется использовать $d_c = 0$. Кроме того, рекомендуется использовать значение $d_c = 0$ также в случае, если горизонтальное воздействие приводит к реализации значительного пассивного давления грунта в слое между поверхностью дна моря и уровнем базовой плоскости фундамента.

А.7.4.1.2 Недренированные условия (линейно увеличивающееся с глубиной сопротивления сдвигу)

Для случая изотропного недренированного сопротивления сдвигу, линейно увеличивающегося с глубиной, рекомендуется использовать следующие поправочные коэффициенты F и K_c.

F является эмпирической величиной, значения которой представлены в виде функции $\kappa B'/s_{u0}$ (более подробная информация приведена в [*88*]).

При выборе значения F шероховатые условия шероховатого (негладкого) контакта могут быть в общем случае приняты для фундаментов с юбками при отсутствии защитного покрытия. Значения F могут быть аппроксимированы с помощью следующей зависимости:

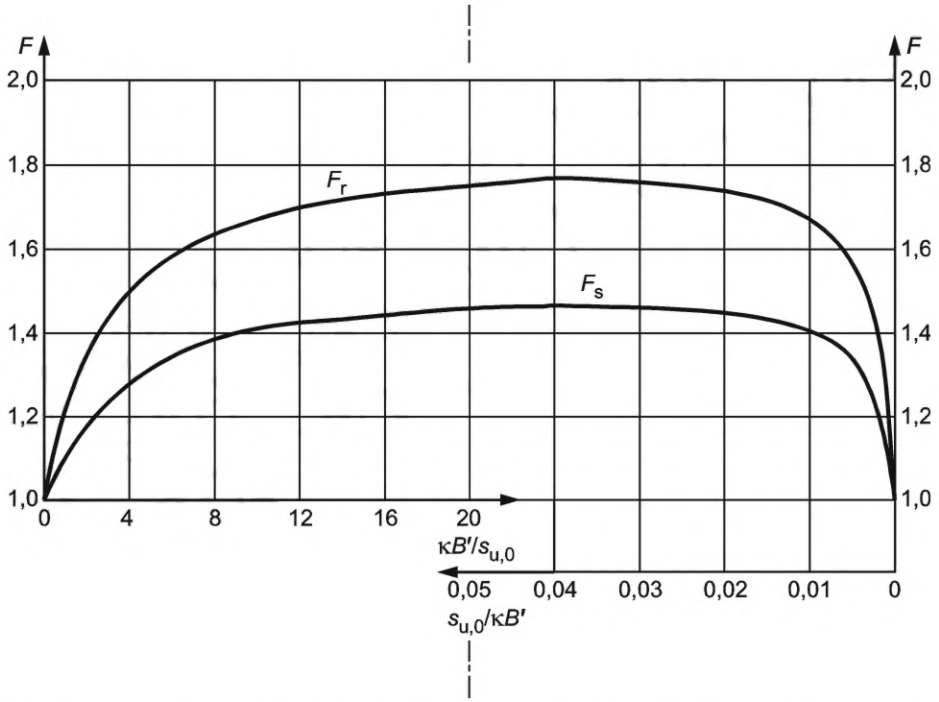
$$F \approx a + bx - \sqrt{(c + bx)^2 + d^2}, \tag{A.15}$$

где $x = \kappa B'/s_{u0}$ (применимо для $0 \le x \le 25$);

a, b, c, и d являются постоянными, значения которых зависят от условий шероховатости; характерные значения приведены в таблице А.1.

Таблица А.1 — Поправочные коэффициенты на шероховатость (см. рисунок А.8)

Постоянная	Полностью шероховатая граница раздела F_r	Полностью гладкая граница раздела F_s
a	2,560	1,372
b	0,457	0,070
c	0,713	–0,128
d	1,380	0,342



F_s — при отсутствии трения на поверхности раздела «грунт — фундамент» («гладкий» фундамент); F_r — при трении на поверхности раздела, равном прочности грунта на сдвиг («шероховатый» фундамент); F — коэффициент несущей способности

Рисунок А.8 — Поправочный коэффициент несущей способности F для изотропного недренированного сопротивления сдвигу, линейно увеличивающегося с глубиной [*88*]

Коэффициент K_c вычисляется следующим образом:

$$K_c = 1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c, \tag{A.16}$$

где s_c, d_c, i_c, b_c и g_c являются поправочными коэффициентами, отражающими влияние формы фундамента, глубины его заложения, наклона действующей нагрузки, наклона базовой плоскости фундамента и наклона поверхности дна моря, соответственно. Ниже приведены рекомендации по их вычислению:

$$s_c = s_{cv}(1 - 2i_c)\left(\frac{B'}{L'}\right), \tag{A.17}$$

где s_{cv} рассматривается как функция $\kappa B'/s_{u0}$, при этом значения s_{cv} могут быть аппроксимированы с использованием зависимости:

$$s_{cv} \approx 0{,}18 - 0{,}155\sqrt{x} + 0{,}021x, \quad \text{(A.18)}$$

где $x = \kappa B'/s_{u0}$ (применимо для $0 \le x \le 10$). В таблице А.2 приведены значения для случая вертикальной нагрузки;

Таблица А.2 — Коэффициенты формы для фундаментов с круглым или квадратным очертанием в плане при вертикальной нагрузке

$\kappa B'/s_{u0}$	s_{cv}
0	0,18
2	0,00
4	–0,05
6	–0,07
8	-0,09
10	–0,10

$$d_c = 0{,}3\left(\frac{s_{u,1}}{s_{u,2}}\right)\arctan\left(\frac{D_b}{B'}\right), \quad \text{(A.19)}$$

где $s_{u,1}$ — среднее значение сопротивлению сдвигу выше уровня базовой плоскости фундамента;

$s_{u,2}$ — эффективное значение сопротивления сдвигу ниже уровня базовой плоскости фундамента, определяемое с помощью соотношений:

$$s_{u,2} = F\frac{\left(N_c s_{u0} + \frac{\kappa B'}{4}\right)}{N_c}; \quad \text{(A.20)}$$

$$i_c = 0{,}5 - 0{,}5\sqrt{1 - \frac{H_b}{A'\left(\frac{s_{u0}}{\gamma_m}\right)}}, \quad \text{(A.21)}$$

$$b_c = \frac{2\nu}{\pi + 2} \approx 0{,}4\nu, \quad \text{(A.22)}$$

$$g_c = \frac{2\beta}{\pi + 2} \approx 0{,}4\beta. \quad \text{(A.23)}$$

Эффективная ширина или эффективная длина фундамента используются применительно к эксцентриситету нагрузки, измеряемому в направлении ширины или длины, соответственно. Эффективная ширина и эффективная длина рассчитываются для ортогональных компонент внецентренно приложенных нагрузок, действующих параллельно ширине и длине фундамента. Значения B' и L' определяются с помощью формул (А.1)—(А.3).

Величины H_b, ν и β определены в А.7.4.1.1.

Рекомендуемое значение коэффициента d_c получено из значения поправочного коэффициента для постоянного изотропного недренированного сопротивления сдвигу путем корректировки, отражающей фактор линейного изменения с глубиной значений недренированного сопротивления сдвигу, как указано в [*91*].

Значения коэффициента формы s_{cv}, заимствованные из [*90*], где рассматривается случай осевой симметрии и чисто вертикальной нагрузки, предполагаются приближенно справедливыми и для эквивалентного фундамента квадратной формы при $(B'/L') = 1$.

Применимость вышеуказанных значений коэффициента глубины d_c следует оценивать для конкретных условий. Если процедура возведения фундамента и/или другие факторы, например такие, как размыв, не позволяют сдвигающим напряжениям в грунте выше уровня базовой плоскости фундамента мобилизоваться в полном объеме, то рекомендуется использовать $d_c = 0$. Кроме того, рекомендуется использовать значение $d_c = 0$ также в случае, если горизонтальное воздействие приводит к реализации значительного пассивного давления грунта в слое между поверхностью дна моря и уровнем базовой плоскости фундамента.

А.7.4.1.3 Дренированные условия

А.7.4.1.3.1 Коэффициенты несущей способности

Следующие значения коэффициентов несущей способности [формулы (А.24) и (А.25)] рекомендуются для случая чисто вертикальной нагрузки на поверхностный ленточный фундамент (устраиваемый без заглубления):

$$N_q = \left[\tan\left[\frac{\pi}{4} + 0{,}5\arctan\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)\right]\right]^2 \left[\exp\left(\pi\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)\right], \quad (A.24)$$

$$N_\gamma = 1{,}5\left(N_q - 1\right)\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right). \quad (A.25)$$

В общем случае указанные формулы рекомендуется использовать, если эффективные значения угла трения ϕ' лежат в диапазоне от 30° до 42°. Если значение эффективного угла трения выходит за указанные пределы, это может указывать на присутствие в основании нестандартных грунтов, что требует специального исследования и обоснования в проектной документации.

А.7.4.1.3.2 Поправочные коэффициенты несущей способности

Для дренированных условий рекомендованы следующие поправочные коэффициенты для несущей способности:

$$K_q = s_q d_q i_q b_q g_q, \quad (A.26)$$

$$K_\gamma = s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma. \quad (A.27)$$

Здесь s, d, i, b и g являются поправочными коэффициентами, отражающими влияние формы фундамента, глубины заложения, наклона приложенной нагрузки, наклона базовой плоскости фундамента и наклона поверхности дна моря, соответственно. Нижние индексы q и γ обозначают коэффициент несущей способности, N_q или N_γ, к которому относится поправочный коэффициент.

Значения приведенных в формулах (А.28)—(А.36) коэффициентов, в которых имеется зависимость от наклона поверхности дна, могут быть неконсервативными для случая песка от рыхлого до очень рыхлого; в этих случаях необходимо проведение дополнительных исследований.

Рекомендуются следующие выражения для поправочных коэффициентов:

$$s_q = 1 + i_q\left(\frac{B'}{L'}\right)\sin\left[\arctan\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)\right], \quad (A.28)$$

$$d_q = 1 + 1{,}2\left(\frac{D_b}{B'}\right)\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)\left[1 - \sin\left[\tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)\right]\right]^2, \quad (A.29)$$

$$b_q = e^{-2v\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)}, \quad (A.30)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0{,}5\tan\beta)^5, \quad (A.31)$$

$$i_q = 1 - 0{,}5\left(\frac{H_b}{V_b}\right)^5, \quad (A.32)$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}4 i_\gamma\left(\frac{B'}{L'}\right), \quad (A.33)$$

$$d_\gamma = 1, \quad (A.34)$$

$$i_\gamma = 1 - 0{,}7\left(\frac{H_b}{V_b}\right)^5, \quad (A.35)$$

$$b_\gamma = e^{-2{,}7v\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_m}\right)}. \quad (A.36)$$

Эффективная ширина или эффективная длина фундамента используются в поправочных коэффициентах несущей способности, указанных выше, применительно к эксцентриситету нагрузки, измеряемому в направлении ширины или длины, соответственно. Эффективная ширина и эффективная длина рассчитываются для ортогональных компонент внецентренно приложенных нагрузок, действующих параллельно ширине и длине фундамента.

Применимость вышеуказанных значений коэффициента глубины d_c следует оценивать для конкретных условий. Необходимо подчеркнуть, что фактор глубины заложения фундамента весьма чувствителен к нарушению структуры грунта на боковой поверхности фундамента. Если процедура устройства фундамента и/или другие аспекты, например, такие как размыв, не позволяют сдвиговым напряжениям грунта выше уровня подошвы фундамента реализоваться в полном объеме, то рекомендуется использовать значение d_c = 1,0. Кроме того, значение d_c = 1,0 рекомендуется также использовать, если горизонтальная нагрузка порождает значительное пассивное давление грунта в слое между дном моря и базовой плоскостью фундамента.

Величины H_b, υ и β определены в А.7.4.1.1.

А.7.4.1.3.3 Исключение эффективного сцепления из формул несущей способности

Кривая эффективной прочности для данного грунта часто приводится в терминах «отсечного» значения удельного сцепления грунта, c', и эффективного значения угла трения, ϕ', в виде огибающей, подогнанной к результатам лабораторных испытаний, выполняемых при различном уровне сжимающих эффективных напряжений. Имели место широкие дискуссии по вопросу, отражают ли получаемые значения c' истинное сцепление («цементацию»), или это некий «артефакт», возникающий в результате попытки проведения касательной к множеству точек, соответствующих в реальности криволинейной огибающей значений прочности. Однозначно установлено, что значения угла трения для грунтов увеличиваются при снижении среднего эффективного напряжения — вследствие повышения интенсивности дилатансии. В связи с этим во многих случаях эффективная «сцементированность» грунта представляет собой виртуальное числовое значение, получаемое при интерпретации результатов лабораторных испытаний, а не истинную физическую величину. Тем не менее данный вопрос вызывает большое количество споров среди специалистов в области геотехники (см. [*95*]).

Могут быть указаны примеры ситуаций, в которых учет эффективного сцепления при оценке несущей способности основания является обоснованным:

- грунты, сцементированные в естественном состоянии (в частности, пески). В этом случае необходимо применение специальных методов расчета несущей способности основания, поскольку возможна различная степень мобилизации двух компонентов прочности грунта — за счет цементации и за счет трения при сдвиге; при этом существует потенциальная угроза развития прогрессирующего разрушения, при котором «сцементированность» уменьшается до нуля прежде, чем будут мобилизованы полные значения сопротивления сдвигу;
- глины от средне- до сильно переуплотненных. В этом случае полное игнорирование реализации эффективного сцепления (или больших значений угла внутреннего трения, обусловленных дилатансией, при низких средних эффективных напряжениях) может приводить к излишнему консерватизму при расчетах. С другой стороны, включение эффективного сцепления в оценку несущей способности фундамента может оказаться чрезмерно оптимистичным, частично из-за того, что средний уровень эффективного напряжения, соответствующий несущей способности основания в дренированных условиях, может оказаться чрезмерно высоким, чтобы предполагать наличие какого-либо эффективного сцепления, не равного нулю, и частично потому, что уровень перемещений, допускаемый при проектировании фундаментов, может быть слишком низким, чтобы полностью мобилизовать эффективное сцепление (или реализацию больших значений угла внутреннего трения, обусловленных дилатансией, при низких средних эффективных напряжениях).

А.7.4.2 Оценка сопротивления сдвигу

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.4.3 Оценка сопротивления при сдвиге с поворотом

Методы, которые могут быть использованы для оценки способности основания воспринимать крутящий момент, описаны в [*96*] и [*97*].

А.7.5 Оценка пригодности к нормальной эксплуатации (расчет перемещений, углов крена и поворота)

А.7.5.1 Общие положения

Необходимо отметить, что перемещения фундамента при максимальном уровне напряжений в основании, допускаемом в соответствии с рекомендациями настоящего документа, могут оказаться значительными, например, когда нагружение фундамента вызывает достижение предела текучести в грунте.

А.7.5.2 Перемещения под действием статических нагрузок

А.7.5.2.1 Общие положения

Традиционно статические деформации *(осадка, смещения, крены)* подразделяют на два типа: (I) начальная деформация, которая является более или менее мгновенным откликом основания на приложение нагрузки и в основном обусловлена сдвигами (сдвиговыми напряжениями) в грунте; и (II) конечная (длящаяся) деформация, которая происходит в течение некоторого периода времени и в основном связана с постепенной диссипацией избыточного порового давления и соответствующими объемными изменениями в массиве грунта (так называемая первичная консолидация). Кроме того, могут иметь место вторичные перемещения вследствие ползучести (вторичная консолидация).

А.7.5.2.2 Начальные (упругие) перемещения

Поскольку для грунтов характерны нелинейные диаграммы деформирования, к тому же во многих случаях зависящие от пути нагружения, проблема расчета начальной деформации является достаточно сложной. В случае монотонно возрастающих нагрузок и относительно низких значений их интенсивности (по отношению к уровню

разрушающих нагрузок) оценка деформаций основания (перемещения фундамента) может выполняться в рамках допущения, что грунт представляет собой однородный линейно упругий материал.

Решения более общего вида, чем указанные в 7.5.2.2, включая вычисление перемещений в точках массива грунта основания, приведены, в частности, в [*98*]. Решения для жесткого заглубленного фундамента круглой формы приведены в [*99*].

Определение упругих характеристик грунта, используемых в расчетах, требует специального обоснования, поскольку модуль упругости грунтов существенно зависит от величины среднего эффективного напряжения и от уровня достигнутых деформаций. Это особенно важно для сильно водопроницаемых дисперсных грунтов, когда приходится оценивать эквивалентные модули на основе некоторого средневзвешенного значения усредненных напряжений, взятых в пределах фрагмента грунта, находящегося в сильно нагруженном состоянии. Для относительно малопроницаемых грунтов, таких как глины, удовлетворительные результаты могут быть получены путем использования корреляционных зависимостей упругих модулей от характеристик прочности и коэффициента переуплотнения. Дополнительная информация по данному вопросу представлена в [*100*].

В случаях, когда конструкция фундамента обладает достаточной гибкостью или когда нагрузки достаточно высокие и создают высокие напряжения в пределах значительного объема грунта, *инженерные* формулы, приведенные в настоящем разделе, становятся некорректными и поэтому должны быть заменены численными расчетами. В таких случаях рекомендуется использовать МКЭ или метод конечных разностей, в рамках которых имеется возможность учитывать сложную геометрию фундамента и комбинированное нагружение, а также нелинейность и неоднородность грунтового разреза. При циклическом характере нагрузок необходимо выполнить оценку эффекта разуплотнения грунта (возможное снижение значений упругих модулей).

А.7.5.2.3 Первичная консолидация

В силу конечной протяженности фундамента вертикальное напряжение, вызываемое опирающимся на дно сооружением, должно уменьшаться с глубиной. Оценка снижения уровня напряжений может выполняться с помощью решений теории упругости (некоторые примеры приведены в [*98*]). Соответствующий метод аппроксимации особенно полезен, когда осадки основания обусловлены тонкими приповерхностными слоями.

Скорость развития осадок зависит от интенсивности дренирования и характеристик уплотнения грунта. Методы решения задачи консолидации грунта в одномерной постановке представлены во многих учебниках по механике грунтов, однако во многих случаях одномерная аппроксимация оказывается нереалистичной для описания фильтрационных потоков и *результирующих полей* деформаций. Решения для определения осадки в результате консолидации грунта вокруг заглубленных круглых фундаментов в трехмерной постановке для упругого случая приведены, например, в [*101*] и [*102*]. Если требуется точный прогноз развития осадки основания во времени, необходимо выполнение двухмерных или трехмерных расчетов в рамках связного моделирования на основе полевых данных высокого качества.

А.7.5.2.4 Вторичная консолидация (с учетом ползучести)

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.5.2.5 Неравномерные осадки при действии внецентренной нагрузки

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.5.3 Перемещение под действием динамических и циклических нагрузок

А.7.5.3.1 Отклик фундамента на приложенную нагрузку

Во многих случаях нагрузки на фундамент могут считаться квазистатическими, а грунтовое основание может рассматриваться как упругое полупространство, с учетом ограничений, описанных в 7.5. Соответственно, жесткостные характеристики грунта могут вычисляться аналогично тому, как это делается в случае статических нагрузок.

Необходимо иметь в виду, что решения, найденные для модели полупространства, могут демонстрировать значительные погрешности в случаях, когда геологический разрез площадки существенно неоднороден. Кроме того, принимая во внимание широкий диапазон значений природных воздействий, необходимо учитывать проявляемое грунтом существенно нелинейное поведение. В таких случаях требуется проведение численных расчетов или, по крайней мере, обоснованная оценка диапазона значений жесткостных характеристик грунтов основания.

В некоторых случаях рассмотрение основания в виде упругого полупространства заведомо является неправомерным, как, например, в ситуации, когда необходимо промоделировать процесс диссипации энергии в грунте. В этих случаях в проектной документации требуется специальное обоснование применяемых моделей и характеристик грунта.

Особым расчетным случаем оценки воздействия окружающей среды является отклик морских фундаментов на циклическое нагружение от волнения. Различные подходы к оценке компонент перемещения в указанной ситуации обсуждаются в [*86*] и [*103*].

А.7.5.3.2 Осадка после завершения воздействия

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.5.4 Другие факторы, обусловливающие осадку фундамента

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.6 Другие аспекты проектирования

А.7.6.1 Устойчивость при гидродинамических воздействиях

Дополнительные указания отсутствуют.

А.7.6.2 Строительство, извлечение и демонтаж

А.7.6.2.1 Общие положения

Фундаменты мелкого заложения часто устанавливают на дне с помощью крановых (подъемно-строительных) судов. Вертикальные колебания, параметры которого зависят от характеристик судна и от динамики поверхности моря, приводят к тому, что в момент времени, когда фундамент касается дна, имеет место ударное воздействие на конструкции фундамента. Интенсивность допускаемых ударных нагрузок обычно контролируется путем соблюдения критериев, ограничивающих по погодным условиям осуществление морских операций, которые подлежат тщательному планированию, а также с помощью надежного контроля за ходом операций монтажа. Тем не менее все еще нередки инциденты, когда при установке небольших сооружений происходит повреждение/разрушение фундамента сооружения, в основном, когда основание сложено слабыми грунтами. Для минимизации вероятности инцидентов такого рода, следует соблюдать следующие базовые рекомендации:

- если монтаж выполняется в контролируемых условиях с использованием компенсатора вертикальной качки и при низкой скорости опускания конструкции на морское дно (менее 0,2 м/с), дополнительных мероприятий по обеспечению безопасности не требуется;
- если монтаж выполняется без контроля скорости опускания конструкций (компенсация вертикальной качки отсутствует), глубина внедрения фундаментных конструкций в донное основание может превысить критические значения перемещений. В таких ситуациях необходимо выполнение дополнительных расчетов по оценке последствий избыточного внедрения фундаментных конструкций в грунтовое основание.

Применение недостаточно мощных крановых судов также может приводить к разрушению фундамента: если скорость вертикальных колебаний судна превышает скорость отбора/стравливания подъемных тросов краном, то могут иметь место ситуации с недопустимо высокой скоростью соударения фундаментных конструкций с морским дном или множественными повторными соударениями. В результате, фундамент может быть поднят со дна после первого касания, порождая тем самым разрушение грунта в результате отрыва конструкций от дна (потеря несущей способности грунтового основания по схеме отрыва). Состояние грунта под фундаментом после таких воздействий близко к грунту с нарушенной структурой, а значения коэффициентов надежности по нагрузке и по грунту могут оказаться слишком малыми, чтобы предотвратить разрушение фундамента в ходе заключительной посадки на грунт.

Если существует возможность реализации значительных вертикальных колебаний или соударения значительной интенсивности при касании дна, необходимо применять более высокие коэффициенты надежности по материалу по сравнению с рекомендуемыми в 7.3. Фундаменты мелкого заложения, например такие, которые используются как временные опоры или как элементы фундаментов подводных сооружений, часто конструируются для условий ограниченного воздействия окружающей среды. Поскольку основная нагрузка в данном случае является постоянной и порождается весом, то по указанным выше причинам при соответствующих расчетах следует использовать более высокое значение коэффициента надежности по грунту, чем рекомендуется в 7.3.

А.7.6.2.2 Сопротивление вдавливанию юбки

Юбочная конструкция способна оказывать значительное сопротивление вдавливанию в грунтовое основание. Соответствующее сопротивление Q_r может быть определено как функция от глубины внедрения, используя следующее соотношение:

$$Q_r = Q_f + Q_p = f A_s + q A_p, \quad (A.37)$$

где Q_f — составляющая несущей способности по боковым поверхностям ребер юбки (сопротивление юбки вдавливанию, порождаемое трением грунта);

Q_p — составляющая несущей способности по торцам ребер юбки (сопротивление юбки вдавливанию, порождаемое давлением под торцами ребер юбки);

f — удельное трение на боковых поверхностях ребристых конструкций юбки при их установке;

A_s — площадь боковой поверхности юбки при заданной глубине внедрения в грунт (включая внутреннюю и наружную поверхности ребер юбки);

q — удельное сопротивление на торцах ребер юбки при вдавливании;

A_p — поперечная площадь сечения *ребристой конструкции* юбки.

Значения несущей способности по торцам ребер можно оценить по соответствующим формулам несущей способности или, в другом варианте, с помощью использования значений сопротивления q_c по результатам статического зондирования с поправкой на форму зонда. Можно ожидать, что второй подход не удастся применить в случае бетонных юбок большой ширины. Сопротивление грунта по боковой поверхности внедряемого элемента может быть определена на основе лабораторных испытаний или по другим доступным данным. В большинстве случаев требуется обеспечение задавливания юбки на полную глубину. Это требование следует учитывать при выборе характеристик прочности грунта (в частности, значений q_c в CPT-тестах) для выполнения расчетов, поскольку использование низких значений прочности грунта в данном случае приводит к неконсервативным оценкам.

Общие методические указания по оценке внедрения юбки на основе данных статического зондирования приведены в [*91*] для грунтов Северного моря и в [*97*] для мягких глубоководных глин Западной Африки. При наличии в основании нестандартных грунтов выбор корректных значений прочностных характеристик грунта основания требует специального обоснования.

В общем случае вода будет задерживаться в межреберном пространстве юбки. Скорость задавливания юбки должна быть выбрана такой, чтобы процесс отжатия воды мог осуществляться без ее нагнетания в межреберное пространство и без повреждения грунтового основания. В некоторых случаях создание разряжения (создание отрицательного избыточного порового давления по отношению к окружающему гидростатическому давлению, или присоса) может использоваться для увеличения задавливающей силы; однако при этом необходимо выполнить соответствующие расчеты для подтверждения, что это не приведет к деградации свойств грунта основания.

При оценке процесса задавливания юбки необходим тщательный анализ геологических условий площадки. Неровность поверхности дна моря, горизонтальная изменчивость характеристик прочности грунта, наличие валунов и т. п. может привести к неравномерному внедрению и/или повреждениям конструкций юбки. В некоторых ситуациях может потребоваться проведение мероприятий по улучшению грунтов в основании, таких как, например, выравнивание площадки с помощью дноуглубительных работ или замены слабых грунтов.

При планировании работ по демонтажу или ремонту фундамента мелкого заложения с юбкой необходимо принимать во внимание, что в процессе работ на подошве фундамента и на торцах ребер юбки будут развиваться силы присоса. Эти силы могут быть значительными, но обычно могут быть преодолены за счет длительного приложения подъемных сил или нагнетания воды в отсеки юбки для ослабления эффекта присоса.

При планировании работ по демонтажу следует учитывать, что эффекты, сопровождающие процесс установки фундамента, могут приводить к более высоким значениям несущей способности грунта при извлечении конструкций, чем при их монтаже.

А.8 Проектирование свайных фундаментов

А.8.1 Несущая способность сваи при вертикальной сжимающей нагрузке

А.8.1.1 Общие положения

Указания отсутствуют.

А.8.1.2 Осевая несущая способность сваи

В стандартном расчете на основе статической несущей способности расчетная нагрузка на сваю (расчетное сочетание постоянных и переменных нагрузок, а также нагрузок от воздействия окружающей среды) сопоставляется с расчетным значением несущей способностью сваи. Значения коэффициентов надежности по нагрузкам определены в [*104*]. Несущая способность сваи определяется как сумма несущей способности по боковой поверхности и по торцевой поверхности (см. 8.1 и 8.2). Данный подход обеспечивает достаточный запас несущей способности сваи по отношению к расчетным нагрузкам, чтобы учесть природную изменчивость величин нагрузок и несущей способности сваи.

Не всегда корректным решением при получении нормативного значения осевой несущей способности сваи является добавление нормативного значения несущей способности по торцевой поверхности к нормативному значению несущей способности по боковой поверхности. Этот вопрос рассматривается, например, в [*105*]—[*107*]. Для частного случая сваи с уширенной пятой этот аспект обсуждается в [*107*].

А.8.1.3 Несущая способность сваи по боковой поверхности и по торцевой поверхности для связных грунтов

А.8.1.3.1 Общие положения

При оценке несущей способности свай в глинистых грунтах необходимо тщательное обоснование выбираемых расчетных значений параметров, а также интерпретации вычисленных несущих способностей. Некоторые из аспектов, которые должны быть рассмотрены при проектировании, подробно описаны в А.8.1.3.2.

А.8.1.3.2 Вертикальная несущая способность сваи в глине

А.8.1.3.2.1 База данных по испытаниям свай в глине

В ряде проведенных исследований ([*108*]—[*113*]) представлен сопоставительный анализ значений вертикальной несущей способности свай, полученных в соответствующих полевых исследованиях и вычисленных в рамках традиционных процедур расчета морских свай. Такие данные могут быть весьма полезными при обосновании тех или иных оценок, получаемых в проектных расчетах. Известно, что имеет место значительный разброс данных, характеризующих зависимости измеренных значений несущей способности по отношению к прогнозируемым. При использовании таких результатов при проектировании необходимо учитывать различные ограничения, в которых указанное сопоставление остается справедливым. К наиболее существенным относятся следующие ограничения:

- существует значительная неопределенность определения как прогнозируемых, так и измеренных значений несущей способности. Например, определение прогнозируемых значений несущей способности очень чувствительно к используемому профилю по вертикали недренированной прочности грунта на сдвиг, который сам по себе подвержен значительной неопределенности. Измеренные значения несущей способности также являются объектом интерпретации, как и возможные погрешности измерений;

- условия проведения нагрузочных испытаний свай в общем случае значительно отличаются и от условий, которым приписываются расчетные воздействия, и от реальных полевых условий. Одним из очевидных ограничений является ограниченное количество испытаний глубоких свай большого диаметра с высокой несущей способностью. В целом в испытаниях свай достигаются значения несущей способности, которые составляют 10 % или меньше от несущей способности реальной сваи. Другой ограничительный фактор состоит в том, что скорость изменения нагрузки и история нагружения при циклических воздействиях во многих случаях недостаточно корректно воспроизводятся в испытаниях (см. А.8.3.2). Из практических соображений испытания свай часто проводят

раньше, чем свая будет полностью оснащена измерительным оборудованием (см. А.8.1.3.2.5). Кроме того, условия на торцах испытываемых свай (закрытый или открытый торец) могут отличаться от условий, имеющих место для морских свай;

- в большинстве исследований делается попытка исключить испытания, относительно которых можно ожидать, что имеет место влияние паразитных факторов, таких как несовершенства на наружной поверхности сваи (сварные валики, защитные накладки и т. п.), эффекты монтажа (гидромониторная промывка, разбуривание грунтовых пробок и т. п.), а также напор подземных вод. Тем не менее невозможно исключить внешние факторы во всех случаях.

База данных включает ряд испытаний, которые были специально рассчитаны для морских условий, а также ряд опубликованных данных об испытаниях, которые по удачному стечению обстоятельств тоже могут быть отнесены к морским условиям (соответствующий тип сваи, метод строительства, грунтовые условия и т. п.). Первые из указанных обычно имеют более высокое качество и выполняются в более крупном масштабе, поэтому они имеют очень важное значение для процедуры калибровки расчетных методов. Испытания, наиболее близкие к морским условиям, выполнялись в США и в Европе. Поскольку региональные геологические особенности, а также практический опыт эксплуатации имеют чрезвычайно важное значение при проектировании фундаментов, применение этих результатов в других региона мира должно быть надежно обосновано. Кроме того, при проектировании свайного фундамента необходимо учитывать, что результаты важных испытаний в алевритистой глине с низким значением числа пластичности, таких как на площадке Пентре (Pentre) [*114*], указывают на завышение несущей способности по боковой поверхности, определенной по формулам (21)—(23). Причина такого завышения не вполне понятна и является предметом изучения. При проектировании свай в грунтах указанного типа оценки несущей способности требуют специального обоснования.

Дополнительные аспекты в отношении буронабивных свай обсуждаются в [*115*], [*116*].

А.8.1.3.2.2 Альтернативные методы определения несущей способности свай

Существуют альтернативные методы определения несущей способности свай в глинах, которые могут использоваться на практике. Они основаны на соответствующих инженерных принципах и обоснованы отраслевым опытом. Один из таких методов описан ниже.

Для свай, забиваемых в глине, принимаемое для глубины z значение расчетного сопротивления грунта на боковой поверхностности сваи $f(z)$ не должно превышать сопротивление недренированному сдвигу глины s_u, которое определено в НН-испытаниях при трехосном сжатии и испытаниях мини-крыльчаткой на сдвиг, или следующие предельные значения:

a) для высокопластичных недоуплотненных и нормально уплотненных глин $f(z)$ может быть принято равным s_u. Для переуплотненных глин $f(z)$ не должно превышать 48 кПа (1 тыс. фунт/фут^2) или эквивалентного значение s_u, соответствующего нормально уплотненному состоянию, в зависимости от того, что больше;

b) для других типов глин:

$$f(z) = s_u \text{ для } s_u < 24 \text{ кПа (0,5 тыс. фунт/фут}^2\text{)}, \quad \text{(A.38)}$$

$$f(z) = s_u/2 \text{ для } s_u > 72 \text{ кПа (1,5 тыс. фунт/фут}^2\text{)}, \quad \text{(A.39)}$$

$f(z)$ находится линейной интерполяцией для значений s_u в интервале между вышеуказанными значениями.

Информация по другим методам приведена в [*109*], [*110*], [*112*] и [*117*].

Было показано ([*113*]), что в целом указанные методы описывают результаты испытаний свай, представленные (однако, в ограниченном объеме) в доступных базах с приемлемой точностью. Однако для некоторых специальных ситуаций значения несущей способности свай, вычисленные различными методами, могут существенно различаться. В таких случаях определение несущей способности свай должно основываться на более детальной инженерной оценке, в которой учитывается информация по грунту по конкретной площадке, имеющиеся данные по испытаниям свай, а также опыт устройства свай в аналогичных грунтах.

А.8.1.3.2.3 Определение профилей расчетной прочности и вертикального давления «в массиве»

Несущая способность сваи (при вертикальной нагрузке) в глине, определяемая в рамках вышеуказанных методов, непосредственно зависит от профилей сопротивления недренированному сдвигу и вертикального давления от вышележащих слоев грунта, которые принимаются для расчетов. Большое разнообразие методов отбора проб и объективно широкий разброс данных по характеристикам прочности, получаемых в лабораторных испытаниях различных типов, усложняет задачу соответствующего выбора. В *ГОСТ Р 59996* содержится дополнительная информация по методам пробоотбора и лабораторных испытаний, а также о точности морских исследований грунтов.

Для определения вертикального профиля прочности грунта в разрезе рекомендуются НН-испытания при трехосном статическом сжатии на образцах высокого качества, предпочтительно отобранных с помощью задавливаемого тонкостенного пробоотборника диаметром 75 мм (3 дюйма) или больше, что обусловлено критериями согласованности и воспроизводимости. При этом при выборе значений сопротивления сдвигу для расчетов следует учитывать особенности методов отбора проб и проведения испытаний, используемых для установления корреляций между значениями сопротивления сдвигу и имеющимися данными по испытанию свай. Натурные данные по работе свай являются еще одним аспектом, который может играть важную роль в оценке корректности интерпретации данных по сопротивлению сдвигу.

Испытания на сдвиг мини-крыльчаткой на образцах, полученных с помощью задавливаемых пробоотборников, обычно хорошо коррелируют с результатами НН-испытаний при трехосном сжатии и представляются особенно полезными для слабых глин. Полевые испытания скважинной крыльчаткой или методами статического зондирования (с коническим, шаровым или Т-образным наконечниками) могут быть использованы для оценки эффектов неустойчивости в образцах газонасыщенных или структурированных грунтов. Методы статического зондирования позволяют определять непрерывный профиль расчетных значений прочностных характеристик грунта. Методы типа SHANSEP (подход, позволяющий оценивать историю приложенных напряжений и нормализованные геотехнические параметры грунтов; см. [*118*] и [*119*]) способны обеспечить более согласованную интерпретацию стандартных лабораторных испытаний, а также предоставить дополнительную информацию для более корректного определения вертикального давления в нормально уплотненных и недоуплотненных глинах.

А.8.1.3.2.4 Влияние длины сваи

Длинные сваи, забиваемые в глинистых грунтах, как правило, обладают достаточно высокой гибкостью, поэтому их несущая способность может оказаться сниженной вследствие следующих факторов:

- прогрессирующее разрушение грунта в результате снижения прочности (явление деформационного разуплотнения) с продолжающимся деформированием или сдвиговым смещением грунта на определенном горизонте в процессе установки сваи;
- горизонтальное смещение грунта относительно сваи вследствие бокового «выпячивания» сваи в процессе забивки.

Степень деградации несущей способности сваи, обусловленной указанными эффектами, зависит от многих факторов, на которые влияют условия строительства и характеристики грунта. Методы оценки степени снижения несущей способности длинных свай описаны в [*105*]—[*107*], [*109*]—[*111*].

А.8.1.3.2.5 Изменения несущей способности по оси в глине со временем

Существующие методы вычисления несущей способности свай в глинах основаны на практическом опыте, дополненном результатами испытаний свай на вертикальную нагрузку. В этих испытаниях лишь небольшое количество свай было оборудовано контрольно-измерительными средствами, при этом в большинстве случаев влияние временны́х эффектов после окончания забивки сваи на формирование сопротивления сдвигу на границе «свая — грунт» если и учитывались, то в ограниченном объеме. Значения несущей способности забиваемых в глину свай, вычисляемые согласно требованиям 8.1.2—8.1.3, соответствуют долговременному значению статической несущей способности сваи в недренированных условиях, когда она нагружается вертикальной нагрузкой до момента разрушения грунта основания после завершения процесса рассеяния избыточного порового давления воды, вызванного процессом строительства. Сразу после забивки несущая способность сваи в связных грунтах может быть значительно ниже, чем предельная статическая несущая способность. Измерения в полевых условиях показали, что период времени, необходимый для достижения сваей, забитой в связных грунтах, своей предельной несущей способности, может быть достаточно длительным и составлять от двух до трех лет [*114*], [*120*], [*121*]. Однако необходимо отметить, что скорость набора прочности имеет максимальное значение сразу после забивки сваи и снижается по мере рассеяния избыточного давления. Поэтому значительное увеличение несущей способности сваи может произойти за довольно короткое время.

В ходе забивки свай в нормально уплотненных и слабо переуплотненных глинах грунт, окружающий сваю, оказывается в сильно нарушенном состоянии, а поле напряжений существенно измененным, в результате чего может формироваться значительное по величине избыточное поровое давление. После забивки сваи избыточное поровое давление начинает рассеиваться, в результате чего окружающий грунтовый массив начинает уплотняться, и со временем несущая способность сваи увеличивается. Этот процесс иногда называется «засасыванием». Скорость рассеивания избыточного порового давления является функцией коэффициента радиальной (горизонтальной) консолидации, радиуса сваи, характеристик грунтовой пробки (свая с открытым концом или с закрытым концом), а также слоистости основания.

Если приложение расчетных нагрузок на поддерживающие сооружение забивные сваи предполагается вскоре после установки, то характеристики консолидации необходимо учитывать в проектных расчетах. В такой ситуации несущая способность свай сразу после забивки и предполагаемое увеличение несущей способности со временем являются важными проектными показателями, которые могут оказывать существенное влияние на безопасность системы «основание — фундамент» на ранней стадии процесса консолидации.

В ряде исследований были предложены аналитические модели формирования порового давления и последующего процесса его рассеивания для забивки свай в нормально уплотненных глинах и глинах слабой степени переуплотнения [*122*], [*123*]. Поскольку забивка свай порождает формирование избыточного порового давления, то рассеивание избыточного порового давления после установки сопровождается увеличением сопротивления сдвигу окружающего массива грунта и, следовательно, увеличением несущей способности сваи. После рассеивания избыточного порового давления несущая способность сваи достигает предельного значения долговременной несущей способности, хотя некоторый дополнительный рост прочности может иметь место за счет вторичных процессов. В некоторых переуплотненных глинах несущая способность сваи может уменьшаться по мере рассеивания порового давления, если скорость изменения полного радиального напряжения снижается быстрее скорости изменения порового давления. Аналитические модели учитывают степень закупоривания конца сваи путем использования различных предположений относительно механизма формирования грунтовой пробки, при этом условия на

конце сваи при ее внедрении варьируются от случая полностью открытого до полностью закрытого конца. Входные данные, необходимые для соответствующего расчета, включают характеристики грунта (сжимаемость, история формирования напряжений, прочностные характеристики и т. п.) и начальные условия на площадке.

В [*120*] описано поведение свай, подвергающихся значительным осевым нагрузкам, в высокопластичных нормально уплотненных глинах. Исследование включало большое количество модельных испытаний свай, а также нескольких полномасштабных испытаний свай. На основе полученных в исследовании данных по рассеиванию порового давления и данных по нагружению свай в различные моменты времени после забивки свай были получены корреляционные зависимости между степенью уплотнения, степенью закупоривания и характеристиками передачи сдвиговых усилий боковой поверхностью сваи. Проведенный анализ результатов зависит от сопротивления сдвигу окружающего массива грунта. Применимость описанного метода в настоящее время ограничена случаем высокопластичных, нормально уплотненных глин (тип глин, присутствующих в Мексиканском заливе), поскольку данные для проверки достоверности метода были опубликованы только для этих грунтов.

В [*121*], где исследовалось поведение свай в сильно переуплотненной валунной глине, продемонстрирован эффект кратковременного снижения несущей способности, связанный с перераспределением порового давления и снижением радиальных эффективных напряжений на ранних стадиях процесса выравнивания давления. Несущая способность, наблюдаемая после установки сваи, никогда не восстанавливалась полностью. Результаты испытаний стальных свай с закрытым концом в сильно переуплотненных лондонских глинах (London clay) показывают, что значительных изменений несущей способности свай во времени не наблюдается [*124*]. Этот результат противоположен результатам испытаний стальных свай с закрытым концом диаметром 0,273 м (10,75 дюйма) в переуплотненных бомонтских глинах (Beaumont clay), где было обнаружено значительное и быстрое проявление эффекта «засасывания» (за 4 дня) [*125*].

Описанные результаты по явлению «засасывания» не рекомендуется использовать при проектировании без проведения дополнительных расчетов. Особенно это касается грунтов с различной степенью пластичности и находящихся в различной стадии уплотнения (в первую очередь для переуплотненных глин), а также свай с отношением *D*/*WT* (наружный диаметр сваи/толщина стенок сваи), превышающим 40.

А.8.1.4 Несущая способность сваи по боковой поверхности и по торцевой поверхности в несвязных грунтах

А.8.1.4.1 Общие положения

Оценка осевой несущей способности свай в несвязных грунтах должна выполняться при соответствующем обосновании применяемого метода и значений соответствующих параметров. Некоторые аспекты, требующие при проектировании специального рассмотрения с привлечением специалистов-геотехников, описаны в А.8.1.4.2.

В А.8.1.4.2 обсуждаются четыре метода оценки для осевой несущей способности свай на основе испытаний CPT, учитывающие фактор длины свай и явления фрикционной усталости на их боковой поверхности. Некоторые из этих методов, частично представленные в [*126*]—[*129*] применительно к использованию в море, еще детально не сопоставлялись со стандартными морскими проектами свайных фундаментов. Поэтому при выборе наиболее подходящего метода для учитываемых в проекте расчетных ситуаций требуется специально обоснование. Дополнительного рассмотрения требуют ситуации, когда глинистый слой располагается на уровне или поблизости от наконечника сваи.

Предполагается, что используются стальные сваи с открытым концом с постоянным по длине наружным диаметром. Установка осуществляется путем забивки на значительную глубину в однородный кремнистый песок. В целом такие сваи забиваются по схеме с открытым концом (т. е. они врезаются в основание своей стенкой). Однако, когда они нагружаются статической сжимающей нагрузкой, то обычно имеет место мобилизация внутреннего трения значительной интенсивности, что приводит к ситуации, когда свая работает по схеме с закрытым концом (т. е. грунтовая пробка не перемещается как единое целое вдоль стенки сваи при сжимающей нагрузке на сваю).

Термин *«песок»* используется в настоящем подпункте для всех несвязных кремнистых грунтов. Отдельные исключения рассматриваются в А.6.4 (карбонатные пески), а также в А.8.1.4.2.7 (гравий).

Значения коэффициентов надежности по несущей способности, которые должны использоваться при расчетах по методам, обсуждаемым в А.8.1.4.2, в А.8.1.4 не приводятся. При выполнении проектных расчетов для каждой расчетной ситуации необходимо обосновать возможность применения коэффициентов надежности, указанных в [*4*], или необходимость применения других значений.

Для повышения надежности расчетов несущей способности следует использовать натурные данные по забивке свай (данные инструментальных измерений). Дополнительные указания по данному вопросу приведены в разделе 9 и А.9.

А.8.1.4.2 Методы оценки несущей способности свай на основе CPT

А.8.1.4.2.1 Общие положения

В 8.1.4 представлен простой метод оценки несущей способности свай в несвязных грунтах, который является модификацией методов, рекомендованных прежде. Данные испытаний по нагружению свай в несвязных грунтах показывают, что разброс оценок несущей способности на основе простого метода, описанного в 8.1.4, может оказаться более значительным, чем для свай в глинистых грунтах [*130*], [*131*]. Эти данные также показывают, что метод, описанный в 8.1.4, является консервативным для случая коротких морских свай (длиной менее 45 м, или 150 футов), нагруженных сжимающей нагрузкой, в плотных и очень плотных песках и может оказаться неконсервативным во всех других ситуациях. Поэтому при проектировании фундамента в ситуациях, когда можно ожидать

неконсервативные результаты, или в ситуациях с необычным грунтовым разрезом, необходимо компенсировать присутствующие неопределенности путем выбора консервативных значений проектных параметров и/или более высоких значений коэффициентов надежности по материалу или несущей способности. Такой подход в первую очередь необходим, когда в мобилизации максимального сопротивления грунта имеет место перераспределение напряжений в грунтовом массиве, что может приводить к скачкообразному (по хрупкому типу) разрушению — как например, для случая с короткими сваями при выдергивающей нагрузке. В расчетный подход были внесены изменения с целью исключения потенциального получения неконсервативных результатов.

В А.8.1.4.2.1—А.8.1.4.2.5 представлены современные и более надежные методы оценки несущей способности свай на основе данных статического CPT-зондирования. Все эти методы основаны на использовании прямых корреляционных зависимостей между значениями удельного трения на боковой поверхности свай и несущей способности свай по торцу со значениями сопротивления внедрению в грунт конусообразного зонда.

Вклады трения на боковой поверхности и лобового сопротивления грунта под торцом в итоговую несущую способность сваи считаются независимыми друг от друга. Поэтому во всех методах репрезентативные значения осевой несущей способности сваи при сжатии ($Q_{r,c}$) и при растяжении ($Q_{r,t}$), для случая сваи со сформированной грунтовой пробкой определяются по формулам:

$$Q_{r,c} = Q_{f,c} + Q_p = \pi D \int f_c(z)dz + q \cdot A_{pile}, \quad (A.40)$$

$$Q_{r,t} = Q_{f,t} = \pi D \int f_t(z)dz, \quad (A.41)$$

где $Q_{r,c}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи при сжатии (в единицах силы);

$Q_{r,t}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи при растяжении (в единицах силы);

$Q_{f,c}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи по боковой поверхности при сжатии (в единицах силы);

$Q_{f,t}$ — репрезентативное значение несущей способности сваи по боковой поверхности при растяжении (в единицах силы);

Q_p — репрезентативное значение несущей способности сваи по торцевой поверхности (в единицах силы);

$f_c(z)$ — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхностности сваи на глубине z при сжатии (удельное поверхностное трение при сжимающей нагрузке), которое является функцией глубины, формы сечения сваи и геологического разреза (в единицах напряжения);

$f_t(z)$ — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхностности сваи на глубине z при растяжении (удельное поверхностное трение при выдергивающей нагрузке), которое является функцией глубины, формы сечения сваи и геологического разреза (в единицах напряжения);

z — расстояние, отсчитываемое вниз от исходного уровня поверхности морского дна (м);

q — расчетное сопротивление грунта под торцом сваи (в единицах напряжения);

D — наружный диаметр сваи (м);

A_{pile} — общая площадь торца сваи (площадь брутто сваи), $A_{pile} = \pi D^2/4$ (м^2).

Поскольку компонента *несущей способности за счет* трения, Q_f, рассчитывается путем численного интегрирования (суммирования) по длине сваи, то итоговые результаты чувствительны к используемому шагу (приращению) глубины, в частности, для методов на основе CPT-зондирования. Рекомендуется, чтобы приращение глубины для методов на основе CPT-зондирования составляло величину порядка 1/100 от длины сваи (или менее). В любом случае приращение глубины не должно превышать 0,2 м (0,5 футов).

Четыре рекомендуемых настоящим стандартом метода *оценки несущей способности свай* на основе данных CPT-зондирования включают в себя:

- метод 1 — упрощенный метод ICP-05 (описан ниже);
- метод 2 — метод «Offshore UWA-05» ([*132*], [*133*]);
- метод 3 — метод «Fugro-05» ([*132*], [*134*]) и
- метод 4 — метод «NGI-05» ([*132*], [*135*]).

Метод 1 представляет собой упрощенную версию расчетного метода, рекомендованного в [*136*], а метод 2 является упрощенной версией метода UWA-05, применяемого для морских свай круглого сечения. Методы 2, 3 и 4 обобщены в [*132*]. Не допускается брать компоненты несущей способности по боковой поверхности и по торцевой поверхности из разных методов. Ниже сначала дается общее описание методов 1, 2 и 3, после чего приводится по отдельности подробная информация по каждому методу.

Формулы для определения удельного поверхностного трения для свай круглого сечения с открытым концом для методов 1, 2 и 3 могут считаться специальными вариантами общей формулы:

$$f(z) = uq_c(z)\left[\frac{\sigma'_{v0}(z)}{p_a}\right]^a A_r^b \left[\max\left(\frac{L-z}{D}, v\right)\right]^{-c} (\tan\delta_{cv})^d \left[\min\left(\frac{L-z}{D}\cdot\frac{1}{v}, 1\right)\right]^e, \quad (A.42)$$

где в дополнение к предыдущим определениям:

$f(z)$ — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхностности сваи на глубине z (удельное поверхностное трение), которое является функцией глубины, формы сечения сваи и геологического разреза (в единицах напряжения);

$q_c(z)$ — сопротивление грунта, полученное с помощью CPT-зондирования на глубине внедрения z (в единицах напряжения);

$\sigma'_{v0}(z)$ — эффективное вертикальное напряжение в грунте на глубине z (в единицах напряжения);

p_a — атмосферное давление (допускается использовать значение p_a = 100 кПа);

A_r — коэффициент водоизмещения сваи, $A_r = A_w/A_{pile} = 1 - (D_i/D)^2$, где A_w — площадь нетто стальной сваи, $A_w = (\pi/4)\cdot(D^2 - D_i^2)$ (м^2), D_i — внутренний диаметр сваи, $D_i = D - 2\,WT$ (м), WT —толщина стенок сваи (м);

L — заглубленная длина сваи ниже первоначального дна моря (м);

δ_{cv} — угол внутреннего трения на поверхности раздела между грунтом и стенкой сваи (получаемый в испытаниях с постоянным объемом).

Рекомендованные значения для параметров, *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *u* и *v*, для случаев сжимающей и растягивающей нагрузки приведены в таблице А.3.

Дополнительные рекомендации по вычислению удельного трения и сопротивления грунта под торцом сваи для всех четырех методов на основе CPT-зондирования представлены в А.8.1.4.2.7.

Таблица А.3 — Значения параметров удельного трения на боковой поверхности для забивных стальных свай с открытым концом для методов 1, 2 и 3

Метод	Параметр						
	a	*b*	*c*	*d*	*e*	*u*	*v*
Метод 1:							
сжатие	0,1	0,2	0,4	1	0	0,023	$4\sqrt{A_r}$
растяжение	0,1	0,2	0,4	1	0	0,016	$4\sqrt{A_r}$
Метод 2:							
сжатие	0	0,3	0,5	1	0	0,030	2
растяжение	0	0,3	0,5	1	0	0,022	2
Метод 3:							
сжатие	0,05	0,45	0,90	0	1	0,043	$2\sqrt{A_r}$
растяжение	0,15	0,42	0,85	0	0	0,025	$2\sqrt{A_r}$

А.8.1.4.2.2 Метод 1

Для определения несущей способности по боковой и торцевой поверхности могут быть использованы следующие рекомендации:

а) несущая способность по боковой поверхности (трение):

- в [*136*] представлен подробный обзор выполненных в Имперском колледже Лондона (Imperial College, London) исследований по критериям проектирования вертикально нагруженных свай в глине и песке для случаев с открытым и закрытым нижним концом. *Полные* формулы расчета удельного трения для случая песка включают влияние свойства дилатансии, которая, как установлено, выражается в росте значений удельного трения. Влияние дилатансии снижается при увеличении диаметра свай. Удельное поверхностное трение $f(z)$ для свай с открытым концом, вычисляемое для метода 1 по формуле (А.42) с использованием значений параметров из таблицы А.3, является консервативной оценкой по сравнению с расчетами по полному методу 1, поскольку в (А.42) дилатансия не учитывается и значения некоторых параметров консервативно округлены в большую/меньшую сторону;

- исходная «полная» расчетная формула из [*136*] может применяться при условии, что используются более высокие коэффициенты надежности по несущей способности, особенно для свай малого диаметра (D < 0,76 м, или 30 дюймов). Обсуждение особенностей проектирования свай в рамках подхода на основе критерия надежности с использованием «полного» метода 1 приведено в [*127*] и [*136*].

b) несущая способность свай по торцевой поверхности:

- значения удельной несущей способности грунта под пятой сваи, q, для свай круглого сечения с открытым концом соответствует рекомендациям [*136*], согласно которым удельная несущая способность по торцевой поверхности для случая сформированной грунтовой пробки определяется по формуле

$$q = q_{c,av,1,5D}\left[0,5 - 0,25\log_{10}\left(\frac{D}{D_{CPT}}\right)\right] \geq 0,15 q_{c,av,1,5D}, \quad (A.43)$$

где в дополнение к общим обозначениям, приведенным в А.8.1.4.2.1, используются следующие:

$q_{c,av,1,5D}$ — среднее значение $q_c(z)$ в слое грунта, заключенного в интервале от «нижний край сваи минус 1,5D» до «нижний край сваи плюс 1,5D»:

$$q_{c,av,1,5D} = \left[\int_{L-1,5D}^{L+1,5D} q_c(z)\,dz\right] / (3D); \quad (A.44)$$

D_{CPT} — диаметр зонда CPT; в соответствии с *ГОСТ Р 59996* D_{CPT} = 36 мм для стандартного конуса с площадью основания 1000 мм^2;

- в [*136*] указано, что несущая способность по торцевой поверхности определяется как для случая сформированной грунтовой пробки (т. е. берется сечение брутто), т. е. отпор грунта, q, действует по всему поперечному сечению сваи. Условием корректности такого предположения является выполнение двух следующих условий:

$$D_i < 2\,(D_r - 0,3), \quad (A.45)$$

$$D_i / D_{CPT} < 0,083\,\frac{q_c(z)}{p_a}, \quad (A.46)$$

где D_r — относительная плотность песка ($0 \leq D_r \leq 1,0$).

Примечание — Формула (А.45) заимствована из [*136*], где для метода 1 была получена оценка, что максимальный внутренний диаметр сваи, при котором еще формируется грунтовая пробка, равен 1,4 м. Однако накопленный опыт показывает, что в морских сваях с существенно большим внутренним диаметром также формируется грунтовая пробка;

- если какое-либо из двух вышеуказанных условий не выполняется, то свая будет работать как для случая с открытым концом, и тогда для вычисления несущей способности по торцевой поверхности следует использовать формулу (А.47):

$$Q_p = \pi\,(D - WT)\,WT\,q_{c,tip}, \quad (A.47)$$

где $q_{c,tip}$ — удельное сопротивление грунта под конусом на уровне торца сваи;

- если несущая способность сваи по торцевой поверхности, вычисленная по формуле (А.43) для схемы с закрытым концом, оказывается меньше значения, вычисленного по формуле (А.47), то при проектировании используется последнее.

А.8.1.4.2.3 Метод 2

Для определения несущей способности по боковой и торцевой поверхности могут быть использованы следующие рекомендации:

a) несущая способность по боковой поверхности (трение):

- в [*132*] представлен подробный обзор выполненных в Университете Западной Австралии (the University of Western Australia) исследований по критериям проектирования вертикально нагруженных свай в кремнистом песке для случаев с открытым и закрытым нижним концом.

Полный метод расчета ([*132*], [*133*]) удельного трения на боковой поверхности сваи кольцевого сечения включает компоненту, учитывающую благоприятный эффект дилатансии (аналогично методу 1), а также эмпирический член, учитывающий возможность возникновения не полностью сформированной грунтовой пробки в ходе забивки сваи;

- авторы работы [*133*] рекомендуют при расчетах морских свай не учитывать указанные благоприятные факторы (дилатансию и частичное закрытие конца сваи). В такой ситуации расчеты по методу 2 следует выполнять по формуле (А.42) и значениям параметров из таблицы А.3;

- исходная «полная» расчетная формула из [*132*] может применяться при условии, что используются более высокие коэффициенты надежности по несущей способности, особенно для свай малого диаметра (D < 0,76 м, или 30 дюймов). Обсуждение особенностей проектирования свай в рамках подхода на основе критерия надежности с использованием «полного» метода 2 приведено в [*132*];

b) несущая способность свай по торцевой поверхности:

- в [*132*] и [*133*] предложены расчетные формулы для определения репрезентативных значений удельной несущей способности свай круглого сечения с открытым концом для случая полностью сформированной грунто-

вой пробки. «Полный» метод расчета включает эмпирический член, отражающий благоприятный эффект частично формирующейся в ходе забивки свай пробки. Поскольку в [*130*] и [*133*] рекомендуется при расчетах морских свай не учитывать этот эффект, то в рамках метода 2 может быть рекомендована следующая расчетная формула, предполагающая использование схемы работы сваи с закрытым концом:

$$q = q_{c,av,1,5D}\,(0,15 + 0,45\,A_r), \qquad (A.48)$$

где в дополнение к общим обозначениям, приведенным в А.8.1.4.2.1, используются следующие:

$q_{c,av,1,5D}$ — среднее значение $q_c(z)$ в слое грунта, заключенного в интервале от значения «нижний край сваи минус 1,5*D*» до значения «нижний край сваи плюс 1,5*D*»:

$$q_{c,av,1,5D} = \left[\int_{L-1,5D}^{L+1,5D} q_z(z)\,dz\right]/(3D);$$

- поскольку в методе 2 предполагается, что ситуация с отсутствием или наличием не полностью сформированной грунтовой пробки при статическом нагружении является исключением для стандартных морских свай, то метод не позволяет выполнить расчеты для свай, работающих по схеме с открытым концом. Значение удельной несущей способности грунта, *q*, вычисляется по формуле (А.40), поэтому *отпор грунта* действует по всему поперечному сечению конца сваи. Использование величины $q_{c,av,1,5D}$ в формуле (А.48) не рекомендуется для песчаных оснований, где значения q_c, полученные с помощью CPT-зондирования, демонстрируют значительные вариации поблизости от наконечника сваи или когда внедрение сваи в несущий слой составляет менее пяти диаметров сваи. Для таких ситуаций в [*133*] приводятся указания по выбору соответствующего среднего значения q_c для использования вместо $q_{c,av,1,5D}$.

А.8.1.4.2.4 Метод 3

Для определения несущей способности по боковой и торцевой поверхности могут быть использованы следующие рекомендации:

a) несущая способность по боковой поверхности (трение):

- метод 3 является модификацией метода 1 ([*131*]). Формулы для расчета удельного трения в работах [*131*] и [*134*] были напечатаны с ошибками, поэтому не должны использоваться в проектных расчетах. Правильные формулы представлены в [*132*] и соответствуют формуле (А.42) и значениям параметров из таблицы А.3;

- аналогично «полному» методу 1 и «полному» методу 2, при использовании метода 3 также рекомендуется применять более высокие значения коэффициенты надежности по несущей способности. Обсуждение особенностей проектирования свай в рамках подхода на основе критерия надежности с использованием метода 3 приведено в [*137*];

b) несущая способность свай по торцевой поверхности:

- методическое обоснование репрезентативного значения удельной несущей способности свай по торцевой поверхности в рамках метода 3 представлено в [*131*] и, в обобщенной форме, в [*134*]. *Репрезентативное* значение удельной несущей способности для свай, для которых предполагается схема работы с закрытым концом, определяется по формуле

$$q = 8,5\,p_a\left(\frac{q_{c,av,1,5D}}{p_a}\right)^{0,5} A_r^{0,25}, \qquad (A.49)$$

где в дополнение к общим обозначениям, приведенным в А.8.1.4.2.1, используются следующие:

$q_{c,av,1,5D}$ — среднее значение $q_c(z)$ в слое грунта, заключенного в интервале от «нижний край сваи минус 1,5*D*» до «нижний край сваи плюс 1,5*D*»;

- и метод 2, и метод 3 не предлагают расчетных формул для несущей способности по торцевой поверхности для случая работы сваи по схеме с открытым концом, поскольку в типичном случае в морских сваях при статическом нагружении формируется полностью развитая грунтовая пробка [*137*]. Схему работы сваи с закрытым концом вследствие формирования грунтовой пробки рекомендуется использовать при выполнении хотя бы одного из следующих условий:

- совокупная толщина слоев песка в грунтовой пробке превышает 8 м,

- значение несущей способности сваи по торцевой поверхности, Q_p, ограничено следующей величиной:

$$Q_p \le Q_{f,i,clay} e^{L_s/D}, \qquad (A.50)$$

где $Q_{f,i,clay}$ — репрезентативное значение суммарной силы трения на внутренней поверхности сваи, которое порождают участки глины в пределах грунтовой пробки (в единицах силы);

L_s — длина пробки в пределах слоев песка (м);

- сила трения, порождаемая участками глины в пределах грунтовой пробки, $Q_{f,i,clay}$, может быть оценена с использованием подхода, аналогичного тому, который рекомендуется для оценки несущей способности по боковой поверхности для сваи, забиваемой в глинистое основание (см. 8.1.3);

- формула (А.50) справедлива для полностью дренированного состояния песка в грунтовой пробке сваи. Расчетные соотношения для случаев недренированной или частично дренированной песчаной пробки представлены в [*138*];

- для возможной в исключительных случаях работы сваи по схеме с открытым концом рекомендации по оценке несущей способности сваи по торцевой поверхности для случая полностью дренированных условий приведены в [*137*] и [*139*].

А.8.1.4.2.5 Метод 4

Для определения несущей способности по боковой и торцевой поверхности могут быть использованы следующие рекомендации:

a) несущая способность по боковой поверхности (трение):

- репрезентативные значения удельного поверхностного трения для случая вырывающей нагрузки, $f_t(z)$, и сжимающей нагрузки, $f_c(z)$, для забивных стальных свай круглого сечения с открытым концом, соответствующие методу 4 , указаны в [*135*]:

$$f_t(z) = (z/L)\, p_a\, F_{sig}\, F_{Dr} > 0{,}1\sigma'_{v0}\,(z), \tag{А.51}$$

$$f_c(z) = 1{,}3\,(z/L)\, p_a\, F_{sig}\, F_{Dr} > 0{,}1\,\sigma'_{v0}\,(z), \tag{А.52}$$

где в дополнение к общим обозначениям, приведенным в А.8.1.4.2.1, используются следующие:

$$F_{sig} = (\sigma'_{v0}\,(z)/p_a)^{0{,}25}, \tag{А.53}$$

$$F_{Dr} = 2{,}1\,(D_r - 0{,}1)^{1{,}7}, \tag{А.54}$$

$$D_r = 0{,}4 \cdot \ln\left(\frac{q_c(z)}{22 \cdot (\sigma'_{v0}(z) p_a)^{0{,}5}}\right) \geq 0{,}1; \tag{А.55}$$

- значения $D_r > 1$ допустимы и должны использоваться в расчетах;

- как и для «полных» вариантов методов 1, 2 и 3, при выполнении расчетов по методу 4 следует использовать более высокие значения коэффициентов надежности по несущей способности;

b) несущая способность свай по торцевой поверхности:

- для репрезентативного значения удельной несущей способности по торцевой поверхности для сваи с открытым концом, работающей по схеме с сформированной грунтовой пробкой в методе 4 рекомендуется следующая формула [*135*]:

$$q = \frac{0{,}7 q_{c,av,1,5D}}{1 + 3D_r^2}, \tag{А.56}$$

где $q_{c,av,1,5D}$ — среднее значение $q_c(z)$ в слое грунта, заключенного в интервале от «нижний край сваи минус 1,5D» до «нижний край сваи плюс 1,5D»;

D_r — относительная плотность песка, определяемая по формуле (А.55);

- значения $D_r > 1$ допустимы и должны использоваться в расчетах;

- сопротивление внедрению стальных свай кольцевого сечения с открытым концом в случае отсутствия грунтовой пробки (при этом учитывается сечение нетто сваи) следует определять с учетом удельной несущей способности по торцевой поверхности, $q_w(z)$, вычисляемой по формуле

$$q_w(z) = q_c(z), \tag{А.57}$$

и удельного трения, $f_p(z)$, между грунтовой пробкой и внутренней стенкой сваи, вычисляемой по формуле

$$f_p(z) = 3\, f_c(z); \tag{А.58}$$

- в проектных расчетах несущую способность свай по торцевой поверхности необходимо принимать как меньшее из величины q, соответствующей схеме с закрытым концом [формула (А.56)], и сопротивления внедрению по схеме с открытым концом, определяемого по формулам (А.57) и (А.58).

А.8.1.4.2.6 Оценка значений характеристик грунта

В рамках инженерных изысканий на площадке строительства должны быть получены все необходимые данные, описывающие пространственную изменчивость (в плане и по вертикали), границы и значения характеристик грунтов во всех слоях разреза.

Для любого расчетного метода на основе CPT-зондирования вычисляемые значения несущей способности свай в песке наиболее чувствительны к *результатам статического зондирования* (величине сопротивления грунта под конусом пенетрометра) q_c, а также, в несколько меньшей степени, к величинам $\mathrm{tg}\delta_{cv}$ и σ'_{v0}. Качество оценки

несущей способности свай зависит как от корректности модели, так и от точности принимаемых для расчетов значений параметров. Ниже приводятся рекомендации по выбору соответствующих значений параметров:

a) величина $q_c(z)$:

в CPT-испытаниях величина $q_c(z)$ должна измеряться с помощью оборудования и процедур, соответствующих положениям *ГОСТ Р 59996*. В частности, в *ГОСТ Р 59996* рекомендовано применение зондов с конусом с площадью поперечного сечения в основании в диапазоне 500—2000 мм^2 и скорость внедрения (20 ± 5) мм/с;

- следует отметить, что методы расчета на основе CPT-испытаний были верифицированы для значений нагрузок, q_c, до 100 МПа. Для случая песков при более высоких нагрузках приводимые далее методы могут быть использованы только при дополнительном обосновании;

- непрерывно измеряемый профиль значений $q_c(z)$ является предпочтительным по сравнению с интерполированным кусочно-измеренным профилем. Но в общем случае его не удается построить в морских условиях с помощью скважинной установки CPT для больших глубин внедрения. Это происходит из-за таких факторов, как ограниченность хода штанг/труб и/или достижение максимального сопротивления. Когда требуются непрерывные или близкие к непрерывным профили $q_c(z)$, можно применять схему испытаний с частично пересекающимися интервалами CPT-испытаний;

- в случае кусочных данных CPT-испытаний может использоваться «составной» профиль $q_c(z)$, когда профиль грунта подразделяется на слои, в каждом из которых величина $q_c(z)$ предполагается линейно меняющейся с глубиной. Составные профили требуют дополнительной аккуратности при интерпретации получаемых оценок, особенно, когда они содержат максимальные значения q_c в концевых точках хода CPT-зонда. В случае, когда максимум $q_c(z)$ наблюдается не в концевой точке хода зонда, для построения усредненного (сглаженного) профиля (и соответствующего стандартного отклонения) можно использовать метод скользящего среднего с последующей аппроксимацией полученных данных прямой линией. Если встречаются прослои более слабого материала (например, ил или глина), то при их моделировании необходимо применять консервативный подход;

- в случае, когда в составе геотехнических исследований выполнены несколько вертикальных CPT-профилей (например, по одному на каждую опору платформы типа «джекет»), рекомендуется выполнение расчетов свайных фундаментов в рамках по крайней мере двух подходов: несущая способность свай оценивается, во-первых, с помощью комбинированного усредненного профиля $q_c(z)$ и, во-вторых, для каждого отдельного профиля $q_c(z)$. Необходимо специальное обоснование выбора наиболее подходящего профиля $q_c(z)$ и результирующих значений продольной несущей способности свай;

b) величина $\sigma'_{v0}(z)$:

- обычно поровое давление воды в песках является гидростатическим, и в этом случае σ'_{v0} равно $\gamma' z$, где γ' — удельный вес грунта в воде. Морские пески обычно очень плотные, часто — алевритовые. В общем случае, для песков расчетные значения величины γ' необходимо определять на основе лабораторных измерений (с необходимой корректировкой для учета эффекта нарушенности образцов), которые должны быть совместимыми со значениями относительной плотности, D_r, определяемой по значениям $q_c(z)$, а также с максимальным и минимальным значениями удельного веса сухого грунта, определенными лабораторно;

c) параметр D_r:

- в общем случае рекомендуется использование зависимости между q_c и D_r, предложенной в [*140*] для песков типа Ticino-Toyura-Hokksund:

$$D_r = \frac{1}{2{,}96} \ln \left(\frac{q_c(z)/p_a}{24{,}94 \left(\frac{p'_m(z)}{p_a} \right)^{0{,}46}} \right), \qquad \text{(A.59)}$$

где $p'_m(z)$ — эффективное среднее напряжение в массиве на глубине z, $p'_m(z) = (1/3)\,[\sigma'_{v0}(z) + 2\,\sigma'_{h0}(z)]$, где $\sigma'_{h0}(z)$ — эффективное горизонтальное напряжение в массиве на глубине z;

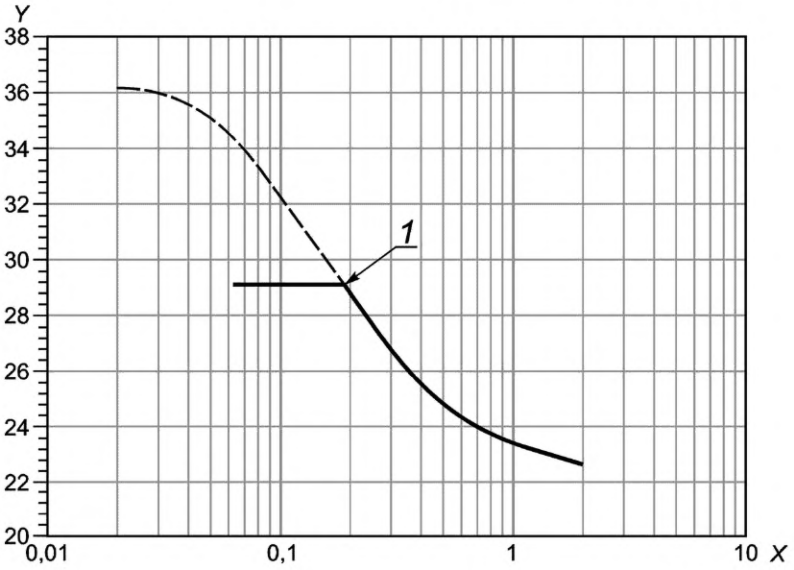
p_a — атмосферное давление в тех же единицах, что и $p'_m(z)$ и $q_c(z)$ (в большинстве случаев при расчете морских фундаментов можно принимать, p_a = 100 кПа);

- песок типа Ticino представляет собой кремнистый песок средней крупности практически без тонкодисперсных фракций. Для этого песка имеется довольно полная база данных [*141*]. Однако оценка D_r для метода 4 должна быть согласована с формулой (A.55). Большинство известных зависимостей $q_c(z)$ — D_r несправедливы для алевритовых песков. При этом величины $q_c(z)$ для таких материалов могут быть использованы для получения так называемого эквивалентного нормализованного сопротивления грунта под конусом для чистого песка (см., например, [*142*] и [*143*]);

d) параметр, $\mathrm{tg}\delta_{cv}$:

- угол трения, δ_{cv}, на поверхности раздела для условия постоянства объема необходимо определять непосредственно в ходе лабораторных испытаний на сдвиг. Рекомендуется выполнять испытания в приборе кольцевого среза, но также может использоваться прибор прямого среза. Рекомендации по процедурам испытаний приведены в [*136*] и *ГОСТ Р 59996*;

- в случае отсутствия данных по конкретной площадке, угол трения на поверхности раздела для условия постоянства объема можно оценивать как функцию среднего эффективного размера частиц, D_{50}, на основе рекомендаций [*136*]. Применительно ко всем рассмотренным расчетным методам в качестве верхнего предела для $tg\delta_{cv}$ рекомендуется значение 0,55 (т. е. δ_{cv} = 28,8°), как показано на рисунке А.9. Однако для материалов со слабыми частицами или высокой сжимаемостью такой подход может приводить к неконсервативным результатам. Особого внимания требуют карбонатные пески, для которых в А.6.4 приведены специальные указания.



1 — рекомендованный верхний предел: $tg\delta_{cv}$ = 0,55; *X* — средний диаметр частиц D_{50} (мм); *Y* — δ_{cv} (°); δ_{cv} — угол трения в условиях постоянства объема для песков на поверхности раздела между песком и стенкой сваи

Рисунок А.9 — Угол трения на поверхности раздела для песков δ_{cv}, на основе испытаний по схеме прямого среза [*136*]

А.8.1.4.2.7 Применение расчетных методов на основе CPT-зондирования

В А.8.1.4.2.2—А.8.1.4.2.5 представлены четыре метода расчета несущей способности свай в кремнистых песках на основе данных CPT-зондирования. Рекомендации по учету при расчете свай следующих аспектов:

- зависимость «сопротивление — смещение» при осевом нагружении,
- применимость для других грунтов,
- применимость к сваям, имеющим геометрические характеристики, отличные от стандартных морских свай,
- влияние размыва на несущую способность свай содержатся в пунктах a)—g) нижеприведенного перечня:

a) данные (*t* — *z*)-зависимости удельного трения на боковой поверхности от глубины:

- учет деформационного разуплотнения не предусмотрен. Однако в отличие от упрощенного подхода, реализуемого с помощью формулы (А.42), пиковые значения удельного поверхностного трения при сжатии и растяжении для заданной глубины, *fc*(*z*) и $f_t(z)$, не являются универсальными — они оба зависят и от геометрии сваи. При этом имеет место зависимость не только от диаметра сваи и толщины стенок, но также и от величины внедрения сваи. Увеличение внедрения сваи приводит к снижению этих значений на заданной глубине;

b) данные (*q* — *z*)-зависимости лобового сопротивления от внедрения:

- удельная несущая способность по торцевой поверхности *q* предполагается полностью мобилизованной при значении внедрения наконечника сваи, равного 0,1*D*. Эта величина соответствует способу интерпретации данных, получаемых при испытаниях свай;

c) наличие в основании песков, отличных от кремнистых:

пески, иные, чем кремнистые, включают карбонатные пески, слюдистые пески, глауконитовые пески, вулканические пески, супеси и глинистые пески. Некоторые несвязные грунты имеют необычно слабые (сильно сжимаемые) частицы, например карбонатные пески и супеси. В таких случаях следует предусматривать проведение специальных полевых и/или лабораторных испытаний для выбора соответствующего метода расчета и соответствующих расчетных параметров. Применительно к пескам и супесям с низкой проницаемостью может быть рассмотрена возможность использования метода расчета, рекомендованного для глин. Возможность использования всех вышерассмотренных методов для некремнистых песков требует специального обоснования, так как данные, подтверждающие их надежность применительно к таким грунтам, имеются в ограниченном объеме (см. [*144*]—[*146*]);

d) сопротивление грунта под конусом $q_c(z)$ для случая гравия:

- для гравия не рекомендуется использовать в расчетах несущей способности непосредственно измеренные данные значения $q_c(z)$. Например, пенетрационные испытания с коническим зондом в гальке, особенно когда размер частиц превышает 10 % диаметра конуса СРТ, предоставляют некорректную информацию, и в этом случае рекомендуется использовать нижнюю границу значений на профиле $q_c(z)$. Альтернативный подход заключается в оценке расчетного профиля $q_c(z)$ по соседним слоям песка;

e) лобовое сопротивление Q_p в ситуации нахождения вблизи наконечника сваи более слабых слоев глины:

- использованные данные $q_c(z)$ могут существенно влиять на удельную несущую способность по торцевой поверхности q. При условии отсутствия значительных вариаций $q_c(z)$, рекомендуется использование для $q_c(z)$ значения, полученного усреднением по интервалу от 1,5D выше торца сваи до 1,5D ниже торца сваи. Такой подход не всегда пригоден для слоев глины. При значительных вариациях $q_c(z)$, для вычисления корректного среднего значения $q_{c,av}$ следует использовать указания, приведенные в [*132*, рисунок 2.2]. Для слоистого основания при наличии соседнего слабого слоя оценка несущей способности сваи по торцевой поверхности может основываться на нижней границе значений СРТ-профиля, поскольку свая может «чувствовать» наличие более слабых слоев на значительном расстоянии от торца;

- корректный учет тонких слоев глины (толщиной менее 0,1D) требует специального анализа, особенно, когда данные СРТ имеют пропуски по вертикали и/или получены не для всех точек устройства свай. Особого внимания требуют такие факторы, как изменчивость толщины слоя, а также прочностных и деформационных характеристик. Если отсутствуют прямые данные, необходимо использовать консервативные оценки на основе инженерно-геологических условий основания и свойств окружающего массива песчаного пласта. При экстремальных нагрузках морские сваи, как правило, мобилизуют лишь небольшую часть полного значения несущей способности по торцевой поверхности. Поэтому оценки лобового сопротивления и осадки наконечника сваи с помощью конечно-элементной модели сваи, опирающейся на песчаный слой, представляются вполне надежными для таких условий;

- при наличии толстого слоя глины рекомендуется использовать данные геофизической съемки для оценки толщины и высотных отметок слоев. Согласно положениям 8.1.4 рекомендуется снижение несущей способности сваи по торцевой поверхности, если торец сваи расположен в пределах зоны до ±3D от таких слоев. Если для указанных зон ±3D используется осреднение данных по профилю $q_c(z)$, то совместное влияние примененных расчетных процедур может приводить к необоснованно консервативным оценкам, и в таких случаях рекомендуется выполнение специальных уточняющих расчетов. Аналогично подход 8.1.4 к снижению расчетного значения несущей способности рекомендуется подвергнуть критическому анализу для свай большого диаметра (в качестве примерной границы можно принять $D > 2$ м);

f) прибрежные и береговые сваи:

- в общем случае для прибрежных и береговых свай допущения, принимаемые в подходах, изложенных в А.8.1.4.1 и А.8.1.4.2, не являются безусловно верными и требуют дополнительных обоснований;

- прибрежные и береговые сваи круглого сечения могут работать под нагрузкой по схеме с открытым концом вследствие недостаточной мобилизации трения на внутренней стенке. Также, для свай меньшего диаметра, чем у типичных морских свай, может потребоваться учет эффектов дилатансии (которыми обычно пренебрегают в случае морских свай). Для прибрежных свайных фундаментов значительными и поэтому требующими специального рассмотрения могут быть эффекты размыва (в первую очередь по причине общего размыва). Необходимо отметить, что иногда используются стальные забивные сваи в конструктивном исполнении с закрытым концом;

- дополнительные рекомендации по расчетам прибрежных и береговых свай приведены в публикациях [*132*], [*135*]—[*137*], где отражены методы расчета свай как с открытым концом, так и с закрытым;

g) размыв:

- вокруг морских свай может наблюдаться размыв — эрозия морского дна за счет воздействия волн и течений, а также движителей судов. Принято выделять общий размыв (эрозия морского дна в целом в рассматриваемом районе) и локальный размыв (котловины размыва с крутым склоном вокруг отдельных свай или групп свай). Не существует общепринятого подхода для учета влияния размыва на вертикальную несущую способность морских свай. В различных публикациях (см., например, [*147*]) описываются методы оценки глубины размыва;

- в А.8.5.6 приведены рекомендации по оценке глубины локального размыва;

- в большей степени размыв уменьшает несущую способность свай в песке. В общем случае имеет место снижение несущей способности и по боковой поверхности, и по торцевой поверхности. Это обусловлено снижением значений и $q_c(z)$, и σ'_v (вертикальное эффективное напряжение). Для случая общего размыва в [*148*] рекомендуется упрощенно определять $q_c(z)$ пропорционально $\sigma'_{v0}(z)$, т. е. полагать

$$q_{c,f}(z) = \chi\, q_{c,0}(z), \tag{A.60}$$

где $q_{c,f}(z)$ — принимаемое в расчет пониженное (с учетом общего размыва) сопротивление грунта под конусом при СРТ-зондировании на глубине z (в единицах напряжения);

$q_{c,0}(z)$ — исходное сопротивление грунта под конусом при СРТ-зондировании на глубине z (в единицах напряжения);

χ — безразмерный коэффициент, учитывающий эффект размыва ($\chi = \sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$);

σ'_{vf} — итоговое (после размыва) значение вертикального эффективного напряжения (в единицах напряжения);

σ'_{v0} — исходное значение эффективного вертикального напряжения (в единицах напряжения);

- для больших значений глубины общего размыва в случае нормально уплотненных песков для определения χ может использоваться альтернативный консервативный подход ([*149*]), в рамках которого применяется следующая формула для определения коэффициента χ:

$$\chi = \frac{1}{1+2K_0}\sqrt{\frac{z' + 2K_0\sqrt{\Delta z_{GS}\cdot z' + z'^2}}{\Delta z_{GS} + z'}}, \quad (A.61)$$

где Δz_{GS} — общая глубина размыва (м);

z' — итоговая глубина относительно дна моря после общего размыва ($z' = z - \Delta z_{GS}$) (м);

K_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя [отношение эффективного горизонтального к эффективному вертикальному напряжению грунта в массиве, $K_0 = \sigma'_{h0}(z)/\sigma'_{v0}(z)$];

- в А.8.5 описан подход к оценке уменьшенного эффективного напряжения, σ'_v, в случаях общего и локального размыва.

А.8.1.5 Несущая способность набивных свай по боковой поверхности и по торцевой поверхности в скальных грунтах

Расчетные значения для удельного поверхностного трения (для статического случая) и несущей способности грунта под торцом сваи приведены в различных публикациях (см., например, [107], [115], [116]). Необходимо отметить, что большинство публикаций по этой теме относится к случаю относительно коротких жестких свай, которые используются на суше (например, буронабивные сваи). Вследствие отклика хрупкого типа применительно к поверхностному трению в этом случае расчетные значения, указанные в этих публикациях, могут быть неконсервативными для случая длинных гибких свай, используемых в морских фундаментах.

А.8.2 Несущая способность сваи при вертикальной выдергивающей нагрузке

Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.3 Расчет свай на вертикальные нагрузки

А.8.3.1 Работа сваи при статических нагрузках

Аналитический метод для определения характеристик работы сваи по оси дан в [*149*]. В этом методе используются кривые *t*—*z* локального переноса сдвига сваи по оси, *t*, по сравнению с локальным перемещением сваи, *z*, для моделирования опоры по оси, которое оказывает грунт вдоль боковой поверхности сваи. Дополнительная кривая *Q*—*z* используется для моделирования опорной несущей способности наконечника, *Q*, по сравнению со смещением наконечника, *z*. Методы построения кривых *t*—*z* и *Q*—*z* приведены в 8.4.

В некоторых случаях, например, для грунтов, демонстрирующих деформационное разуплотнение и/или, когда сваи чрезмерно гибкие, реальная несущая способность сваи может быть менее предельной способности, приведенной в формуле (20). В этих случаях следует в явном виде учитывать влияние указанных эффектов на осевую несущую способность сваи.

А.8.3.2 Работа сваи при циклических нагрузках

А.8.3.2.1 Общие соображения

Моделирование циклических эффектов в явном виде может улучшить детальность анализа в части циклических характеристик воздействий. С другой стороны, применение такого подхода требует тщательного обоснования. Исторически циклические эффекты учитывались большей частью неявно, чем явно. Методы расчетов, разработанные и верифицированные в рамках реализации неявного подхода, в целом требуют значительной модификации в случае перехода к явным алгоритмам.

А.8.3.2.2 Нагрузки

Осевые нагрузки на сваи порождаются различными эксплуатационными, конструктивными и природными факторами. Постоянные и переменные нагрузки, как правило, длительные и часто рассматриваются как статические. Воздействие окружающей среды происходит за счет ветра, волн и течений, землетрясений, а также ледяных полей. В составе указанных воздействий могут присутствовать циклические компоненты с низкой и высокой частотой, в которых скорость изменения воздействия и продолжительность воздействия измеряются в секундах. Шторм и лед могут порождать несколько тысяч циклов относительно низкочастотных воздействий (в течение одного шторма и за время прохождения крупных ледяных полей соответственно), а землетрясения могут приводить к реализации нескольких десятков циклов высокочастотных воздействий (в рамках одного отдельного землетрясения) [*150*].

А.8.3.2.3 Проявления фактора цикличности

Подробное рассмотрение циклических эффектов может быть оправдано в случае нестандартных ограничений на проникновение свай или когда задействуются специфические грунты, воздействия, или когда проектируются сооружения инновационного характера (например, податливые сооружения башенного типа с оттяжками).

По сравнению с длительными статическими воздействиями, циклические воздействия могут оказывать существенное влияние на осевую несущую способность и жесткость свай в двух разнонаправленных аспектах:

- снижать несущую способность и жесткость за счет повторяющихся воздействий [*151*];
- повышать несущую способность и жесткость за счет высокой скорости изменения воздействий [*152*].

Результирующее действие на несущую способность обусловлено, прежде всего, влиянием свойств сваи (жесткость, длина, диаметр, материал), характеристик грунта (тип, история напряжений, скорость деформации и циклическая деградация), а также характеристик воздействия (количество и величины повторяющихся воздействий). Циклические воздействия также могут вызывать продолжающееся во времени смещение сваи, а также либо повышение жесткости и прочности, или смягчение и ослабление грунта вокруг сваи. Гистерезисное и радиационное демпфирование рассеивает энергию, передаваемую воздействиями грунту. Для землетрясений движение грунта в свободном поле (независимо от наличия свай и сооружения) могут формировать важные эффекты циклической деформации в грунте; эти эффекты могут влиять на несущую способность и жесткость свай.

Дополнительные указания по оценке влияния циклических воздействий на осевую несущую способность свай и их жесткость приведены в [*150*]—[*156*].

А.8.3.2.4 Аналитические модели

Было разработано большое количество аналитических моделей, которые применялись для определения циклического осевого поведения свай. Эти модели можно разделить на две общие группы: модели дискретных элементов и непрерывные модели.

А.8.3.2.4.1 Модели дискретных элементов

Грунт вокруг сваи моделируется как набор не взаимодействующих друг с другом специальных элементов типа «пружина», размещаемых между сваей и грунтом «дальнего поля» (последний обычно рассматривается как недеформируемое тело). Поведение материала специальных элементов может варьироваться от линейно упругого до нелинейного, гистерезисного и зависящего от скорости. Такие дискретные элементы, моделирующие грунт, обычно называют элементами типа *t*—*z* (приближенно воспроизводится зависимость трения на боковой поверхности сваи от осевого перемещения) и типа *Q*—*z* (приближенно воспроизводится зависимость сопротивление грунта под наконечником сваи от перемещения конца сваи), см. [*157*]—[*159*]. Линейные или нелинейные демпферы (элементы, с помощью которых воспроизводится зависимость сопротивления грунта от скорости внедрения) могут размещаться параллельно и последовательно с дискретными элементами для моделирования эффектов затухания и скорости нагружения [*160*]. Свая также может моделироваться как серия дискретных элементов, например, жестких масс, соединенных пружинами, или как непрерывный стержень, с линейной или нелинейной диаграммой нагружения. В этих моделях свойства материалов (грунт и свая) могут изменяться вдоль сваи.

А.8.3.2.4.2 Непрерывные модели

Грунт вокруг сваи моделируется сплошной средой, находящейся в непрерывном контакте со сваей. Поведение материала может виртуально включать любые приемлемые зависимости напряжение-деформация. В зависимости от учитываемых факторов нелинейности и неоднородности эти модели могут быть достаточно сложными. При этом, как и в дискретном случае, свая, как правило, моделируется как непрерывный стержень, с линейной или нелинейной диаграммой нагружения. В этих моделях свойства материалов могут изменяться в любом направлении ([*161*], [*162*]).

Существует много допущений, используемых в отношении граничных условий, характеристик решений и т. п., которые приводят к неограниченному числу вариаций этих двух подходов.

Как только идеализированная модель построена и разработаны соответствующие формулы, должна быть выбрана методика решения. Для простых моделей иногда возможен замкнутый аналитический подход. В других случаях должна использоваться численная процедура. В некоторых случаях будет полезна комбинация численного и аналитического подхода. Наиболее часто используемые методики численного решения включают в себя метод конечных разностей и МКЭ. Любой из этих подходов может использоваться либо к модели дискретных элементов, или к непрерывной модели. Модели дискретных элементов и непрерывные модели иногда комбинируются [*150*], [*158*]. Классические варианты МКЭ использовались для специальных расчетов свай, подвергшихся монотонным осевым воздействиям [*161*].

По практическим соображениям модели дискретных элементов, решенные численно, оптимально использовались для оценки свай, подвергшихся циклическому воздействию высокой интенсивности. Результаты этого моделирования используются для разработки информации по накопленным перемещениям свай и несущей способности свай после циклических воздействий высокой интенсивности [*158*], [*159*].

Упругие континуальные модели, которые были решены аналитически (аналогично моделям, использованным в анализах вибрации станков) и доказали свою полезность для оценок свай, подвергшихся циклическим воздействиям малой интенсивности и высокой частоты на или ниже расчетных рабочих уровней [*161*], [*162*]. При более интенсивных воздействиях, когда поведение материала вероятно будет нелинейным, континуальная модель, решенная аналитически, может по-прежнему использоваться за счет эквивалентных линейных свойств, аппроксимирующих нелинейные, гистерезисные эффекты [*163*].

А.8.3.2.5 Задание свойств грунта

Основной частью разработки реалистичных аналитических моделей для оценки циклических эффектов на сваи является характеристика поведения взаимодействия «грунт — свая». Для такой характеристики необходимо

высокое качество натурных, лабораторных и модельных (прототип) испытаний свай на нагружение. При разработке характеристик грунта, относящихся к взаимодействию «грунт—свая», важно, чтобы установка сваи и соответствующие условия воздействий на сваю были включены в программы испытаний ([*150*], [*159*]).

Натурные испытания (например, на сдвиг крыльчаткой, коническим пенетрометром, шаровым или тавровым пенетрометром, прессиометром) могут обеспечить важные данные по поведению грунта по месту, а также свойства зависимости напряжения — деформации ([*143*], [*164*]). Могут быть определены свойства зависимости напряжения — деформации для случаев с малой и высокой амплитудой. Долговременные (статические, ползучесть), кратковременные (динамические, импульсивные) и циклические (повторяющиеся) воздействия иногда можно имитировать с помощью оборудования для натурных испытаний.

Лабораторные испытания на репрезентативных образцах грунта позволяют имитировать и оценить разнообразные зависимости напряжения — деформации [*165*]. Образцы грунта могут быть модифицированы для имитации эффектов установки свай (например, формование и переуплотнение образцов до оцениваемых натурных напряжений). Образцы могут быть испытаны при различных граничных условиях (испытания трехосные, прямого сдвига, сдвига по поверхности раздела) и различных уровнях установившихся и циклических временных зависимостей сдвига для имитации условий по месту приложения воздействий.

Испытания на модели и макетах свай являются другим важным источником данных для определения характеристик грунта при циклическом нагружении. Модельные сваи могут быть снабжены всевозможными измерительными средствами и могут выполняться повторяющиеся испытания в грунтах, а также для различных воздействий [*159*], [*166*]. При использовании результатов модельных испытаний в отношении анализа поведения макета должны тщательно учитываться геометрическая шкала, временная шкала и другие моделируемые эффекты.

Данные испытаний по нагружению макетов свай полезны для калибровки аналитических моделей [*167*]—[*170*]. Такие испытания, даже без хорошего оснащения измерительными средствами, могут обеспечить данные для управления разработкой аналитических моделей. Эти испытания также могут обеспечить данные по верификации результатов по характеристикам грунта и аналитических моделей, как показано в [*150*], [*159*], [*160*], [*171*], [*172*]. Испытания по нагружению макетов свай вместе с натурными и лабораторными испытаниями грунта, а также реалистичными аналитическими моделями могут создать основу для реалистичной оценки откликов свай на циклические осевые воздействия.

А.8.3.2.6 Процедура расчета

А.8.3.2.6.1 Нагрузки

Нагрузки, прикладываемые к голове сваи, должны быть охарактеризованы с точки зрения их величины, продолжительности, последовательности и количества циклов. Это включает долговременные и кратковременные циклические воздействия. Как правило, выбираются расчетные статические и циклические воздействия, предполагаемые в ходе расчетного события.

А.8.3.2.6.2 Параметры свай

Должны быть определены свойства сваи, включая ее диаметр, толщину стенок, жесткость, вес и длину. Это обусловливает начальную оценку внедрения сваи, которая соответствует расчетным воздействиям. Для таких оценок могут использоваться эмпирические, квазистатические методы на основе испытаний по нагружению свай или испытаний грунта.

А.8.3.2.6.3 Характеристики грунта

Различные аналитические подходы потребуют использования различных параметров грунта. Для континуальной модели требуются упругие и демпфирующие свойства грунта. В модели дискретных элементов следует определять взаимосвязи сопротивления—перемещения грунта вдоль тела сваи (график *t*—*z*) и ее наконечника (график *Q*—*z*). Натурные и лабораторные испытания грунта, а также испытания по нагружению моделей и макетов свай могут дать основу для таких определений. Эти испытания должны хотя бы в неявной форме включать эффекты установки свай, типы воздействий и временных шкал. Кроме того, испытания должны проводиться так, чтобы дать понимание влияния характеристик воздействий на сваи. Наиболее важно, чтобы характеристики поведения грунта соответствовали используемой аналитической модели, надлежащим образом распознавая эмпирические основы этих моделей.

А.8.3.2.6.4 Расчеты на циклические нагрузки

Должны быть выполнены расчеты для определения характеристик отклика (сопротивления и перемещения) сваи, подвергшейся ее расчетным статическим и циклическим воздействиям. Признавая присущие неопределенности оценок воздействий на сваи и поведение грунта—сваи, нужно выполнить параметрические расчеты для оценки чувствительности отклика сваи на эти неопределенности. Аналитические результаты должны обеспечить разработку реалистичных прогнозов сопротивляемости сваи и накопленных перемещений от расчетных воздействий. Кроме того, после имитации статических и циклических расчетных воздействий нужно еще анализировать сваю для оценки ее резервной несущей способности.

А.8.3.2.7 Требования к эксплуатационным характеристикам

Основной целью проверки данных требований является обеспечение того, что сама свая и величина внедрения соответствуют конструктивным требованиям.

Характеристики работы сваи при циклических нагрузках должны быть определены отдельно. Свая должна обладать несущей способностью с необходимым запасом сверх расчетных воздействий. Кроме того, свая не долж-

на оседать или выдергиваться, накапливать смещения, которые сформируют разрушение системы «сооружение—фундамент».

А.8.4 Реакция грунта при сжимающей нагрузке на сваю

А.8.4.1 График *t—z* зависимости удельного трения на боковой поверхности от глубины

Согласно [*108*] соответствующие графики могут быть построены аналитическим путем. Эмпирические графики *t—z* могут быть построены на основе результатов модельных и полномасштабных испытаний нагружения свай по рекомендациям, изложенным в [*117*] для глинистых грунтов *и в [173] для гранулированных грунтов. Дополнительные варианты построения таких графиков для глин и песков приведены в [174]. Зависимости «сопротивление — перемещение» для набивных свай обсуждаются в [175].*

Репрезентативная модель несущей способности свай в 8.1.2 не дает никакой информации об осевых перемещениях сваи, которые важны для предельных состояний эксплуатационной надежности, особенно в не экстремальных условиях воздействий в результате постоянных, переменных и действующих природных воздействий, которые обычно значительно слабее расчетных воздействий. В случаях, когда принимается репрезентативная несущая способность по оси из 8.1.2, характеристики передачи сдвига по оси между сваей и грунтом можно определить, как описано в 8.4, а также можно использовать аналитические модели для исследования перемещения свай по оси в условиях предельных состояний по эксплуатационной надежности. Однако, используя данные по передаче сдвига по оси, полученные на основе методов в 8.4 [например, приравнивая t_{max} к $f(z)$ в связных грунтах], не удастся получить репрезентативную несущую способность по оси в условиях предельного нагружения.

В некоторых случаях, например, для грунтов, демонстрирующих деформационное разуплотнение, или когда длинные сваи обладают значительной изгибной деформативностью, несущую способность сваи нужно определять, учитывая в явной форме постпиковое снижение значений удельного поверхностного трения при больших деформациях.

А.8.4.2 График *Q—z* зависимости лобового сопротивления от заглубления

Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.5 Реакция грунта при горизонтальной нагрузке на сваю

А.8.5.1 Общие положения

В целом в условиях боковых воздействий глинистые грунты ведут себя, как пластичный материал, который заставляет относить деформацию сваи-грунта к сопротивлению грунта. Для начала этой процедуры должны быть построены кривые *p—y* бокового сопротивления—перемещения грунта на основе данных по диаграммам нагружения лабораторных образцов грунта. Ординатой для этих кривых является сопротивление грунта, *p*, а абсциссой является перемещение стенки сваи, *y*. С помощью итеративной процедуры можно разработать совместимый набор значений бокового сопротивления как функции перемещения для системы «свая — грунт».

Более подробное исследование построения (*p—y*)-графиков представлено в [*176*] для мягкой глины, в [*177*] и [*178*] — для структурированных и слабо структурированных твердых глин, в [*179*] для песка, а также в [*180*] для слоистых грунтов.

А.8.5.2 Несущая способность сваи по грунту для случая мягких глин

Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.5.3 График *p — y* зависимости несущей способности сваи по грунту от смещения для мягких глин

Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.5.4 Несущая способность сваи по грунту для случая твердых глин

Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.5.5 График *p — y* зависимости несущей способности сваи по грунту от смещения для твердых глин

Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.5.6 Несущая способность сваи по грунту для случая песка

Размыв грунта вокруг сваи вследствие воздействия волн и течений может уменьшить боковую поддержку сваи, приводя к увеличению максимальных изгибающих напряжений в ней. Размыв в общем случае не является проблемой в случае связных грунтов, но его следует учитывать для несвязных грунтов.

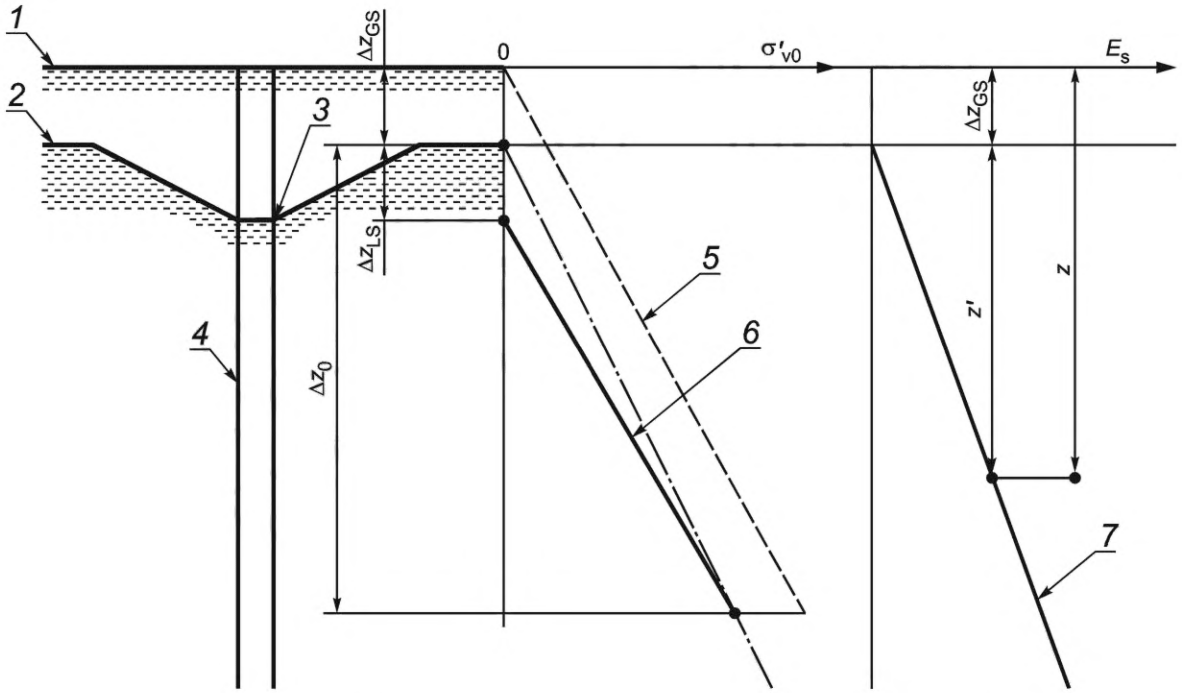
При отсутствии данных по конкретному проекту можно принять для изолированной сваи глубину локального размыва, равную 1,5*D*, и глубину уменьшения пластового избыточного давления, равную 6*D*, где *D* — наружный диаметр сваи; см. рисунок А.10.

Уменьшение боковой поддержки грунта обусловлено двумя эффектами:

- более низким предельным боковым давлением за счет уменьшенного вертикального эффективного напряжения $\sigma'_{vo}(z)$;
- уменьшением исходного модуля реакции грунтового основания E_S.

Общепринятый метод, позволяющий учитывать эффект размыва при построении кривых *p—y,* для морских свай отсутствует. На рисунке А.10 предложен один из методов для оценки $\sigma'_{vo}(z)$ и E_S, как функции глубин размыва. В этом методе общий размыв уменьшает профиль $\sigma'_{vo}(z)$ равномерно с глубиной, ввиду того, что локальный размыв уменьшает $\sigma'_{vo}(z)$ линейно с глубиной до определенной глубины ниже основания углубления от размыва. Значения модуля реакции грунтового основания, E_S, могут быть вычислены только с допущением условия общего размыва.

Вместо этого могут использоваться другие методы на основе местных практик, модельных испытаний и/или опыта.



1 — первоначальный уровень дна моря; *2* — уровень после общего размыва*; 3* — уровень локального размыва; *4* — свая; *5* — вариант без размыва; *6* — вариант локального размыва; *7* — $E_s = k\,z'$ (см. таблицу 4 для значений *k*); Δz_{GS} — глубина глобального размыва; Δz_{LS} — глубина локального размыва (обычно 1,5*D*); Δ_{z0} — глубина уменьшения давления породы (обычно 6*D*); σ'_{v0} — вертикальное эффективное напряжение; E_S — исходный модуль реакции грунтового основания; *z* — глубина ниже исходного дна моря; *z'*— окончательная глубина ниже дна моря, после общего размыва

Рисунок А.10 — Оценка бокового сопротивления *p*—*y* в рамках модели размыва

А.8.5.7 График *p*—*y* зависимости несущей способности сваи по грунту от смещения для песчаных грунтов
Дополнительные указания отсутствуют.

А.8.6 Совместная работа свай в кусте

А.8.6.1 Общие положения

Стандартный численный расчет групп свай можно подразделить на два основных подхода.

В первом, который с точки зрения вычислений самый простой, используются алгебраические выражения для определения упругого сопротивления одиночной сваи на общие (осевые, боковые и скручивающие) воздействия [*181*]. Сопротивление группы определяется путем модифицирования выражений для одиночных свай с целью учета упругого взаимодействия «свая — грунт — свая».

Второй подход, в рамках которого расчеты обычно выполняются для групп морских свай, является более точным. Методы обычно гибридные, использующие смешанные дискретные кривые *p*—*y* (метод Уинклера) и континуальное поведение грунта, впервые описанное в [*182*] для бокового поведения. С тех пор во всем мире были разработаны многочисленные программы для общих типов воздействий. Обычно нелинейное сопротивление одиночной сваи в ответ на общие воздействия вычисляется на основе осевых *t*—*z* и боковых *p*—*y* кривых и объединяется с выражениями упругого взаимодействия, аналогичными первой категории. Результирующие формулы решаются для разных условий закрепления голов свай и/или ограничений наголовников свай для определения нелинейного сопротивления группы и сил и моментов отдельных свай, дополнительно учитываются так называемые *z*- и *y*-модификаторы.

Более подробное обсуждение вопроса приведено в [*181*] и [*183*].

А.8.6.2 Работа свай при вертикальной нагрузке

В целом, групповые эффекты сильно зависят от геометрии группы свай, а также от глубины внедрения и толщины любого несущего пласта под наконечниками свай [*181*], [*183*].

А.8.6.3 Работа свай при горизонтальной нагрузке

Опыт свидетельствует, что доступные методы для расчета групп свай, подвергающихся боковым воздействиям, обеспечивают получение приближенных результатов, которые иногда значительно отклоняются от наблюдаемого поведения свай, особенно в части расчетов перемещений. Кроме того, ограничения процедур по исследо-

ванию грунта и способности прогнозировать поведение взаимодействия системы «грунт — свая» для одиночной сваи формируют неопределенность в составе необходимой входной информации по грунту для расчета групп свай. Поэтому следует выполнять комбинированные расчеты для групп свай на основе двух или более методов и как для верхних предельных значений прочностных характеристик грунта, так и для нижних. Выполняя такие расчеты, проектировщик имеет возможность оценить имеющуюся степень неопределенности в прогнозе характеристик фундамента и может принимать более обоснованные решения по расчету конструкции фундамента и элементам конструкции.

По результатам анализа четырех методов расчета куста свай, выполненных в [184], следующие методы рекомендуются для использования при проектировании фундаментов, образующих группу свай, для указанных условий нагружения:

- для определения исходной жесткости куста свай: методы детального расчета, такие как PILGP2R (см. [184]);

- для анализа расчетных ситуаций с расчетными нагрузками: метод Фохта-Коха (Focht-Koch) [182], модифицированный в работе [185] для определения группового перемещения и среднего значения максимальных изгибающих моментов в сваях.

А.9 Устройство свайных фундаментов

А.9.1 Общие положения

Исследования по забиваемости выполняются согласно принципам, приведенным в 9.2 и А.9.2, чтобы определить тип молота, необходимого для достижения расчетного внедрения сваи. Расчетную глубину внедрения забивных свай не следует определять на основе данных о корреляции несущей способности свай с количеством ударов, необходимых для забивки свай на определенную глубину в морское дно.

Для установки направления скважин и свай, которые в основном подвергаются горизонтальным нагрузкам, например таким, как реакция свай на пуск трубопроводов, или анкерных свай рекомендуется использование вибромолотов. Они также могут использоваться в случаях, когда требуется извлечение сваи и ее перенос в другое место. Кроме того, вибромолоты могут рассматриваться в качестве дополнительных средств для ударных молотов, т. е. для начальной забивки [*186*].

Чтобы минимизировать задержки при забивке свай, должна быть выработана процедура приемки сваи (подтверждения ее несущей способности). Процедура должна содержать перечень корректирующих мероприятий, которые могут быть реализованы на месте при возникновении осложнений при забивке сваи, например, в случае преждевременного отказа сваи или в случае достижения расчетного внедрения при значительно меньшем числе ударов молота, чем планировалось.

А.9.2 Расчет погружения сваи

В [*181*]—[*206*] приведена информация по анализу забиваемости и параметрам, используемым в соответствующих расчетах.

А.9.3 Достижение заданного уровня погружения сваи

Дополнительные указания отсутствуют.

А.9.4 Отказ забивной сваи

Ниже приведены два примера критериев отказа забивной сваи:

a) в мягких грунтах отказ при забивке сваи нормально работающим молотом определяется как точка, где сопротивление забивке сваи превышает 1000 ударов/м (330 ударов/фут) для последовательных шагов погружения длиной 1,5 м (5 футов) или превышает 800 ударов для шага погружения длиной 300 мм (1 фут). Этот критерий применяется, когда вес сваи не превышает четырехкратного веса бабы молота. Если вес сваи превышает это значение, то вышеуказанное количество ударов повышается пропорционально, но в любом случае не более 800 ударов на 150 мм (6 дюймов) внедрения;

b) в плотных глинах и песках отказ сваи при забивке может определяться как ситуация, когда сопротивление забивке превышает один из следующих критериев:

- при непрерывной забивке совершается минимум 125 ударов/250 мм (16 ударов/фут) на протяжении шести последовательных шагов погружения длиной 250 мм каждый или минимум 200 ударов/250 мм на протяжении двух последовательных шагов погружения длиной 250 мм каждый;
- на последнем шаге погружения длиной 250 мм (в конце забивки) — 325 ударов/250 мм (400 ударов/фут);
- при возобновлении забивки после остановки на 1 ч или более — 325 ударов/250 мм на протяжении двух последовательных шагов погружения длиной 250 мм.

В грунтах, где прогнозируются тяжелые условия забивки свай, например, наличие валунов или прочных сцементированных слоев, определение критериев отказа сваи не может основываться только на количестве совершенных ударов молота — необходимо также учитывать потенциально высокие локальные напряжения в свае при забивке. Уровень напряжения в стальных деталях сваи может быть определен на основе расчетов по волновой модели удара и может быть также оценен на основе измерения напряжений в свае с помощью установленных на ней измерительных средств. Пример критерия отказа сваи для условий забивки в сильно сцементированных карбонатных грунтах приведен в [*207*] и [*208*].

Потенциальные негативные последствия тяжелых условий забивки в сильно сцементированных слоях (включая повреждение самой сваи, молота или сооружения) существенно зависят от типа и размера молота, от толщины стенок сваи (отношения *D*/*WT*), наличия забивного свайного башмака, от возможных дефектов сваи и отклонений от идеальной формы, а также от грунтовых условий (в частности, от прочности и толщины слоя скального грунта и от типа грунта под формацией скального грунта). Более того, измеренная с помощью измерительных средств на голове сваи интенсивность напряжений в отраженной волне (отношение максимального значения напряжения в отраженной волне к начальному пиковому напряжению) дает лишь оценку средних напряжений в стенке сваи. При этом в процессе забивки сваи на наконечнике могут реализовываться более высокие локальные напряжения. Поэтому определение критериев отказа забивной сваи в сцементированных грунтах в первую очередь должно основываться на местном опыте забивки свай на площадке. В некоторых случаях может быть рекомендовано построить корреляционные зависимости, аналогичные предложенной в [*198*], которые могут оказаться полезными при принятии решения в условиях альтернативы — забивать сваю через сцементированный слой или есть необходимость бурения под наконечником сваи.

А.9.5 Корректирующие меры при нерасчетном отказе сваи

Дополнительные указания отсутствуют.

А.9.6 Выбор молота и параметров забивки свай

Проектировщик должен учитывать, что потеря устойчивости сваи и отказ сваи в очень плотных песках могут быть связаны с наличием внешних буртиков на наконечнике сваи. Хотя и другие факторы, помимо формы наконечника сваи, влияют на потерю устойчивости, но использование внешнего буртика может повышать склонность к потере устойчивости и/или отказу сваи.

А.9.7 Использование гидравлических молотов

Дополнительные указания отсутствуют.

А.9.8 Буронабивные сваи

Дополнительные указания отсутствуют.

А.9.9 Сваи с уширенной пятой

В целом, бурение уширений для свай с уширенной пятой должно предусматривать использование только методов с обратной циркуляцией. Буровой раствор используется, где необходимо не допустить кавернообразование и осыпание. Расширитель ствола должен быть снабжен устройством принудительной индикации для верификации открытия инструмента на необходимую полную ширину. Форма поверхности забоя уширения должна быть вогнута вверх (бока выше центра) для последующего заполнения уширения бетоном подводной укладки.

Для облегчения заполнения бетоном нужно разместить продольные стержни и спиральную стальную арматуру. Стальная арматура может быть связана в пучки или сгруппирована для обеспечения более крупных отверстий для потока бетона. Необходимо проявлять особую осторожность для предотвращения ненужного скопления у горлышка между сваей и уширением, где такое скопление может задержать цементное молочко. Арматурные стальные клетки или элементы конструкции должны достаточно утапливаться в свае для обеспечения передачи усилий.

Бетон заполняется для подводной укладки с нижнего конца трубы в нижней части пяты уширения, всегда выгружаясь в свежеуложенный бетон. Бетон с заполнителями размером 10 мм (3/8 дюйма) и менее может закачиваться без компрессора. Из-за длинного спуска вдоль сваи и возможности вакуумного формования с последующей закупоркой в трубе должна быть предусмотрена отдушина вблизи верхней части сваи. Чтобы начать закачку бетона, труба должна иметь стальную задвижку с прокладками из мягкой резины, чтобы убрать воду из трубы. Необходимо соблюдать осторожность и не допустить несбалансированного гидростатического напора и внезапной выгрузки бетона. Свая заполняется до высоты выше расчетного уровня бетона, равного 5 % общего уровня бетона, закачанного так, чтобы вытеснить все цементное молочко выше расчетного уровня. Должны быть обеспечены пригодные средства индикации уровня бетона в свае. Закачка бетона в уширение и соседнюю секцию сваи должна быть как можно более непрерывной.

А.9.10 Цементирование муфтовых соединений свай

Оборудование должно быть достаточно производительным, чтобы обеспечить заполнение бетонным раствором за одну непрерывную операцию. Заполнение не должно начинаться, пока не будет достаточное количество материала, включая аварийный запас, для выполнения задачи. Бетонный раствор в емкости должен постоянно перемешиваться и не должен храниться более 30 мин до закачки. В случае быстротвердеющих смесей время хранения в емкости должно быть менее 30 мин. Дополнительная информация по контролю качества и требованиям проведения опробований бетонной смеси приведены в [*4*, пункт 19.6], где рассматриваются аспекты цементного раствора для соединений и ремонта.

Перед закачкой раствора и после активации любых герметизирующих устройств через все систему закачки должна быть прокачана подкрашенная вода для удаления вредных веществ и для подтверждения ее функциональности. Для замкнутых систем может подойти опрессовка. Кольцевое пространство должно быть тщательно заполнено за счет поддержания непрерывного потока раствора через самую нижнюю точку.

Желательно отобрать образцы возвращенного раствора на поверхности. Если возможно, образцы раствора для испытаний на прочность могут быть взяты из возвращенного раствора в дополнение к измерениям удельного веса раствора. Если раствор не возвращается на поверхность, то делается визуальный осмотр для подтверждения, что раствор заполнил все кольцевое пространство, сразу после окончания закачки и еще после начального схватывания раствора, обычно через 12 часов.

А.9.11 Мониторинг характеристик погружения сваи

Дополнительные указания отсутствуют.

А.9.12 Установка направления и бурение неглубоких скважин

В случае задавливания предварительно искривленных направлений особое внимание надо обращать на напряжения, создаваемые в трубе направления и в элементах сооружения [*209*].

В мягких связных грунтах, которые нередко встречаются на глубоководье, для установки направлений часто используется альтернативный способ, аналогичный бурению с промывкой ствола, — так называемое погружение подмывом. Если процесс «погружения подмывом» плохо контролируется, то может иметь место пониженная кратковременная несущая способность по боковой поверхности и чрезмерная осадка. Дополнительные указания см. в [*210*] и [*211*].

А.10 Взаимодействие грунта с конструкциями вспомогательных подводных сооружений, райзеров и выкидных линий

А.10.1 Общие положения

В этом разделе сформулированы критерии и приведены рекомендации по расчету фундаментов для подводных конструкций (см. также *ГОСТ Р 59305*) и для взаимодействия грунт — райзер или грунт — выкидные линии как частей подводной добычной системы. Описаны расчетные критерии и методы для взаимодействий вида грунт — райзер и грунт — выкидная линия или трубопровод [см. также [*212*] и [*4*]—[*8*].

В следующих разделах рассматриваются аспекты геотехнических расчетов для фундаментов подводных сооружений и для взаимодействия грунт — райзер или грунт — выкидная линия в слабых связных грунтах, широко распространенных на глубоководных площадках (в общем случае при глубине моря более 300 м). Принципы расчета, приведенные в этом разделе, могут применяться к связным грунтам без ограничений по глубине моря.

А.10.2 Геотехнические исследования

В объеме геотехнического исследования должны быть учтены требования по оптимальным расчетам и соответствию нормам. Он должен включать определенное сочетание методов пробоотбора и натурных испытаний для глубины от 2 до 3 м для выкидных линий и стальных райзеров свободного провисания, а также для инженерного бурения на глубину 30—40 м для шахт райзеров и райзеров верхнего натяжения. Примерами методов геотехнических исследований являются:

- бурение геотехнических шурфов с отбором внутрискважинных проб и испытаниями «в массиве»;
- непрерывное зондирование, например, конусным пенетрометром или с Т-образным или сферическим зондом;
- отбор образцов, отбираемых с помощью поршневого пробоотборника или задавливаемого пробоотборника (длина трубки 20—30 м);
- отбор образцов, отбираемых с помощью гравитационного пробоотборника (длина трубки 5—10 м), а также коробчатого пробоотборника (для верхнего слоя отложений толщиной до 0,5 м).

Подробную информацию по оборудованию и процедурам исследований морского грунта см. в *ГОСТ Р 59996.*

В дополнение к испытаниям по определению характеристик грунта (объемный вес, пределы Аттерберга, содержание влаги, гранулометрический состав, удельный вес, содержание карбонатов), точное определение недренированного сопротивления сдвигу в ненарушенном состоянии является основополагающим для геотехнических расчетов выкидных линий и райзеров. Среди немногих видов лабораторных испытаний на прочность, которые могут быть проведены на придонных образцах для очень мягких глин, можно отметить испытания с помощью лабораторной мини-крыльчатки с автоматизированным приводом или ручным приводом, а также испытание падающим конусом. Кроме того, использование мини-крыльчатки и метода падающего конуса при оценке сопротивления сдвигу грунта с нарушенной структурой целесообразно также в силу необходимости оценки показателя чувствительности грунта.

Для оценки теплофизических и коррозионных свойств грунта также могут быть выполнены испытания по определению характеристик кислотности, теплопроводности и удельного электрического сопротивления.

Корректная интерпретация оцененных путем испытаний «в массиве» значений коэффициента переуплотнения и предполагаемых свойств дилатансии/контракции при сдвиговых деформациях грунта может иметь важное значение для расчета выкидных линий. Детальное понимание условий сопротивления сдвигу грунта с нарушенной структурой вблизи дна также является важным для прогнозирования отклика грунта при нагружении.

В зависимости от однородности геологического строения грунтовой толщи и особенностей грунтовых условий для построения полностью обоснованных оценок характеристик площадки может потребоваться интеграция

информации о геологическом разрезе, данных геотехнических исследований и данных сейсмики высокого разрешения для верхней части разреза.

В рамках комплексного исследования можно создать карты, показывающие площадное распространение грунтов (геологических объектов), и карты изопахит, показывающие глубину залегания различных слоев грунта или сейсмических горизонтов, а также толщину различных слоев грунтов (геологических объектов). Результаты комплексного исследования могут быть использованы для формулирования ограничений по проектам выкидных линий и райзеров, обусловленных рельефом дна, геологическими опасностями и особенностями грунтовых условий.

А.10.3 Фундаменты для манифольдов и других объектов подводных добычных систем

Конфигурации фундамента, которые могут использоваться, включают донные плиты с/без юбок, забивные сваи, вакуумные (засасывающиеся) сваи, колонны направления или сочетания всего вышеуказанного. Для опорных сооружений скважин также могут рассматриваться системы фундамента на основе опор/анкерных систем на головках колонн направления.

Как часть критериев расчета и отбора важно оценить опасности, порождаемые такими препятствиями в грунтовой толще, как валуны и геологические конкреции. Нужно учитывать в расчете возможность эрозии/вымывания за счет бурения, особенно если расстояние между фундаментом и скважиной незначительно и грунтовые условия чувствительны к эрозии/вымыванию.

Проектирование и установка мелкозаглубленных фундаментов с/без юбок рассматриваются в разделе 7 и А.7. Более специальные варианты расчета рассматриваются для фундаментов манифольдов или подводных добычных сооружений и могут включать в себя:

- влияние врезанных выкидных линий, трубных секций, трубопроводов и шлангокабелей, с возможным взаимовлиянием между вертикальными и горизонтальными воздействиями;
- влияние тепла от добываемых углеводородов, особенно, если есть газовые гидраты;
- допуски при монтаже и соответствующие нагрузки, возникающие в результате возможного перепозиционирования или, если требуется, выравнивания площадки.

В проекте следует предусмотреть технические решения для нештатных ситуаций, когда фундамент не удается заглубить в морское дно. Соответствующие решения могут включать временное увеличение веса для облегчения внедрения фундамента в грунт или заливку бетона в отсеки межреберного пространства юбки.

Обычно подводные системы требуют обеспечения высокой степени окончательного выравнивания оборудования (донных плит, манифольдов, и т. п.) для надлежащего сочленения различных компонентов и подсистем. В зависимости от типа фундамента выравнивание сооружения может достигаться за счет домкратов или закачки воды в/из отсеков юбок.

А.10.4 Геотехнические расчеты для случая стальных провисающих райзеров

А.10.4.1 Общие положения

Свойства донного грунта могут влиять на расчетные критерии для стальных райзеров на участках свободного провисания в следующих аспектах:

- предельное состояние по прочности, связанное с чрезмерными напряжениями при изгибе и растяжении в стенках райзера, и
- предельное состояние усталости, связанное с накоплением повреждений в стенке райзера от циклических изменений изгибных напряжений в точке касания с дном, вызванных движением райзера.

Для SCR максимальная статическая кривизна возникает в подвешенной части цепной связи, а жесткость морского дна почти не влияет на максимальную кривизну. Таким образом, свойства морского дна не оказывают сильного влияния на максимальные статические плоские напряжения при изгибе в райзере. Однако свойства морского дна сильно влияют на сдвиговое усилие в райзере и тем самым на изменение изгибающего момента за счет движений, вызванных внешними воздействиями на райзер. Поэтому следует учитывать, что свойства морского дна оказывают влияние на расчет усталости.

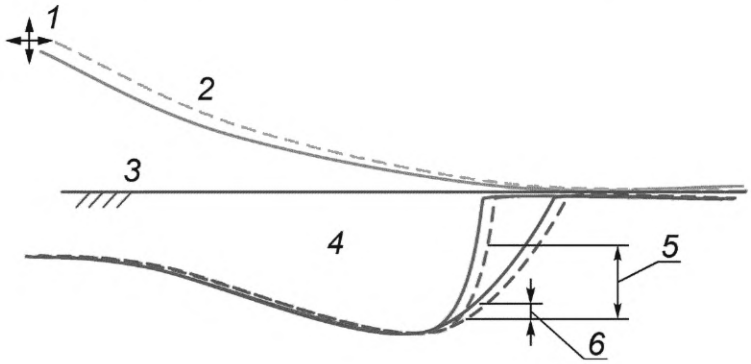
Кроме того, свойства морского дна будут влиять на локальную внеплоскостную кривизну райзера в ходе экстремальных природных событий или сильных поперечных, или внеплоскостных движений, особенно когда райзер частично заглубляется в зоне касания. Они также могут влиять на переходные изгибающие моменты при любой смене положения плавучего объекта, к которому они подвешены.

А.10.4.2 Расчет по предельным состояниям первой группы (по прочности)

Предельное состояние по прочности может возникнуть в экстремальных природных условиях, вызывающих внеплоскостное движение, особенно при заглубленном райзере или лежащем во впадине, увеличивая тем самым высокое боковое сопротивление грунта и локально высокую кривизну райзера. Для корректного определения бокового сопротивления грунта, которое обычно превышает нормальное сопротивление трения для трубопроводов, уложенных на дно моря (см. А.10.7), необходимо проведение специальных геотехнических расчетов. При внеплоскостном движении райзер может встретить боковое сопротивление образованной траншеи или от валов грунта, лежащих с любой стороны от райзера.

А.10.4.3 Расчет на усталость

Диапазоны напряжения, используемые в расчете усталости SCR, вычисляются на основе изменений напряжения райзера, вызванных движениями первого и второго порядка. В зоне касания эти движения можно упростить до схемы движения ТКД на одной линии с райзером, учитывая результирующие изменения изгибающего момента. Эскизное изображение изменения максимальных напряжений трубопровода за счет изгибающих моментов в зоне касания за счет движений райзера с высокими и низкими значениями жесткости грунта показано на рисунке А.11 (следует иметь в виду, что на рисунке А.11 показаны напряжения, а не моменты).



1 — рассчитываемые движения райзера; *2* — райзер; *3* — поверхность дна моря; *4* — огибающие напряжения вдоль длины райзера вблизи ТКД; *5* — $\Delta\sigma$ (случай жесткого грунта); *6* — $\Delta\sigma$ (случай мягкого грунта)

Рисунок А.11 — Пример изменений напряжений в райзере при расчетах на усталость [*213*]

Диапазон циклического напряжения в зоне касания зависит от скорости изменения изгибающего момента и тем самым от перерезывающей силы. Анализ показывает, что максимальное значение перерезывающей силы меняется практически линейно в зависимости от логарифма жесткости грунта. Закономерности усталостной прочности имеют вид степенной зависимости, в которой накопленное повреждение пропорционально амплитуде циклического напряжения, взятого в высокой степени (обычно около 5) [*214*]. Даже сравнительно небольшая разница в значениях перерезывающей силы может сильно повлиять на оценку усталостной прочности, поэтому при выполнении расчетов рекомендуется учитывать нелинейный характер отклика грунта.

Усталостное повреждение в зоне касания может порождаться и малыми, и большими волнами. Бóльшая часть усталостных повреждений возникают как за счет больших волн (не обязательно экстремальных), имеющих низкую вероятность наступления, так и в результате непрерывных движений за счет малых регулярных волн.

А.10.4.4 Взаимодействие райзера с морским дном в вертикальной плоскости

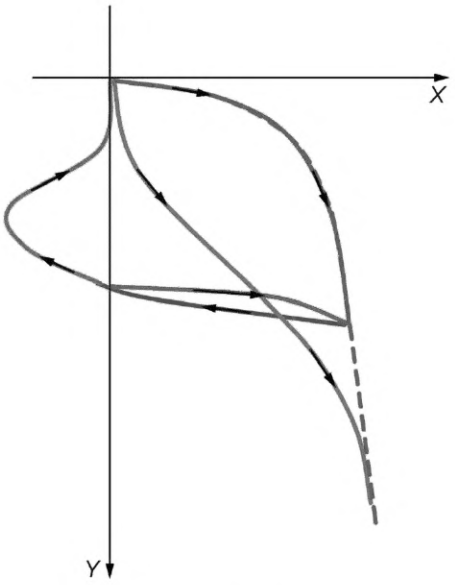
А.10.4.4.1 Методическая основа

Взаимодействие райзера с морским дном включает сложные нелинейные процессы в грунте с пластическим внедрением трубы в грунт в ходе начального касания, размягчения в ходе циклов движения «вверх-вниз» и потенциального сопротивления разрушению грунта за счет присоса перед отрывом. В большинстве случаев расчет выполняется на основе упрощенных моделей, когда взаимодействие «райзер—грунт» идеализируется посредством серии линейных пружин с нулевой прочностью на растяжение, распределенных вдоль райзера в зоне касания. В более продвинутых моделях выбор жесткости пружины учитывает амплитуду вертикального смещения и другие эффекты (например, цикличность движения райзера). Хотя на отклик грунта будет влиять внеплоскостное движение райзера, приведенное далее обсуждение ограничено только вертикальной жесткостью морского дна.

В [*215*] приведено концептуальное описание сопротивления морского дна, показанное на рисунке А.12 для одного цикла интенсивного воздействия, включая отделение райзера от грунта. После начального внедрения райзера в морское дно возникает стадия разгрузки при подъеме трубы. Отклик грунта на начальном этапе подъема намного жестче, чем при первичном внедрении трубы, что демонстрируется кривой стадии «разгрузки» на рисунке А.12. При продолжении подъема результирующая сила сопротивления становится растягивающей (кривая стадии «присоса» трубы к грунту на рисунке А.12), пока не достигается максимальное сопротивление грунта подъему и труба не начинает отделяться от грунта. Сопротивление подъему ослабевает, пока труба полностью не оторвется от грунта. После повторного внедрения труба опять входит в контакт с грунтом, при этом жесткость повторного нагружения обычно меньше жесткости разгрузки. После завершения полного цикла взаимодействия трубы с грунтом график нагрузки не возвращается в ту же точку на скелетной кривой, в которой начиналась стадия разгрузки, — можно наблюдать, что труба дополнительно внедряется в грунт дна.

Примечание — Сопротивление подъему называется «присосом», хотя в придонном грунте абсолютное значение порового давления остается положительным *и физически процесс «засасывания» отсутствует*. Для согласованности с традиционной терминологией большого числа публикаций, *в том числе посвященных морским операциям по подъему объектов с морского дна*, термин «присос» сохранен в стандарте, хотя нужно понимать,

что фактически он характеризует результирующую подъемную силу, необходимую для подъема объекта, опирающегося на морское дно.



— скелетная кривая внедрения; — кривая стадии внедрения; — кривая стадии разгрузки; — кривая стадии присоса трубы к грунту; — кривая стадии повторного внедрения после отрыва; — циклическая жесткость *X* — сопротивление грунта, *Q* (на единицу длины); *Y* — внедрение, z

Рисунок А.12 — Концептуальная диаграмма жесткости морского дна [*215*]

А.10.4.4.2 Оценка внедрения в условиях пластичности

Скелетную кривую внедрения на рисунке А.12 можно оценить путем рассмотрения профиля прочности морского дна и соответствующего коэффициента несущей способности для указанного проникновения. Для условий увеличения профиля прочности грунта, примерно линейно с глубиной, ограничительное сопротивление внедорению на единицу длины трубы может быть выражено, как это показано формулой (А.62) [*216*]:

$$Q_u = N_c s_u D \approx a\left(\frac{z}{D}\right)^b s_u D, \tag{А.62}$$

где s_u — сопротивление сдвигу недренированного грунта в нижней части трубы;

D — диаметр трубы;

z — расстояние до низа трубы;

N_c — коэффициент опирания, определяющий скелетную кривую при первичном внедрении;

a — параметр, подогнанный под результаты МКЭ-расчета, со средним значением порядка 6,0;

b — параметр, подогнанный под результаты МКЭ-расчета, со средним значением порядка 0,25.

Дополнительные указания по параметрам *a* и *b* приведены в [*217*].

Также должны быть учтены допуски на эффекты плавучести.

Примечание — Значение s_u здесь обозначает среднее сопротивлению сдвигу (среднее между значениями сдвиговой прочности, измеренными при трехосном сжатии, расширении и простом сдвиге) или значение, полученное в ходе полевых испытаний пенетрометром, например обычное CPT-зондирование или с применением Т-образного наконечника (см. *ГОСТ Р 59996*).

В определенных регионах мира в верхней части разреза на глубине 0,5—1 м залегает слой поверхностных отложений с более высокой прочностью по сравнению со значениями, ожидаемыми в линейном тренде [*218*]. В таких случаях необходимо учесть возможность провала корпуса гибкого райзера через прочный слой и оценить влияние такого сценария на результаты расчетов по критерию усталостной прочности.

А.10.4.4.3 Секущий модуль жесткости

Поведение сопротивления грунта, изображенное на рисунке А.12, можно охарактеризовать в терминах эквивалентных пружин с секущей жесткостью k_v, поддерживающих трубу райзера; секущая жесткость k_v в вертикальной плоскости определяется следующим образом:

$$k_v = \frac{\Delta Q}{\Delta z}, \tag{А.63}$$

где ΔQ — изменение вертикальной силы на единицу длины трубы;

Δz — изменение в вертикальном перемещении.

Нелинейность взаимодействия системы «райзер — грунт» приводит к изменчивости жесткости морского дна по длине зоны касания, которую можно оценить по профилю прочности грунта, $s_u(z)$, и предполагаемой геометрии траншеи (характеризуемой графиком глубины траншеи от расстояния вдоль зоны касания). На пространственную изменчивость жесткости морского дна влияет также переменность во времени положения фактической точки касания райзера с дном.

Для оценки жесткости грунта до точки, где задействуется максимальная сила присоса, была предложена гиперболическая модель ([*215*], [*219*]). Модель предлагает следующее соотношение:

$$K = \frac{k_v}{N_c s_u} = \frac{fK_{max}}{f + K_{max}\Delta z/D}, \quad (A.64)$$

где (в дополнение к ранее определенным обозначениям):

K_{max} — максимальное значение нормализованной секущей жесткости при начальной разгрузке или повторном нагружении;

f — асимптотическое значение $\Delta Q/N_c s_u D$ при больших смещениях (т. е. $f = (Q_{initial} - Q_{limit})/N_c s_u D$, где Q_{limit} является Q_{max} для ситуации внедрения/присоса).

Примечание — Для мягких глин в [*215*] рекомендовано значение K_{max} на уровне 250, которое согласуется с первым циклом воздействия малой амплитуды лабораторных модельных испытаний в каолине [*220*].

А.10.4.4.4 Подъем и отрыв

При продолжающемся подъеме свободного участка трубы райзера достигается максимальное сопротивление грунта подъему участка трубы, лежащего на дне, после этого сопротивление подъему падает и происходит отрыв трубы от морского дна. Сопротивление грунта подъему может вызвать изгибающие напряжения подъема, превышающие напряжения при укладке. Напротив, отделение трубы от грунта стремится высвободить изгибающие напряжения в трубе. Соответственно, для точной характеристики взаимодействия «грунт — райзер» очень важны реалистичные оценки величины максимального сопротивления за счет эффекта присоса и значений смещений, реализующихся по мере мобилизации присоса и в момент отрыва.

Сопротивление грунта подъему трубы райзера может возникнуть за счет двух факторов: способности грунта выдерживать разрежение и вес обратной засыпки грунта поверх трубы вследствие накопления осадков и/или осыпания стенок траншеи, *образованной в результате смещений райзера.*

Максимальное усилие присоса на единицу длины трубы $Q_{s\,max}$ зависит от ряда факторов, таких как эффекты циклического движения, скорости трубы и времени сохранения сопротивления подъему. Количественно влияние этих факторов можно выразить посредством безразмерных коэффициентов, применяемых к несущей способности (при сжатии), как показано в формуле (А.65) [*215*]:

$$Q_{s\,max} = f_c f_V f_t N_c s_u D, \quad (A.65)$$

где f_c — безразмерный коэффициент, отражающий циклический фактор;

f_V — безразмерный коэффициент, отражающий фактор скорости;

f_t — безразмерный коэффициент, отражающий временной фактор.

Рекомендации по значениям коэффициентов f_c, f_V и f_t приведены в [*215*].

Для условий циклического/усталостного нагружения в [*215*] рекомендовано использовать прочность нарушенного грунта s_{ur}, а не прочность неразрушенного образца s_u, в дополнение к циклическому фактору уменьшения f_c, хотя более целесообразно использовать первоначальное сопротивление сдвигу неразрушенного образца в качестве ориентира, опираясь на различные факторы для количественного определения поправок к оценке $Q_{s\,max}$.

Видеонаблюдения показали, что райзеры часто «вырывают» в морском дне траншеи значительной глубины; этот вопрос рассматриваются далее в А.10.4.5. Дополнительное сопротивление подъему возникает после частичной засыпки траншеи, в результате чего труба оказывается заглубленной. Материал засыпки траншеи, вероятно, будет представлять собой смесь грунто-водяной массы и грунта с нарушенной структурой, поэтому можно ожидать, что его прочность будет ниже прочности донного грунта с нарушенной структурой.

Для условий без засыпки траншеи с задействованием сопротивления подъему только от присоса в *[215]* предлагается зависимость, показанная в формуле (А.66), для перемещения при отрыве Δz_b, т.е. перемещении подъема, при котором труба полностью отрывается от грунта, измеренном от точки, в которой чистое усилие, Q, становится отрицательным.

$$\Delta z_b = \zeta_V \zeta_t D, \quad (A.66)$$

где ζ_V — безразмерный коэффициент, отражающий фактор скорости;

ζ_t — безразмерный коэффициент, отражающий временной фактор.

В [*215*] приведены рекомендации по назначению коэффициентов ζ_V и ζ_t на основе данных исследовательских проектов STRIDE и CARISMA.

В литературе не представлены общие зависимости для варианта траншеи с засыпкой, аналогичные формуле (А.66). Однако на индивидуальной основе были разработаны зависимости для описания зависимости «подъем — перемещение» для специальных площадок (см., например, [*221*]).

А.10.4.4.5 Корректировка характеристик жесткости при циклическом нагружении

Считается, что циклическое нагружение ухудшает жесткостные характеристики грунта. На основе циклических модельных испытаний типа «свая — грунт», когда грунт представлен каолином (белой глиной) [*220*], дает значения нормализованной циклической жесткости, *K*, менее 5, в отличие от ситуации с монотонным нагружением, когда значения *K* фиксируются в диапазоне от 250 до 40 при $\Delta z/D$ = 0,025. Модельные испытания также показывают, что жесткость уменьшается в 10—20 раз, когда возникает отделение райзера от грунта и затем повторный контакт [*222*].

Длина отрезка трубы, на которой происходит разделение «грунт — райзер», будет изменяться в зависимости от глубины моря в данной точке, параметров райзера, типа плавучего сооружения и природных условий. В таблице А.4 представлены типичные схемы движения райзера в зоне касания для различных штормовых условий для платформ типа SPAR в Мексиканском заливе. Для типичных значений диаметра райзеров 0,3—0,4 м длина этих отрезков составляет ±15 м для регулярных волн и ±25 м для экстремальных штормовых условий. Поперечные или внеплоскостные смещения платформы могут приводить к троекратному увеличению длины участков отделения райзера от грунта.

Таблица А.4 — Сводные данные по протяженности и вероятности возникновения перемещений ТКД для гибких райзеров [*221*]

Движения	Вероятность возникновения	Предел смещений ТКД в плоскости	Предел поперечных смещений ТКД
Регулярные	95 %	±43*D*	±0,5*D*
Экстремальный шторм	2,5 %	±70*D*	±1*D*
Перемещения плавучего сооружения второго порядка	2,5 %	±200*D*—260*D*	±7*D*

Среднее положение ТКД разделяет райзер на участки свободного провисания и опирания. На участке провисания соответствующую жесткость грунта можно принять равной жесткости, соответствующей большим перемещениям, и поэтому на порядок ниже максимальной жесткости при разгрузке и повторном нагружении. На участке опирания постепенное затухание перемещений райзера по амплитуде и частоте предполагает, что в диапазоне между регулярными и экстремальными штормовыми условиями в таблице А.4 «среднее» значение жесткости, соответствующее текущим оперативным условиям, следует повышать ступенчатым образом в направлении от минимального до максимального значения. Данные гистограмм вертикального движения SCR могут быть использованы для оценки значений характеристик жесткости снижения и степени пространственной изменчивости жесткости.

На практике программное обеспечение, используемое для оценки усталостных повреждений, может быть ограничено в части учета степени пространственной изменчивости жесткостных характеристик грунтов морского дна. Эквивалентный эффект может быть достигнут с помощью адекватной нелинейной модели для взаимодействия райзера — морское дно, включающего сравнительно мягкую скелетную кривую и более высокую жесткость разгрузки — повторной загрузки, как показано на рисунке А.12. Такие нелинейные модели доступны в коммерческих пакетах программ для расчетов райзера.

А.10.4.5 Самозаглубление

А.10.4.5.1 Описание процесса и его свойства

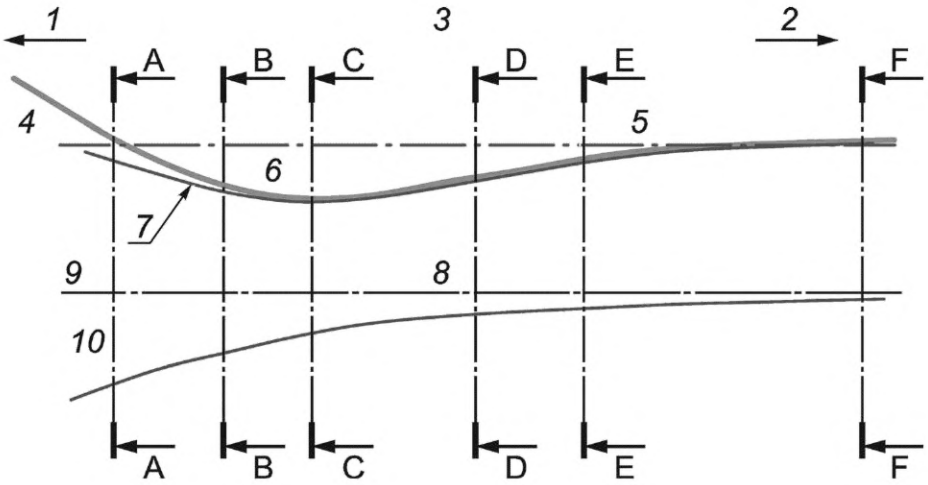
Движения райзера в зоне касания дна моря создают траншею, которая влияет на картину напряжений и усталостные характеристики райзера. Создание траншеи (на первом этапе — впадины) является процессом размыва грунта и углубления дна за счет движений райзера в ответ на глобальные движения плавучей системы. Процесс формирования траншеи в результате регулярных смещений грунта обычно длится от месяцев до нескольких лет, но может значительно ускоряться за счет более широкого вовлечения природных событий, применения судов с компенсацией вертикальной качки или вибрации за счет вихреобразования.

Наблюдения за траншеями, созданными райзерами, приведены в [*223*] и раскрывают типичный профиль в форме «черпака», который имеет максимальную глубину вблизи точки номинального касания и постепенно выполаживается до уровня естественного дна моря по направлению к участку выкидной линии. Райзер часто заглублен в траншее в зоне средней точки касания. В плане траншеи имеют форму раструба, с уширением на стороне судна, а касание и сужение идут в направлении выкидной линии. Обобщенная форма траншеи дана на рисунке А.13.

Размеры траншеи от конкретного райзера зависят от нескольких факторов, включая следующие:

- грунтовые условия;
- размеры и конфигурацию райзера (например, труба в трубе);

- условия окружающей среды;
- время после установки;
- тип судна.



1 — судно; *2* — выкидная линия; *3* — вид профиля; *4* — райзер; *5* — поверхность дна моря; *6* — профиль впадины в виде «черпака»; *7* — примерное расположение ТКД райзера; *8* — вид в плане; *9* — центральная линия; *10* — профиль впадины в виде раструба

Рисунок А.13 — Общий вид обобщенной траншеи [*223*]

А.10.4.5.2 Влияние на результаты расчета

Влияние дна моря с траншеей на усталостные характеристики зоны касания SCR четко не определено из-за разнонаправленных факторов, относящихся к геометрии траншеи и грунтовым условиям. В отличие от этого, образование траншеи может вызвать сильные изгибающие напряжения в райзере при поперечных движениях или близко от касания. Райзер может быть перенапряжен в случаях внезапного взаимодействия с траншеей в ходе экстремальных природных событий или значительных поперечных и/или внеплоскостных движений. Непрекращающиеся поперечные движения внутри траншеи за счет доминирующих природных условий, движений второго порядка и вибраций от завихрений также могут отрицательно сказаться на выносливости трубы в номинальной точке касания или вблизи нее.

А.10.4.5.3 Движение в трех измерениях

Экстремальные условия, такие как оборванные якорные линии, поперечные или внеплоскостные движения судна или платформы, могут привести к движениям райзера в трех направлениях, создавая предпосылки для «отрыва» от сформированной траншеи. Поэтому необходимо учитывать широкий диапазон смещения номинальной точки касания SCR дна, которое передается судном на поверхности моря на большие горизонтальные расстояния, которые могут быть в диапазоне 5 %—10 % от глубины моря. Это расстояние, вероятно, будет больше, чем ширина самой большой (оцененной ранее) траншеи. Судно на поверхности может смещаться назад и тащить райзер на большие расстояния от исходной траншеи, перед тем как прийти в равновесное положение, которое количественно не оценивалось в сценарии разрушения.

В нормальных (т. е. с неповрежденными якорными линиями) операциях в сильные штормы и в событиях с сильными течениями плавучее сооружение также способно поднять SCR из траншеи и переместить его от траншеи на ненарушенный грунт на расстояние, равное нескольким значениям ширины траншеи по мере того, как условия поверхности дна и воздействие окружающих условий придут к взаимному балансу, возможно, с изменением направления воздействия и затем и его интенсивности.

В любой из вышеуказанных ситуаций новая траншея может создаться на новом месте, что повлияет на выносливость райзера. Более важным является то, что сопротивление отрыву первой траншеи может вызвать высокие локализованные изгибающие моменты и потенциальную реализацию предельного состояния по прочности. Эффект высокого сопротивления отрыву в ходе пространственного движения райзера, создавшего траншею, должен определяться количественно.

А.10.5 Геотехнические расчеты для случая райзеров верхнего натяжения

А.10.5.1 Общие положения

Расчет райзеров верхнего натяжения вблизи или ниже уровня размещения ПВП зависитот взаимодействия райзера (направления) с грунтом. В расчетах следует учитывать два следующих аспекта:

а) реакция райзера в предельном состоянии по прочности, когда основной плавучий объект переместился на значительное расстояние от среднего положения;

b) усталость райзера в результате повторяющихся циклических движений с диапазоном амплитуд и частот.

Первая проблема возникает в ходе состояния ухода или в результате воздействия внешних факторов. Вариант ухода может быть преднамеренным статическим типом условия, создаваемого, когда основной объект переместился для содействия буровым операциям или когда временно утрачиваются способности удержания.

Проблема усталости обусловлена циклическими воздействиями, возникающими в ходе жизненного цикла системы «райзер — направление». Воздействия могут порождаться следующими факторами:

- природные воздействия волн, ветра и течений на основной плавучий объект;
- вибрации, вызванные завихрением водного потока при обтекании основного объекта или райзера;
- природные воздействия (волны и течения) на верхнюю часть райзера.

Расчеты показали, что пиковые воздействия не вносят основного вклада в усталостные повреждения. Скорее небольшие более частые воздействия вызывают основные усталостные повреждения. Поэтому характеристика отклика грунта на перемещения с малой амплитудой очень важна для проблемы усталости. Предшествующие исследования указывают, что критерии, указанные в [*4*], могут занижать боковую жесткость грунтов, особенно при перемещениях с малой амплитудой. Часто трудно определить, какие оценки жесткости грунта (мягкие или более жесткие) более консервативные. Более жесткие оценки предполагают возникновение критических циклических изгибающих моментов выше дна моря, а более мягкие оценки предполагают обратное.

Помимо указанных факторов, температурные эффекты также могут оказать влияние на поведение колонны направления. Повышенная температура может приводить к следующим эффектам:

- созданию подъемных сил, действующих на колонну направления,
- изменению сопротивления сдвигу грунта вблизи колонны направления,
- распаду газогидратов на дне моря.

Влияние температурных изменений на свойства грунта вдоль колонны направления, вероятно, будет более существенным по отношению к осевым нагрузкам. Однако осевая несущая способность (устойчивость) достаточно высока с учетом длины направления и связанных обсадных колонн. Влияние на боковые воздействия смягчается за счет постоянной температуры морской воды на дно моря.

А.10.5.2 Отклик грунтового основания

Отклик участка сочленения «направление — райзер верхнего натяжения» вблизи дна моря на циклическое нагружение сильно зависит от грунтов на глубинах порядка 15—20 м ниже дна моря. Общая проблема оценки этого бокового отклика аналогична проблеме сваи с боковым нагружением. Соответственно, при моделировании поведения грунта боковые пружины, применяемые в расчетах морских свай, могут использоваться и для оценки бокового отклика направления. Несмотря на явное сходство существуют следующие различия:

- пружины, моделирующие отклик грунта в задачах о расчете свай, были первоначально разработаны для стальных опор платформ типа «джекет», подвергающихся сильным штормовым воздействиям. В связи с этим основное внимание было обращено на характеристики поведения грунта вблизи перехода в пластичность, при этом меньше внимания уделялось отклику грунта при меньших перемещениях;
- максимальные изгибающие моменты в свае относительно нечувствительны к боковому отклику грунта. Результатом изменения параметров боковых пружин является, в основном, изменение места реализации максимального момента, а не его величины. Так как толщина стенок морских свай обычно постоянная, возможные неточности кривых *p—y* для пружин будут иметь меньшее влияние. В то же время участок направление — райзер верхнего натяжения монтируется в единую секцию с применением переходных элементов. Зоны расположения переходных элементов являются критичными для усталости [*224*];
- рекомендации из 8.5 и А.8.5 основаны на результатах испытаний с нагрузками, которые прикладывались в течение нескольких дней, а нагрузки, вызывающие усталость, прикладываются в течение гораздо более коротких отрезков времени;
- зависимость между циклическим изгибающим моментом и характеристиками усталостной прочности существенно нелинейная, поэтому в условиях большого числа циклов нагружения усталостная прочность очень чувствительна к жесткости грунта.

А.10.5.3 Подход с использованием (*p—y)*-пружин в рамках метода конечных элементов

Метод расчета системы «райзер—направление» с помощью зависимости сопротивления грунта от бокового смещения, описанный в 8.5, не является единственно возможным — в качестве альтернативы может применяться МКЭ-расчет с использованием элементов типа «пружина» с заданной характеристикой *p—y*. В данном пункте приведены указания по этому методу.

Важным аспектом разработки (*p—y*)-пружин в МКЭ является разработка репрезентативной модели грунта для задачи взаимодействия «райзер — направление». Начальная деформация и соответствующий исходный модуль сдвига являются важной частью этой модели грунта. Начальный модуль сдвига, G_{max}, можно определить методом испытаний в резонансной колонне на образцах, отобранных в ходе исследования грунта (см. *ГОСТ Р 59996*). Пробы отбираются с глубин, где может возникнуть максимальное усталостное повреждение, например с верхних 15 м грунта. Результаты испытаний резонансным методом следует корректировать на основе реальных данных по условиям площадки, например на основе корреляций, предложенных в [*225*].

Значения G_{max}, полученные при испытаниях резонансным методом, должны быть скорректированы также с целью учета следующих факторов:

- увеличения модуля сдвига, наблюдаемого после первичной консолидации;
- уменьшения модуля сдвига вследствие более низкой скорости нагружения системы «райзер—направление» по сравнению с более высокой скоростью нагружения, реализуемой в резонансном методе;
- циклической деградации *характеристик грунта*, оказывающей влияние на уровень напряжений в стальной трубе и на ее характеристики усталостной прочности, в диапазоне состояний между пред- и постциклическим поведением массы грунта.

Увеличение значения модуля сдвига за счет вторичной консолидации в расчете на один цикл нагружения, выраженный в логарифмической шкале, было оценено как пропорциональное квадратному корню из числа пластичности грунта [*225*]. Такое увеличение частично будет нивелировано снижением за счет меньшей скорости нагружения, которое при отсутствии данных по конкретной площадке может быть аппроксимировано как 10 %-ное уменьшение модуля сдвига в расчете на логарифм отношения частоты нагружения к частоте испытаний резонансным методом.

В [*226*] в качестве альтернативного подхода предложено следующее соотношение для нормализованного модуля сдвига (G_{max}/s_{uDSS}) для нормально консолидированных глин:

$$\frac{G_{max}}{s_{uDSS}} \approx \frac{300}{I_P/100}, \qquad (A.67)$$

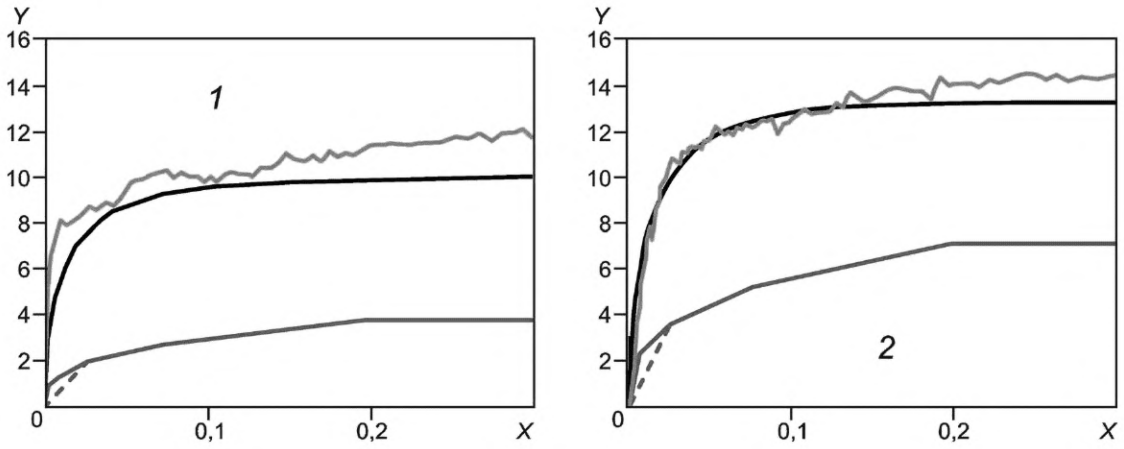
где s_{uDSS} — недренированное сопротивление сдвигу на основе испытаний на прямой сдвиг;

I_P — число пластичности грунта.

В целом значения нормализованного модуля сдвига для переуплотненных глин ниже, чем значения для нормально уплотненных глин [*226*].

На рисунке А.14 показаны примеры кривых *p—y*, построенных на основе МКЭ-расчетов (линии черного цвета), в сопоставлении с рекомендациями, приведенными в 8.5.3, для двух экспериментов, 1 и 2 [*227*]. На рисунке также показаны результаты испытаний в центрифуге, где воздействие длилось менее одной минуты (линии зеленого цвета). Графики голубого цвета отражают рекомендации 8.5.3 применительно к мягким глинам.

Дополнительные подробности построения кривых *p—y* посредством процедур численного моделирования описаны в [*228*].



1 — глубина, равная 1,4 м (1,5 диаметра); *2* — глубина, равная 7,3 м (8 диаметров); *X* — боковое смещение/диаметр, y/D; *Y* — единичное давление/сопротивление сдвигу, p/s_u; — — — — API RP2A (2000) [*2*]; ▬▬ — API RP2A Addendum #3 (2008); ▬▬ — МКЭ-расчет; ▬▬ — испытания в центрифуге

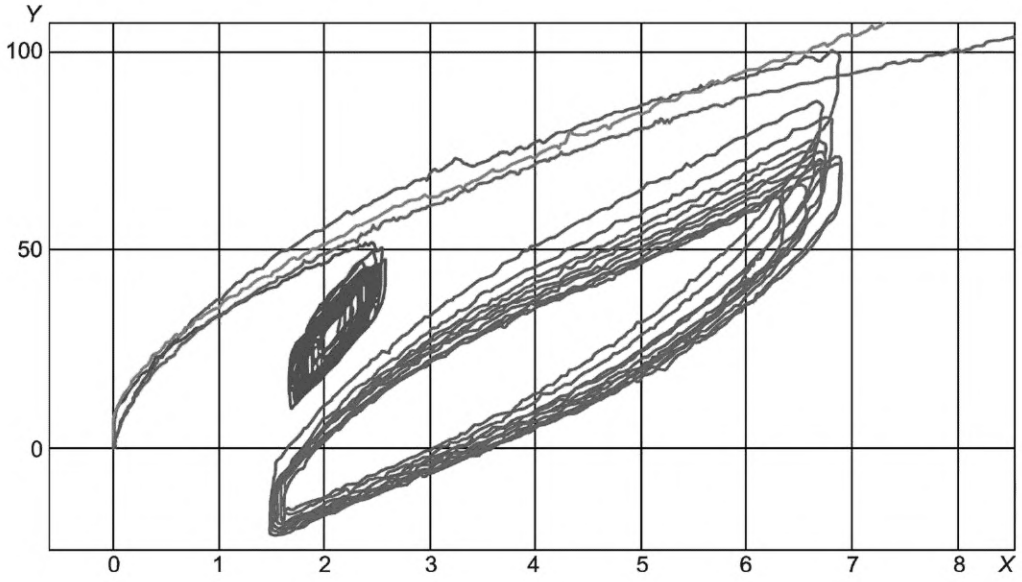
Рисунок А.14 — Сравнение характеристик (*p—y*)-пружин, измеренных в ходе испытаний в центрифуге с использованием в качестве грунта каолинита и рассчитанных на основе МКЭ с учетом положений 8.5.3 [*227*]

А.10.5.4 Дополнительные аспекты

В дополнение к жесткости грунта при малых деформациях характеристики грунта также должны включать эффекты деформационного упрочнения. Параметры деформационного упрочнения рассчитываются на основе либо упруго-пластичного изотропного упрочнения грунта при больших деформациях, либо кинематического упрочнения в результате циклического нагружения.

На рисунке А.15 [*227*] представлены результаты, демонстрирующие это потенциальное воздействие указанного фактора. Диаграмма на рисунке показывает, как циклическое нагружение может снижать жесткость грунта. Если в расчете используется статическая скелетная кривая *p—y* в средней точке для циклического воздействия, то

фактическая секущая жесткость разгрузки/повторного нагружения (как это используется в нескольких программных продуктах усталости райзера) оказывается выше. Поэтому использование тангенциальной жесткости, соответствующее скелетной кривой, может дать консервативные результаты (повышенный уровень усталостных повреждений), когда критическая точка усталости на секции «райзер — направление» находится ниже дна моря. Однако, если критическая точка усталости расположена выше дна моря, расчеты с применением более мягких пружин, моделирующих грунт, могут приводить к неконсервативным результатам.



X — смещение головы прототипа сваи, дюймы (1 дюйм = 0,0254 м); *Y* — нагрузка, приложенная к голове сваи, килофунт-сила (kips) (1 kip = 4,448 кН); ——— — испытание 2 — заключительное монотонное нагружение; ——— — скелетная кривая — испытание 1; ——— — испытание 2 — 10 циклов; ——— — испытание 2 — 50 циклов

Рисунок А.15 — Детальная диаграмма смещения головы сваи в зависимости от боковой нагрузки головы сваи [227]

А.10.5.5 Общие выводы и рекомендации для райзеров с верхним натяжением

Могут быть сформулированы следующие общие указания и рекомендации по проектированию райзеров с верхним натяжением:

a) в расчете системы «райзер с верхним натяжением — направление» должны учитываться предельное состояние по прочности и предельное состояние по усталости. Из-за меняющейся толщины стенок и нерегулярных изменений в геометрии формы критический изгибающий момент может возникнуть либо выше, либо ниже дна моря;

b) кривые *p*—*y*, указанные в 8.5.3 для свай, обеспечивают значительно более мягкий отклик, чем кривые *p*—*y*, построенные с помощью МКЭ. Развитые модели грунта следует использовать на основе данных по грунтам конкретной площадки, учитывающих как поведение грунта при малых смещениях, так и деформационное упрочнение от циклического нагружения;

c) хотя МКЭ порождает более жесткий отклик грунта, модельные испытания показывают, что при циклических нагрузках наблюдается снижение жесткости грунта;

d) когда критическая точка усталости находится ниже дна моря, тангенциальная жесткость от скорректированных статических кривых *p*—*y* на основе МКЭ-расчета может быть консервативной, так как тангенциальная жесткость в средней точке цикла может быть меньше жесткости в фазе «разгрузка — нагрузка». Если критическая точка усталости находится выше дна моря, кривые *p*—*y* на основе 8.5.3 для мягкой глины могут быть неконсервативными. Для этого варианта интенсивность усталостной деградации жесткости должна оцениваться консервативно, т. е. следует принимать в расчет меньшее значение интенсивности деградации;

e) построение кривых *p*—*y* на основе МКЭ-расчета является затратным по времени и требует привлечения экспертов-расчетчиков. Если критические изгибающие моменты реализуются в точке ниже дна моря, то в качестве первого шага могут быть использованы кривые из 8.5.3 для мягкой глины. Если эта начальная попытка приводит к неприемлемым уровням разрушения, то следует попытаться применить данные по конкретной площадке для обоснования более высоких значений жесткости грунта;

f) для бурового райзера с более тяжелой нижней секцией (где размещен ПВП) наличие слабых грунтов (грунтов с малой жесткостью) в грунтовой толще может приводить к смещению собственной частоты колебаний системы в зону пика волнового спектра. Поэтому присутствие на поверхности морского дна твердого грунта само по себе не

гарантирует безопасного результата в части обеспечения циклической прочности, даже если критическая точка (с точки зрения усталости) находится выше уровня дна моря.

А.10.6 Расчет фундамента для райзера

А.10.6.1 Общие положения

Концепция райзерной системы подразумевает компоновку свободно стоящих райзеров, включающих несколько райзеров в пучке, натянутых сверху с помощью плавучего блока и заякоренных к морскому дну. Соединение с судном на поверхности или платформой обычно обеспечивается гибкими перемычками. Вертикальный участок райзера поддерживает осевое растяжение, создаваемое за счет плавучести и циклических волновых воздействий, и должен быть надежно закреплен на морском дне. Значительная часть натяжения действует постоянно в течение срока эксплуатации.

Имеется несколько вариантов фундамента для райзера: гравитационное основание, вакуумные сваи и забивные сваи. Выбор концепции для фундамента должен учитывать грунтовые условия, способ монтажа, а также эксплуатационные характеристики. Для выбора наиболее подходящего типа фундамента рекомендуется выполнить предварительное концептуальное исследование.

А.10.6.2 Нагрузки и характеристики несущей способности

А.10.6.2.1 Нагрузки

Расчетные воздействия необходимо оценить по следующим условиям:

- монтаж и извлечение фундамента;
- нормальные эксплуатационные условия (см. *ГОСТ Р 57148)*;
- экстремальные условия (см. *ГОСТ Р 57148*).

Комбинации воздействий выбирают так, чтобы предвидеть наиболее неблагоприятный результат для каждого механизма устойчивости и выполненных расчетов деформации.

А.10.6.2.2 Рекомендуемые значения коэффициентов надежности по несущей способности

Коэффициенты надежности по несущей способности рекомендуется принимать в соответствии с [*229*] для забивных свай и по *ГОСТ Р 58773* (см. также А.11.5.2) для других типов анкеров, например вакуумных свай.

Примечание — Значения коэффициентов надежности по несущей способности, приведенные в *ГОСТ Р 58773*, были разработаны без учета подъемных сил, длительно действующих на вакуумные сваи. В [*230*] дана информация по потенциальному отклику подъема в условиях продолжительных воздействий.

В [*229*] вариант гравитационных воздействий в явном виде не рассматривается. Также в [*229*] содержится указание, что для расчета сваи на осевую нагрузку, когда вес фундамента менее чем приблизительно 10 % предельной несущей способности по оси, вес фундамента под водой можно вычесть из приложенных нагрузок при определении коэффициента безопасности, в то время как для других систем, несущая способность которых обеспечивается в основном за счет веса, вес фундамента должен учитываться в критериальном уравнении в составе слагаемых, отвечающих за несущую способность.

А.10.6.3 Расчетные значения характеристик грунта

Для выбора расчетных параметров грунта необходимо выполнить высококачественные измерения параметров грунтов по месту и/или провести специализированные геотехнические исследования. Важно определить отсутствие/наличие каких-либо высокопроницаемых слоев в/над зоной влияния для обратной несущей способности при продолжительном нагружении.

Глубина геотехнических скважин должна превышать глубину фундамента не менее чем на три диаметра анкера, если только региональные характеристики площадки не свидетельствуют об отсутствии существенных изменений в стратиграфии на этой глубине. Если серьезные изменения стратиграфии отсутствуют, глубина под наконечником анкера может быть уменьшена до одного диаметра анкера. Нужен совет геотехника, если глубина скважин уменьшена.

Количество скважин следует определять в зависимости от пространственной изменчивости характеристик грунта. Если по результатам геофизической съемки отмечается повышенная латеральная изменчивость свойств грунта (что должно быть отражено в отчете по инженерно-геологическим изысканиям), то необходимо пробурить по одной скважине в каждой точке установки анкеров. Основные требующие изучения свойства грунта и перечень расчетных характеристик, необходимых для проектирования, определены в *ГОСТ Р 59996.*

А.10.6.4 Выполнение расчетов

А.10.6.4.1 Общие принципы

Ниже сформулированы общие принципы, которых следует придерживаться при оценке устойчивости фундаментов райзеров:

- методы предельного равновесия могут в общем использоваться для оценки несущей способности фундаментов райзеров. Сопротивление сдвигу, используемое в расчете, должно учитывать эффекты ползучести и потенциального дренирования при продолжительном воздействии и циклической деградации. Уменьшение эффективных напряжений и сопротивления сдвигу за счет потенциального дренирования можно исследовать с помощью МКЭ;

- в расчет должен быть включен надлежащий учет перемещения и деформации на протяжении срока службы фундамента. Когда перемещение и деформация критичны, можно использовать сложные аналитические методы. Анализ перемещения должен учитывать недренированные деформации при сдвиге за счет приложения продолжительных воздействий, недренированной ползучести в ходе продолжительного воздействия, а также постоянных и циклических компонентов волнового нагружения. Перемещения за счет деформаций при сдвиге, объемных сдвигах и течении воды через грунт за счет потенциального дренирования в ходе продолжительного воздействия тоже учитываются;

- якоря устанавливаются с указанными допусками по наклону и ориентации. При анализе результатов расчетов должны учитываться эффекты пределов допусков;

- монтаж планируется так, чтобы обеспечить надлежащую посадку фундамента в предназначенном месте без чрезмерного нарушения опорного грунта. При чрезмерном нарушении оно учитывается в оценке несущей способности фундамента;

- принимаются меры предотвращения поверхностной эрозии и/или размыва грунта под или вблизи подошвы фундамента.

Когда предполагается извлечение, следует сделать анализ сил, создаваемых при извлечении для обеспечения выполнения извлечения имеющимися средствами.

А.10.6.4.2 Методология геотехнических расчетов для фундамента

Способы расчетов забивных свай и фундаментов гравитационного типа охватываются методами, описанными в этом разделе, а также рекомендациями из [*229*].

Примеры расчетов вакуумных кессонов приводятся в рекомендациях из А.11.5.2, а более подробные аспекты рассматриваются в технической литературе (например, [*230*]—[*241*]). При проектировании необходимо учитывать следующие аспекты:

a) этапы внедрения и извлечения;

b) оценку держащей способности, включая долговременную подъемную силу;

c) оценку длительных смещений;

d) определение реакций грунта, используемых в расчете конструкции.

Несущую способность нужно проверить на постоянное воздействие и на сумму постоянных и циклических воздействий. Если циклические воздействия (быстрые/кратковременные) незначительные по сравнению с постоянными (продолжительными/долговременными), условие постоянного воздействия может быть критичным, так как сила может быть меньше для этого условия, чем условие, где включены циклические воздействия. Нужно учитывать следующее:

- недренированное сопротивление сдвигу для условия постоянного воздействия должно быть уменьшено для учета эффектов ползучести (см., например, [*242*]). Эффект перераспределения порового давления и набухания также должен учитываться, так как это может привести к уменьшению эффективных напряжений и недренированных сопротивлений сдвигу и тем самым снизить несущую способность при нестационарном волновом нагружении [*233*]. В случаях, когда постоянное/продолжительное воздействие продолжается месяцами, также следует выполнить оценку, возможно ли полное формирование дренированных условий и обеспечение присоса (механизма обратной несущей способности) по всей площади основания. Необходимо учитывать вероятность возникновения каналов дренирования в пространстве между элементами жесткости внутри юбок, в зонах под торцами элементов жесткости и усиленных стенок контура юбок, а также вдоль открытых трещин снаружи анкера со стороны активного давления грунта. В [*230*] и [*243*] продемонстрировано, что несущая способность типичного вакуумного кессона в условиях продолжительного нагружения может составить лишь 70 % от несущей способности для условий быстрого нагружения;

- дренирование и перераспределение порового давления также может влиять на недренированное сопротивление сдвигу при циклическом нагружении, однако сопротивление сдвигу для суммы постоянных и циклических воздействий может быть выше, чем для постоянного воздействия за счет эффектов скорости [*242*].

Необходимо оценить возможность расхождения швов вдоль стенки поверх элементов жесткости или секций с увеличенной толщиной стенок. В варианте с кольцевыми элементами жесткости необходимо оценивать потенциал уловленной воды между кольцевыми элементами жесткости (см. например, [*232*]). Нужно учитывать, если вероятно расхождение швов или улавливание воды, а также возможное влияние таких зазоров на пути дренирования и на сопротивление за счет недостатка контакта вдоль стенки.

Несущая способность вакуумных кессонов может зависеть от пассивного пониженного давления (т. е. от фактора ОНС) внутри кессона. Если полагаться на пониженное давление, надлежащая герметизация может быть критичной, особенно для части пониженного давления, создаваемого долговременными воздействиями окружающей среды, такими как кольцевые течения. Верх анкера может быть герметизирован, но если нельзя гарантировать уплотнения клапана, то нужно рассмотреть либо запасной колпачок позади клапанов, либо программу мониторинга для обеспечения желаемой целостности в течение срока службы вакуумных кессонов. Если надлежащая герметичность не обеспечена, вакуумные кессоны следует конструировать для выдерживания продолжительного подъемного воздействия без учета пассивного пониженного давления.

А.10.6.5 Обследование и мониторинг

В составе проекта фундамента следует разрабатывать программу обследований. Программа обследования должна включать использование контрольно-измерительных средств для мониторинга критических аспектов работы фундамента в ходе монтажа и эксплуатации.

Если в какой-либо момент времени в течение срока службы сооружения в ходе обследования будет выявлено условие или поведение, представляющее опасность для целостности фундамента или сооружения, то при должном обосновании может потребоваться проведение мероприятий по коррекции или техобслуживанию.

А.10.7 Геотехнические расчеты для случая выкидных линий и трубопроводов

А.10.7.1 Общие положения

При расчетах трубопровода следует учитывать предельные состояния по прочности и по усталости, относящиеся к напряжениям в трубопроводе, а также к перемещениям соответствующих концевых соединителей, включая секции с переходом к участку провисающего райзера. На поведение трубопроводов влияют силы взаимодействия между трубопроводом и морским дном, а также другие внешние и внутренние нагрузки на трубопровод.

Для прогнозной оценки начального заглубления трубопровода после укладки, а также для построения зависимостей типа «сила — перемещение» в осевом и боковом направлениях рекомендуется привлечение специалиста-геотехника. Базовыми моделями для описания осевого и бокового движения трубы являются линейно-упругая и идеально-пластическая модели. Более сложные расчеты требуют более сложных моделей взаимодействия трубы и грунта. При проверке предельных состояний критическими могут оказаться как верхние, так и нижние предельные значения сил в системе «труба — грунт», которые должны быть корректно определены.

А.10.7.2 Нагрузки на трубопроводы

Воздействия и движения, реализуемые в ходе укладки трубопровода, определяют заглубление трубопровода и остаточные натяжения и другие характеристики работы трубопроводов после начала эксплуатации. Гидродинамическое нагружение и последующий процесс размыва и разжижжения грунтов морского дна могут привести к изменениям внедрения в ходе эксплуатации трубопровода.

После окончания монтажа воздействие на отдельный элемент трубопровода будет уравновешено силой реакции грунта. Воздействия на элемент трубопровода порождаются соседними/граничными элементами трубопровода, примыкающим провисающим участком стального райзера, гидродинамическими или температурными нагрузками, а также внутренним и внешним давлением. Сжимающая осевая сила, создаваемая рабочими циклами внутреннего давления и температуры, может приводить к боковому изгибу трубопровода или накоплению осевых смещений («гуляние» трубы).

Трубопровод также может подвергнуться внешнему нагружению от потоков взвешенных наносов и мутьевых потоков, возникающих от подводных оползней или ударных воздействий посторонних объектов на дно.

А.10.7.3 Силы реакции основания

А.10.7.3.1 Модели взаимодействия «трубопровод—основание»

Взаимодействие между трубопроводом и морским дном включено в расчет конструкции трубопровода путем размещения модельных элементов типа «труба—грунт» с интервалами вдоль трубопровода. Этот подход аналогичен методам передачи воздействия *t—z* и *p—y* при расчете отклика сваи.

Для некоторых менее ответственных расчетных ситуаций при расчете трубопровода взаимодействие в системе «труба—грунт» может быть представлено ограничительными значениями осевой или боковой несущей способности или билинейной упруго-пластической диаграммой нагружения в осевом и боковом направлениях. Сопротивление в системе «труба — грунт» обычно выражается в форме эквивалентного коэффициента трения, связывающего предельное сопротивление со значением эффективного веса трубопровода. Однако осевое и боковое сопротивления могут зависеть не только от веса трубопровода, но и от других факторов, например от текущей величины заглубления. Поэтому коэффициент трения в данном случае не следует рассматривать как физическую характеристику грунта.

Для учета более сложных эффектов взаимодействия, в частности, поведение при больших перемещениях, необходимо моделировать другие аспекты взаимодействия системы «труба — грунт», включая отрыв трубы от грунта по хрупкому типу и циклический рост берм в процессе боковых смещений трубы [*244*].

А.10.7.3.2 Дренированное и недренированное поведение грунта

Для случая мелкозернистых связных донных отложений укладка трубопровода обычно рассматривается как недренированный процесс. Рассеяние избыточного порового давления, вызванное укладкой, обычно занимает первые дни или недели. Боковые движения трубопровода обычно происходят в условиях недренированного деформирования, но в то же время процессы консолидации, протекающие между повторными движениями трубы, могут способствовать частичному восстановлению прочности грунта нарушенной структуры. Состояние грунта вблизи трубы при осевом смещении трубопровода может быть дренированным или недренированным, так как радиус дренирования в этом случае меньше по сравнению с боковым движением.

Для случая крупнозернистых несвязных отложений монтаж и эксплуатация трубопровода обычно происходят в полностью дренированных условиях. При выполнении проектных расчетов следует провести сопоставление ожидаемых скоростей осевого и бокового движения трубопровода с соответствующими скоростями процессов дренирования и консолидации грунта для определения превалирующих условий — дренированных или недренированных.

А.10.7.4 Расчет взаимодействия системы «трубопровод — основание»

А.10.7.4.1 Вертикальное внедрение

А.10.7.4.1.1 Эффекты укладки

Наблюдения показывают, что заглубление трубопровода в момент укладки обычно существенно больше, чем предсказывается на основе лишь статического веса, причиной чего является повышенное давление на грунт и динамические движения трубы в зоне касания при укладке [*245*]. Значения контактных давлений (или погонной вертикальной силы) между трубопроводом и грунтом вблизи точки касания превышают соответствующие значения от действия собственного трубы веса в статическом состоянии для уложенного на дно трубопровода за счет искривленной формы в ходе монтажа.

Степень перегрузки (давления на дно) определяется изгибной жесткостью трубопровода, эффективной жесткостью грунтового основания и натяжением в трубопроводе вблизи точки касания дна [*246*]. Значение эффективной жесткости основания следует определять как секущую жесткость для предполагаемой глубины пластического внедрения трубы; оно может быть намного меньше, чем значение жесткости, используемое для оценки усталости в пределах зоны касания стального свободно провисающего райзера. На больших глубинах моря перегрузка может быть почти незаметной вследствие наличия мягких грунтов на дне. Если трубопровод укладывается незаполненным, то следует принять во внимание, что максимальное статическое давление на дно имеет место в момент опрессовки при гидроиспытаниях, когда трубопровод тяжелее [*246*]. Поэтому заглубление свободно уложенного трубопровода может определяться либо его начальным весом (с эффектами перенапряжения при неравномерном касании дна и динамичности при монтаже), либо весом при гидравлических испытаниях.

Движение судна, изменения в натяжении трубопровода, а также гидродинамическое нагружение подвешенного участка трубы вызывают сочетание вертикальной и горизонтальной мод движения трубопровода на дне моря при его укладке ([*245*], [*247*]—[*249*]). Даже незначительные боковые или вертикальные движения могут вызывать нарушение структуры, локальное разупрочнение и эрозию донных грунтов в зоне касания, увеличивая заглубление трубопровода.

А.10.7.4.1.2 Статическое вертикальное сопротивление внедрению

В случае отложений на морском дне, когда преобладают дренированные условия, для оценки статического заглубления трубопровода могут использоваться стандартные подходы к определению несущей способности. Трубопровод может рассматриваться как поверхностный ленточный фундамент, ширина которого равна номинальной длине хорды контакта «труба—грунт» при ожидаемом заглублении. Однако в большинстве случаев заглубление трубопровода на основе статического нагружения будет прогнозироваться на минимальном уровне. В реальности другие процессы, такие как циклическое движение трубопровода, размыв и частичное разжижжение морского дна, обусловят истинное заглубление свободно уложенной трубы.

Для случая мелкозернистых связных грунтов, когда при заглублении преобладают недренированные условия, теоретические решения по оценке сопротивления внедрению трубы приведены в [*216*], [*250*], [*251*]. В этих решениях используется стандартное уравнение несущей способности, модифицированное для закругленной формы трубопровода. Следует также учесть тот факт, что в мягких грунтах в результате качки плавучего сооружения может реализовываться существенно повышенный уровень подъемной силы [*217*].

А.10.7.4.2 Осевое сопротивление грунта

Осевое движение трубопровода приводит к разрушению грунта сдвигом вблизи поверхности границы «трубопровод—грунт» или непосредственно на ней. Для вычисления эффективных напряжений и сил на поверхности раздела «трубопровод — грунт» может быть использовано эффективное значение вертикальной контактной силы. Как показано в [*246*], с учетом криволинейной формы контакта трубы с донным грунтом (выражается через коэффициент усиления), дренированное сопротивление смещению по оси на единицу длины трубопровода, *T*, определяется следующим образом:

$$T = \mu N = \mu\zeta V, \tag{A.68}$$

где μ — коэффициент трения трубы по грунту, который может быть выражен в терминах угла трения на поверхности раздела δ, где $\mu = \operatorname{tg}\delta$;

ζ — коэффициент усиления;

N — суммарное значение нормальной компоненты контактной силы;

V — значение вертикальной силы, действующей на основание (в основном, вес трубопровода).

На основе упругого решения в [*246*] приведено следующее выражение для ζ:

$$\zeta = \frac{N}{V} = \frac{2\sin\theta_{D'}}{\theta_{D'} + \left(\sin\theta_{D'}\cos\theta_{D'}\right)}, \tag{A.69}$$

где $\theta_{D'}$ — половинный угол контактного сектора «трубопровод—грунт», который зависит от приведенного заглубления z/D, следующим образом:

$$\cos\theta_{D'} = 1 - \frac{2z}{D}. \tag{A.70}$$

Вследствие зависимости угла трения грунта от контактных напряжений его следует оценивать на основе испытаний, выполняемых при корректно определенном уровне напряжений ([*246*], [*252*]). При осевом смещении трубопровода в недренированных условиях эффективный коэффициент трения может увеличиваться или уменьшаться в зависимости от того, создается ли отрицательное или положительное избыточное поровое давление при сдвиге на поверхности раздела.

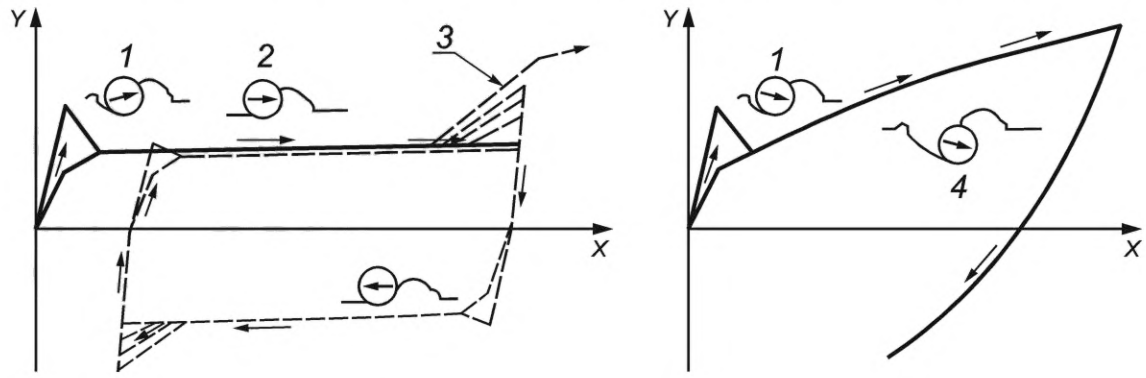
Для оценки значений коэффициента трения, μ, для условий дренированного сдвига лабораторные испытания с помощью сдвигового прибора могут использоваться для определения как пикового, так и остаточного сопротивления. Испытания могут выполняться с использованием образца покрытия поверхности трубопровода. Альтернативным образом модельная секция трубы может испытываться в более крупной испытательной камере. Такие испытания должны воспроизводить соответствующие процессы консолидации, протекающие в ходе монтажа, а также соответствовать параметрам скорости нагружения и длительности пауз при укладке, отражающим расчетную ситуацию. Следует определить, можно ли рассматривать применительно к осевым смещениям трубы недренированные или частично дренированные условия, — это может приводить к значительному снижению эффективного коэффициента трения, μ, по сравнению с условиями полного дренирования.

А.10.7.4.3 Боковое сопротивление грунта

На боковое сопротивление в системе «труба — грунт» в процессе первичного «прорыва» (*прорезание стенки траншеи трубой в горизонтальном направлении*) и циклических движений с большой амплитудой влияет начальное заглубление трубы, ее вес, формирование берм грунта по краям трубы на участках свободного провисания и опирания райзера при его поперечных колебаниях, а также свойства грунта. При значительном размахе колебаний для недренированных условий обычно наблюдаются два характерных типа бокового отклика (рисунок А.16) — в зависимости от отношения веса трубопровода к прочности донного грунта, V/s_uD:

- при условии $V/s_uD < 2$ (условно, случай «легкой» трубы) трубопровод после «прорыва» стремится продолжить подъем в процессе бокового смещения. По мере подъема трубы боковое сопротивление уменьшается от значения, соответствующего моменту «прорыва», до значения остаточного сопротивления. Таким образом, участок трубопровода смещается вбок с небольшим вертикальным подъемом вместе с бермой, которую толкает вперед перед собой. Этот механизм определяется остаточным сопротивлением H_{res}. Последующие циклы бокового движения приводят к постепенному повышению сопротивления со стороны грунтовых берм [рисунок А.16 a)]. Такой тип поведения в системе «труба—грунт» часто наблюдается также в дренированных условиях;

- для значений $V/s_uD \geq 2$ (условно, случай «тяжелой» трубы) трубопровод обычно начинает заглубляться после того, как будет преодолено начальное сопротивление «прорыву». Это движение вниз вместе с ростом размера бермы грунта впереди трубы приводит к устойчивому увеличению бокового сопротивления [рисунок А.16 b)].



a) Случай «легкой» трубы

b) Случай «тяжелой» трубы

1 — сопротивление «прорыву», H_{brk}; *2* — остаточное сопротивление, H_{res}; *3* — сопротивление бермы, H_{berm}; *4* — мобилизация пассивного сопротивления; *X* — горизонтальное смещение, *u*; *Y* — горизонтальное сопротивление, *H*

Рисунок А.16 — Типы циклического отклика в системе «труба—грунт» при большом размахе колебаний в недренированных условиях

Существуют эмпирические выражения для прогнозирования бокового сопротивления в системе «трубопровод— грунт», которые разрабатывались в основном посредством калибровки с помощью результатов модельных испытаний ([*253*]—[*256*]). Эти выражения обладают значительной неопределенностью и их применимость должна быть дополнительно обоснована в проекте для каждой рассматриваемой расчетной ситуации. Для недренированных условий сопротивление отрыву H_{brk} обычно может быть представлено в виде суммы двух компонент:

а) компонента, пропорциональная существующему вертикальному воздействию, *V* (которое в основном представляет собой вес трубопровода в воде);

b) компонента пассивного сопротивления, связанная с величиной заглубления трубопровода, *z*.

Альтернативный подход предполагает использование огибающих текучести (или диаграмм взаимодействия) на плоскости с осями, характеризующими вертикальную и горизонтальную составляющие нагрузки. Диаграмма взаимодействия ограничивает допустимые сочетания воздействий для заданного значения заглубления трубопровода (см. [*251*], [*257*]).

При оценке характеристик усталостной прочности трубопровода под действием циклического движения с большим размахом существенное значение имеют размеры и прочностные характеристик растущей бермы, формирующейся перед сегментами трубопровода, в процессе его смещения и в крайних позициях [*244*].

Расчетные выражения для оценки бокового сопротивления в системе «трубопровод—грунт» при «прорыве» и в ходе циклических перемещений могут быть обоснованы и откалиброваны на основе результатов лабораторных моделей, испытаний в центрифуге ([*258*], [*259*]), натурных испытаний секций трубы на морском дне ([*260*], [*261*]) или с помощью аналитических методов.

При проектировании особое внимание следует уделять точкам, где имеет место изменение значений удельного эффективного веса трубы (непосредственно определяющего локальные контактные напряжения касания), например, в точках касания дна вблизи поверхностных опорных элементов, в концевых точках свободных пролетов, в начале секций, где присоединены элементы плавучестью. Для таких зон рекомендуется получение значений характеристик бокового сопротивления смещению трубы непосредственно для конкретных площадок.

А.11 Расчеты якорей системы удержания для плавучих сооружений

А.11.1 Общие положения

В этом разделе приведены рекомендации по расчету якорных систем для плавучих морских сооружений и морских буровых установок. Они применимы к системам удержания с провисающими, слабо натянутыми и натянутыми якорными линиями.

Для плавучих сооружений применяются следующие типы якорей (см. [*2*], [*229*], [*262*]):

- якоря, заглубляемые при волочении (или якоря судового типа);
- свайные якоря (анкерные сваи), включая забивные, вакуумные, винтовые и буронабивные;
- плужные якоря, включая заглубляемые в грунт при волочении и вертикального внедрения;
- другие типы якорей, такие как гравитационные якоря и гравитационные заглубляемые в грунт якоря (свободно падающие «якоря-торпеды»).

Рекомендуемые критерии проектирования и значения коэффициентов надежности при проверке предельных состояний *первой группы* (ULS) для якорных систем приведены в *ГОСТ Р 58773*. При выборе типа якоря нужно учитывать грунтовые условия, требования к эксплуатационным характеристикам и надежности системы, способ монтажа и испытательное нагружение (в т. ч. предварительную обтяжку якорных линий). Конструктивная прочность якорей и якорных связей, а также держащая сила якорей должны быть подтверждены расчетами.

Конструкция якорной системы должна обеспечивать, чтобы не были превышены допустимые пределы напряжений, перемещений и усталостных характеристик в якоре, а также характеристики циклической деградации окружающего грунта в ходе и после монтажа. Проектная документация по якорной системе должна включать положения по обследованию и техобслуживанию элементов, размещенных на поверхности дна и выше.

Ряд проектных и монтажных аспектов для забивных свай, вакуумных (засасывающихся) свай, плужных якорей, а также гравитационных заглубляемых в грунт якорей, все из которых способны противостоять вертикальным силам, рассматривается в А.11.5—А.11.7. Эти аспекты включают оценку, монтаж и испытания на предельную держащую способность якоря.

Некоторые технологические аспекты расчета вакуумных свай, плужных якорей и гравитационных якорей, внедряемых в грунт, находятся в стадии разработки и продолжающегося усовершенствования. Специальные и подробные рекомендации приведены в настоящем приложении в той мере, насколько это возможно на момент подготовки стандарта. Также использованы общие положения для указания на то, что нужно учитывать некоторые конкретные аспекты, и приведены ссылки на источники с дополнительными рекомендациями.

А.11.2 Исследование грунта

Условия дна моря и грунта необходимо изучить применительно к предназначенной площадке с целью обеспечения надежности конструкции якорной системы. Подробная информация по оборудованию и процедурам для исследований морского грунта дана в *ГОСТ Р 59996*.

Рекомендуется провести высококачественную геофизическую съемку с высоким разрешением по всей площади проектируемого фундамента. В исследовании должны использоваться геофизическое оборудование и современные практики, которые соответствуют глубине моря на площадке проектирования с целью обеспечения съемки дна моря с высоким разрешением, а также получения подробного стратиграфического разреза до глубины, соответствующей границам зоны влияния фундамента. Исследование должно включать картирование и описание всех объектов на дне моря, а также заглубленных объектов, которые могут оказать влияние на работу фундамента.

Соответствующее исследование должно быть направлено на получение реалистичной интерпретации геологических условий, чтобы по его результатам можно было оценить состав и объем работ последующих геологических исследований как по глубине, так и по площади (включая количество, глубину, местоположение инженерно-геологических скважин и/или испытаний по месту, как, например, CPTU-испытания коническим пенетрометром), и способствовать корректной интерпретации собранных геотехнических данных.

Полученные стратиграфические данные должны быть объединены с собранными позднее геотехническими данными или с существующими геотехническими данными (при их наличии) для оценки ограничений, которые идентифицированные геологические объекты накладывают на проектируемый фундамент, а также чтобы позволить осуществлять интерполяцию геологических данных и/или их экстраполяцию в случае перемещения местоположений якорей вследствие изменения длины связей и/или ориентаций, схемы обустройства месторождения, характеристик платформы и якорных связей.

Отбор проб, объем натурных испытаний и количество интервалов отбора по глубине разреза должны обеспечить надлежащую характеристику всех стратиграфических слоев. Минимальная вертикальная протяженность исследования площадки должна определяться предполагаемой зоной влияния воздействий, вызываемых якорями, и должна превышать предполагаемую расчетную глубину внедрения по крайней мере на диаметр якоря или на ширину лапы якоря. Если в расчетах вертикальной несущей способности учитывается фактор ОНС для наконечника вакуумной анкерной сваи, то более подходящей будет характеристика грунта ниже расчетной глубины внедрения до трех диаметров для вакуумных свай или до значения трехкратной ширины лапы для плужных якорей. Важно обеспечить отсутствие высокопроницаемых слоев в зоне, где предполагается задействование ОНС, особенно если якорю предстоит выдерживать длительные воздействия сил, как, например, силы от воздействия кольцевых течений *(характерных для Мексиканского залива)*.

Содержание и объем глубоководных исследований грунта площадки всегда должны увязываться с условиями конкретного проекта. Если для площадки отсутствуют предшествующий опыт *и ранее полученные данные*, то минимальный объем исследований должен включать по крайней мере одну инженерно-геологическую скважину с чередующимся отбором проб и CPTU-испытание для каждого кластера планируемого размещения якорей. Следует рассмотреть увеличение числа точек исследований грунта, если в скважинах, относящихся к площадкам размещения разных элементов системы заякорения, наблюдается большая изменчивость от скважины к скважине в вертикальном и/или горизонтальном направлении. Однако, если уже имеются высококачественные геотехнические данные поблизости от элементов системы заякорения и по площади фундамента наблюдаются небольшие вариации свойств грунта, или если имеется обширный опыт в части применения выбранной концепции на площади, то вышеуказанные рекомендации могут быть соответствующим образом модифицированы.

А.11.3 Типы якорей

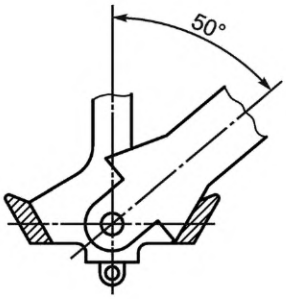
А.11.3.1 Якоря, заглубляемые в грунт волочением

Первоначально традиционные якоря, заглубляемые в грунт волочением (рисунок А.17), использовались для систем заякорения временного типа (например, для мобильных буровых установок). Технология заякорения с заглублением в грунт посредством волочения якоря значительно усовершенствовалась в последнее время. Проектирование и испытания показывают, что новое поколение волочильных якорей с неподвижными лапами создает высокую держащую способность даже в условиях мягких грунтов. Высокоэффективный якорь, заглубляемый в грунт волочением, в целом считается привлекательным вариантом для устройства системы заякорения, поскольку его легко установить и он доказал свою надежность. Якорная секция связи может быть предварительно смонтирована и испытана перед установкой плавучего сооружения.

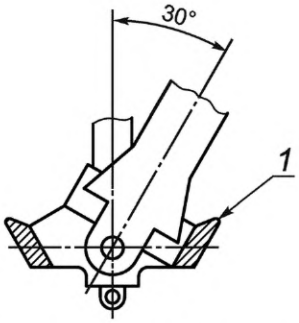
А.11.3.2 Забивные анкерные сваи

Сопротивление забивной анкерной сваи выдергиванию и горизонтальной нагрузке является функцией размера сваи, характера установки и нагружения сваи, а также типа, жесткости и прочности грунта вблизи сваи. Горизонтальная несущая способность может значительно увеличиваться за счет добавления специальных элементов, таких как юбки или уширенные оголовки наверху. Забивные анкерные сваи могут быть сконструированы таким образом, чтобы обладать значительным боковым и вертикальным сопротивлением и оставаться устойчивыми на протяжении длительного времени.

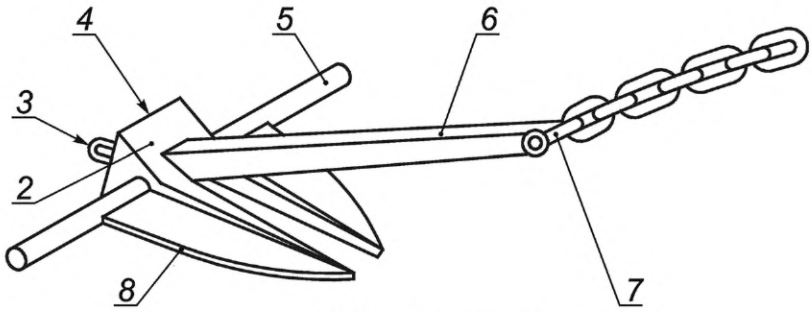
Виброзабивка [*186*], забивка с подмывом ([*210*], [*211*]), применение буронабивной и цементировочной технологий могут рассматриваться при установке анкерных свай. Тем не менее нарушение грунта в ходе виброзабивки, забивки с подмывом или при бурении должно быть учтено при проектировании, а несущая способность сваи должна быть дополнительно обоснована.



a) Детальный вид – наклон веретена якоря 50° для условий слабых илистых грунтов



b) Детальный вид – наклон веретена якоря 30° для условий песчаного дна



c) Общий вид якоря

1 — ограничитель лапы; *2* — коробка (прилив для разворота лап якоря); *3* — проушина пятки; *4* — пятка; *5* — шток; *6* — веретено; *7* — скоба якоря; *8* — лапа

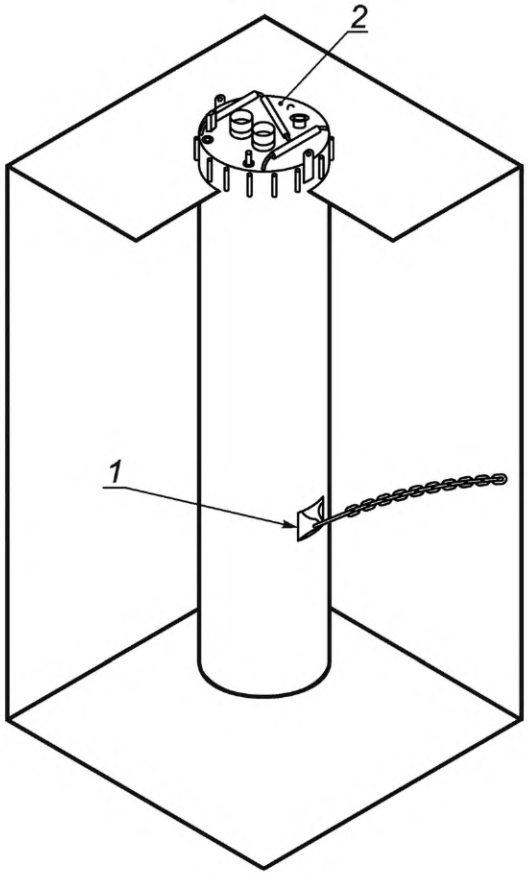
Рисунок А.17 — Традиционный якорь, заглубляемый в грунт волочением

А.11.3.3 Вакуумные (засасывающиеся) анкерные сваи

Вакуумные анкерные сваи (другое название — сваи кессонного типа) могут использоваться для больших глубоководных систем заякорения и могут конструироваться для очень высокого уровня натяжения связей. Они обычно представляют высокие стальные цилиндрические сооружения с/без внутренних систем жесткости. Цилиндрический блок открыт внизу и закрыт в верхней части (см. рисунок А.18). Вакуумная анкерная свая устанавливается путем спуска ее в грунт на глубину внедрения под собственным весом (т.е. внедрение за счет веса сваи в воде). Оставшаяся часть необходимой величины внедрения достигается путем откачки уловленной воды из внутренней части сваи. Создаваемый таким образом перепад давления (обычно называемый «разряжение» или «засасывание») приводит к возникновению дополнительной «движущей» силы вертикального направления, которая задавливает сваю в грунт. По мере увеличения внедрения необходимая сила задавливания в общем случае увеличивается, что приводит к необходимости постепенного роста перепада давления при монтаже.

После достижения расчетного внедрения выпускное отверстие для воды закрывается, позволяя вакуумной анкерной свае достичь значительной способности выдерживать горизонтальные силы, вертикальные подъемные силы, моменты, а также их сочетания.

Для вакуумных анкерных свай, заглубленных в глину, с закрытым выпускным отверстием способность противостоять натяжению связей определяется недренированным сопротивлением сдвигу грунта вблизи корпуса якоря и под ним. Несущая способность зависит от глубины внедрения, диаметра анкера, сопротивления сдвигу глины, сопротивления сдвигу на поверхности раздела «глина — стенка анкера», наклона связи и местоположения точки крепления связи. В случае, когда верхняя часть сваи оставлена открытой или извлечена, а также при анализе долговременных эффектов действия вертикальной компоненты нагрузки возможный механизм разрушения по схеме выдергивания анкерной сваи следует рассмотреть *в виде отдельной расчетной ситуации.*



1 — проушина (якорная скоба); *2* — верхняя крышка анкерной сваи с монтажными элементами, вентиляционными люками; аноды

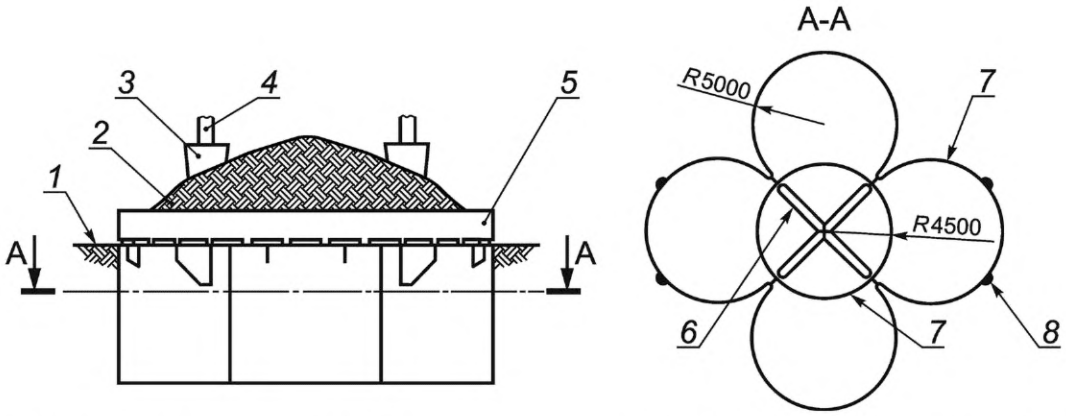
Рисунок А.18 — Вакуумная анкерная свая

Держащая способность якоря в общем случае выше, если при установке реализуются мероприятия, не позволяющие анкерной свае отклоняться от вертикали. Чтобы не допустить наклона, точка крепления связи может быть опущена с верхней части анкера до точки на стенке анкера на оптимальной глубине ниже дна моря. Местоположение оптимальной точки крепления связи зависит от профиля сопротивления сдвигу, сопротивление сдвигу на поверхности раздела глины и стенки анкера, наклона связи, веса анкера в воде, отношения глубины к диаметру якоря. Оптимальное местоположение обычно составляет от двух третей до трех четвертых длины анкерной сваи вниз от дна моря.

Поскольку вакуумные анкеры являются сооружениями более мелкого заложения по сравнению с забивными сваями, то инженерно-геологические скважины не нужны, но требуются более подробные данные о грунтах на меньших глубинах, чем для забивных свай. Вакуумные анкеры в основном используются в связных глинах. Внедрение засасыванием через песок или зернистые слои возможно, однако при разработке конструкции вакуумного анкера особенности соответствующих грунтовых характеристик должны быть учтены в явном виде ([*263*], [*264*]). Внедрение сквозь несвязный зернистый грунт требует специального рассмотрения (в настоящем стандарте соответствующие рекомендации отсутствуют).

Отношение длины вакуумного анкера к его диаметру может варьироваться от 2:1 для жесткой глины до 7:1 для очень мягкой глины. Вакуумные анкеры часто конструируются с большим значением отношения глубины к диаметру при установке в мягких глинах, поскольку в верхней части разреза с мягкими глинистыми отложениями не удается обеспечить требуемые характеристики несущей способности грунта и поверхностного трения.

Вакуумный кессон представляет собой засасывающийся анкер относительно малой протяженности по высоте и конструктивно предназначенный для внедрения на небольшую глубину. Вес в воде вакуумного кессона может составлять большую часть вертикальной держащей способности анкера. Многоячейковые бетонные сооружения с большой площадью основания и небольшой величиной внедрения юбки служат примером вакуумного кессона (см. рисунок А.19 и [*265*]). Вертикальная несущая способность включает в себя, в основном, собственный вес плюс, возможно, некоторый вклад трения по боковой поверхности и присоса под основанием. Горизонтальное сопротивление порождается внедрением юбки и трением на контакте между слоями грунта, подвергающимися сдвигу.



1 — поверхность дна моря; *2* — отсыпка; *3* — узел крепления натяжной связи; *4* — натяжная связь; *5* — парапетная стенка; *6* — ребра жесткости (балки); *7* — юбка анкера; *8* — проушина для натяжения

Рисунок А.19 — Кессон вакуумного типа

А.11.3.4 Плужные якоря

А.11.3.4.1 Общие положения

Плужные якоря первоначально использовались ВМФ США для заякорения якорных бочек для флота. Они устанавливаются с глубоким внедрением в морское дно, где в целом более высокая прочность грунта позволяет использовать сравнительно небольшие плужные якоря для высоких значений усилий в якорных линиях. Плужные якоря обычно имеют большую вертикальную держащую способность. Это позволяет использовать системы крепления на натянутых якорных линиях, когда якорные канаты могут пересекать поверхность дна моря со значительным наклоном. Плужные якоря можно подразделить на две основные категории: заглубляемые в грунт волочением и вертикального внедрения.

А.11.3.4.2 Плужные якоря, заглубляемые в грунт волочением

Заглубляемые в грунт волочением плужные якоря внедряются на бóльшую глубину по схеме, аналогичной традиционным волочильным якорям. В ходе установки якорь сначала помещается на дно моря, и по мере того, как якорь протаскивается вдоль поверхности дна моря, он врезается в грунт. Сначала якорь входит в грунт примерно параллельно лапе, но постепенно разворачивается, пока не достигает целевой глубины. В момент окончательного заглубления лапа якоря ориентируется таким образом, что становится почти перпендикулярной к якорной линии и тем самым вектору приложенной нагрузки (процедура может быть условно названа «закреплением» или «фиксацией» якоря), обеспечивая высокую горизонтальную и/или вертикальную держащую способность в зависимости от ориентации связи.

Такие заглубляемые в грунт волочением плужные якоря часто называют якорями вертикальной нагрузки (по типу «VLA»). В морской отрасли наиболее распространены два вида VLA-якорей: по типу «Stevmanta» [*266*] и «DENNLA» [267]. Якорь по типу «Stevmanta» использует специальную систему изменения длины рабочих тросов с помощью срезного штифта, что обеспечивает переход из монтажной конфигурации в рабочую, сопровождающийся изменением ориентации плоскости плужного якоря, в то время как якорь по типу «DENNLA» использует для перехода в рабочее положение веретено с шарнирным креплением (рисунок А.20).

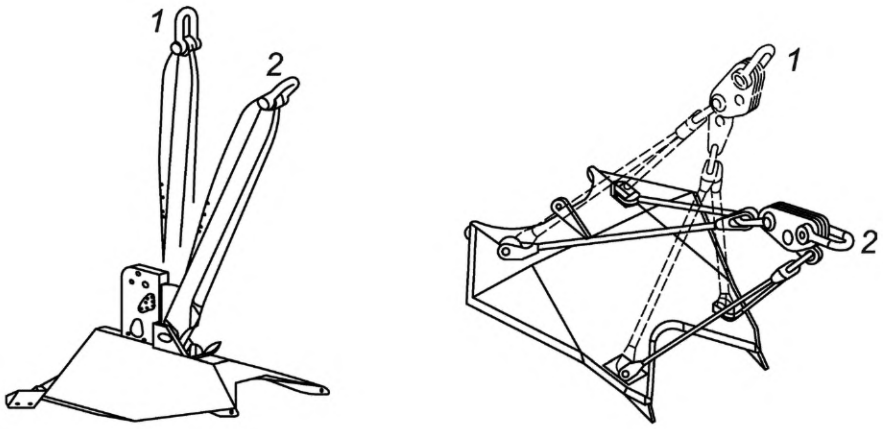
А.11.3.4.3 Плужные якоря вертикального внедрения

Вертикальное внедрение плужных якорей может достигаться за счет эффекта засасывания, методом забивки ударными или вибрационными молотами, путем задавливания за счет пиротехнического заряда или с помощью гидравлических устройств.

Плужные якоря вакуумного типа используются обычно для устройства основной системы заякорения. В качестве примера для установки плужного якоря типа «SEPLA» используется так называемый ведомый элемент кессонного типа, который в общем представляет собой многоразовую засасывающуюся сваю, в наконечнике которой имеется отверстие для вставки плужного якоря. Ведомый элемент извлекается из грунта за счет реверсирования насосного действия после того, как плужный якорь достигает расчетной глубины, и может далее использоваться для установки других плужный якорей (рисунок А.21). В концепции SEPLA лапа плужного якоря заглубляется в вертикальном положении и в процессе фиксации достигается требуемый угол установки лапы за счет натяжения якорной линии [*268*].

А.11.3.5 Гравитационные якоря

Гравитационный якорь — один из типичных видов «мертвых» якорей, обычно состоит из бетонных или стальных блоков, металлического лома или других материалов высокой плотности. Величина внедрения под собственным весом, а также вертикальная держащая способность зависят от веса якоря в воде. Горизонтальная несущая способность определяется трением между якорем и грунтом, а также сопротивлением сдвигу грунта под якорем. Гравитационные якоря могут использоваться для систем заякорения небольшой мощности и, как правило, не используются для больших глубоководных систем.

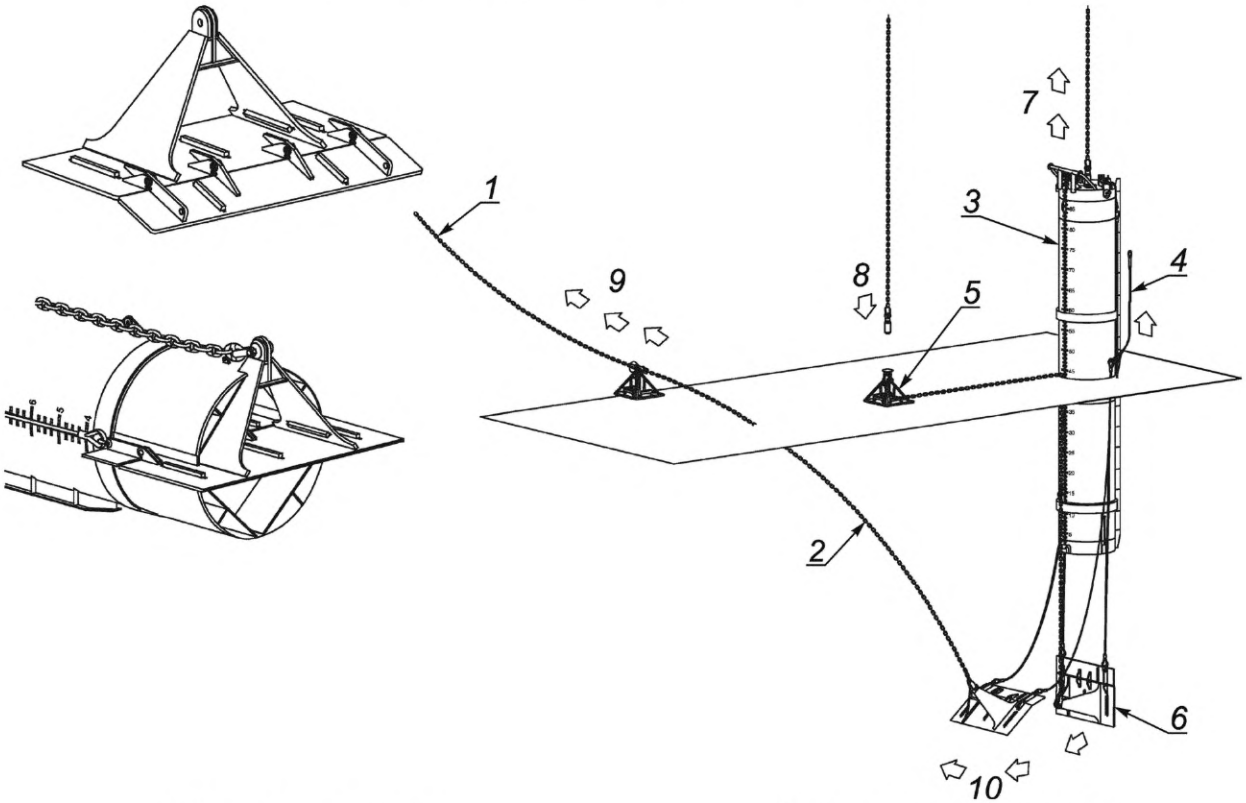


a) Якорь «Dennla Mk4» b) Якорь «Stevmanta»

1 — нормальный (или близкий к нормальному) режим нагружения; *2* — режим установки

Примечание — Вышеуказанные якоря являются коммерческим продуктом. Информация о них дается для удобства пользователей настоящего стандарта и не является свидетельством со стороны ИСО в пользу этих продуктов.

Рисунок А.20 — Плужные якоря, внедряемые в грунт волочением (по типу «VLA»)



a) Схема плужного якоря b) Установка плужного якоря

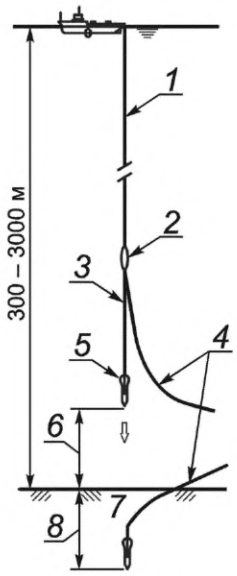
1 — якорная линия; *2* — установочная цепь; *3* — ведомый элемент вакуумного типа; *4* — вспомогательные канаты для извлечения ведомого элемента; *5* — башмак подводного коннектора; *6* — якорь типа «SEPLA»; *7* — извлечение ведомого элемента; *8* — стыковка подводного коннектора; *9* — натяжение якорной линии; *10* — фиксация плужного якоря

Примечание — Представленный якорь является коммерческим продуктом. Информация о нем дается для удобства пользователей настоящего стандарта и не является свидетельством со стороны ИСО в пользу этого продукта.

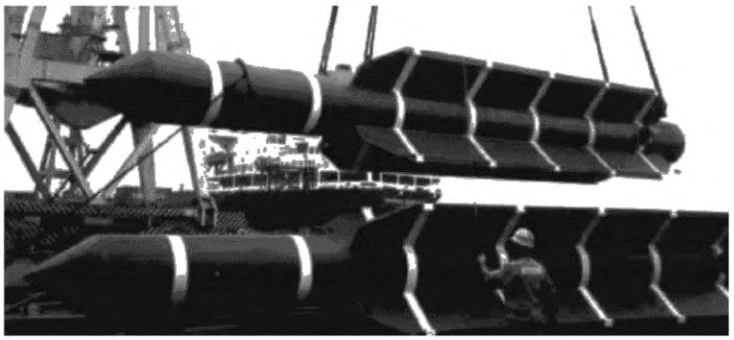
Рисунок А.21 — Плужный якорь вертикальной установки типа «SEPLA»

А.11.3.6 Гравитационные заглубляемые (свободнопадающие) якоря

Гравитационные заглубляемые в грунт якоря обычно имеют форму стальной торпеды, внедряются в морское дно за счет свободного падения и используются в качестве решения по заякорению в мягких глинистых грунтах. Якоря опускаются посредством монтажного троса на заданную высоту над поверхностью морского дна и внедряются на целевую глубину в донный грунт за счет кинетической энергии, полученной при свободном падении (рисунок А.22 и [*269*]—[*271*]).



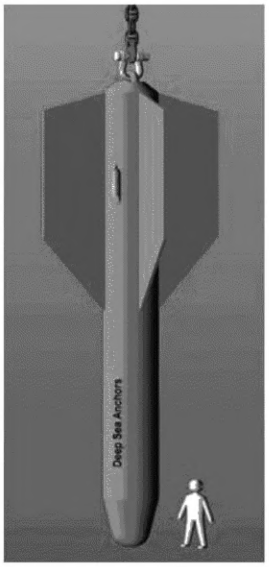
a) Принцип установки



b) «Свая-торпеда» [*269*]



c) Якорь по типу «OMNI-Max» [*270*]



d) Якорь глубокого внедрения [*271*]

1 — монтажный трос; *2* — механизм сброса; *3* — цепь рабочего каната; *4* — якорная линия постоянной системы заякорения; *5* — якорь; *6* — высота сбрасывания; *7* — морское дно; *8* — глубина внедрения

Примечание — Вышеуказанные якоря являются коммерческим продуктом. Информация о них дается для удобства пользователей настоящего стандарта и не является свидетельством со стороны ИСО в пользу этих продуктов.

Рисунок А.22 — Гравитационные заглубляемые в грунт свободнопадающие якоря

Гравитационные заглубляемые в грунт якоря получают значительную горизонтальную и наклонную держащую способность за счет бокового сопротивления грунта на достаточно широких стабилизаторах, а также трения вдоль поверхности раздела «грунт—стальной корпус» якоря.

А.11.4 Геотехнические расчеты для случая волочильных якорей

А.11.4.1 Общие положения

Рекомендуемые коэффициенты безопасности для держащей способности якорей приведены в *ГОСТ Р 58773—2019* (таблица 6).

В случае якорной системы удержания для плавучих сооружений расчетные коэффициенты безопасности для заглубляемых в грунт якорей следует принимать на существенно более низком уровне по сравнению с якорными линиями при расчете последних на растяжение. Это объясняется тем, что якорь должен иметь возможность начать смещаться в грунте до того, как произойдет обрыв якорной линии. Проектирование системы удержания следует осуществлять таким образом, чтобы смещение якоря, к которому крепятся наиболее нагруженные якорные линии, приводило к благоприятному перераспределению усилий в натянутых якорных линиях. Предполагается, что реализация такого подхода обеспечивает целостность якорной системы удержания в расчетных ситуациях при воздействиях внешней среды, превышающих нагрузки, соответствующие предельному состоянию первой группы (ULS).

Оценка держащей способности якорей, заглубляемых в грунт, рассматривается в настоящем стандарте и в [*272*].

Держащая способность якоря, заглубляемого в грунт, в конкретных геологических условиях определяется как максимальное значение сопротивления грунта протаскиванию якоря при стационарном горизонтально приложенном к якорю усилии, при котором обеспечивается его непрерывное протаскивание в грунте. В указанное усилие включается сопротивление участков цепи или троса, заглубленных в грунт вместе с якорем, но исключается трение цепи или троса по поверхности дна моря.

Держащая способность заглубляемого якоря является функцией нескольких факторов, включая:

- тип якоря: площадь лапы, угол установки лапы, вес якоря, приливы для разворота лап якоря, стабилизаторы и т. п. На рисунке А.23 показаны заглубляемые в грунт якоря, широко используемые в морской отрасли;
- поведение якоря при внедрении: открывание лап, внедрение лап, глубина заглубления якоря, устойчивость якоря при протаскивании, поведение слоя грунта над лапами и т. п.

Более того, для достижения полного заглубления якоря и предельной держащей способности может потребоваться большая длина волочения/протаскивания. Это может быть приемлемо для заякорения буровой установки при наличии большого свободного пространства для совершения маневров, но неприемлемо для площадки морского промысла, где на дне моря размещено по крайней мере несколько относительно близко расположенных подводных объектов.

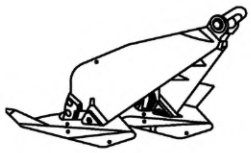
Из-за изменчивости указанных факторов прогноз держащей способности заглубляемого в грунт якоря затруднен. Точное значение держащей способности якоря может быть определено только после его установки и испытания.

Для оценки держащей способности планируемого к использованию якоря необходимо получить его характеристики, а также данные по грунтовым условиям. При отсутствии достоверных характеристик якоря можно воспользоваться графиками на рисунках А.25 и А.26 для оценки держащей способности заглубляемых в грунт якорей, которые обычно используются для заякорения судов, принимая во внимание, что кривые держащей способности на рисунках А.25 и А.26 не учитывают расчетный коэффициент безопасности.

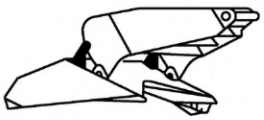
Рисунки А.25 и А.26 заимствованы из [*229*], за исключением того, что кривые держащей способности якорей типа «Moorfast» (или «Offdrill II») и «Stevpris» обновлены с учетом результатов модельных и полевых испытаний, а также практического опыта. Расчетные кривые, представленные на рисунках А.25 и А.26, представляют в общем нижние граничные значения данных по испытаниям. Испытания, использованные для построения кривых, были проведены на ограниченном числе площадок. В результате кривые используются для общих типов грунтов, таких как мягкая глина (т. е. нормально уплотненная глина с недренированным сопротивлением сдвигу, повышающимся монотонно с глубиной) и песок.

Недавние исследования показывают, однако, что несколько параметров, как, например, профиль прочности грунта, тип якорной смычки (тросовый канат или цепь), циклические воздействия и временной фактор (время, прошедшее с момента монтажа якоря), могут значительно влиять на характеристики якоря в мягкой глине. Некоторые высокоэффективные якоря продемонстрировали значительное сопротивление вертикальным воздействиям в мягкой глине. Более того, имеются новые версии высокоэффективных якорей, не показанных на рисунках А.25 и А.26.

Так как на рисунках А.25 и А.26 приведены только оценки несущей способности якоря, необходимы более подробные расчеты, если неконтролируемое волочение якоря является неприемлемым в условиях загроможденных подводных площадок, где это может вызвать повреждение существующих подводных объектов. Если по каким-либо причинам невозможно приложить усилие обтяжки, необходимое для полного недопущения протаскивания якоря в будущем, в проектной документации следует продемонстрировать, что возможное протаскивание якоря в будущем при расчетных нагрузках не распространится на существующие подводные объекты на участке.



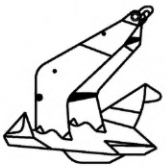
a) Stevpris Mk. 5



b) Stevpris Mk. 6



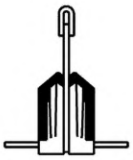
c) Stevshark Mk. 5



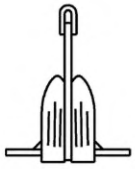
d) Bruce FFTS Mk.4



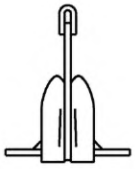
e) Bruce FFTS PM



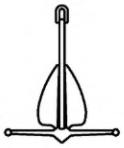
f) Navmoor



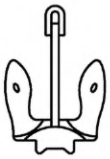
g) Stato



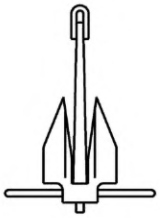
h) Moorfast Offdrill II



i) LWT



j) Stockless
(без штока)



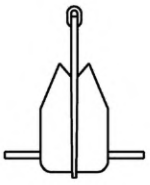
k) Danforth/GS (тип 2)



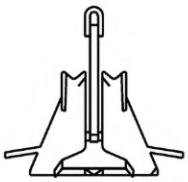
l) Bruce, TS



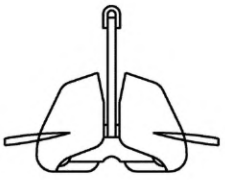
m) Bruce (литой)



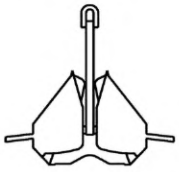
n) Boss



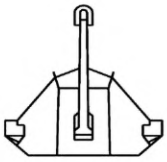
o) Stevdig



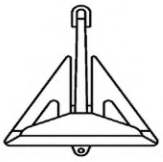
p) Stevmud



q) Stevfix



r) Hook



s) Flipper delta

Примечание — Перечисленные якоря являются коммерческим продуктом. Информация о них дается для удобства пользователей настоящего стандарта и не является свидетельством со стороны ИСО в пользу этих продуктов

Рисунок А.23 — Якоря, заглубляемые в грунт волочением (приведены коммерческие названия)

А.11.4.2 Влияние градиента прочности на сдвиг в глинах

Данные испытаний в центрифуге, а также результаты аналитических исследований с использованием инструмента прогноза характеристик откалиброванного якоря, заглубляемого в грунт волочением, показывают, что для глины существует более или менее близкая к линейной зависимость между держащей способностью якоря и градиентом сопротивления сдвигу [*273*]. Тем не менее могут иметь место значительные отклонения от этой линейной зависимости, когда в дополнение к наличию градиента сопротивления сдвигу в грунтовой толще наблюдается значительная изменчивость значений сопротивления сдвигу на поверхности дна и/или показателя чувствительности глины. В целом чувствительность держащей способности якоря в глине по отношению к значениям различных параметров резко увеличивается по мере приближения к предельной держащей способности якоря. Следует иметь в виду, что количественные показатели этой зависимости также варьируются в зависимости от типа и размера якоря.

Из-за сложности проблемы проектирования якорей, заглубляемых в грунт волочением, в качестве методической основы для расчетов следует использовать надежный, откалиброванный инструмент прогнозирования, учитывающий все значимые параметры.

А.11.4.3 Влияние типа якорной смычки на работу якоря в глине

Полевые испытания и аналитические исследования показывают, что в мягкой глине, когда якорная смычка представляет собой стальной трос, якорь может внедриться глубже и обеспечить значительно более высокую держащую способность, чем когда используется цепная якорная смычка. Для ограниченного числа исследованных вариантов якорь, соединенный со стальным тросом, обеспечивал на 15 %—40 % более высокую держащую способность, чем тот же якорь, соединенный с цепью. Это хорошо согласуется с результатами полномасштабных испытаний. Следует отметить, что исследования были ограничены высокоэффективными якорями в мягкой глине с достаточно постоянным градиентом сопротивления сдвигу. Побочный эффект заключается в том, что при установке якоря необходимое натяжение якорной линии достигается при меньшей длине волочения, если вместо цепи используется стальной трос.

А.11.4.4 Эффект циклического нагружения в глине

Циклическое нагружение влияет на статическое недренированное сопротивление сдвигу, s_u, двумя способами:

a) в ходе шторма время увеличения нагружения от среднего до пикового значения может составить 3—5 с (1/4 цикла растяжения частоты волны), по сравнению с 0,5—2 ч в статическом консолидированном недренированном испытании трехосного сжатия, и эта более высокая скорость нагружения приводит к увеличению недренированного сопротивления сдвигу и, как следствие, к увеличению держащей способности якоря;

b) в результате повторяющегося циклического нагружения в условиях шторма недренированное сопротивление сдвигу уменьшается, и эффект деградации увеличивается с увеличением коэффициента переуплотнения глины.

Значения циклического сопротивления сдвигу, используемые в геотехнических расчетах, в целом основываются на циклических лабораторных испытаниях с периодами обычно в диапазоне 1—10 с и поэтому учитывают оба указанных эффекта.

С дополнительной информацией о прогнозировании циклических эффектов нагружения можно ознакомиться в [*272*], [*274*], [*275*]. Дополнительные рекомендации по общим аспектам эффектов циклического нагружения якорей в глине представлены также в А.8.3.2.3.

А.11.4.5 Эффект «отдыха» грунта при установке якоря в глинистом грунте

Увеличение со временем после установки якоря сопротивления сдвигу грунта за счет тиксотропии может привести к значительному повышению держащей способности якоря через несколько часов или дней после установки (*так называемый эффект «отдыха» грунта;* см., например, результаты оценки прочностных характеристик грунта после временной остановки в ходе полевых испытаний якоря с использованием контрольно-измерительных средств в [*276*]). В течение последующих недель фактор «отдыха» грунта за счет тиксотропии постепенно увеличивается в сочетании с консолидацией грунта (вследствие рассеяния избыточного порового давления воды).

В общем случае якоря, заглубляемые в грунт, должны по указанной причине устанавливаться без остановок. Временное прерывание перед достижением предусмотренного натяжения якорной линии при установке может предотвратить дальнейшее внедрение якоря, если для возобновления операций после остановки нужно увеличенное натяжение, которое превышает имеющееся тяговое усилие установочного оборудования. В результате долговременная держащая способность якоря может оказаться не выше, чем достигнутая натяжением якорной линии на начальном этапе плюс увеличение за счет эффектов после установки (тиксотропии/консолидации и эффектов циклического нагружения). С другой стороны, после продолжения протаскивания якоря после временного перерыва этот эффект полностью исчезает.

В расчетной ситуации, в которой натяжение при установке якоря предназначено обеспечить удержание плавучего сооружения без протаскивания якоря, предполагаемые эффекты после установки («отдых» грунта и циклическое нагружение) должны учитываться с соответствующими коэффициентами надежности. При этом также должен учитываться необходимый общий запас по несущей способности для определения расчетного натяжения, которое отвечает таким проектным требованиям. В этом случае эффект «отдыха» грунта может представлять значительный вклад в общую держащую способность якоря, который тем не менее следует учитывать в меньшей степени при глубинах внедрения якоря порядка 2,5 значения ширины лапы и менее и полностью исключать из рассмотрения, если глубина внедрения лапы еще существенно меньше (см. дальнейшее обсуждение в [*272*]).

А.11.4.6 Несущая способность в глине при нагрузке от наклонной связи

Для заглубляемых в грунт якорей с большой глубиной внедрения (более чем в 2—2,5 раза превышающей ширину лапы) допустимый угол наклона связи на дне моря при проверке *предельного состояния первой группы* (ULS) для расчетных ситуаций с неповрежденной системой заякорения или с отдельными повреждениями (*кри-*

терий аварийного предельного состояния) может составлять до 20°, если соответствующие расчеты установки якоря показывают, что угол наклона связи на уровне дна моря существенно меньше, чем угол наклона связи на уровне скобы якоря.

Не рекомендуется использовать высокие значения угла наклона связей на уровне морского дна при начальном неглубоком внедрении якоря, поскольку иначе полная глубина внедрения якоря может быть не обеспечена. После достижения глубины внедрения более 2—2,5 значения ширины лапы угол подъема связей на дне моря может быть постепенно увеличен. Этот аспект подробно обсуждается в [*272*].

Имеются веские основания использовать ненулевой угол наклона связи на уровне дна для якорей, заглубляемых волочением, которые достаточно глубоко внедряются в мягкую глину. В этой связи могут быть предложены следующие дополнительные рекомендации:

- угол наклона связи на уровне морского дна не рекомендуется учитывать при устройстве временных систем заякорения в случаях, когда грунтовые условия тщательно не исследованы или натяжение якоря при установке недостаточно для обеспечения глубокого внедрения якоря;

- максимально допустимый угол наклона связи на уровне дна следует оценивать согласно положениям, приведенным в настоящем станадарте для проверки *предельных состояний первой группы* (ULS) для расчетных ситуаций с неповрежденной системой заякорения или с отдельными повреждениями (*критерий аварийного предельного состояния*);

- нулевой угол наклона якорной связи следует сохранять, пока не достигнута минимальная рекомендованная глубина внедрения якоря;

- держащую способность якоря следует снизить на коэффициент *R*, который является функцией угла наклона связи на уровне поверхности дна моря; при этом следует также учесть пониженное поверхностное трение за счет более короткой длины заглубленного участка связи. Значения *R* в таблице А.5 применимы к якорям по типам «Bruce FFTS Mk. IV» и «Stevpris Mk. V».

Таблица А.5 — Значения *R* для якорей по типам «Bruce FFTS Mk. IV» и «Stevpris Mk. V»

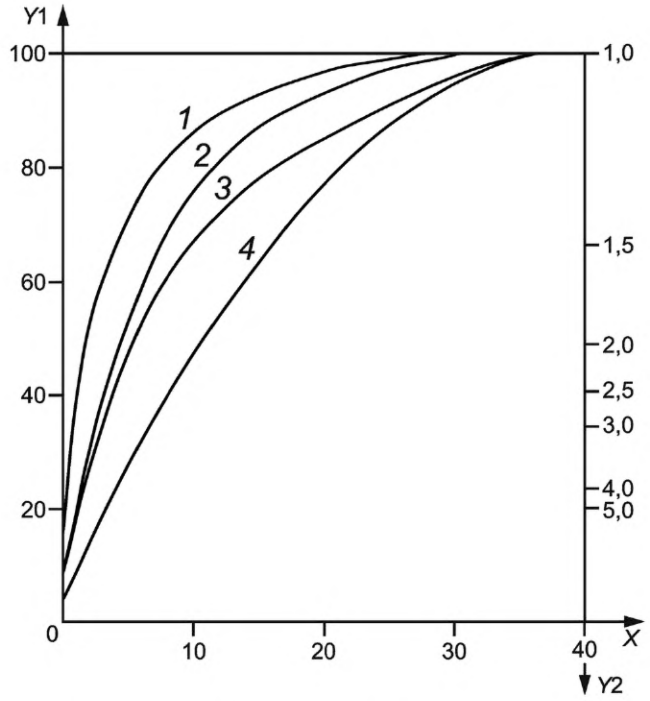
Наклон связи на уровне морского дна (°)	0	5	10	15	20
R	1,0	0,98	0,95	0,89	0,81

Для систем заякорения с натянутыми якорными связями, когда угол наклона якорной линии относительно дна составляет более 20°, всегда возникают значительные вертикальные силы, действующие на якорь. В такой ситуации обычным решением является использование анкерных свай или плужных якорей, методические указания по проектированию которых приведены в А.11.5 и А.11.6.

А.11.4.7 Длина протаскивания и глубина внедрения в мягкой глине

На зависимость длины протаскивания от глубины внедрения влияют многие факторы, включая грунтовые данные для конкретной площадки (стратиграфический разрез, сопротивление донных грунтов сдвигу, градиент среднего сопротивления сдвигу, чувствительность грунта и т. п.), размер и тип якоря. Для предварительных оценок расстояния волочения/протаскивания и глубины внедрения могут быть использованы данные из [*277*] (представлены на рисунке А.24 и в таблице А.6 соответственно). Эта информация действительна для случая цепной якорной смычки и наличия градиентов сопротивления сдвигу порядка 1,4—2,0 кПа/м. Отклонение от этого диапазона может повлиять на представленные значения, особенно на оценку глубины внедрения.

Если конструкция якоря предусматривает дальнейшее заглубление для достижения предельной держащей способности, дополнительная длина протаскивания для мобилизации расчетных неразрушающих воздействий не должна перегрузить соседние связи.



1 — бесштоковый якорь; *2* — якорь по типу «Hook»; *3* — якоря типов «Bruce», «FFTS Mk. III»/«Bruce TS»/«Danforth»/«GS (тип 2)»[a]/«LWT»[a]/«Moorfast»/«Navmoor»/«Offdrill II»[a]/«Stato»/«Stevmud»/«Stevpris Mk. III»; *4* — якоря по типу «Boss»[a]/«Flipper Delta»[a]/«Stevdig»[a]/«Stevin»[a]; *X* — расстояние волочения (длина протаскивания) в относительных единицах — по отношению к длине лапы якоря; *Y1* — процент от максимальной держащей способности; *Y2* — соответствующий коэффициент безопасности;
[a] — предполагаемые значения на основе геометрического подобия

Рисунок А.24 — Зависимость держащей способности якоря от длины протаскивания в мягких глинах [*269*]

Таблица А.6 — Предполагаемое максимальное внедрение наконечника лапы [*277*]

Тип якоря	Нормализованная величина внедрения наконечников лап (по отношению к длине лап)	
	Пески/жесткие глины	Грязь (например, мягкие илы и глины)
«Stockless» (с неподвижной лапой)	1	3
«Moorfast» «Offdrill II»	1	4
«Boss» «Danforth» «Flipper Delta» «GS (тип 2)» «LWT» «Stato» «Stevfix»	1	4,5
«Stevpris Mk. III» «Bruce FFTS Mk. III» «Bruce TS» «Hook» «Stevmud»	1	5

А.11.4.8 Новые конструкции якорей

Продолжают разрабатываться новые и совершенствуются предшествующие конструкции якорей. Однако для прогнозирования характеристик многих из этих инновационных высокоэффективных якорей только с помощью хорошо контролируемых и оснащенных контрольно-измерительными средствами испытаний недостаточно, хотя результаты таких испытаний могут по-прежнему использоваться для калибровки инструментов про-

гнозирования якорей (см. А.11.4.9). Способность прогнозирования соотношений основных характеристик: длины отрезка волочения, глубины внедрения и натяжения якорной линии при приложенных нагрузках, которые намного меньше предельной держащей способности, так же важна, как и величина предельной держащей способности. При отсутствии более полной информации держащая способность новых якорей может быть консервативно (в запас) оценена с помощью уравнения:

$$H_n = H_s\,(A_n/A_s)^n, \qquad (A.71)$$

где H_n — держащая способность якоря новой конструкции;

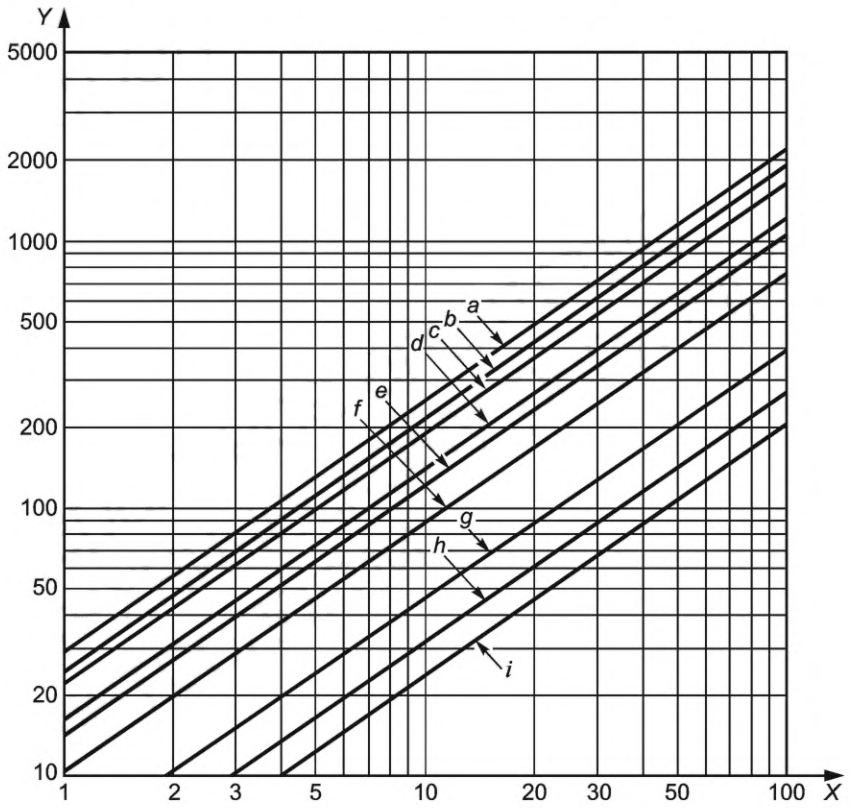
H_s — держащая способность эталонной конструкции (например, по типу «Bruce FFTS Mk. III» или «Stevpris Mk. III» на рисунках А.25 и А.26) того же веса;

A_n — площадь лапы новой конструкции;

A_s — площадь лапы эталонной конструкции того же веса;

n — эмпирический показатель степени (для высокоэффективных волочильных якорей широко используется значение 1,4).

Соотношение площадей лап A_n/A_s можно получить у изготовителей якорей.



X — вес якоря (в kip); Y — держащая способность якоря (в kip)

Углы лап приняты для случая морского дна с мягкой глиной согласно спецификации изготовителя.

Якоря типов: *a* — «Bruce FFTS Mk. III», «Stevpris Mk. III»; *b* — «Navmoor», «Stato», «Boss»; *c* — «Bruce TS», «Hook», «Stevfix»; *d* — «Flipper Delta», «Stevin», «Stevdig»; *e* — «Moorfast», «Offdrill II»; *f* — «Danforth», «GS», «LWT»; *g* — «Stockless» (неподвижные лапы); *h* — «Bruce», литой; *I* — «Stockless» (подвижные лапы)

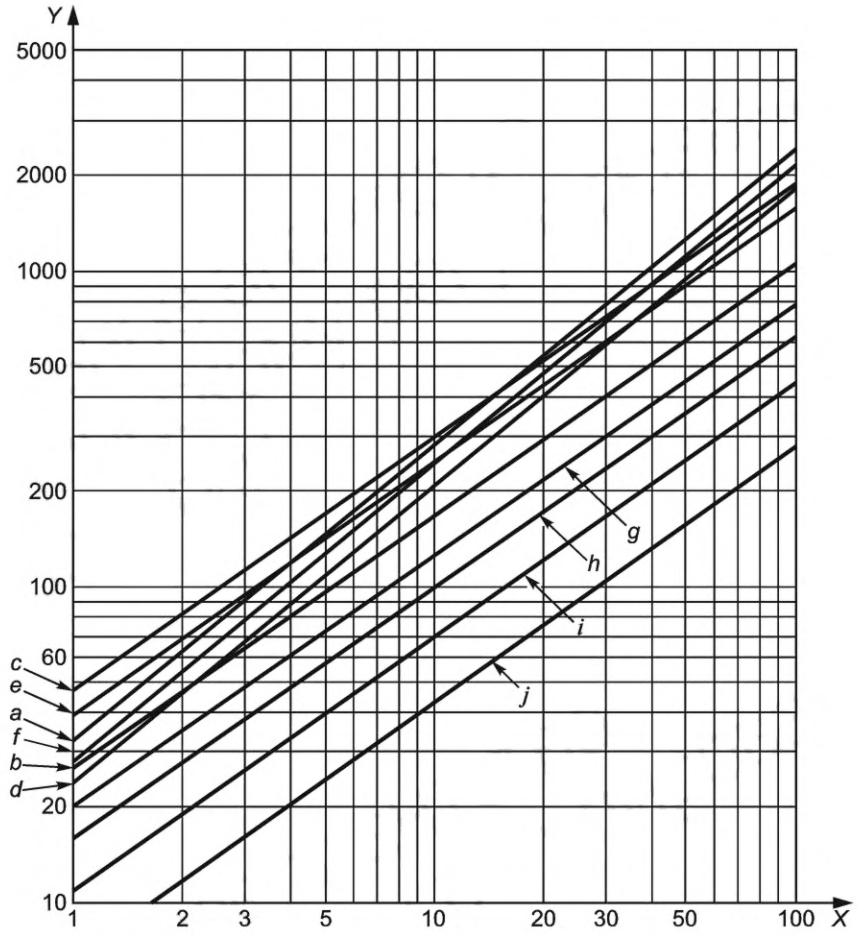
Примечания

1 1 kip = 4,448 кН.

2 Данный рисунок заимствован из [*277*], за исключением того, что кривые держащей способности для якорей типов «Moorfast» (или «Offdrill II») и «Stevpris» были повышены. Расчетные кривые отражают данные, действительные для конструкций якоря 1987 г. С тех пор были разработаны новые конструкции якорей, но кривые по этим новым конструкциям включены не были. Расчетные кривые на этом рисунке не включают расчетный коэффициент безопасности (см. А.11.4.1).

3 Перечисленные якоря являются коммерческим продуктом. Информация о них дается для удобства пользователей настоящего стандарта и не является свидетельством со стороны ИСО в пользу этих продуктов.

Рисунок А.25 — Держащая способность якоря в мягких глинах



X — вес якоря (в kip); *Y* — держащая способность якоря (в kip)

Углы лап установлены для случая морского дна с песком согласно спецификации изготовителя.

a — «Navmoor», «Boss»; *b* — «Stevin»; *c* — «Stevfix», «Stevdig»; *d* — «Stevpris» (прямое веретено), Bruce TS; *e* — «Bruce», литой; *f* — «Stato», угол импульса 30°; *g* — «Danforth GS», «LWT»; *h* — «Moorfast», «Offdrill II», угол лап 20°, Hook; *i* — «Stockless», угол лапы 35°; *j* — «Stockless», угол лапы 48°; *f* — «Stato», угол импульса 30°; *g* — «Danforth GS», «LWT»; *h* — «Moorfast», «Offdrill II», угол лап 20°, Hook; *i* — «Stockless», угол лапы 35°; *j* — «Stockless», угол лапы 48°

Примечания

1 1 kip = 4,448 кН.

2 Данный рисунок заимствован из [*227*]. Расчетные кривые отражают данные, действительные для конструкций якоря 1987 г. С тех пор были разработаны новые конструкции якорей, но соответствующие данные по этим новым конструкциям на рисунке не отражены. Расчетные кривые на рисунке не включают расчетный коэффициент безопасности (см. А.11.4.1).

3 Перечисленные якоря являются коммерческим продуктом. Информация о них дается для удобства пользователей настоящего стандарта и не является свидетельством со стороны ИСО в пользу этих продуктов.

Рисунок А.26 — Держащая способность якоря в песке

А.11.4.9 Аналитические методики оценки характеристик якоря

Доступны аналитические методики на основе принципов предельного равновесия для расчета заглубления якоря и держащей способности в мягкой глине. Эти методики позволяют моделировать различные конструкции якоря и способны предоставлять подробную информацию по характеристикам работы якоря, таким как траектория движения якоря, вращение якоря, профиль якорной линии под поверхностью морского дна, предельная держащая способность якоря и т. п. Однако имеются определенные требования для этих методики, без выполнения которых получение надежных прогнозов по характеристикам якоря может оказаться невозможным:

- аналитическая методика должна быть откалибрована по результатам высококачественных испытаний с широким использованием контрольно-измерительных средств, полевых испытаний или испытаний в центрифуге на интересующем типе якоря;

- свойства грунта должны быть хорошо известны, и это не обязательно соответствует действительности при проектировании и установке якорей, заглубляемых в грунт волочением. Когда свойства грунта достоверно не из-

вестны, следует определить пригодные верхние граничные и нижние граничные значения характеристик грунта, и оценка конструкции якоря должна основываться на более консервативном прогнозе;

- пользователям должно быть известно об ограничениях используемых методик, и они должны быть знакомы с принципами устройства систем заякорения. Например, некоторые методики предсказывают непрерывное увеличение глубины внедрения якоря, что в свою очередь все больше увеличивает держащую способность якоря. В таких случаях пользователю следует ограничивать расстояние волочения для вычисления держащей способности якоря до расстояния, которое не приводит к неприемлемым движениям судна;

- эмпирические формулы или полевой опыт (если имеется) должны использоваться для поддержки аналитических прогнозов;

- аналитические инструменты должны быть способны обрабатывать профили слоистых глин. Некоторые инструменты могут обрабатывать профили слоистой глины со слоями песка ограниченной толщины, а другие инструменты не способны моделировать профили слоистого грунта.

А.11.4.10 Держащая способность якоря в песке

Новых значительных исследований по поведению волочильных якорей, заглубляемых в песок, с момента первоначальных исследований [*277*] не проводилось. Якоря глубоко в песок не проникают, и нет оснований ожидать удовлетворительного сопротивления вертикальному подъему от якорей с малым заглублением в любых грунтовых условиях. Поэтому угол наклона связи на уровне дна моря должен быть нулевым (в противном случае в проектной документации необходимо привести надлежащее обоснование). Более того, необходимо учитывать влияние эффектов размыва на заглубление якоря, когда волочильные якоря, поставленные в песок, по-прежнему видны на дне моря.

В отличие от якорей в мягкой глине, якоря в песке не получают дополнительной держащей способности от эффектов после установки за счет тиксотропии, уплотнения или циклического нагружения. В этом случае начальное натяжение якорной линии после установки якоря должно быть задано достаточно большим для обеспечения необходимого коэффициента безопасности для якорей и системы заякорения в целом с учетом неопределенности сил натяжения [*272*].

В плотном песке якоря, установленные для позиционирования мобильных буровых установок, могут в некоторых случаях оставаться видимыми на дне моря после установки вследствие ограниченной мощности лебедок. В таких случаях с малозаглубленными якорями не рекомендуется прогнозировать продолжение внедрения якоря после перегрузки. Держащая способность якоря на достигнутой глубине внедрения может оцениваться на основе аналитических методов из [*278*].

А.11.4.11 Держащая способность якоря в грунтах, отличных от мягкой глины и песка

Прогнозирование держащей способности якоря в плотной глине, известковом песке, каменистом грунте, а также в условиях слоистого разреза является трудной задачей и зависит от наличия подробных данных по грунту/скальным породам для места установки каждого куста якорей. Для указанных грунтовых условий внедрение якоря часто очень мало, поэтому при расчете держащей силы якоря следует придерживаться тех же рекомендаций, что и для случая песчаного грунта (см. А.11.4.10).

А.11.4.12 Держащая способность за счет трения якорной линии по дну

Компоненту держащей способности, порождаемую трением цепи и стального троса на поверхности морского дна, можно вычислить следующим образом:

$$P_{cw} = f L_{cw} W'_{cw}, \quad (A.72)$$

где P_{cw} — держащая способность цепи или троса;

f — коэффициент трения между цепью или тросом и морским дном;

L_{cw} — длина цепи или троса, контактирующих с морским дном;

W'_{cw} — единичный вес в воде цепи или троса.

Коэффициент трения зависит от характера морского дна и типа якорной связи. Статический (начальный) коэффициент трения обычно используется для вычисления держащей способности связи, а кинематический — для вычисления сил трения, действующих на якорную линию при монтаже системы заякорения.

Если специальные данные для конкретной цепи или троса отсутствуют, то могут использоваться общие коэффициенты из таблицы А.7 для различных грунтовых условий дна моря, таких как текучий илистый грунт, песок и глина. Указания по вычислениям трения морского дна также приведены в [*272*]. Тем не менее отраслевой опыт показывает, что коэффициенты трения могут сильно варьировать для различных грунтовых условий, и встречались более высокие значения скользящих коэффициентов трения.

Таблица А.7 — Коэффициенты трения связи

Тип якоря	Коэффициент трения f	
	статический	кинематический
Цепь	1,0	0,7
Трос	0,6	0,25

Примечание — Оценка держащей способности, формирующейся за счет трения связи по дну, применима для всех типов якорей с сильно заглубляемой проушиной для крепления связи, а не только применительно к волочильным якорям.

А.11.4.13 Установка якорей, заглубляемых при волочении

При проектировании системы заякорения необходимо определять допуски на процедуру установки якорей, заглубляемых в грунт волочением (иногда для краткости называемых волочильными якорями), и учитывать их в геотехнических и конструктивных расчетах, а также в расчетах установки якоря. В число стандартных допусков входят:

- допустимое отклонение по азимуту направления прикрепленной якорной связи, чтобы ограничить поперечное нагружение проушины и, соответственно, закручивающий момент на якорь;
- минимальная глубина внедрения, которую необходимо обеспечить перед испытательным нагружением для достижения необходимой держащей способности.

Для волочильных якорей, применяемых в стационарных системах заякорения, расчет якоря должен включать необходимую информацию по его установке для обеспечения достижения якорем проектной глубины внедрения и соответствия системы заякорения требованиям безопасности для фактических грунтовых условий в рассматриваемых расчетных ситуациях. В общем случае рекомендуется осуществлять мониторинг и регистрацию следующих показателей:

- натяжение в связи волочильного якоря при установке в зависимости от времени;
- форма провиса якорной линии в зависимости от ее натяжения и длины (соответствующая информация должна использоваться для контроля того, что положение точки отрыва якорной линии от дна моря в ходе заглубления якоря находится в допустимых пределах, а также для верификации положения якоря);
- направление заглубления якоря;
- длина волочения;
- окончательная глубина внедрения якоря.

Критерии приемки (проверки на соответствие требованиям эксплуатационной надежности) для волочильных якорей, используемых во временных системах заякорения (например, при позиционировании мобильных буровых установок), определяются для каждого конкретного случая.

А.11.5 Геотехнические расчеты для случая анкерных свай

А.11.5.1 Забивные анкерные сваи

А.11.5.1.1 Методическая основа

В расчете забивных анкерных свай (свай-якорей) должны учитываться четыре потенциальных режима разрушения:

a) выдергивание за счет осевых сил;
b) перегрузка сваи и проушины крепления якорной связи за счет бокового изгиба;
c) боковой наклон *(вращение в вертикальной плоскости)* и/или боковое смещение;
d) усталость за счет воздействий окружающей среды и монтажных воздействий.

В большей части конструкций анкерных свай якорная связь крепится к проушине, которая размещается на корпусе сваи ниже уровня дна моря для увеличения боковой несущей способности. В результате при расчете конструкции якоря необходимо учитывать угол наклона связи в месте крепления к проушине, который возникает вследствие обратного изгиба (выпуклостью вверх) участка якорной связи, проходящего через верхние слои грунта. При определении характеристик сопротивления грунта в зоне над проушиной следует также учитывать эффекты переформирования грунта вследствие прорезания связью верхних слоев грунта.

Для забивных анкерных свай в мягкой глине параметр заглубления (отношение глубины внедрения к диаметру) обычно имеет значение в диапазоне 25—30. Сваи с таким параметром заглубления ведут себя, как если бы были зафиксированы на нижнем торце сваи в горизонтальном направлении, поэтому отклоняются вбок и разрушаются изгибом прежде, чем будет реализовано боковое смещение сваи как жесткого тела.

Для оценки бокового сопротивления грунта могут применяться статические кривые *p—y* ([*176*]). Для учета эффектов усталости рекомендуется использование циклических кривых *p—y*. В работе [*279*] содержатся предложения по модификации текущей формы кривых *p—y* (см. 8.5 и А.8.5) с целью исключения завышения прогнозных оценок боковых перемещений. Следует учитывать фактор деградации (снижение уровня напряжений на кривых *p—y*) при боковых перемещениях сваи, превышающих 10 % от диаметра сваи. Кроме того, когда боковые перемещения, связанные с циклическими воздействиями, на уровне или вблизи дна моря достигают достаточно высоких значений (например, превышают величину y_c, определенную в 8.5 для мягкой глины), рекомендуется рассмотреть целесообразность уменьшения или полного исключения фактора поверхностного трения на границе «свая—грунт» в этой зоне.

В расчетах забивных анкерных свай следует учитывать стандартные монтажные допуски, которые могут влиять на значения сопротивления грунта и на конструкцию свай. Отклонение сваи от вертикали влияет на угол наклона связи на проушине и тем самым изменяет соотношение между горизонтальными и вертикальными компонентами сил в якорной линии, которые должна выдерживать свая. Недостаточная забивка влияет на осевую несущую

способность свай и может привести к более высоким изгибающим напряжениям в свае. Ориентация проушины *(по азимуту в плане)* может влиять на локальные напряжения в проушине и соединительной скобе. Операции позиционирования могут влиять на длину горизонтальной проекции якорной линии и на угол наклона якорной линии на уровне клюза судна, что следует учитывать при расчете предварительного натяжения в связях.

А.11.5.1.2 Коэффициенты безопасности для забивных анкерных свай

Коэффициенты безопасности для держащей способности забивных анкерных свай приведены в *ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 7).* Информацию по объединению вертикальной и горизонтальной несущих способностей см. в А.11.5.2.2.5. Коэффициенты безопасности для случая осевой нагрузки устанавливаются в предположении, что свая прежде всего нагружена растяжением, и поэтому выше, чем для свай, нагруженных при сжатии. Как и в отношении других свайных фундаментов, вычисленное предельное сопротивление грунта на действие вертикальной нагрузки следует понизить, если стадия «отдыха» грунта (с компенсацией временного уменьшения сдвиговой прочности грунта, наблюдаемого сразу после установки сваи) не успевает полностью завершиться до того, как на анкерную сваю начнут действовать значительные (*расчетные*) нагрузки.

Поскольку режим бокового разрушения для свай считается менее опасным, чем режим вертикального разрушения, то для боковой несущей способности свай рекомендованы более низкие коэффициенты безопасности. Использование различных коэффициентов безопасности для вертикальной и боковой несущей способности сваи может быть легко реализовано в рамках простого расчета сжато-изогнутых элементов (см. А.11.5.2.2.3, пункт с), однако более сложные методики не предусматривают разделение вертикального и бокового сопротивления сваи. Значения коэффициентов безопасности рекомендуется назначать в соответствии с критериям и *ГОСТ Р 58773* и указаниями А.11.5.2.2.5.

А.11.5.1.3 Основные положения расчета конструктивной прочности

Расчет конструктивной прочности для забивных анкерных свай должен основываться на указаниях [*4*] и *ГОСТ Р 58773*. Напряжения в сваях должны удовлетворять критериям, содержащимся в [*4*], *для предельных состояний первой группы.*

Анкерные сваи должны проверяться на усталость, вызванную силами натяжения в связях при эксплуатации. Усталостное повреждение за счет напряжений при забивке свай также должно вычисляться и объединяться с усталостными повреждениями, порождаемыми эксплуатацией. Для стандартных систем заякорения усталостные повреждения за счет забивки свай намного больше таковых, порождаемых воздействием якорных линий в процессе эксплуатации.

Дополнительные указания по оценке усталостного повреждения забивных свай содержатся в [*214*], [*280*], [*281*].

А.11.5.1.4 Установка забивных анкерных свай

См. 9.11.

А.11.5.2 Конструкция вакуумных (засасывающихся) анкерных свай

А.11.5.2.1 Методическая основа

Вакуумные якоря (или анкерные сваи кессонного типа) могут быть различного вида — от якоря с гравитационным основанием, снабженным юбкой, до безбалластного засасывающегося якоря, выдерживающего все прикладываемые нагрузки за счет трения грунта, бокового сопротивления и ОНС.

В целом, вакуумный якорь технически целесообразен для грунтов от мягких до умеренно твердых. Для очень мягких грунтов вакуумный якорь глубоко проникает в грунт, чтобы достигнуть несущего слоя с прочным грунтом. Для очень твердых грунтов иногда не удается достичь глубокого внедрения вакуумного якоря, чтобы обеспечить достаточную несущую способность. Дополнительная информация по расчету вакуумных якорей приводится в [*230*]—[*240*], а также в [*241*] и [*282*].

Расчет вакуумных якорей для плавучих сооружений включает следующие аспекты:

- внедрение и извлечение;
- держащая способность;
- перенапряжение сваи и якорной скобы вследствие поперечного изгиба;
- определение реакции грунта и анализ взаимодействия грунта с конструкцией якоря для проектирования корпуса якоря.

Для районов, где эффекты воздействия штормов, ураганов, тайфунов и т. п. могут превышать несущую способность якорных линий или анкеров системы удержания мобильных буровых установок (например, для условий Мексиканского залива), при проектировании вакуумных свай следует обеспечивать механизм разрушения якорной системы, уменьшающий вероятность выдергивания якоря. Для площадок, где наличие слоев твердого грунта может ограничить глубину внедрения вакуумного якоря, необходимо рассмотреть другие типы якорей.

Вычисление репрезентативного значения держащей способности якоря должно основываться на нормативных значениях характеристик грунта, *приводимых в технических отчетах по инженерно-геологическим изысканиям.* Пригодность якоря для установки в данной точке должна быть проверена исходя из верхних оценок прочностных характеристик донных грунтов. Если результаты инженерно-геологических изысканий демонстрируют более значительный, чем в типичных случаях, разброс данных по характеристикам грунта, то при проектировании необходимо обоснованно повысить коэффициенты безопасности относительно значений, приводимых в *ГОСТ Р 58773*.

Если при выполнении расчетов несущей способности вакуумной сваи учитывается ОНС на нижнем конце сваи, то определение репрезентативного значения осевой несущей способности сваи путем суммирования репрезентативного значения несущей способности по грунту на боковой поверхности и репрезентативного значения несущей способности по грунту торцевой поверхности (в данном случае ОНС) может привести к неконсервативным значениям, поскольку мобилизация ОНС может потребовать значительных по величине перемещений при выдергивании сваи [*243*], [*283*].

При расчетах несущей способности вакуумного якоря необходимо учитывать влияние геометрического расположения якорной линии в грунте на держащую способность якоря, так как параметры геометрии могут влиять на соотношение между горизонтальными и вертикальными силами, передаваемыми на сваю. Заглубленная якорная линия, принимающая в грунте форму обратной цепной линии, может найти выражение в более крутом угле якорной линии у скобы якоря, чем в случае расположения якорной линии на поверхности дна моря. Такая ситуация может приводить к уменьшению горизонтальной силы и увеличению вертикальной силы, действующих на скобу якоря. Для определения расчетной ситуации с наихудшим вариантом нагружения якоря необходимо рассмотреть как нижнее, так и верхнее граничное положение обратной цепной линии.

А.11.5.2.2 Аналитические методы

А.11.5.2.2.1 Расчет заглубления

Стандартный расчет внедрения включает вычисление трех количественных показателей для произвольной глубины внедрения, а именно:

- сопротивление внедрению якоря, оказываемое грунтом;
- необходимый перепад давления, обеспечивающий необходимое заглубление якоря;
- критическое давление, которое может вызвать разрушение грунтовой пробки.

Первостепенное значение имеет правильная оценка степени разряжения (силы «засасывания»), необходимого для достижения сваей расчетного внедрения. Минимальное пониженное давление является очень важным входным параметром для проектных расчетов якоря. Насосы, используемые при установке сваи-анкера, должны быть способны создавать необходимую степень разряжения.

Расчеты заглубления вакуумных анкерных свай следует выполнять с учетом следующих рекомендаций:

а) сопротивление внедрению:

- сопротивление внедрению можно вычислить как сумму бокового сдвига и опорной несущей способности на боковой стенке и любых других выступающих частях. Выступающие части включают связи и подъемные проушины, продольные или кольцевые элементы жесткости, изменения толщины стенок, цепные связи, монтажные блоки и т. п.;

- для устанавливаемого в глине якоря без выпуклостей и с плоским торцом сопротивление внедрению на заданном заглублении торца, z, можно вычислить следующим образом:

$$Q_{tot} = Q_{side} + Q_{tip}, \tag{A.73}$$

$$Q_{side} = A_{wall}\,(\alpha_{ins} s_{uDSS})_{AVE}, \tag{A.74}$$

$$Q_{tip} = (N_c s_{utip\,AVE} + \gamma' z)\,A_{tip}, \tag{A.75}$$

где Q_{tot} — полное сопротивление внедрению;

Q_{side} — сопротивление вдоль боков сваи;

Q_{tip} — сопротивление на наконечнике сваи;

A_{wall} — сумма площадей внутренней/наружной стенок, заглубленных в грунте;

A_{tip} — площадь поперечного сечения наконечника сваи (кроме содержащегося грунта);

α_{ins} — коэффициент трения в ходе монтажа (см. пункт а);

$\alpha_{ins} s_{uDSS}$ — боковое трение;

$(\alpha_{ins} s_{uDSS})_{AVE}$ — среднее боковое трение от дна моря до глубины z;

N_c — коэффициент несущей способности (см. пункт b);

$s_{utip\,AVE}$ — среднее значение из величин, отвечающих трехосному сжатию, трехосному расширению и недренированному сопротивлению в условиях прямого сдвига на уровне верхнего торца якоря;

γ' — эффективный единичный вес грунта;

z — глубина внедрения наконечника;

- далее приведены дополнительные рекомендации по определению отдельных параметров:

1) коэффициент трения в ходе монтажа α_{ins}:

- коэффициент трения в ходе монтажа α_{ins}, обычно определяется как отношение сопротивления сдвигу грунта с нарушенной структурой к сопротивлению сдвигу грунта с ненарушенной структурой, являясь обратной величиной к показателю чувствительности грунта. Коэффициент сопротивления может определяться различными методами; наиболее распространенным подходом являются испытания балансирным конусом, НН-испытания на трехосное сжатие и испытания мини-крыльчаткой на сдвиг. Стандартный диапазон α_{ins} для мягких глин составляет 0,2—0,5;

- может иметь место значительная неопределенность в значениях показателя чувствительности грунта, поскольку на них существенно влияет точность определения прочности грунта в исходном состоянии. Альтернативным образом, боковое трение, $\alpha_{ins}S_{uDSS}$, может быть приравнено к прямому измерению формованного сопротивления сдвигу посредством испытания балансирным конусом, НН-испытания на трехосное сжатие, и испытания мини-крыльчаткой на сдвиг. Формованная прочность, используемая в расчетах, должна отражать прямо измеренное значение и значение, полученное на основе прочности в ненарушенном состоянии, поделенной на показатель чувствительности;

- некоторые данные по установке якорей свидетельствуют, что сопротивление сдвигу, мобилизуемое в процессе установки, может на указанной глубине быть меньше $\alpha_{ins}S_{uDSS}$. В случаях, когда полное сопротивление сдвигу на поверхности раздела, $\alpha_{ins}S_{uDSS}$, не может быть задействовано вдоль стенок якоря, как например, если якорь покрашен и подвергается необычной обработке поверхности, должен использоваться поправочный коэффициент к α_{ins} для надлежащего прогнозирования сопротивления внедрению ([*233*], [*238*]). Испытания грунта на сдвиг в кольцевой обойме с реальной поверхностью стенки, смоделированной в испытаниях, также могут использоваться для измерения фактического сопротивления сдвигу поверхности раздела;

2) коэффициент несущей способности N_c:

- значение коэффициента несущей способности N_c используемого для вычисления сопротивления внедрению верхней оконечности якоря или указанной выступающей части, зависит от формы выступающей части и отношения ширины выступающей части к глубине заглубления выступающей части. Значения N_c в диапазоне 5,1—9,0 для ленточных и круглых оснований рекомендованы в [*284*];

- поскольку толщина стенок якоря обычно небольшая по сравнению с диаметром якоря и глубиной заглубления, то наконечник сваи обычно считается более глубоко заглубленным ленточным основанием с соответствующим коэффициентом несущей способности N_c, равным 7,5. Значения N_c, используемые в формуле (А.75), приведены в таблице А.8;

- пример подробного вычисления N_c приведен в [*285*]. Значения N_c, отличающиеся от значений таблицы А.8, приемлемы при условии, что они могут быть документированы на основе соответствующего моделирования и результатов испытаний.

Таблица А.8 — Рекомендуемые значения коэффициента N_c

Цель	Форма или площадь	N_c
Вычисление сопротивления внедрению наконечника сваи	Ленточный	7,5
Вычисление критического пониженного давления, вызывающего разрушение грунтовой пробки [см. А.11.5.2.2.1, пункт с)]	Круглый	6,2—9,0 в зависимости от коэффициента заглубления [*280*]
Вычисление сопротивления выступающих частей [см. А.11.5.2.2.1, пункт 3)]	Различная	5,0—13,5 [*231*]

3) изменения в сопротивлении внедрению за счет выступающих частей:

- если есть выступающие части, то формулы (А.73)—(А.75) следует модифицировать. Изменение сопротивления внедрению из-за наличия якорных и подъемных проушин, продольных или кольцевых элементов жесткости, цепной якорной смычки, монтажных блоков, наконечника сваи, отличного от плоского (т. е. со скосом) или с другими внутренними или внешними выступающими частями, следует тщательно проанализировать в части оценки влияния на несущую способность по боковой и торцевой поверхностям, вызванного выступающими элементами;

- большинство выступающих элементов вызывают увеличение сопротивления внедрению, кроме внутренних кольцевых элементов жесткости, которые могут вызвать уменьшение бокового трения, если расположены близко друг к другу [*233*];

b) необходимый перепад давления:

- значение перепада давления, ΔU_{req}, необходимого для заглубления якоря, можно вычислить по следующей формуле:

$$\Delta U_{req} = (Q_{tot} - W')/A_{in}, \quad (A.76)$$

где Q_{tot} — полное сопротивление внедрению;

W' — вес в воде якоря в процессе установки;

A_{in} — внутренняя площадь поперечного сечения корпуса якоря в области, где приложено пониженное давление.

c) критическое и допустимое пониженное давление:

- критическое пониженное давление на указанной глубине, ΔU_{crit}, определенное как пониженное давление, вызывающее разрушение грунта по схеме обратной несущей способности на поверхности грунта внутри корпуса якоря и весьма вероятный значительный подъем грунтовой пробки, может быть вычислено для заданной глубины по следующей формуле:

$$\Delta U_{crit} = N_c\, s_{utip\ AVE} + [A_{inside}\ (\alpha_{ins}\ s_{uDSS})_{AVE}]/A_{in}, \quad (A.77)$$

где A_{inside} — внутренняя боковая поверхность стенки якоря;

- на мелководье критическое пониженное давление не должно превышать давления кавитации воды;

- рекомендуемое допустимое пониженное давление, ΔU_{allow}, определенное в качестве максимального перепада давления, допустимого внутри корпуса якоря, может быть вычислено как критическое пониженное давление, поделенное на соответствующий коэффициент безопасности. Минимальное значение коэффициента безопасности обычно принимается равным 1,5. Могут быть назначены более низкие значения при условии, что осуществляется мониторинг грунтовой пробки в ходе установки якоря и подтверждено, что не произошло разрушения пробки, а также при условии приемлемости рассчитанного допустимого значения пониженного давления для стальной конструкции якоря (т. е. исключена возможность потери устойчивости корпуса якоря);

d) подъем грунтовой пробки внутри якоря:

- подъем грунтовой пробки внутри корпуса якоря в ходе установки можно оценить, задаваясь значением доли объема грунта, вытесняемого торцевым сечением якоря, которая поступает внутрь якоря. Это значение зависит от геометрии передней части якоря и режима внедрения (например, внедрение за счет собственного веса по сравнению с внедрением за счет засасывания). Обычно предполагается, что 50 % грунта, вытесняемого поперечным сечением нижнего торца якоря, поступает внутрь корпуса якоря в случае якоря гравитационной схемы установки, если сечение нижнего торца якоря плоское;

- результирующий подъем поверхности внутренней пробки зависит от вариаций толщины стенок, устойчивости внутренней грунтовой пробки, а также от типа внутренних элементов жесткости и расстояний между ними [*286*];

- подъем грунта следует учитывать при вычислении значения необходимого перепада давления и полной длины вакуумной сваи;

e) наличие песчаных слоев:

- песчаные слои, при их наличии, требуют особого внимания при проектировании;

- сопротивление внедрению в слоистых профилях, состоящих из переслаиваемых песков и глин, может быть значительно выше, чем только через глину, в зависимости от плотности, степени цементации, гранулометрического состава, а также от толщины и расстояния между песчаными слоями и глубины их залегания. Внедрение свай-анкеров в песчаные слои возможно, однако при проектировании конструкции вакуумного якоря этот фактор требует учета в явном виде [*287*];

- скорость внедрения через песчаные слои должна быть достаточно большой, чтобы предотвратить чрезмерный поток воды через песчаные слои перед торцом якоря, так как это может вызвать значительный подъем грунтовой пробки.

A.11.5.2.2.2 Расчет извлечения якоря

Геотехнические расчеты необходимо выполнять применительно к извлечению якоря для следующих случаев:

- временные системы заякорения (например, для позиционирования мобильных буровых установок), когда извлечение якоря необходимо для повторного использования якорной системы или для очистки дна моря. Процедура извлечения вакуумной сваи и соответствующий расчет должны учитывать предполагаемое максимальное время временного уменьшения сопротивления сдвигу;

- стационарные системы заякорения в случаях, когда законодательством предусмотрено удаление якорей после окончания срока службы сооружения. Процедура извлечения вакуумной сваи и расчеты должны основываться на полном временном уменьшении сопротивления сдвигу;

- временные или стационарные системы заякорения, когда превышены монтажные допуски, связь повреждена при монтаже или в других нештатных ситуациях.

Перепад давления, необходимого для извлечения якоря $(\Delta U_{req})_{retr}$ может быть вычислен по формуле

$$(\Delta U_{req})_{retr} = (Q_{tot}\ (t = t_r) + W')/A_{in}, \quad (A.78)$$

где $Q_{tot}\ (t = t_r)$ — полное сопротивление грунта в момент извлечения t_r. Время $t = 0$ определяется как момент окончания внедрения;

W' — вес в воде якоря в ходе извлечения;

A_{in} — внутренняя площадь поперечного сечения корпуса якоря в области, где приложено давление извлечения.

При вычислении полного сопротивления грунта в ходе извлечения $Q_{tot}\ (t = t_r)$ может использоваться формула (A.73) с некоторыми изменениями. Следует иметь в виду, что сопротивление сдвигу может быть выше со-

ответствующего значения, реализуемого в ходе монтажа якоря, за счет фактора «отдыха» грунта. В А.11.5.2.2.4 приведены указания по оценке увеличения коэффициента трения со временем.

При проектировании следует учитывать возможные различия в значениях опорной несущей способности при растяжении и сжатии для выступающих частей. Кроме того, максимальное давление извлечения не должно быть выше давления, вызывающего разрушение грунтовой пробки.

Судно, извлекающее якорь, часто способно приложить подъемную силу на якорь с помощью троса для извлечения. Такое содействие может существенно снизить необходимое давление извлечения, что должно быть отражено при проектном планировании данной процедуры. Таким образом, значение усилия, развиваемое в подъемном тросе в ходе извлечения якоря, может быть вычтено из числителя правой части формулы (А.78).

При планировании процедуры извлечения якоря необходимо также учесть значение максимального давления при оценке прочности стальной конструкции корпуса вакуумного якоря (см. А.11.5.2.3).

А.11.5.2.2.3 Держащая сила

Расчетные методы для определения несущей способности вакуумных якорей можно подразделить на три класса [*233*]. Ниже они перечислены по мере уменьшения детализации:

- МКЭ и другие современные расчетные методы;
- аналитические методы предельного равновесия или расчета по предельным пластическим деформациям (модели, включающие механизмы разрушения грунта);
- полуэмпирические методы (существенно упрощенные модели сопротивления грунта, включая модели сжато-изогнутых элементов).

При расчетах и проектировании вакуумных якорей для систем удержания плавучих сооружений, размещаемых на глубоководных акваториях, основное внимание уделяется определению предельной несущей способности якоря, а не построению зависимости нагружение—перемещение.

Для расчетов вакуумных свай для систем удержания стационарных (*находящихся на одной и той же точке в течение всего периода эксплуатации*) плавучих сооружений использовать МКЭ, аналитические методы предельного равновесия или расчета по предельным пластическим деформациям. Для якорей систем удержания мобильных буровых установок с преимущественно горизонтальными воздействиями применение полуэмпирических методов, таких как расчеты по схеме сжато-изогнутых элементов с поперечным нагружением или с помощью кривых, описывающих зависимость сдвиговых напряжений от перемещения вдоль оси (кривые типа *p*—*y*, *t*—*z*, *Q*—*z*, описанные в 8.4 и 8.5), также может рассматриваться как допустимое, если соответствующие подходы обоснованы, возможно, в модифицированном виде, в проектной документации. Метод построения уточненных кривых *p*—*y* для вакуумных свай большего диаметра, обеспечивающий корректные оценки горизонтального смещения сваи, приведен в [*279*]. Преимущества и недостатки каждого из указанных методов представлены ниже:

a) метод конечных элементов:

1) МКЭ — это наиболее общий метод расчета, пригодный для анализа сложных конструктивных систем, включая возможность моделирования грунта как сплошной среды, а также различных аспектов взаимодействия грунта с конструкциями (см., например, [*233*]). С помощью МКЭ-расчета возможно выявление критического механизма разрушения без предварительных допущений пользователя — при условии, что использована модель поведения грунта, отвечающая реальному грунту. МКЭ имеет также много других преимуществ, в том числе возможности задавать объекты со сложной геометрией, учитывать пространственную изменчивость свойств грунта, применять в критериях разрушения нелинейные определяющие соотношения. К основным недостаткам МКЭ относятся большие затраты времени для настройки модели;

2) в системах вязкого типа (фундаменты на мягких глинах обычно попадают в эту категорию) предельная несущая способность системы не зависит от физических характеристик грунта основания (например, модуля Юнга, коэффициента Пуассона, см. [*288*]). Было продемонстрировано, что при тщательно сформулированной постановке задачи выполненные расчеты обеспечивают хорошее согласие с результатами нескольких точных аналитических решений [*289*];

3) программное обеспечение для проведения МКЭ-расчетов общедоступно и было многократно использовано для оценки параметров вакуумных свай нестандартной геометрии, демонстрируя хорошее совпадение с несколькими имеющимися экспериментальными результатами и обеспечивая возможность калибровки более простых моделей. Проведение таких расчетов предусматривает наличие специальных экспертных знаний и значительные временные затраты и поэтому не вполне подходит для параметрических исследований или для стандартной процедуры итерационного перепроектирования (например, такой, которая требуется для поиска оптимальной точки крепления якорной связи);

4) однако применение МКЭ-расчетов может быть оправдано в случае сложных условий нагружения и/или сложного строения грунтовой толщи, когда практического опыта недостаточно или когда требуется понимание специфических особенностей работы фундамента (например, оценка изменений порового давления и пути эффективного напряжения в произвольной точке грунта основания);

b) аналитические методы предельного равновесия или расчета по предельным пластическим деформациям:

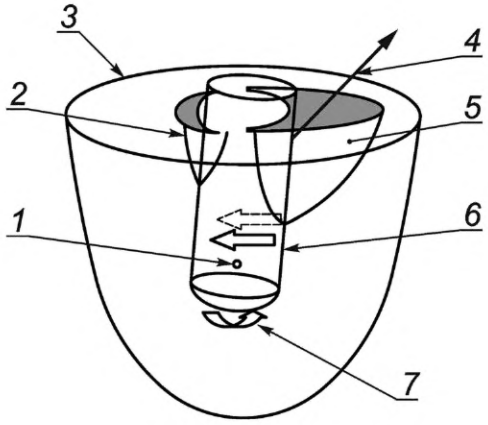
1) такие модели являются более приближенными, чем МКЭ-модели, но, как правило, гораздо проще в использовании, чем общие программы МКЭ (см., например, [*233*]). Методы позволяют выполнять оценку предельной

несущей способности пластичных систем на основе предполагаемых механизмов разрушения. Формулировки этих механизмов, как правило, основываются на сочетании экспериментальных наблюдений, более точных численных или аналитических методов, а также инженерной оценке. В рамках этих методов также возможен учет сложной геометрии и изменчивости характеристик прочности грунта, при этом не требуются данные по характеристикам неразрушенного грунта;

2) недостатками этих методов являются приближенный характер расчетов и трудности при обобщении результатов, что выражается в необходимости калибровать модели для конкретных экспериментов или более точных моделей в случае нестандартных конструктивных схем и грунтовых профилей. Например, изменения в профиле прочности грунта, геометрии якоря, наклоне вектора нагрузки, передаваемой якорной линией, точки крепления скобы якоря или вида нагружения (длительность, частота, отношение амплитуды циклической нагрузки к среднему ее значению и т. п.) могут потребовать внесения изменений в исходную геометрию предполагаемого механизма разрушения;

3) в целом, имеется два подхода, которые можно использовать на основе предполагаемых механизмов разрушения — аналитический метод предельного равновесия и метод расчета по предельным пластическим деформациям. В методе предельного равновесия предполагаемый механизм разрушения обычно описывается в терминах одного или нескольких геометрических параметров [*231*]. *При заданных значениях параметров выполняется оценка* распределения объемных сил, граничных условий напряжения, а также распределения напряжений или сил на поверхностях разрушения, после чего выполняется параметрический поиск геометрии, которая лучше всего соответствует условиям равновесия. Анализ задачи с помощью метода расчета по предельным пластическим деформациям также использует предполагаемый механизм разрушения, однако с дополнительным требованием, чтобы механизм разрушения удовлетворял кинематическим ограничениям, включая несжимаемость связного материала, неразрывность перемещений и т. п. [*240*], [*290*];

4) на рисунке А.27 представлена схема возможного механизма разрушения. Другие возможные механизмы разрушения обсуждаются, например, в [*290*]—[*292*]. В соответствии с анализируемым механизмом разрушения изображенный на рисунке якорь воспринимает выдергивающее воздействие за счет собственного веса, трения на боковой поверхности и ОНС, сдвигового и/или вращательного механизма разрушения на нижнем торце вакуумной сваи, пассивного и активного давления грунта, а также обтекающего корпус сваи потока грунта в окрестности корпуса сваи;



1 — центр вращения сваи; *2* — зона призмы обрушения (активное давление); *3* — граница рассматриваемого объема грунта; *4* — приложенная нагрузка от якорной линии; *5* — зона призмы выпора (пассивное давление); *6* — обтекающий поток грунта; *7* — сопротивление вращению нижней части сваи

Рисунок А.27 — Трехмерная схема возможного механизма разрушения

5) в некоторых методах предельного равновесия площадь круговой формы вокруг сваи заменяется прямоугольником с той же площадью, при этом ширина прямоугольника принимается равной диаметру круга, а 3D-эффекты учитываются с помощью коэффициентов бокового сдвига [*231*];

6) оба метода — метод предельного равновесия и метод расчета по предельным пластическим деформациям — дают верхние граничные оценки предельной несущей способности сваи, так, чтобы минимизировать предельную несущую способность по отношению к геометрическим параметрам и дать «наилучший» ответ применительно к конкретному механизму разрушения. Однако наилучший ответ в данном контексте не всегда близок к «истинному» ответу в силу зависимости от предполагаемого механизма разрушения. В частности, в методе предельного равновесия результат не является истинной верхней границей, если механизм не удовлетворяет кинематическим ограничениям. Обсуждение этих методов приведено в [*288*];

7) известен целый ряд компьютерных программ, реализующих эти методы, но нет единой общепринятой процедуры или какого-то отраслевого стандарта. Было показано, что некоторые модели демонстрируют опре-

деленные преимущества при использовании в сравнении с более детальными, но и более трудоемкими МКЭ-расчетами для случая разреза с мягкими глинами при различной геометрии якорей и расположением точек крепления якорных линий [*293*];

8) автоматизированные решения, получаемые на основе этих подходов, в общем случае требуют существенно меньший объем исходных данных по свойствам грунта и значительно менее трудоемки, чем соответствующие программы МКЭ. Как результат, они имеют значительное преимущество при проведении параметрических исследований, а также при реализации итерационных процедур оптимизационного проектирования. Однако, как было сказано выше, такие оценки не всегда сходятся к правильным результатам по несущей способности якоря даже при тщательном анализе. Результаты, полученные на основе различных постановок задачи, могут существенно отличаться, поэтому применение приближенных инженерных подходов должно быть должным образом обосновано в проекте;

c) полуэмпирические методы — расчет сжато-изогнутых элементов:

1) как обсуждается в [*233*], соответствующие модели являются наиболее приближенными, но в целом они самые простые для использования, если отсутствуют эффективные компьютерные программы, реализующие МКЭ, методы предельного равновесия или расчета по предельным пластическим деформациям. Модели трактуются как полуэмпирические, поскольку отражают базовые принципы механики работы засасывающейся сваи при нагружении вплоть до разрушения, но при этом включают в себя ряд эмпирических правил для представления сопротивления грунта. Эти правила, как правило, более узкие в области своего применения, чем вышеуказанные методы. Например, они в явной форме не содержат механизмы разрушения грунта, но вместо этого представляют сопротивление грунта как меняющееся вдоль границы поверхности раздела «грунт—свая» распределение контактных усилий. Такие распределения усилий трудно обобщить для широкого диапазона грунтовых профилей, поэтому конкретное решение может быть ограничено, например, лишь только случаем нормально уплотненных грунтов. Правила построения указанных распределений усилий обычно основываются на сочетании экспериментальных и аналитических результатов. В рамках подхода, в котором свая моделируется сжато-изогнутым стержнем, грунт представляется не взаимодействующими между собой одномерными элементами типа «пружина» с нелинейной диаграммой деформирования, которые размещаются вдоль боковой поверхности сваи. Модель сжато-изогнутого стержня может обеспечить получение оценки полной диаграммы «нагружение—перемещение», включая стадию достижения максимальной несущей способности системы «грунт—свая»;

2) в модели сжато-изогнутого стержня сопротивление грунта задается так называемыми (*py*)-графиками, описывающими в локальном масштабе поведение неразрушенного грунта, а также максимальную несущую способность [*294*], [*295*]. В формулах *p—y* для свай (см. 8.5) на кривых присутствуют участки разупрочнения (т.е. снижение сопротивления грунта при продолжающемся росте перемещения), отвечающие за учет эффектов циклического нагружения [*176*]. В [*296*], однако высказывается мнение, что оценки предельной несущей способности для свай всех типов, включая вакуумные сваи, должны основываться на статических кривых *p—y*, без разупрочнения. В этой модели определяющие уравнения для модельного стержня, опирающегося на упругое основание (в том числе, с нелинейной диаграммой деформирования) решаются по итерационной схеме, пока для очередного значения прикладываемой нагрузки не будет достигнуто равновесное решение. Пользователь может постепенно увеличивать усилие на каждом последующем шаге, пока решение не перестанет сходиться, при этом соответствующее значение может быть проинтерпретировано как разрушение;

3) модель сжато-изогнутых элементов используется инженерами-геотехниками на протяжении длительного времени для расчета свай, подвергаемых боковому нагружению. Поэтому она имеет хорошее практическое обоснование. На практике применяется большое количество программ по расчету сжато-изогнутых стержней, включая программы общего назначения, где силы, а также элементы типа пружина с нелинейной диаграммой деформирования могут быть заданы в любой точке сваи. Кроме того, существуют специализированные версии расчетных программ, в которых нелинейная диаграмма нагружения элемента-пружины генерируется автоматически на основе ограниченной по объему входной информации по характеристикам грунта. Таким образом, существует обоснованная тенденция по применению этих программ для расчета вакуумных свай. Однако необходимо учитывать, что эти программы имеют серьезные ограничения. Как указано в [*233*], основными ограничениями стандартных моделей сжато-изогнутых элементов являются следующие:

- игнорирование фактов, что элементы сопротивления зависят от скорости деформации и что элементы сопротивления в общем случае связаны между собой, а это может приводить к большим погрешностям при расчетах, в первую очередь для относительно коротких свай;

- отсутствие независимых компонентов бокового сопротивления сдвигу на активной и пассивной стороне сваи для корректного учета при моделировании отличающихся по величине относительных сдвиговых перемещений грунта по свае с двух сторон;

- отсутствие взаимосвязи между компонентами горизонтальной и вертикальной реакции грунта вдоль боковых сторон сваи, что не позволяет корректно описывать эффект наклонной силы, приложенной к якорю. Связывание этих компонентов (кривые *p—y* и *t—z*) возможно, но это было реализовано только в отдельных случаях [*297*];

- наличие в составе входных данных величин, которые в реальности не участвуют в оценке несущей способности, например изгибная жесткость свай и характеристики грунта в неразрушенном состоянии, а также предсказание моделью в качестве результата выходных данных, не представляющих особого интереса с точки зрения

расчета, например, эпюры изгибающего момента и перерезывающих сил, а также зависимости сопротивления от деформации, которые в большинстве случаев не очень точны. Поскольку большинство свай — это подкрепленные оболочки, то балочное приближение в данной задаче имеет сомнительную ценность и в большинстве случаев не описывает реального распределения напряжений в свае. В такой ситуации более адекватной моделью сваи является модель абсолютно твердого стержня, которая с хорошей степенью точности может быть реализована в расчетах, если взять в качестве изгибной жесткости сваи (*EI*) достаточно большое значение (в [*4*] и *ГОСТ Р 58773* приведены некоторые дополнительные рекомендации по выполнению проектных расчетов);

- непосредственное участие проектировщика в расчетах по определению несущей способности сваи. В большинстве программ сжато-изогнутых элементов предельная несущая способность определяется путем проб и ошибок, когда требуется постепенное увеличение или уменьшение приложенных сил, пока не будет найдено минимальное значение силы, при которой фиксируется численная неустойчивость решения (соответствующее значение силы интерпретируется, как «предел прочности»);

- необходимость использования специальных элементов для моделирования вращательной, вертикальной и горизонтальной компонент сопротивления на торце сваи;

- отсутствие явным образом включенных эффектов, таких как шероховатость поверхности на разделе «грунт — свая» и отрыв грунта от поверхности сваи на активной ее стороне;

4) вполне возможно построить уточненные определяющие соотношения для модели сжато-изогнутого стержня и разработать соответствующую вычислительную программу, в которой большинство из указанных ограничений будет преодолено. Однако стимулы к такой деятельности практически отсутствуют, поскольку имеются другие расчетные методы, которые проще в реализации и могут быть специально адаптированы для расчета вакуумных свай.

А.11.5.2.2.4 Увеличение поверхностного трения со временем

Как описано в А.11.5.2.2.1, пункт а), боковое трение на заданной глубине можно вычислить как $\alpha_{ins} \cdot s_{uDSS}$. С течением времени после установки якоря боковое трение увеличивается за счет эффектов тиксотропии грунта и перераспределения порового давления на поверхности раздела «грунт — свая», т. е. вследствие «отдыха» грунта. Соответствующие эффекты обычно учитываются путем изменения во времени значений коэффициента трения, α_{ins}. «Отдых» грунта в основном сказывается на вертикальной несущей способности и в меньшей степени — на горизонтальной несущей способности вакуумных свай [*298*].

Процесс «отдыха» грунта может протекать по-разному вблизи части якоря, внедряющейся в грунт за счет веса, и части проникающей в грунт за счет разряжения. Для вакуумных свай в высокопластичных глинах продолжительность стадии «отдыха» грунта может быть продолжительной, при этом может наблюдаться необратимое снижение сопротивления сдвигу, вследствие чего предельное значение бокового трения после завершения стадии «отдыха» оказывается ниже, чем исходное значение сопротивление сдвигу в неразрушенном состоянии (т. е. коэффициент трения, α_{ins}, меньше 1,0 после завершения стадии «отдыха») как для части якоря, внедряющейся за счет веса, так и для части, внедряющейся за счет создания разряжения.

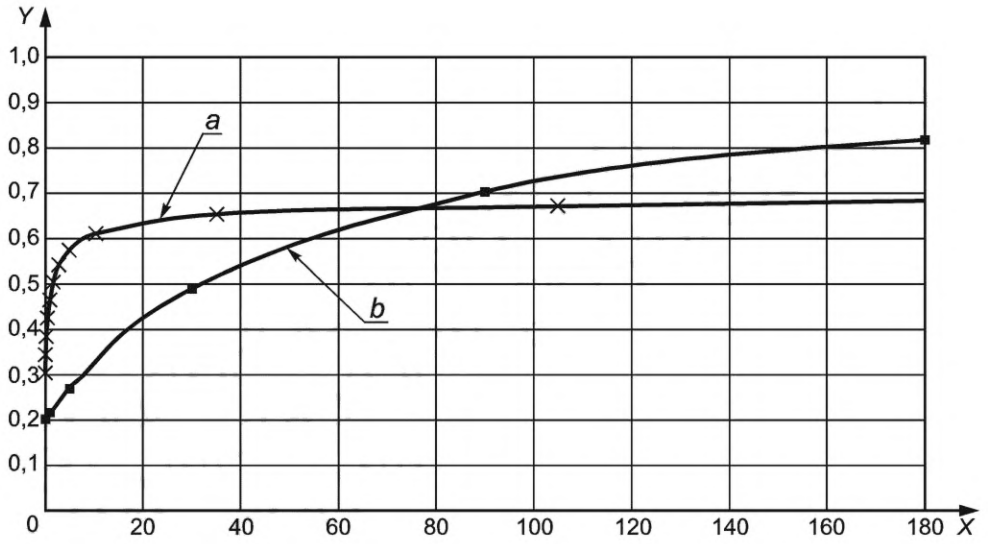
Согласно некоторым исследованиям (см., например, [*298*]), для части якоря, внедряющейся за счет разряжения, длительность стадии «отдыха» обычно меньше и при этом итоговое значение предельного бокового трения ниже по сравнению с частью, внедряющейся за счет своего веса. На рисунке А.28 показаны прогнозные графики типичного процесса «отдыха» для вакуумных якорей-анкеров большого диаметра в характерных грунтах Мексиканского залива, иллюстрирующие неопределенность количественного описания стадии «отдыха» грунта. Методы, представленные в [*298*] и [*299*], иллюстрируют возможные различия в продолжительности процесса «отдыха» и в итоговых значениях предельной величины трения на различных участках боковой поверхности якоря. Стадия «отдыха» грунта вблизи части якоря, внедряющейся за счет создания разряжения, может происходить намного быстрее, однако необратимое снижение сдвиговой прочности может быть больше. Метод, предложенный в [*299*], был разработан для забивных свай с отношением диаметра к толщине стенок менее 40. Метод, описанный в [*298*], был предложен для оценки внедрения за счет создания разряжения. Корректность обоих методов требует дополнительного обоснования в проектной документации в случае, если они применяются за пределами диапазона натурных данных, которые изначально были использованы при их разработке. Метод расчета забивных свай, отличный от вышеуказанных, описан в [*300*]. Пока не существует общепринятой единой кривой диаграммы «отдыха» грунта.

Как и для случая других свайных фундаментов, вычисленное значение предельной несущей способности якоря следует понизить, если приложение к анкерной свае значительных по величине усилий ожидается раньше окончания стадии «отдыха» грунта.

В процессе выполнения проектных расчетов эффект «отдыха» грунта может учитываться по-разному. Необходимая несущая способность якоря при проектировании может считаться обеспеченной, если соблюдаются следующие условия:

- вакуумная свая рассчитана исходя из пониженного значения сопротивления грунта сдвигу относительно ожидаемого итогового значения после завершения стадии «отдыха» грунта;

- вакуумная свая устанавливается с существенным запасом времени относительно момента постановки плавучего сооружения на точку эксплуатации для обеспечения завершения стадии «отдыха» прежде, чем система заякорения будет нагружена расчетной нагрузкой;



X — время после установки (сут); *Y* — коэффициент трения α = (боковое трение в момент времени *t*)/(сопротивление сдвигу грунта в ненарушенном состоянии);
a — α_{ins} = 0,3 в ходе установки якоря, α = 0,65 в момент времени, составляющего 90 % от полной длительности стадии «отдыха» ([*298*]); *b* — усредненная кривая для случая: диаметр сваи равен 1,83 м (6 футов), толщина стенки равна 46 мм (1,8 дюймов) [*299*]

Рисунок А.28 — Пример увеличения коэффициента трения со временем

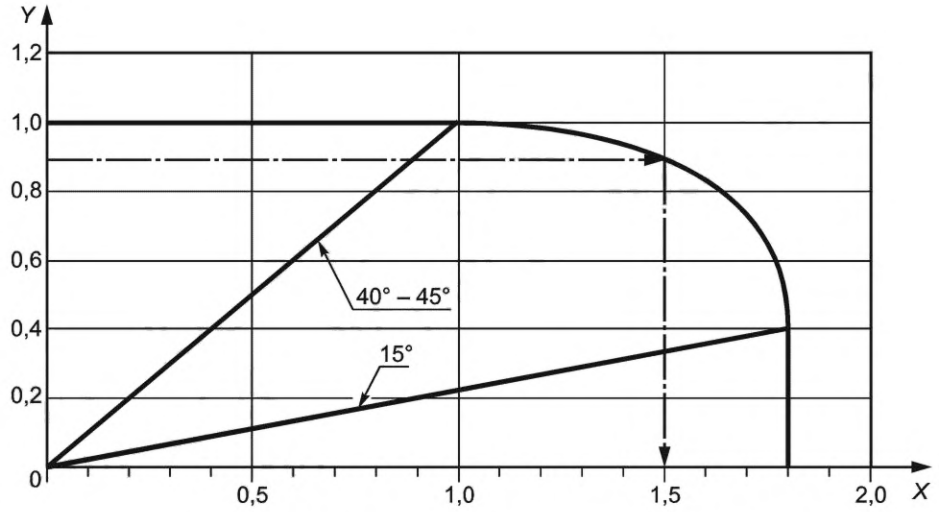
- в случае, если интервал времени между моментом установки системы заякорения и началом добычи непродолжительный, в качестве нагрузок могут приниматься пониженные значения расчетных экстремальных воздействий, оценка которых должна выполняться на основе вероятностного анализа.

А.11.5.2.2.5 Взаимосвязь между горизонтальной и вертикальной несущей способностью

Когда вакуумный якорь-свая противостоит расчетным воздействиям, вертикальные и горизонтальные компоненты несущей способности якоря не задействуются независимо. Фактор взаимозависимости вертикальной и горизонтальной компонент несущей способности в некоторых случаях может иметь существенное значение. Исследования показали, что при углах наклона якорных связей к горизонту на уровне якорной скобы в диапазоне 15°—45° неучет данного фактора может приводить к неконсервативным результатам ([*231*], [*240*]).

Обсуждаемый ниже пример приводится только в качестве иллюстрации значимости фактора взаимозависимости, и его не следует использовать непосредственно для расчетов. На рисунке А.29 приведен пример диаграммы разрушения (предельной несущей способности якоря-сваи) в условиях двухкомпонентного нагружения, который типичен для засасывающихся свай с отношением длины к диаметру, равным 5, для грунтового основания с линейным профилем сопротивления сдвигу и низким значением сопротивлением сдвигу на уровне морского дна. Якорная скоба на корпусе сваи заглублена в морское дно примерно на две трети от длины сваи. Если якорная линия передает преимущественно вертикальное усилие (угол на уровне якорной скобы находится в диапазоне от 40°—45° до 90°), то режим разрушения контролируется вертикальным выдергиванием и мобилизуется практически 100 % вертикальной несущей способности. Аналогично если приложенная сила имеет в основном горизонтальную компоненту (угол на уровне якорной скобы составляет от 0° до 15°), то режим разрушения контролируется горизонтальным протаскиванием при мобилизации около 100 % горизонтальной несущей способности сваи. В этом случае максимальная горизонтальная несущая способность якоря в 1,8 раза больше вертикальной несущей способности. Если, однако, угол якорной линии на уровне якорной скобы находится в диапазоне 15°—40°, то значения несущей способности как в вертикальном, так и горизонтальном направлении меньше максимальных значений. В приведенном на рисунке примере мобилизуется только 90 % максимальной вертикальной несущей способности, а значение горизонтальной несущей способности уменьшается с исходных 180 % до 150 % по отношению к вертикальной несущей способности.

Диаграммы разрушения в условиях двухкомпонентного нагружения более детально обсуждаются в [*301*], [*302*].



X — H/V_{max}; Y — V/V_{max}; V — компонента вертикального нагружения; H — компонента горизонтального нагружения; V_{max} — значение вертикальной предельной несущей способности якоря для чисто вертикальной нагрузки

Примечания

1 Приведенная диаграмма разрушения носит иллюстративный характер и не предназначена для использования в расчетах.

2 Угол наклона якорной линии на уровне скобы якоря измеряется от горизонтали.

Рисунок А.29 — Пример диаграммы разрушения в условиях двухкомпонентного нагружения

А.11.5.2.2.6 Коэффициенты безопасности для вакуумных анкерных свай

Коэффициенты безопасности по несущей способности, определяемые как вычисленные значения держащей силы, поделенные на максимальную силу в якорной линии при динамическом расчете, приведены в *ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 7)* для осевого и бокового нагружения. При назначении КБ для случая осевого нагружения учитывается, что свая-анкер в основном нагружена выдергивающей нагрузкой, и поэтому соответствующие значения выше, чем для свай, нагруженных сжатием (т. е. вдавливающей нагрузкой). Механизм разрушения при боковом смещении сваи считается менее опасным, чем при вертикальном (при выдергивании), поэтому для боковой несущей способности рекомендованы более низкие значения КБ. Указания по расчету несущей способности с учетом фактора взаимосвязи между вертикальной и горизонтальной компонентами приведены в А.11.5.2.2.5.

Выбор значения КБ для выполнения расчетов должен учитывать детали механизма разрушения системы «свая — грунт», контролирующего несущую способность, а не только величину угла наклона якорной связи в точке соединительной скобы. Хотя угол наклона связи и механизм разрушения взаимосвязаны, другие параметры, такие как характеристики разреза грунта, геометрия корпуса якоря-сваи и расположение якорной скобы также важны для корректного определения количественных характеристик механизма разрушения. Для расчетных ситуаций, когда расчет якоря-сваи контролируется преимущественно осевой несущей способностью (на выдергивание) или преимущественно боковой несущей способностью, минимальные значения КБ следует назначать в соответствии с *ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 7)* независимо от угла наклона якорной связи на скобе.

В ситуации, когда по отдельности ни критерий осевой несущей способности, ни критерий боковой несущей способности не являются определяющими для проекта сваи, для назначения комбинированного КБ рекомендуется применять формулу (А.79). При заданных геометрии корпуса анкерной сваи, расположении якорной скобы и характеристиках грунтового разреза комбинированный КБ может быть вычислен следующим образом:

- если $\theta \le \theta_{lateral}$, то $FOS_{combined} = FOS_{lateral}$,
- если $\theta > \theta_{axial}$, $FOS_{combined} = FOS_{axial}$,
- если $\theta_{lateral} \le \theta \le \theta_{axial}$, то

$$FOS_{combined} = FOS_{lateral} + [(\theta - \theta_{lateral})/(\theta_{axial} - \theta_{lateral})] \cdot (FOS_{axial} - FOS_{lateral}), \quad (А.79)$$

где $FOS_{combined}$ — комбинированный КБ;

$FOS_{lateral}$ — КБ для бокового смещения по *ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 7)*;

FOS_{axial} — КБ для осевого смещения по *ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 7)*;

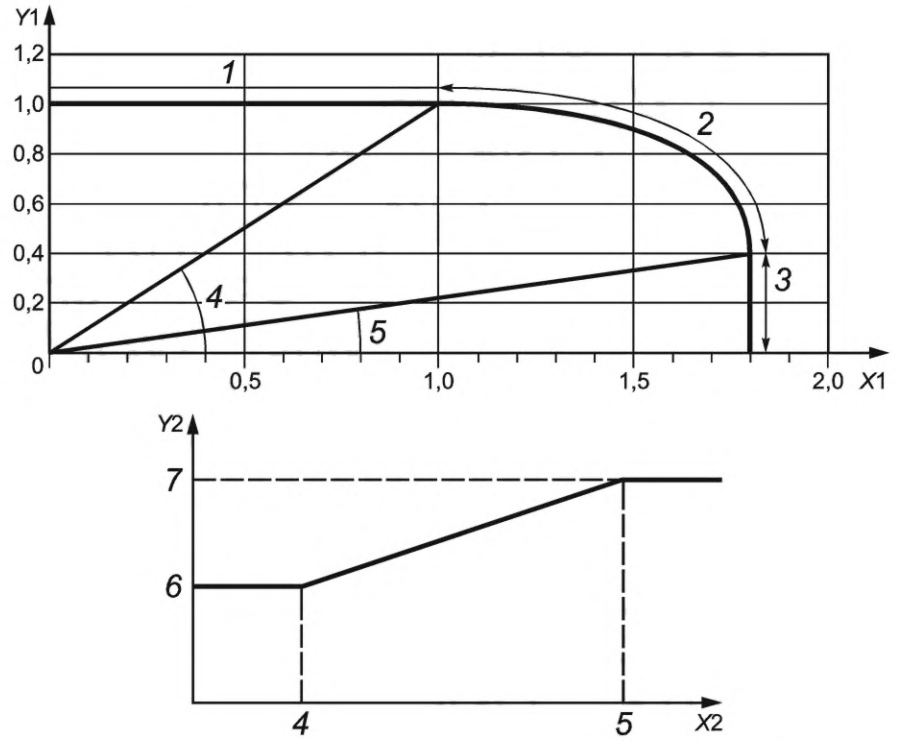
θ — угол наклона связи к горизонту на уровне расположения якорной скобы;

$\theta_{lateral}$ — значение угла наклона связи к горизонту, ниже которого предельная несущая способность определяется преимущественно боковой несущей способностью;

θ_{axial} — значение угла наклона связи к горизонту, выше которого предельная несущая способность определяется преимущественно осевой несущей способностью.

Примечание — Осевая несущая способность соответствует расчетной ситуации при чисто вертикальных воздействиях.

На рисунке А.30 иллюстрируется диапазон применимости разных компонентов формулы (А.79).



1 — $FOS_{combined} = FOS_{axial}$; *2* — $FOS_{combined}$ по формуле (А.79); *3* — $FOS_{combined} = FOS_{lateral}$; *4* — θ_{axial}; *5* — $\theta_{lateral}$; *6* — $FOS_{lateral}$; *7* — FOS_{axial}; X1 — H/V_{max}; X2 — угол наклона якорной связи к горизонту; *Y1* — V/V_{max}; *Y2* — коэффициент безопасности, $FOS_{combined}$

Рисунок А.30 — Вычисление КБ как функции механизма разрушения

А.11.5.2.2.7 Специальные аспекты проектирования

Проектирование якорей-свай является многофакторной задачей и требует учета различных специальных аспектов. Ниже приводятся рекомендации относительно некоторых из них:

a) фактор закрытого или открытого верха якоря-сваи:

- верх якоря должен оставаться герметичным в течение всего периода разработки месторождения, если основой для расчетов является ОНС на нижнем конце сваи;

- следует учитывать увеличение со временем трения на боковой поверхности сваи вследствие роста сопротивления сдвигу из-за эффекта «отдыха» грунта, поэтому значение эффекта ОНС снижается, а требование обеспечивать герметичность верхней крышки сваи может быть смягчено;

- для якорей с преимущественно горизонтальным нагружением герметичность крышки не столь важна для обеспечения несущей способности, поэтому верхняя часть сваи при надлежащем обосновании может быть снята после установки [*303*];

b) фактор анизотропии прочностных характеристик:

- расчет несущей способности якоря-сваи следует выполнять с учетом анизотропии сопротивления сдвигу, порождаемые комбинированным характером истории нагружения, включающей стадии статического и циклического нагружения;

c) внутренние кольцевые элементы жесткости:

- в случае длительных воздействий высокой интенсивности и для засасывающихся свай, не герметизируемых сверху, важным аспектом несущей способности является поверхностное трение на стенках внутренней юбочной конструкции;

- трение на внутренних стенках может быть значительно ниже исходного сопротивления сдвигу в результате нарушения структуры грунта в процессе установки якоря-сваи, особенно если у сваи есть внутренние элементы жесткости;

- для свай с кольцевыми элементами жесткости глина из верхней части грунтового основания, возможно, смешанная с морской водой, может быть задержана в пространстве между элементами жесткости и спровоциро-

вать низкую несущую способность при большей глубине внедрения. Кроме того, в таких случаях пустоты в пространстве между кольцевыми элементами могут также выступать в роли каналов дренирования [*233*], [*239*];

d) формирование зазора вдоль боковой поверхности;

- вдоль поверхности сваи со стороны зоны активного давления грунта (т. е. на «задней» стороне сваи) может образоваться зазор;

- формирование возможного зазора характеризует один из факторов неопределенности при проектировании, если только не имеет место случай мягкой глины с близким к нулевому значением прочности на поверхности морского дня — в этой ситуации зазор не образуется;

- при выполнении расчетов следует сделать обоснованные консервативные допущения о вероятности формирования зазора;

- рекомендуется для учета указанного фактора неопределенности рассмотреть размещение скобы якоря «в запас» ниже оптимальной глубины ее крепления на некоторое расстояние, чтобы обеспечить в ходе нагружения смещение верхнего края анкерной якорной сваи «назад» (в направлении, противоположном прикрепленной якорной связи) для предотвращения образования зазора;

e) монтажные допуски:

- рекомендуется включать ожидаемые монтажные допуски (по наклону и азимуту) в расчеты якорной сваи, так как наклон и внеплоскостное нагружение могут снижать ее держащую способность;

f) изменения наружного диаметра:

- изменение наружного диаметра сваи с глубиной может уменьшать прочность сцепления с грунтом на наружной поверхности сваи;

- в целом, при отсутствии убедительных дополнительных аргументов, рекомендуется избегать применения анкерных якорных свай с переменным наружным диаметром корпуса сваи;

g) песчаные прослои:

- если в грунтовом разрезе основания имеются песчаные прослои, это может оказывать существенное влияние на несущую способность якорной сваи. Рекомендуется проверить соответствующими расчетами, что песчаные слои не вызывают чрезмерного дренирования и перераспределения порового давления, что может негативно повлиять на ОНС, особенно, в расчетных ситуациях, когда якорь подвержен длительному нагружению (см. также А.11.5.2.2.1, пункт e);

h) расстояния между местами установки:

- при необходимости извлечения установленной якорной сваи и ее повторной установки, расстояние между предшествующей и последующей точками установки должно обеспечивать отсутствие влияния эффекта нарушенности грунта в первой точке на работу сваи в новой точке при всех расчетных воздействиях;

i) длительные воздействия:

- при проектировании якорных свай следует рассмотреть возможные эффекты действия длительных нагрузок (например, эффекты ползучести грунта в результате воздействия кольцевых течений) и величины периода циклических нагрузок, которые могут в различной степени влиять на несущую способность свай;

- примеры снижения несущей способности в зависимости от длительности действия нагрузки для вертикально нагруженных свай для случая глинистых грунтов приведены в [*230*] для условий Мексиканского залива;

j) образование траншей на морском дне от движения с большой амплитудой примыкающего к свае участка якорной линии:

- движения с большой амплитудой заглубленного в донный грунт участка якорной цепи в системах заякорения с натянутыми якорными связями могут вызвать вблизи вакуумных свай образование больших траншей в морском дне, простирающихся, возможно, до уровня расположения якорной скобы ([*304*], [*305*]);

- при проектировании системы заякорения потенциальную возможность образования траншей рекомендуется отразить в составе расчетных ситуаций; при необходимости, влияние образования траншей на держащую способность сваи следует учитывать в расчетах, а состояние траншеи должно быть предметом геотехнического мониторинга в ходе регулярных обследований [*305*].

Для корректного расчета вакуумной сваи вышеперечисленные аспекты должны быть рассмотрены совместно. Вследствие сложности анализа несущей способности вакуумных якорных свай большого размера, предназначенных для стационарных систем заякорения, необходимо выполнение специальных геотехнических расчетов.

А.11.5.2.3 Основные аспекты расчета конструктивной прочности

Методические указания и критерии проектирования для расчета конструктивной прочности вакуумных якорных свай приведены в *ГОСТ Р 58773*. В настоящем подпункте обсуждаются основные аспекты, которые нужно учитывать при проектировании конструкций в части геотехнических расчетов.

Конструкция вакуумной сваи и вспомогательные монтажные приспособления должны быть рассчитаны на максимальные расчетные воздействия, вызываемые погрузочно-разгрузочными работами, транспортировкой, подъемом, установкой в вертикальное положение, спуском, заглублением, ремонтом и извлечением (при необходимости).

Для стадии внедрения якорной сваи для расчета стенок корпуса и конструкции крышки сваи следует использовать принимаемое на верхней границе значение разряжения внутри сваи, необходимое для заглубления сваи на

расчетную глубину. Однако используемое максимальное значение разряжения при вдавливании сваи не должно превышать значения, при котором происходит подъем внутренней грунтовой пробки.

Если извлечение якорной сваи предполагается путем повышения давления под ее крышкой, то в расчетах стенок корпуса сваи и конструкции ее крышки следует учесть максимально возможное в процессе извлечения внутреннее давление.

Как при процедуре задавливания, так и извлечения, максимальное значение перепада давления следует определять на уровне, не превышающем значение, при котором обеспечивается конструктивная прочность корпуса якоря. Указания по прочности при продольном изгибе засасывающихся свай приведены в [*306*].

А.11.5.2.4 Установка засасывающихся якорных свай

Чтобы верифицировать успешную установку засасывающихся свай и соответствие расчетным допущениям для стационарных и временных систем заякорения, в ходе установки должны отслеживаться и регистрироваться следующие данные:

- идентификация конструкции и сваи, глубина моря и эталонная высотная отметка показаний маркировок внедрения сваи;
- фактическое расстояние от проектной точки установки сваи (с указанием допусков установки);
- внедрение сваи под действием собственного веса;
- расчетный перепад давления при установке, с поправкой на потери гидравлического давления в насосной системе;
- фактически достигнутая глубина внедрения (с указанием расчетного значения внедрения);
- расход в гидравлической системе и скорость внедрения сваи;
- дата и время начала и остановки внедрения, включая длительность этапа «отдыха» грунта;
- отклонение оси сваи от вертикали (с указанием монтажного допуска);
- отклонение фактического положения якорной скобы по азимуту (с указанием монтажного допуска);
- все замеченные особенности поведения системы «свая—грунт» в ходе установки.

Для стационарных систем заякорения обычно дополнительно отслеживаются и другие параметры, включая устойчивость грунтовой пробки на всех глубинах, а также толщина грунтовой пробки и ее высотная отметка при окончательном значении внедрения сваи.

А.11.6 Геотехнические расчеты для случая плужных якорей

А.11.6.1 Основные положения

Для плужных якорей несущая способность (держащая сила) часто определяется как предельное значение выдергивающей силы, которое соответствует усилию в якорной связи, при котором реализуется разрушение грунта вблизи якоря. После достижения ПВС плужный якорь начинает продвигаться сквозь грунт в общем направлении связи без увеличения сопротивления или с постепенным его уменьшением. Однако для некоторых конструкций плужный якорь начинает дополнительно заглубляться после повторного приложения нагрузки (т.е. когда сила в якорной связи превышает начальную ПВС), пока он не достигает более прочного слоя грунта, где обеспечено сопротивление увеличенной нагрузке.

ПВС плужного якоря является функцией следующих параметров:

- сопротивление сдвигу недренированного грунта на поверхности лапы якоря;
- площадь проекции лапы якоря;
- форма лапы;
- коэффициент несущей способности;
- глубина внедрения.

При определении ПВС якоря следует учитывать нарушенное состояние грунта вследствие развития процесса разрушения. Эффект нарушенности обычно учитывается в форме эмпирического понижающего коэффициента. Выбор значений данного коэффициента должен основываться на надежных данных испытаний и соответствующих исследований. Как правило, чтобы инициировать режим глубинного разрушения глубина внедрения плужного якоря в глине должна быть примерно в 4,5 раза больше ширины (т. е. меньшего размера в плане) лапы. Если окончательная глубина не создает режим глубинного разрушения, коэффициент несущей способности должен быть соответственно понижен (см., например, [*274*]).

Плужные якоря обеспечивают высокий уровень держащей способности за счет заглубления в слои более прочного грунта. Поэтому в ходе установки якоря необходима точная оценка глубины его внедрения.

Метод расчета, применимый ко всем типам плужных якорей в глине, описан в [*274*]. Различные типы якорей отличаются по методу установки, но по завершении установки все они приобретают конфигурацию плужного якоря в результате завершающей процедуры поворота (фиксации).

Для всех типов плужных якорей важным аспектом надежности якоря является верификация глубины установки якоря путем натурных измерений, т. е. проверка того, что фактическая глубина соответствует проектному значению. В ходе завершающей процедуры фиксации, как правило, наблюдается некоторая потеря глубины внедрения, что необходимо учитывать при назначении расчетного значения глубины установки.

Плужный якорь обеспечивает мобилизацию ПВС за счет ориентации лапы в плоскости, практически перпендикулярной направлению приложенной нагрузки. Чтобы обеспечить поворот лапы для достижения максимальной

площади несущей поверхности (данный этап установки якоря называется фиксацией), конструкция плужного якоря и процедура установки должны удовлетворять следующим ограничениям:

- при установке должно быть обеспечено вращение лапы якоря до положения, которое обеспечивает, что, когда якорь будет подвергнут более высокой нагрузке в ходе расчетного события, то лапа продолжит поворот в направлении, при котором ее плоскость еще больше приближается к положению, перпендикулярному к направлению приложенного натяжения якорной линии;
- при установке должно быть обеспечено отсутствие существенного уменьшения глубины внедрения при фиксации якоря, которое могло бы способствовать попаданию лапы в слой менее прочного грунта. Несущая способность на выдергивание плужного якоря, который частично проник в более прочный слой, подстилающий расположенный выше слабый слой, должна оцениваться с учетом влияния более слабого перекрывающего слоя на несущую способность при длительном нагружении. В таких ситуациях следует отдельно рассмотреть опасность уменьшения заглубления якоря в процессе его фиксации;
- должна быть обеспечена конструктивная прочность элементов якоря при усилиях, возникающих в процессе фиксации при повороте лапы якоря вокруг горизонтальной и вертикальной осей (соответствующие силы зависят от типа плужного якоря и его ориентации при установке).

Рекомендуемые значения коэффициентов надежности по несущей способности для плужных якорей приведены в *ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 8)*.

А.11.6.2 Метод оценки глубины установки плужного якоря, заглубляемого при волочении

А.11.6.2.1 Общие положения

В общем случае следует выполнить анализ следующих факторов, влияющих на процесс установки заглубляемого в грунт плужного якоря:

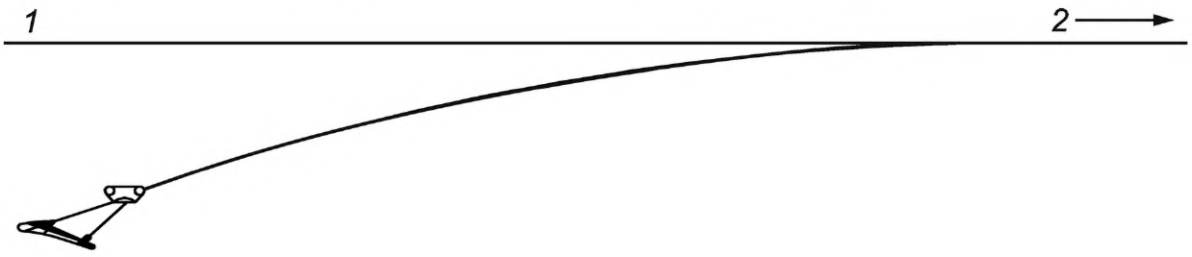
- форма изгиба якорной связи;
- характеристики процесса установки якоря;
- характеристики несущей способности.

Все три фактора тесно взаимосвязаны — см. А.11.6.2.2—А.11.6.2.4.

А.11.6.2.2 Форма изгиба якорной связи

Форма изгиба якорной связи существенно влияет на конечную ориентацию заглубляемого в грунт плужного якоря, а также на глубину его внедрения, которая, в свою очередь, определяет держащую способность якорной системы ([*241*], [*274*]—[*281*], [*283*]—[*307*]).

На рисунке А.31 схематично показана конфигурация нагруженной якорной связи, демонстрирующая обратное «провисание» связи в процессе ее прохождения через грунт. По мере увеличения натяжения связи якорь продолжает внедряться в грунт, и обратное «провисание» внедренной в грунт связи увеличивает угол ее наклона к горизонту в точке крепления к якорю. Чем глубже внедрение якоря, тем больше значения угла наклона якорной линии, что в конечном итоге определяет достижение предельного значения внедрения якоря, соответствующего переходу к стационарному режиму протаскивания якоря без дальнейшего роста натяжения якорной линии.



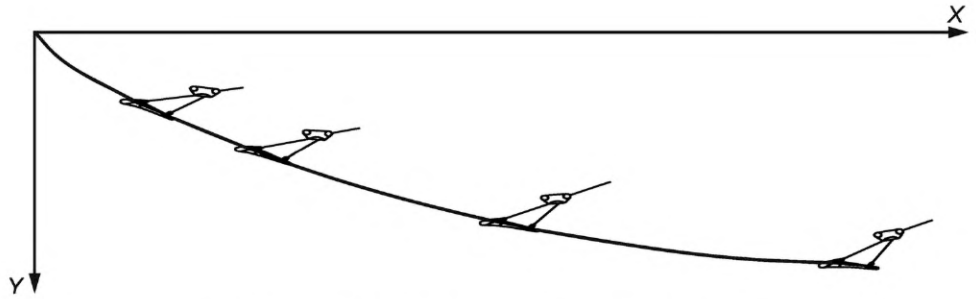
1 — дно моря; *2* — держащая сила на уровне морского дна

Рисунок А.31 — Конфигурации якорной линии при врезании в грунт

В целом подход к решению задачи о конфигурации заглубленного участка якорной линии аналогичен подходу, используемому при расчетах формы свободно провисающей связи, закрепленной с обоих концов и деформируемой под действием собственного веса и отпорного давления грунта, прикладываемого к связи по нормали к поверхности грунта, а также сил сопротивления сдвигу, которые ориентированы по касательной к связи. Определяющие дифференциальные уравнения для получаемой системы являются нелинейными, и их решение требует применения итерационных численных схем.

А.11.6.2.3 Характеристики процесса установки якоря

Держащая способность заглубляемого в грунт плужного якоря в значительной степени зависит от его конечной ориентации и глубины внедрения ([*274*] и [*307*]), поэтому прогнозирование траектории якоря в ходе установки является очень важным аспектом проектирования системы заякорения. На рисунке А.32 показана диаграмма, иллюстрирующая типичную траекторию плужного якоря, а также последовательность позиций якоря с соответствующей ориентацией по мере его волочения вдоль дна в ходе установки.



X — расстояние волочения; *Y* — глубина внедрения якоря

Рисунок А.32 — Траектория якоря и ориентация лапы якоря в ходе установки

Прогнозирование траектории плужного якоря может выполняться с помощью различных методов, которые могут быть подразделены на следующие четыре группы:

a) эмпирические методы:

- эти методы в основном базируются на корреляционных соотношениях между наблюдаемыми параметрами, характеризующими процесс установки якоря, и зависят от характеристик якоря (например, массы) и приближенных характеристик сопротивления грунта;
- однако детальные результаты многих из этих полевых исследований не представлены в открытых источниках;

b) методы на основе методологии предельного равновесия:

- эти методы учитывают более подробное описание свойств грунта и якоря (геометрия/вес);
- методы основаны на расчетном распределении сил реакции грунта на якорь при разрушении вмещающего грунтового массива;
- при выполнении расчетов могут быть использованы данные по свойствам грунтов, специфичных для конкретной площадки, а также подробная информация по конструкции якоря;
- этот подход наиболее распространен в инженерной практике; на его основе разработано коммерческое программное обеспечение (см., например, [*308*]);

c) расчет по предельным пластическим деформациям:

- этот метод сходен с методами на основе предельного равновесия;
- для минимизации работы, затрачиваемой на разрушение грунта в окрестности сваи, при варьировании геометрических параметров, которые определяют механизм разрушения при произвольной глубине внедрения якоря, его пространственной ориентации и параметрах якорной линии, применяется вариационный принцип наименьшего действия;

d) передовые численные методы, включая МКЭ:

- эти методы обладают потенциалом для получения детальных решений, характеризующих все необходимые для проектирования аспекты поведения якоря, на практике, однако, они имеют существенные ограничения;
- полное решение с помощью МКЭ-расчета требует использования нелинейных моделей грунта, задания нелинейных граничных условий, а также применения теории больших деформаций, поэтому даже простой прогноз траектории якоря является весьма трудозатратным в части формулирования и построения МКЭ-модели и требует значительных вычислительных ресурсов для нахождения решения;
- тем не менее МКЭ-расчеты рекомендуются к использованию для проверки расчетов по другим методам прогнозирования и их уточнения по отдельным характеристикам.

А.11.6.2.4 Характеристики держащей силы

Оценка держащей силы (несущей способности) якоря является лишь частным вопросом всей процедуры установки якоря ([*274*] и [*307*]), и поэтому изложенные выше расчетные методы могут быть непосредственно использованы при определении держащей силы плужного якоря. При условии, что глубина внедрения плужного якоря известна, а донный грунт представлен монослоем однородной глины, держащая сила якоря может быть рассчитана с помощью соотношения (А.80), полученного на основе общих принципов определения несущей способности грунта совместно с решением задачи об определении формы свободно провисающей якорной связи:

$$F_{max} = N_c A_{eff} \eta s_{u,AVE}, \quad (A.80)$$

где F_{max} — предельная несущая способность;

A_{eff} — эффективная площадь якоря с учетом формы и площади проекции;

N_c — коэффициент несущей способности (может быть определен, например, методом характеристик или с помощью МКЭ-решения);

η — эмпирический понижающий коэффициент, учитывающий прогрессирующую деградацию прочностных характеристик грунта (деформационное разупрочнение) при повышении нагрузки вплоть до разрушения грунта (см. обсуждение диапазона значений этого коэффициента в [274]);

$s_{u,AVE}$ — характеристика локального усредненного недренированного сопротивления сдвигу в пределах зоны разрушения, соответствующая расчетной глубине внедрения, скорректированная для учета эффектов циклического нагружения (см. [*274*]).

Для переслаивающейся глины предельная несущая способность зависит от положения якоря по отношению к границе текущего слоя (см. [*274*] для дополнительных рекомендаций).

В общем случае при использовании любого из изложенных методов прогнозирования при проектировании якоря требуется тщательная проработка постановки задачи и обоснование используемых в проекте значений входных параметров. С примерами расчета якоря можно ознакомиться в [*309*] и [*310*].

А.11.6.3 Коэффициенты безопасности для плужных якорей, заглубляемых волочением

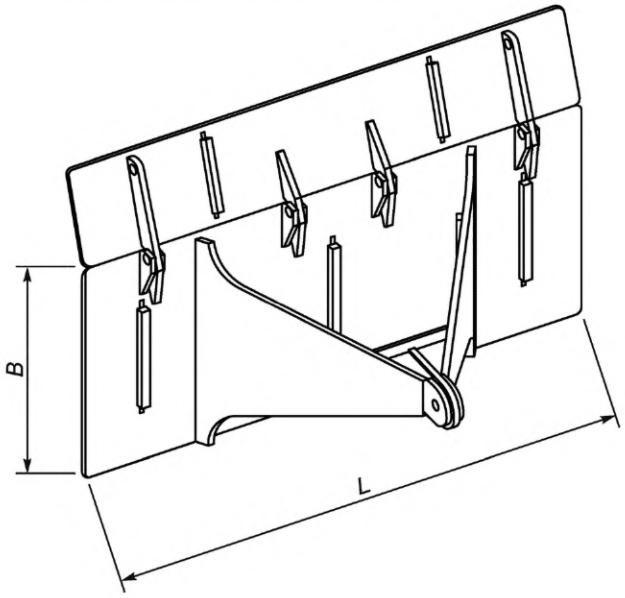
Коэффициенты безопасности для плужных якорей, заглубляемых в грунт волочением, выше, чем для обычных судовых волочильных якорей, поскольку перегрузка плужного якоря в типичном случае приводит к его выдергиванию, в то время как традиционные волочильные якоря, глубоко внедренные в глину — от мягкой до прочной, — либо протаскиваются горизонтально, либо внедряются в грунт еще глубже, обеспечивая таким образом постоянную или даже возрастающую держащую силу (см. 10.4.4 и таблицу 8).

Для плужных якорей, которые демонстрируют сходное с обычными волочильными якорями поведение при перегрузке, могут быть применены коэффициенты безопасности волочильных якорей, при условии, что поведение якоря может быть верифицировано посредством соответствующих полевых испытаний и опыта.

А.11.6.4 Оценка несущей способности плужных якорей вертикального внедрения

Подходы к определению несущей способности для плужных якорей вертикального внедрения в грунт идентичны тем, которые используются для якорей, внедряемых волочением, за исключением того, что для якорей вертикального внедрения:

- конечная глубина внедрения известна с намного более высокой точностью;
- в момент фиксации имеет место потеря номинальной глубины внедрения на величину порядка 0,25—1,0 от вертикального размера лапы якоря (показана как B на рисунке А.23) в зависимости от конфигурации веретена и подвижной манжеты;
- при вычислении эффективной площади лапы якоря необходимо использовать соответствующие значения коэффициента формы и площади проекции лапы с манжетой в рабочем положении.



B — ширина; *L* — длина

Рисунок А.33 — Определение размеров лапы якоря для плужных якорей вертикального внедрения

А.11.6.5 Установка плужных якорей

А.11.6.5.1 Допуски при установке

В проектной документации следует определить в явном виде монтажные допуски применительно к плужным якорям, и соответствующие значения необходимо учитывать во всех геотехнических, конструктивных и монтажных расчетах якоря. В первую очередь следует учитывать следующие стандартные допуски:

- допустимое отклонение по углу поворота относительно проектного направления якорной связи для ограничения поперечной компоненты усилия и крутящего момента, приложенных к якорной скобе;

- запас по минимальной глубине внедрения, при которой при действии испытательной нагрузки мобилизуется необходимый уровень несущей способности (с учетом уменьшения глубины внедрения якоря в момент фиксации или при испытательной нагрузке для плужных якорей вертикального внедрения).

А.11.6.5.2 Плужные якоря, заглубляемые в грунт волочением

Для используемых в стационарных системах заякорения плужных якорей, заглубляемых в грунт волочением, при расчетах якоря необходимо учитывать информацию по процедуре его установки, чтобы обеспечить внедрение якоря на расчетную глубину в конкретных грунтовых условиях и для рассматриваемой расчетной ситуации. В общем случае рекомендуется осуществлять мониторинг и верификацию следующих параметров:

- расстояние волочения;
- зависимость натяжения связи в процессе установки якоря от времени и расстояния волочения;
- форму провисания якорной линии, определяемой ее натяжением и текущей длиной, для верификации того, что положение точки отрыва якорной линии от дна в процессе внедрения якоря находится в допустимых пределах, и для верификации актуального положения якоря;
- направление внедрения якоря;
- окончательную глубину внедрения якоря (соответствующее значение не является однозначной функцией усилия в якорной линии, при котором разрушается лимитирующий срезной штифт).

Дополнительные рекомендации приведены в [*274*].

А.11.6.5.3 Плужные якоря вертикального внедрения

Вертикальное внедрение плужного якоря может быть обеспечено за счет эффекта засасывания, путем применения ударного или вибрационного молота, использования взрывных или гидравлических устройств, за счет собственного веса. В проектной документации процедура установки плужного якоря вертикального внедрения должна быть представлена с необходимой степенью детальности, при этом расчетная глубина внедрения якоря должна быть обоснована необходимыми расчетами. Если проектом предусмотрено извлечение плужного якоря, этот аспект должен найти отражение при анализе процесса его установки.

В расчетах внедрения в грунт плужных якорей, снабженных вакуумным модулем, необходимо учитывать возможность подъема грунтовой пробки внутри его корпуса. Для исключения подъема грунтовой пробки величина разряжения, обеспечивающая задавливание вакуумного модуля, должна быть по крайней мере в 1,5 раза меньше разряжения, приводящего к подъему пробки (см. также А.11.5.2.2.1, пункт с). Чтобы верифицировать, что установка плужного якоря прошла успешно и соответствует расчетным показателям, необходимо оценить и задокументировать параметры, перечисленные в А.11.5.2.4.

А.11.7 Геотехнические расчеты для случая якорей других типов

А.11.7.1 Стандартные якоря гравитационного типа

Дополнительные указания отсутствуют.

А.11.7.2 Гравитационные якоря вертикального внедрения

А.11.7.2.1 Основные аспекты проектирования

Примеры применения гравитационных якорей приведены в [*269*]—[*271*].

Форма и параметры корпуса гравитационного якоря, внедряемого в грунт, должны обеспечивать в ходе свободного падения максимальную скорость якоря перед соударением с морским дном и вертикальность после соударения, чтобы способствовать максимальному внедрению в морское дно.

Возможное начальное отклонение оси якоря от вертикали должно компенсироваться в ходе падения за счет самокорректировки, что может достигаться посредством следующих конструктивных и монтажных мероприятий:

- обеспечить по возможности максимально низкое расположение центра тяжести гравитационного якоря;
- обеспечить по возможности максимальное расстояние между центром тяжести и центром объема якоря;
- обеспечить по возможности максимальное расстояния между центром тяжести и центром поверхности корпуса якоря;
- определить высоту свободного падения над морским дном, обеспечивающую якорю достаточное время для коррекции допустимого начального отклонения от вертикали;
- определить высоту свободного падения с учетом отклоняющих эффектов вследствие действия на падающий якорь горизонтальных течений.

Для внедряемых в грунт гравитационных якорей с асимметричной формой, например, якоря по типу «OMNI-Max» с боковым анкерным элементом (лапой) на корпусе якоря [см. рисунок А.22 с)], при проектировании могут быть применимы следующие дополнительные рекомендации:

- пересечение осевой линии корпуса и результирующей гидродинамической силы, возникающей вследствие наличия асимметричных элементов, таких как лапа якоря, следует располагать несколько выше центра тяжести якоря, чтобы компенсировать повороты, вызываемые горизонтальной компонентой скорости;
- конструктивное решение лапы якоря (размер, угол установки и т. п.) должно быть оптимизировано в части минимизации наклона оси якоря в ходе свободного падения путем расчетов с помощью CFD-методов или экспериментально;
- высоту свободного падения следует ограничить на основе фактических данных по устойчивости вертикальной ориентации оси якоря, полученных в рамках CFD-расчетов или экспериментально;

- в качестве якорной линии для компенсирования возможного наклона оси якоря некоторыми специалистами рекомендуется использование синтетических канатов [*311*].

А.11.7.2.2 Прогнозирование скорости

Скорость якоря в точке соударения с морским дном определяет глубину внедрения и, следовательно, влияет на держащую способность якоря. Скорость соударения зависит от высоты падения якоря относительно дна моря, характеристик гидродинамического сопротивления якоря с прикрепленной секцией якорной линии (канат или цепь), а также от параметров якоря, таких как площадь поперечной проекции и вес в воде.

Скорость соударения может быть оценена путем учета сил, действующих на якорь в ходе его свободного падения, с помощью соотношения (А.81):

$$m \cdot a = W_s - F_{drag}, \quad (A.81)$$

где m — масса якоря (с присоединенной массой воды);

a — ускорение якоря;

W_s — вес в воде якоря и прикрепленной секции якорной линии;

F_{drag} — гидродинамическое сопротивление, действующее на якорь и секцию якорной линии.

Гидродинамическая сила сопротивления, действующая на якорь и прикрепленную секцию якорной линии, может быть вычислена по формуле (А.82):

$$F_{drag} = {}^1/_2\, C_D\, \rho\, A_p\, v^2, \quad (A.82)$$

где C_D — коэффициент гидродинамического сопротивления;

ρ — плотность воды;

A_p — площадь поперечной проекции якоря и прикрепленной секции якорной линии;

v — текущая скорость якоря.

Сопротивление движению якоря и прикрепленной секции якорной линии существенно зависит от коэффициента гидродинамического сопротивления. Коэффициент гидродинамического сопротивления определяется экспериментально или на основе расчетов с помощью CFD-методов.

А.11.7.2.3 Геотехнические расчеты и анализ результатов

Принимая во внимание, что и ПВС, и глубина внедрения якоря зависят от прочностных характеристик грунта, геотехнические расчеты гравитационного якоря, внедряемого в грунт, должны выполняться на основе одного и того же набора параметров грунта при определении как глубины внедрения якоря, так и его держащей способности. Расчеты держащей способности и глубины внедрения следует выполнять для различных комбинаций значений прочностных характеристик грунта, включая нижние оценки, оптимальные оценки и верхние оценки характеристик прочности грунта, а также комбинацию значений, которая обеспечивает самую низкую держащую способность.

Общие критерии вычисления осевой несущей способности свай в связных грунтах, приведенные в 8.1.3, могут использоваться для расчета гравитационных якорей, внедряемых в грунт, но с некоторыми модификациями для учета существенных различий в геометрии, методологии установки и условиях нагружения, а именно:

- при определении сопротивления, порождаемого трением на боковой поверхности, нужно учитывать вклад как веретена якоря, так и стабилизаторов, с одинаковым значением коэффициента поверхностного трения, α, для обоих компонентов;

- при определении сопротивления, порождаемого смятием грунта под внедряемым торцом якоря, допускается также учитывать вклад веретена якоря и стабилизаторов, хотя в общем случае доля стабилизаторов незначительна. Для якорей глубокого внедрения для веретена якоря и стабилизаторов в качестве коэффициентов несущей способности рекомендуется использовать, соответственно, значения $N_c = 9$ и $N_c = 7{,}5$ (рекомендации основаны на значениях коэффициентов несущей способности, определенных для круглых и ленточных фундаментов глубокого заложения; см. [*284*] и [*312*]). Вместе с тем, если якорь внедряется неглубоко, значения коэффициентов несущей способности для веретена и стабилизаторов якоря должны быть скорректированы.

Значение осевой несущей способности, определяемое на основе вышеописанной методологии, характеризует несущую способность якоря, мобилизуемую после полной диссипации избыточного порового давления, возникшего в ходе установки. Несущая способность якоря непосредственно сразу после установки, как правило, будет ниже, и это аспект следует учитывать при проектировании, если предварительный анализ процесса консолидации показывает, что расчетное воздействие будет приложено к якорю до ее завершения.

Боковая несущая способность внедряемого в грунт гравитационного якоря может быть определена в рамках подробно описанного в 8.5.3 подхода, использующего (p—y)-графики, в предположении, что якорь (включая стабилизаторы) может быть представлен в форме цилиндрической сваи переменного диаметра. Однако при этом могут потребоваться некоторые модификации и дополнительные процедуры верификации в части следующих аспектов:

- 8.5.2 и 8.5.3 определяют (p—y)-графики зависимости бокового сопротивления сваи от горизонтального перемещения для гладких цилиндрических свай. В то же время гравитационные внедряемые в грунт якоря скорее представляют собой прямоугольную пластину по отношению к какому-либо боковому воздействию. Это дает дополнительное сопротивление сдвигу от элементов грунтового массива, заключенных между стабилизаторами якоря, что не учитывается при использовании положений 8.5.2 и 8.5.3. Поэтому имеются аргументы в пользу того,

что для гравитационных внедряемых в грунт якорей может быть принято более высокое значение коэффициента боковой несущей способности. Уточненное значение должно быть верифицировано на основе экспериментальных результатов или МКЭ-моделирования;

- для установленного гравитационного якоря, который полностью заглублен в морское дно, дополнительное сопротивление горизонтальной нагрузке мобилизуется за счет сопротивления сдвигу по верхнему торцу корпуса якоря, что также может быть дополнительно учтено при определении боковой несущей способности якоря;

- имеются существенные различия при приложении горизонтальной нагрузки в схемах работы гибкой цилиндрической сваи, нагружаемой нагрузкой, действующей на уровне дна моря, и гравитационного якоря-сваи, внедренного на некоторую глубину относительно морского дна.

При определении несущей способности внедряемых в грунт гравитационных якорей в расчетах следует учитывать допустимые монтажные допуски (по углу осевого поворота и отклонению от вертикали), так как нагружение из плоскости и наклон могут влиять на держащую способность якоря.

Для оценки предельной держащей способности якоря, а также для учета фактора увеличения несущей способности якоря со временем после установки может применяться МКЭ-моделирование. Результаты любых МКЭ-расчетов следует верифицировать на основе результатов лабораторных и/или полевых испытаний, а также с помощью расчетов, выполненных с применением альтернативных методов.

Для забивных якорных свай (см. А.11.5.1) и вакуумных (засасывающихся) свай (см. А.11.5.2) при определении несущей способности необходимо рассмотреть фактор «обратного» изгиба заглубленной в грунт части якорной линии, поскольку геометрия формы якорной связи может влиять на зависимость между горизонтальной и вертикальной компонентами несущей способности якоря.

А.11.7.2.4 Внедрение при установке

При определении заглубления внедряемых в грунт гравитационных якорей необходимо учитывать ряд факторов, в т. ч. высоту падения, торцевое сопротивление для веретена якоря и стабилизаторов на его корпусе, трение на стенках, силы гидродинамического сопротивления и архимедову силу, причем не только для корпуса якоря, но также и для прикрепленного участка якорной линии. Закон движения продвигающегося вглубь грунта якоря может быть записан следующим образом:

$$m \cdot a = W_s - F_b - F_f - F_{drag}, \quad (A.83)$$

где m — масса якоря в воде (с учетом присоединенных масс);

a — ускорение якоря;

W_s — вес в воде якоря и участка якорной линии, примыкающего к якорю;

F_b — сопротивление *(статическое)* грунта под торцом якоря;

F_f — сопротивление грунта на боковой поверхности якоря (за счет трения);

F_{drag} — динамическая (инерционная) компонента сопротивления внедрению (может быть определена по формуле, *аналогичной (А.82), в рамках подхода, когда грунт моделируется вязкой жидкостью, путем замены параметров воды на эффективные параметры).*

Эффективная масса внедряемого якоря равна массе собственно якоря плюс присоединенные массы жидкости и грунта, вовлекаемые в движение замедляющимся при внедрении в грунт якорем. В общем случае соответствующее значение оценивается как двойной объем корпуса якоря, умноженный на плотность грунта. В то же время исследования показали, что присоединенная масса для случая вытянутых цилиндрических тел, движущихся поступательно вдоль их длинной оси, достаточно мала (см. [*313*]); таким образом, для стандартной сваи-«торпеды» величина m может быть принята равной массе якоря. Для более сложных форм корпуса якоря при расчете величины m следует учитывать включение присоединенной массы.

Сопротивление грунта является функцией скорости деформации, поэтому при расчете лобового сопротивления и сопротивления трения при внедрении якоря следует учитывать изменение во времени данного фактора. Было предложено несколько методов (см., например, [*314*] и [*312*]), преимущественно, эмпирических, разработанных на основе лабораторных и полевых испытаний. Скорость деформации в типичном случае изменяется в пределах приблизительно между 1 и 2 — в зависимости от скорости якоря.

Принимая за основу статическое значение несущей способности грунта, определенное в соответствии с положениями 8.1.3, лобовое сопротивление (несущая способность по грунту на торцевой поверхности) и сопротивление трения (несущая способность по грунту на боковой поверхности) для внедряемого якоря можно определить по следующим формулам:

- для лобового сопротивления:

$$F_b = S_e (s_u N_c A_p), \quad (A.84)$$

где S_e — коэффициент прочности грунта, учитывающий влияние скорости деформации.

Коэффициент несущей способности N_c для веретена якоря и для стабилизаторов следует определять с помощью соотношений, полученных для круглых в плане и ленточных фундаментов, соответственно. Увеличение коэффициента несущей способности с глубиной внедрения также должно быть учтено.

- для сопротивления трения:

$$F_f = S_e\,[(\alpha_{ins}\, s_u A_s)/S_t], \qquad (A.85)$$

где α_{ins} — коэффициент поверхностного трения на корпусе якоря ($\alpha_{ins} \le 1$);

S_t — показатель чувствительности грунта.

При оценке значений коэффициента поверхностного трения, α_{ins}, следует учитывать уменьшение трения на стенках корпуса якоря вследствие возможного отделения грунта от якоря или снижения контактного давления между якорем и грунтом в ходе внедрения якоря в морское дно. Сопротивление трения зависит от скорости внедрения, и его точная оценка затруднена. В качестве консервативного допущения при проектировании якоря данного типа может быть рассмотрена схема с полным контактом между грунтом и корпусом якоря, что приводит к значению коэффициента поверхностного трения $\alpha_{ins} = 1$.

А.11.7.2.5 Циклическое нагружение

Циклическое нагружение может порождать два потенциально противоборствующих эффекта, оказывающих влияние на статическое значение осевой несущей способности внедряемого в грунт гравитационного якоря. Повторяющиеся воздействия могут приводить к формированию избыточного порового давления в грунтовых элементах, окружающих якорь, что вызывает снижение эффективных напряжений в грунте и в конечном итоге уменьшает несущую способность якоря. С другой стороны, быстро прикладываемые воздействия могут приводить к повышению несущей способности якоря за счет эффектов, определяемых скоростью деформации. Результирующее влияние циклического нагружения на осевую несущую способность якоря является функцией комбинации эффектов, определяемых интенсивностью, количеством циклов нагружения и частотой приложенных циклических воздействий, конструктивными характеристиками якоря и типом грунта, в котором он установлен.

Горизонтальные циклические воздействия на якорь могут вызывать снижение боковой несущей способности грунта ниже значения, реализуемого при статическом нагружении. Этот фактор необходимо принимать во внимание при оценке боковой способности внедряемого в грунт гравитационного якоря.

А.11.7.2.6 Нагружение из плоскости

Внедряемые в грунт гравитационные якорные сваи, у которых якорная скоба размещена на верхнем торце сваи, могут воспринимать нагрузку, действующую в любом направлении. Однако, если после установки якоря точная взаимная ориентация приложенной нагрузки (направление якорной линии) и корпуса якоря (угол поворота вокруг вертикальной оси относительно проектного положения) не может быть верифицирована, то боковая несущая способность якоря должна определяться в рамках консервативного предположения, что площадь проекции якоря на плоскость, перпендикулярную к направлению воздействия, минимальна, что в свою очередь обеспечивает минимальное значение боковой несущей способности якоря.

Точная ориентация якоря относительно якорной линии, обеспечивающая минимальную площадь проекции, зависит от геометрии стабилизаторов в плане; например, для якоря с четырьмя симметрично расположенными стабилизаторами минимальное значение несущей способности реализуется, когда воздействие прикладывается при ориентации 45° к плоскостям стабилизаторов (см. рисунок А.34).

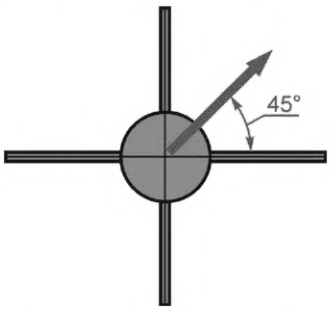


Рисунок А.34 — Схема сечения якоря в плане, показывающая направление приложенной нагрузки

А.11.7.2.7 Коэффициенты безопасности для гравитационных якорей, внедряемых в грунт

При проектировании внедряемых в грунт гравитационных якорей могут применяться те же коэффициенты надежности по несущей способности, что и для забивных якорных свай [*ГОСТ Р 58773—2019 (таблица 7)*], как для осевого, так и для бокового нагружения.

Необходимо иметь в виду, что реализующийся механизм разрушения системы «якорь—грунт» зависит не только от угла наклона якорной связи на уровне якорной скобы, но также и от грунтового разреза, геометрии корпуса и стабилизаторов якоря, а также от расположения точки крепления якорной связи. Поэтому при выборе соответствующих коэффициентов безопасности для проектных расчетов следует выполнить детальный анализ с целью идентификации определяющего режима разрушения.

А.11.7.2.8 Установка гравитационных якорей, внедряемых в грунт

Для верификации успешности установки гравитационного якоря, внедряемого в грунт, и проверки соответствия проектным допускам в ходе установки следует осуществлять мониторинг и регистрацию следующих данных:

- траекторию внедрения якоря и глубину моря;
- расстояние по горизонтали от проектной точки размещения якоря (с указанием допусков на установку);
- глубину внедрения (с указанием проектного значения внедрения);
- ориентацию корпуса якоря по азимуту (с указанием монтажного допуска);
- любые проявления аномального поведения якоря в ходе установки.

В процессе установки внедряемого гравитационного якоря в массиве грунта в непосредственной близости от якоря создается высокое избыточное поровое давление. Это вызывает уменьшение эффективных напряжений в грунте вдоль веретена (корпуса) якоря, приводя к кратковременному снижению несущей способности. После установки трение на боковой поверхности якоря на протяжении некоторого времени возрастает вследствие эффекта «отдыха» грунта, обусловленного фактором тиксотропии и диссипацией избыточного порового давления, созданного в ходе установки. Скорость диссипации избыточного порового давления является функцией коэффициента консолидации грунта, формы якоря и возможной слоистости грунта. Хотя фактор «отдыха» грунта оказывает влияние и на горизонтальную, и на вертикальную компоненты несущей способности, увеличение вертикальной компоненты более значимо.

Интервал времени от момента установки якоря до момента начала воздействия расчетных нагрузок на систему заякорения должен быть достаточным для достижения необходимой степени консолидации грунта вблизи якоря, чтобы прочностные характеристики грунта достигли расчетных значений.

А.11.8 Предварительное натяжение якорных связей и испытание якорей

А.11.8.1 Общие положения

Все якорные связи должны быть подвергнуты испытательному нагружению (обтяжке) перед первым использованием и еще раз после любого существенного изменения конфигурации системы заякорения — либо запланированного, либо в результате события природного характера или случайного инцидента. Испытательное нагружение может применяться для решения нескольких задач, в число которых входят следующие: (I) проверка мобилизации держащей способности якорной системы на требуемом проектном уровне, (II) удаление «слабины» в заглубленных частях якорных связей, и (III) обнаружение возможных существенных повреждений компонентов системы заякорения в ходе установки якоря, с выбором уровня натяжения, требуемого для каждого конкретного случая.

Требования к испытательному нагружению якорей должны определяться проектом системы заякорения (соответствующие рекомендации приведены в *ГОСТ Р 58773—2019 (пункт 11.4.6)*; дополнительные методические указания приведены ниже.

А.11.8.2 Стационарные системы заякорения

Основная функция якоря в стационарной системе заякорения состоит в удержании нижнего конца якорной связи на проектной точке во всех расчетных ситуациях. Если протаскивание якоря не может быть компенсировано и экстремальное натяжение связи вызывает волочение якоря, то существует опасность, что якорь не сможет выполнить свою функцию в период эксплуатации. Для стационарных систем заякорения необходимо оценить характеристики сопротивления якоря протаскиванию при перегрузке, однако следует принять во внимание, что ограниченное протаскивание якоря не обязательно приводит к полному отказу системы заякорения.

Важность корректного определения расчетного натяжения якорной линии в момент установки якоря возрастает, когда грунтовые условия не позволяют достичь внедрения якоря на значительную глубину. В таких случаях рекомендуется не учитывать эффект «отдыха» грунта после установки якоря (включая консолидацию грунта и циклические эффекты), которые приводят к более высоким значениям натяжения по сравнению с ситуацией, когда якорь был бы внедрен глубже в слои с мягкой глиной. При проектировании стационарных систем заякорения рациональным решением может быть использование предварительно установленных якорей (например, якорных свай), если рассчитанное натяжение при установке нельзя обеспечить с помощью лебедок на плавучем сооружении.

С учетом положений *ГОСТ Р 58773—2019 (подпункт 11.4.6.2)*, при проектировании системы заякорения следует соблюдать следующие рекомендации:

- для якорных связей с волочильными якорями, устанавливаемыми в мягких глинах, где может быть достигнуто глубокое внедрение якоря, величина испытательного нагружения должна составлять не менее 80 % расчетного значения натяжения в связи, соответствующего расчетной ситуации с экстремальным воздействием окружающей среды и определенного для проектной (неповрежденной) конфигурации якорной системы с учетом динамических эффектов. В прочных песчаных или слоистых грунтах, где глубина внедрения якоря может составить менее чем длина лапы якоря, уровень испытательного нагружения следует брать на уровне 100 % или более от вышеуказанного расчетного значения;

- для якорных связей с неподвижными якорями (например, якорными сваями) уровень испытательной нагрузки должен обеспечить такое нагружение якорной связи, чтобы обратная форма ее изгиба в пределах заглубленного в донный грунт участка сформировалась в достаточной мере для предотвращения наличия в ней «сла-

бины», что в штормовых условиях могло бы привести к дополнительному прорезанию грунта якорной связью и изменению формы заглубленной части связи;

- продолжительность натяжения при испытательном нагружении при установке должна составлять не менее 15 мин.

При определении величины испытательного нагружения при проектировании якорной системы следует выполнить анализ факторов неопределенности в расчетах, а также оценить последствия потенциального перемещения платформы в результате прорезания якорем грунта. Натяжение при испытательном нагружении должно быть достаточно высоким, чтобы дополнительное перемещение якоря при реализации экстремальной расчетной нагрузки не вызвало перегрузку соседних связей. Натяжение при установке якоря должно измеряться с помощью надежной калиброванной системы и документироваться.

А.11.8.3 Системы заякорения для мобильных буровых установок

Системы заякорения для мобильных буровых установок по своему назначению характеризуются как временные системы заякорения.

Для систем заякорения с волочильными якорями величина испытательного нагружения при установке должна определяться с учетом ряда фактором, включая тип якоря, грунтовые условия, предельное тяговое усилие лебедки и необходимость извлечение якоря. При проектировании установки якоря следует придерживаться, как минимум, следующих рекомендаций *ГОСТ Р 58773—2019 (подпункт 11.4.6.3)*:

- натяжение якорной связи в зоне лебедки при испытательном нагружении должно быть не ниже большей из двух величин — натяжение якорной линии в составе неповрежденной системы заякорения в расчетной ситуации экстремального уровня и натяжение, соответствующее предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации;

- натяжение якорной связи на участке, примыкающем к якорю, при испытательном нагружении должно быть не менее трехкратного веса якоря;

- при позиционировании вблизи других плавучих объектов натяжение якорной связи в зоне лебедки при испытательном нагружении должно быть не ниже среднего значения натяжения линии в составе неповрежденной системы заякорения, соответствующего предельному состоянию первой группы;

- продолжительность натяжения лебедки при испытательном нагружении не должна быть меньше 15 мин.

А.11.8.4 Испытательное нагружение якорей, внедряемых в грунт волочением

Указания по планированию и выполнению установки якорей, внедряемых в грунт волочением, приведены, например, в [*272*]. Там же приведен альтернативный способ определения необходимого уровня натяжения якорной связи при монтаже якоря.

А.11.8.5 Испытательное нагружение для якорей-свай и плужных якорей

Применительно к якорным сваям (забивным и вакуумным) и плужным якорям данные по установке должны подтверждать, что заглубление якоря находится в диапазоне прогнозируемых верхней и нижней границ, определенных в ходе геотехнического проектирования якоря. Кроме того, протоколы контроля монтажа должны подтверждать прогнозируемые параметры установки, включая внедрение якоря под действием собственного веса и характеристики процесса заглубления (поведение при забивке для забивных свай, заглубление вакуумных свай при понижении давления, сила натяжения связи при врезании в грунт плужных якорей, внедряемых в грунт волочением), а также тот факт, что ориентация якоря согласуется с конструкцией якоря. В этих условиях испытательное нагружение якоря в соответствии с положениями *ГОСТ Р 58773—2019 (пункт 11.4.6)* не требуется.

Плужные якоря должны быть подвергнуты монтажной нагрузке, обеспечивающей необходимый поворот лапы якоря и его фиксацию, а также результирующую глубину внедрения, значение которой будет соответствовать проектному значению с учетом потери заглубления при фиксации якоря. Необходимое натяжение фиксации, а также величина расчетного поворота лапы якоря должны быть определены на основе достоверных геотехнических данных и должны быть верифицированы с помощью прототипа или посредством модельных испытаний с соответствующим масштабированием. Анализ этапа фиксации якоря, по результатам которого определяется натяжение фиксации, должен учитывать также характеристики поворота лапы якоря, соответствующие натяжению при расчетной нагрузке в составе неповрежденной и поврежденной системы якорных линий. Если значение поворота лапы якоря в момент фиксации отличается от значения поворота при его нагружении при поврежденной конфигурации якорных линий, то конструкция якоря должна быть проверена на действие нагрузки, имеющей поперечную компоненту, чтобы обеспечить его конструктивную прочность.

Внедряемые в грунт плужные якоря должны быть проверены испытательным нагружением в соответствии с положениями *ГОСТ Р 58773—2019 (пункт 11.4.6)*, если не выполняется ни одно из следующих условий:

- натяжение при установке якоря (при его внедрении в грунт) равно испытательной нагрузке для якоря или превышает ее,

- характеристики грунта в месте установки якоря были определены в соответствии с рекомендациями А.11.2, а глубина расположения якоря после фиксации достоверно определена и составляет значение не ниже расчетного.

Дополнительные указания по оценке влияния особенностей процедуры монтажа на глубину внедрения плужного якоря, его фиксацию и угол поворота его лапы, а также рекомендации по методам верификации глубины внедрения на момент завершения монтажа якоря, приведены в [*274*].

В случаях, когда в протоколах монтажа якоря зарегистрированы существенные отклонения от проектных значений, что может свидетельствовать о том, что требуемое значение держащей способности якоря не достигнуто, может потребоваться испытательное нагружение якоря в соответствии с *ГОСТ Р 58773—2019 (пункт 11.4.6)*. Это может быть приемлемым вариантом для подтверждения держащей способности для временных систем заякорения. Тем не менее испытание якорей на натяжение, используемое при проверке критериев *первой группы предельных состояний*, не обязательно подтверждает то, что необходимые факторы надежности для удержания якоря соблюдены, и это должно являться предметом специального рассмотрения при проектировании стационарных систем заякорения. Поэтому, если протоколы монтажа показывают, что держащая способность якоря значительно меньше, чем проектное значение, и что фактические значения коэффициента безопасности ниже нормативных, то следует предпринять следующие корректирующие мероприятия:

- провести дополнительные исследования грунта в месте установки якоря для уточнения и/или подтверждения свойств грунта в месте установки якоря;
- осуществить извлечение и повторную установку якоря в новом месте с ненарушенным грунтом;
- осуществить извлечение якоря, изменить его конструкцию с тем, чтобы он соответствовал требованиям проекта, и выполнить повторную установку якоря в новом месте с ненарушенным грунтом;
- отложить постановку на якорь судна/плавучего сооружения, чтобы обеспечить дополнительную консолидацию грунта.

А.11.8.6 Испытательное нагружение гравитационных якорей, внедряемых в грунт

Если протоколы монтажа внедряемых в грунт гравитационных якорей подтверждают достижение проектной глубины внедрения, достаточной для обеспечения держащей способности якоря, то их испытательное нагружение нагрузками, определенными в *ГОСТ Р 58773—2019 (пункт 11.4.6)*, не требуется.

Приложение ДА
(справочное)

Сведения о соответствии номеров терминологических статей в национальном и использованном международном стандарте

Таблица ДА.1

ISO 19901-4:2016	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	3.10	3.11	3.12
Настоящий стандарт	3.2	3.7	3.1	3.11	3.20	3.19	3.5	3.23	3.15	3.6	3.21	3.22

Окончание таблицы ДА.1

ISO 19901-4:2016	3.13	3.14	3.15	3.16	3.17	3.18	3.19	3.20	—	—	—	—
Настоящий стандарт	3.8	3.18	3.9	3.14	3.16	3.12	3.17	3.10	3.3	3.4	3.13	3.24

Приложение ДБ
(справочное)

Сравнение терминологических статей в национальном и использованном международном стандарте, которые имеют существенные отличия

Таблица ДБ.1

Определение термина в настоящем стандарте	Определение термина в ИСО 19901-4:2016	Примечание (причина редакционного изменения)
3.2 воздействие (action): Явление, вызывающее внутренние силы в элементах конструкции	3.1 action: external load applied to the structure (direct action) or an imposed deformation or acceleration (indirect action)	В настоящем стандарте определение данного термина приведено в формулировке, используемой в ГОСТ Р 54483, которая более точно отражает суть термина
3.7 коэффициент надежности по нагрузке (action factor): Частный коэффициент безопасности, который применяется к нормативному значению нагрузки и отражает неопределенность или изменчивость	3.2 action factor: partial safety factor applied to a design action	В дословном переводе на русский язык определение данного термина: «частный коэффициент безопасности, применяемый к расчетной нагрузке» ошибочно и в настоящем стандарте заменено на определение, более точно отражающее суть термина
3.11 нормативное значение (characteristic value): Значение, устанавливаемое нормативными документами или принятое по репрезентативному значению	3.4 characteristic value: value assigned to a basic variable associated with a prescribed probability of not being violated by unfavorable values during some reference period	В настоящем стандарте определение данного термина приведено в расширенной формулировке, используемой в ГОСТ Р 54483, которая более точно отражает суть термина
3.15 предельное состояние (limit state): Состояние, при котором сооружение в целом или его элементы перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям (расчетным критериям), требованиям при производстве работ (строительстве) или находятся в состоянии, при котором их дальнейшая эксплуатация недопустима или нецелесообразна, либо восстановление их работоспособного состояния невозможно или нецелесообразно	3.9 limit state: state beyond which the structure no longer satisfies the relevant design criteria	В настоящем стандарте определение данного термина приведено в расширенной формулировке, используемой в ГОСТ Р 54483, которая более точно отражает суть термина
3.19 расчетное значение (design value): Нормативное значение, умноженное (или поделенное) на соответствующий коэффициент надежности	3.6 design value: value derived from the representative value for use in the design verification procedure	В настоящем стандарте определение данного термина приведено в формулировке, используемой в ГОСТ Р 54483, которая более точно отражает суть термина

Приложение ДВ
(справочное)

Термины, используемые при проектировании якорных систем

ДВ.1 **вакуумная [засасывающаяся] свая** (suction pile): Свая, корпус которой представляет собой кессон, заглубляемый в дно посредством откачки воды из внутреннего пространства корпуса.

ДВ.2 **веретено (якоря)** (shank): Конструктивный элемент якоря, передающий усилие натяжения якорной линии на лапы якоря.

ДВ.3 **волочильный якорь** (drag-embedded anchor): Якорь, заглубление которого в донный грунт происходит в процессе его волочения по дну.

ДВ.4 **гравитационный якорь** (gravity anchor): Якорь, несущая способность которого обеспечивается за счет его веса.

ДВ.5 **держащая сила [несущая способность] якоря** (anchor holding capacity): Наименьшее усилие, которое нужно приложить к веретену якоря в горизонтальном, вертикальном или наклонном относительно дна направлении, чтобы обеспечить вырывание/протаскивание якоря.

ДВ.6 **лапа (якоря)** (fluke): Конструктивный элемент якоря, за счет боковой поверхности которого (которых) обеспечивается основная доля держащей силы якоря.

ДВ.7 **обтяжка (якорей/якорных линий)** (load testing): Натяжение якорных линий испытательной нагрузкой заданной величины для установки судна (плавучего сооружения) в проектное положение, проверки несущей способности якорной системы, устранения ослабления натяжения участков якорных линий, лежащих на морском дне, и для обнаружения возможных повреждений элементов якорной системы при монтаже.

ДВ.8 **плужный якорь** (plate anchor): Якорь, несущая способность которого обеспечивается за счет лапы, имеющей форму широкой пластины.

ДВ.9 **свайный якорь (якорь-свая)** (anchor pile): Якорь, представляющий собой сваю того или иного вида.

ДВ.10 **якорная линия [связь]** (anchor line; mooring line): Гибкая связь, соединяющая якорь с корпусом судна или плавучего сооружения.

ДВ.11 **якорная скоба** (anchor padeye): Размещаемая на якоре специальная скоба, к которой крепится якорная линия.

ДВ.12 **якорная смычка** (lead-line; anchor length): Участок якорной линии, примыкающий к якорю.

Приложение ДГ
(справочное)

Сведения о соответствии ссылочных национальных стандартов международным стандартам, использованным в качестве ссылочных в примененном международном стандарте

Таблица ДГ.1

Обозначение ссылочного национального стандарта	Степень соответствия	Обозначение и наименование ссылочного международного стандарта
ГОСТ Р 54483—2021 (ИСО 19900:2013)	MOD	ISO 19900:2013 «Нефтяная и газовая промышленность. Платформы морские для нефтегазодобычи. Общие требования»
ГОСТ Р 57123—2016 (ИСО 19901-2:2004)	MOD	ISO 19901-2:2004 «Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Проектирование с учетом сейсмических условий»
ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015)	MOD	ISO 19901-1:2015 «Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Проектирование и эксплуатация с учетом гидрометеорологических условий»
ГОСТ Р 58773—2019 (ИСО 19901-7:2013)	MOD	ISO 19901-7:2013 «Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Системы позиционирования плавучих сооружений»
ГОСТ Р 59996—2022 (ИСО 19901-8:2014)	NEQ	ISO 19901-8:2014 «Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Морские исследования грунтов»
ГОСТ Р 59997—2022 (ИСО 19905-1:2016)	MOD	ISO 19905-1:2016 «Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Постановка самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки»

Примечание — В настоящей таблице использованы следующие условные обозначения степени соответствия стандартов:

- MOD — модифицированные стандарты;
- NEQ — неэквивалентные стандарты.

Библиография

[1]	API RP 2GEO	Геотехнические аспекты и аспекты проектирования фундаментов, Рекомендованная практика 2GEO ANSI/API, Американский нефтяной институт, Вашингтон, округ Колумбия (Geotechnical and Foundation Design Considerations, ANSI/API Recommended Practice 2GEO, American Petroleum Institute, Washington DC)
[2]	*Нормативный документ НД № 2-020201-018*	*Правила классификации, постройки и оборудования морских плавучих нефтегазодобывающих комплексов (ПНК). Санкт-Петербург, Российский морской регистр судоходства, 2021*
[3]	*Нормативный документ НД № 2-020201-015*	*Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок (ПБУ) и морских стационарных платформ (МСП). Санкт-Петербург, Российский морской регистр судоходства, 2018*
[4]	ИСО 19902:2020	Промышленность нефтяная и газовая. Стационарные стальные морские сооружения (Petroleum and natural gas industries — Fixed steel offshore structures)
[5]	ИСО 19903:2019	Промышленность нефтяная и газовая. Стационарные бетонные морские сооружения (Petroleum and natural gas industries — Fixed concrete offshore structures)
[6]	ИСО 19904	Промышленность нефтяная и газовая. Плавучие морские сооружения (Petroleum and natural gas industries — Floating offshore structures) (все части)
[7]	ИСО 19906:2019	Промышленность нефтяная и газовая. Арктические морские сооружения (Petroleum and natural gas industries — Arctic offshore structures)
[8]	ISO/TR 19905-2:2012	Промышленность нефтяная и газовая. Оценка передвижных морских оснований с учетом местных условий. Часть 2. Замечания по поводу самоподъемных оснований и подробные расчеты образца (Petroleum and natural gas industries — Site-specific assessment of mobile offshore units — Part 2: Jack-ups commentary and detailed sample calculation)

[9] Tjelta T.I. Geotechnical aspects of bucket foundations replacing piles for the Europipe 16/11 jacket, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 7379, May 1994

[10] Leblanc C., Houlsby G.T., Byrne B.W. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. Geotechnique. 2009, 60 (2) pp. 79—90

[11] Baecher G.B., Christian J.T. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, 2003

[12] Hicks M.A. An explanation of characteristic values of soil properties in Eurocode 7, Modern geotechnical design codes of practice: Implementation, application and development. IOS Press, 2012, pp. 36—45

[13] DNVGL Recommended Practice DNV-RP-C207. Statistical Representation of Soil Data, DNVGL A/S. Høvik, 2012

[14] Lacasse S., Nadim F., Rahim A., Guttormsen T.R. Statistical description of characteristic soil properties, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 19117, May 2007

[15] Campbell K.J., Quiros Q.W., Young A.G., The Importance of Integrated Studies to Deepwater Site Investigation, Proc. 21st Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 5757, May 1988, p. 99—107

[16] Doyle E.H. The Usefulness of High Resolution Geophysical Surveying to the Offshore Oil and Gas Industry — Gulf of Mexico, Proc. UN Meeting on Marine Engineering Geological Surveys for Petroleum Development in Developing Countries, Guangzhou, People's Republic of China, November 30-December 6, 1989, p. 1—10

[17] Campbell K.J., Burrell R., Kucera M.S., Audibert J.M.E. Defining Fault Exclusion Zones at Proposed Suction-Anchor Sites Using an AUV Micro 3D Seismic Survey, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 17669, May 2005

[18] Audibert J.M.E., Humphrey G.D., Campbell K.J., Guion J. Assessment of the Effects of Faults Intersecting TLP Pile Foundations, A Case History Review, Proc. Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Toulon, France, 2004

[19] Berger W.J., Lanier D.L., Jeanjean P. Geologic Setting of the Mad Dog Mooring System, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 17914, May 2006

[20] De Waal J.A., Smits R.M.M. Prediction of Reservoir Compaction and Surface Subsidence: Field Application of a New Model, Society of Petroleum Engineers, paper SPE 14124, Las Vegas, 1985

[21] Abbs A.F., Needham A.D. Grouted Piles in Weak Carbonate Rocks, Proc. 17th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 4852, May 1985

[22] Angemeer J., Carlson E., Klick J.H. Techniques and Results of Offshore Pile Load Testing in Calcareous Soils, Proc. 5th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 1894, May 1973

[23] ARGEMA-CLAROM. Foundations in Carbonate Soils, Design Guide for Offshore Structures, Technip ed., 1994

[24] Barthelemy H.C., Martin R., Le Tirant P.M., Nauroy J.F. Grouted Driven Piles: An Economic and Safe Alternate for Pile Foundations, Proc. 19th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 5409, May 1987

[25] Clark A.R., Walker B.F. A Proposed Scheme for the Classification and Nomenclature for Use in the Engineering Description of Middle Eastern Sedimentary Rocks. Geotechnique. 1977, 27 (1) pp. 93—99

[26] Datta M., Gulhati S.K., Rao G.V. Crushing of Calcareous Sands During Shear, Proc. 11th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 3525, May 1979

[27] Ping W.C.V., Locke G.E., De Mello J.R., De Matos S.F.D. Performance Assessment of Deep Penetration Offshore Piles Driven Into Calcareous Soils, Proc. 16th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 4836, May 1984

[28] Dutt R.N., Cheng A.P. Frictional Response of Piles in Calcareous Deposits, Proc. 16th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 4838, May 1984

[29] Dutt R.N., Ingram W.B. Significance of In-Situ and Laboratory Tests for Design of Foundations in Granular Carbonate Soils, Proc. 23rd Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 6515, May 1991

[30] Dutt R.N., Moore J.E., Mudd R.W., Rees T.E. Behaviour of Piles in Granular Carbonate Sediments from Offshore Philippines, Proc. 17th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 4849, May 1985

[31] Finnie I.M.S., Randolph M.F. Punch-Through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments, Proc. 7th Intl. Conf. on Behaviour of Off-Shore Structures BOSS'94, MIT, Boston, 1994, p. 217—230

[32] Finnie I.M.S., Randolph M.F. Bearing response of shallow foundations in uncemented calcareous soil, Proc. Intl. Conf. on Centrifuge Testing, Singapore, 1994, p. 535—540

[33] Fragio A.G., Santiago J.L., Sutton V.J.R. Load Tests on Grouted Piles in Rock, Proc. 17th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 4851, May 1985

[34] Gilchrist J.M. Load Tests on Tubular Piles in Coralline Strata. J. Geotech. Eng. 1985, 111 (5)

[35] Gunasena U., Joer H.A., Randolph M.F. Design approach for grouted driven piles in calcareous soil, Proc. 27th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 7669, May 1995

[36] Murff J.D. Pile Capacity in Calcareous Sands: State-of-the-Art. J. Geotech. Eng. 1987 May, 113 (5)

[37] Nauroy J.F., Brucy F., Le Tirant P. Static and Cyclic Load Tests on a Drilled and Grouted Pile in Calcareous Sands, Proc. 4th Intl. Conf. on Behaviour of Off-Shore Structures, BOSS'85, Delft, July 1985

[38] Nauroy J.F., Le Tirant P. Model Tests of Piles in Calcareous Sands, Specialty Conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering. ASCE, Austin, Texas, 1983

[39] Poulos H.G., Uesugi M., Young G.S. Strength and Deformation Properties of Bass Strait Carbonate Sands, Geotechnical Engineering Journal, ASCE, 2 (2), 1982

[40] Poulos H.G. Cyclic Degradation of Pile Performance in Calcareous Soils, Proc. Symp. on Analysis and Design of Pile Foundations, San Francicso, California, Joseph Ray Meyer (ed.), October 1984

[41] Poulos H.G., Chua E.W. Bearing Capacity of Foundations on Calcareous Sand, Proc. 11th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, 3, San Francisco, California, 1985

[42] Puech A., Bustamante M., Auperin L. Foundation Problems in Coral Soils: A Case History, The Oil Terminal of Mantanzas, Cuba, Proc. 22nd Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 6238, May 1990

[43] Randolph M.F., Joer H.A., Khorshid M.S., Hyden A.M. Field and laboratory data from pile load tests in calcareous soil, Proc. 28th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 7992, May, 1996

[44] Peuchen J., De Ruijter M., Goedemoed S. Commercial Characterization of Calcareous Soils, Proc. 2nd Intl. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Bahrain 1999, Al Shafei K.A. (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, 2000

[45] Erbrich C.T. Australian Frontiers — Spudcans on the Edge, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, September 2005, p. 49—74

[46] Humpheson C. Foundation Design of Wandoo B Concrete Gravity Structure, Proc. Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, SUT OSIF, London, 1998

[47] Neubecker S.N., Erbrich C.T. Bayu Undan Substructure Foundations, Geotechnical Design and Analysis, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 16157, Houston, Texas, May 2004

[48] Randolph M. F., Erbrich C.T., Design of Shallow Foundations for Calcareous Sediments, Proc. 2nd Intl. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Bahrain, February 1999, Al Shafei K.A. (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, 2000

[49] Watson P.G., Humpheson C. Foundation design and installation of the Yolla A platform, Proc. 6th Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT OSIG, London, 2007, p. 399—412

[50] Jeanjean P., Watson P.G., Kolk H.J., Lacasse S. RP2GEO: The new API recommended practice for geotechnical engineering, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 20631, May 2010

[51] Helfrich S.C., Young A.G., Ehlers C.J. Temporary Seafloor Support of Jacket Structures, Proc. 12th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 3750, May 1980

[52] Highter W.H., Anders J.C. Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads. J. Geotech. Eng. 1985, 111 (GT5) pp. 659—665

[53] Gourvenec S., Steinepreis M. Undrained Limit States of Shallow Foundations Acting in Consort. Int. J. Geomech. 2007, 7 (3) pp. 194—205

[54] Jostad H.P., Andersen K.H. Potential Benefits of Using Skirted Foundations for Jack-Up Platforms, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 18016, May 2006

[55] Ukritchon B., Whittle A.J., Sloan S.W. Undrained Limit Analysis for Combined Loading of Strip Footings on Clay. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 1998, 124 (3) pp. 265—276

[56] Gourvenec S. Failure envelopes for offshore shallow foundation under general loading. Geotechnique. 2007, 57 (9) pp. 715—727

[57] Gourvenec S. Failure envelopes for offshore shallow foundation under general loading. Geotechnique. 2007, 57 (9) pp. 715—727

[58] Feng X., Randolph M.F., Gourvenec S., Wallerand R. Design approach for rectangular mudmats under fully three dimensional loading. Geotechnique. 2014, 64 (1) pp. 51—63. DOI:10.1680/geot.13.P.051

[59] Martin C.M. Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil, Proc. 15th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE, Istanbul, 2001, 1, p. 743—746

[60] Hu Y., Randolph M.F. Bearing Capacity of Caisson Foundations on Normally Consolidated Clay. Soil Found. 2002, 42 (5) pp. 71—77

[61] Houlsby G.T., Martin C.M. Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay. Geotechnique. 2003, 53 (5) pp. 513—520

[62] Salgado R., Lyamin A.V., Sloan S.W., Yu H.S. Two- and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. Geotechnique. 2004, 54 (5) pp. 297—306

[63] Gourvenec S., Randolph M.F., Kingsnorth O. Undrained bearing capacity of square and rectangular footings. Int. J. Geomech. 2006, 6 (3) pp. 147—157

[64] Gourvenec, S., Mana D.K.S., Undrained vertical bearing capacity factors for shallow foundations, Géotechnique Letters, doi: 10.1680/geolett.11.00026, 2011

[65] Bransby M., Randolph M.F. Combined loading of skirted foundations. Geotechnique. 1998, 48 (5) pp. 637—655

[66] Bransby M., Randolph M.F. The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading, Soils and Foundations. JGS. 1999, 39 (4) pp. 19—33

[67] Randolph M.F., Puzrin A.M. Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading. Geotechnique. 2003, 53 (9) pp. 785—796

[68] Gourvenec S. Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading. Geotechnique. 2008, 58 (3) pp. 177—185

[69] Gourvenec S., Barnett S. Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading. Geotechnique. 2011, 61 (3) pp. 263—270. DOI:10.1680/geot.9.T.027

[70] Vulpe, C., Gourvenec, S., Power M., A generalized failure envelope for undrained capacity of circular shallow foundations under general loading, Géotechnique Letters, Vol 4, Issue July — September 2014, doi 10.1680/geolett.14.00010, 2014

[71] Gourvenec S. Shape effects on capacity of rectangular footings under combined load. Geotechnique. 2007, 57 (8) pp. 637—646

[72] Taiebat H.A., Carter J.P. A failure surface for circular footings on cohesive soils. Geotechnique. 2010, 60 (4) pp. 265—273

[73] Taiebat H.A., Carter J.P. Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading. Geotechnique. 2000, 50 (4) pp. 409—418

[74] Bransby M.F., Yun G. The undrained capacity of skirted strip foundations under combined loading. Geotechnique. 2009, 59 (2) pp. 115—125

[75] Mana D.K.S., Gourvenec S., Martin C.M. Critical skirt spacing for shallow foundations under general loading. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2013, 139 (9) pp. 1554—1566. DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000882

[76] Feng X., Gourvenec S. Optimal shear key interval for offshore shallow foundations, Proc 32nd Intl. Conference on Ocean and Arctic Engineering, OMAE, Nantes, 2013

[77] Yun G., Bransby M.F. The horizontal-moment capacity of embedded foundation in undrained soil. Can. Geotech. J. 2007, 44 pp. 409—424

[78] Butterfield R., Gottardi G. A complete three dimensional failure envelope for shallow footings on sand. Geotechnique. 1994, 44 (1) pp. 181—184

[79] Byrne B.W., Houlsby G.T. Observation of footing behaviour on loose carbonate sand. Geotechnique. 2001, 51 (5) pp. 463—466

[80] Tan F.S. Centrifuge and theoretical modelling of conical footings on sand, Ph.D. Thesis, University of Cambridge, UK, 1990

[81] Dean E.T.R., James R.G., Schofield A.N., Tan F.S.C., Tsukamoto Y. The bearing capacity of conical footing on sand in relation to the behaviour of spudcan footing of jack-ups, Proc. Wroth Memorial Symposium: Predictive Soil Mechanics, Oxford, UK, 1992, p. 230—253

[*82*] Montrasio L., Nova R. Settlements of shallow foundations on sand; geometrical effects. Geotechnique. 1997, 47 (1) pp. 49—60

[*83*] Andersen K.H., Lauritzsen R. Bearing capacity for foundation with cyclic loads. J. Geotech. Eng. 1988, 114 (GT5) pp. 540—555

[*84*] Andersen K.H., Allard M.A., Hermstad J. Centrifuge model tests of a gravity platform on very dense sand. II: Interpretation, Proc. 7th Intl. Conf. on Behaviour of Off-Shore Structures, BOSS'94, MIT, Boston, 1994, 1, p. 255—282

[*85*] Andersen K.H. Bearing capacity under cyclic loading — Offshore, along the coast and on land, The 21st Bjerrum Lecture, Oslo, 23 Nov. 2007. Can. Geotech. J. 2009, 46 pp. 513—535

[*86*] Andersen K.H. Foundation design of offshore gravity structures, Chapter 4 in Cyclic Loading of Soils. From Theory to Design, M.P. O'Reilly and S.F. Brown (eds.), Blackie and Son, 1991

[*87*] Brinch-Hansen J. A revised and extended formula for bearing capacity, The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 2, Copenhagen, 1970

[*88*] Davis E.H., Booker J.R. The Effect of Increasing Strength with Depth on the Bearing Capacity of Clays. Geotechnique. 1973, 23 (4) pp. 551—563

[*89*] Matar M., Salençon J. Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'epaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur. Revue Française de Géotechnique. 1977, 1 pp. 37—52

[*90*] Salençon J., Matar M. Capacité portante des fondations superficielles circulaires. Journal de Mécanique Théorique et Appliquée. 1982, 1 (2) pp. 237—267

[*91*] Foundations D.N.V.G.L. Classification Note No. 30.4, DNVGL A/S. Høvik, 1992, pp. 54.

[*92*] Prandtl, L., Eindringungsfestigkeit und Festigkeit von Schneiden, Angew. Math. U. Mech, 1 (15), 1920

[*93*] Терцаги К. Теория механики грунтов, М., 1961

[*94*] Martin C.M. New Software for Rigorous Bearing Capacity Calculations, Proc. Intl. Conf. on Foundations, Dundee, UK, 2003, p. 581—592

[*95*] Schofield, A. N., Interlocking, and Peak and Design Strengths, Géotechnique, 56 (5), 2006, p. 357—358; Discussions and response in Géotechnique, 58 (6), 2008, p. 527—532

[*96*] Finnie I.M.S., Morgan N. Torsional Loading of Subsea Structures, Proc. 14th Intl. Offshore and Polar Engineering Conf., ISOPE, Toulon, France, 2004

[*97*] Cassidy M.J., Cheong J. The behaviour of circular footings on sand subjected to combined vertical-torsion loading, Intl. Journal of Physical Modelling in Geotechnics. 2005, 5 (4) pp. 1—14

[*98*] Poulos H.G., Davis E.H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley & Sons, 1974

[*99*] Doherty J.P., Deeks A.J. Elastic response of circular footings embedded in a non-homogeneous half-space. Geotechnique. 2003, 53 (8) pp. 703—714

[*100*] Holtz R.D. In: Stress Distribution and Settlement of Shallow Foundations, Foundation Engineering Handbook. (Fang H.Y., ed.). Kluwer Academic Publishers Group, Second Edition, 1991

[*101*] Gourvenec S., Randolph M.F., Consolidation beneath skirted foundations due to sustained loading, Int. Journal of Geomechanics, January/February, 10 (1), 2010, p. 22—29

[*102*] Gourvenec S., Randolph M.F. Effect of foundation embedment and soil properties on consolidation response, Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE, Alexandria, Egypt, 2009, p. 638—641

[*103*] Andersen K.H., Hoeg K. Deformations of soils and displacements of structures subjected to combined static and cyclic loads, Proc. Xth European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ECSMFE, Firenze, 4, 1991, p. 1147—1158

[*104*] API RP 2A, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Working Stress Design, American Petroleum Institute, Washington DC (Рекомендованная практика по планированию, проектированию и строительству стационарных морских платформ — Расчет по допустимым напряжениям, Американский нефтяной институт, Вашингтон, округ Колумбия)

[*105*] Murff J.D. Pile capacity in a softening soil. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 1980 April-June, 4 (2) pp. 185—189

[*106*] Randolph M.F. Design considerations for offshore piles, Proc. Intl. Conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas, ASCE, April 27—29, 1983, p. 422—439

[*107*] Tomlinson M.J. Pile Design and Construction Practice. E. and F.N. Spon, Fourth Edition, 1994

[*108*] Kraft L.M., Focht J.A., Amarasinghe S.F. Friction capacity of piles driven into clay. J. Geotech. Eng. Div. 1981 November, 107 (GT11) pp. 1521—1541

[*109*] Semple R.M., Rigden W.J. Shaft capacity of driven pipe piles in clay, Proc. Intl. Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, San Francisco, ASCE, October 1984. P. 59—79

[*110*] Randolph M.F., Murphy B.S. Shaft capacity of driven piles in clay, Proc. 17th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 4883, May 1985

[*111*] Pelletier J.H., Murff J.D., Young A.C. Historical development and assessment of current API design methods for axially loaded piles, Proc. 27th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 7157, May 1993

[*112*] Kolk H.J., Van Der Velde E. A reliable method to determine friction capacity of piles driven into clays, Proc. 28th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 7993, May 1996
[*113*] Olson, R.E., Analysis of Pile Response Under Axial Loads, Report to API, December 1984
[*114*] Clarke J., ed. Large-Scale Pile Tests in Clay. Thomas Telford Publ, London, UK, 1993
[*115*] Kraft L.M., Lyons C.G. State of the art: Ultimate axial capacity of grouted piles, Proc. 6th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 2081, May 1974
[*116*] O'Neill M.W., Hassan K.M. Drilled Shafts: Effects of Construction on Performance and Design Criteria, Proc. Intl. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations, U.S. Federal Highway Administration, FHWA, 1, 1994, p. 137—187
[*117*] Coyle H.M., Reese L.C. Load transfer for axially loaded piles in clay. J. Soil Mech. Found. Div. 1966 March, 92 (SM2) pp. 1—26
[*118*] Ladd C.C., Foott R. New Design Procedure for Stability of Soft Clays. J. Geotech. Eng. Div. 1974 July, 100 (7) pp. 763—786
[*119*] Ladd C.C., Foott R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. Stress Deformation and Strength Characteristics, State-of-the-Art Report, Proc. IX Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Tokyo, 2, 1977, p. 421—494
[*120*] Bogard J.D., Matlock H. Applications of model pile tests to axial pile design, Proc. 22nd Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 6376, May 1990
[*121*] Lehane B.M., Jardine R.J. Displacement pile behaviour in glacial clay. Can. Geotech. J. 1994, 31 (1) pp. 79—90
[*122*] Miller T.W., Murff J.D., Kraft L.M. Critical state soil mechanics model of soil consolidation stresses around a driven pile, Proc. 10th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 3307, May 1978
[*123*] Randolph M.F., Wroth C.P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 1979 July-September, 3 (3) pp. 217—230
[*124*] Bond A.J., Jardine R.J. Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay. Geotechnique. 1995 March, 45 (1) pp. 3—23
[*125*] O'Neill M.W., Hawkins R.A., Audibert J.M.E. Installation of pile group in overconsolidated clay. J. Geotech. Eng. Div. 1982 Nov., 108 (GT11) pp. 1369—1386
[*126*] Overy R. The Use of ICP Design Methods for the Foundations of Nine Platforms Installed in the UK North Sea, Proc. 6th Intl. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT OSIG, September 2007, London, UK, p 359—366
[*127*] Yang Z.X., Jardine R., Guo W.B., Chow F. A new and openly accessible database of tests on piles driven in sands. Géotechnique Letters. 2015, 5 pp. 12—20. DOI:10.1680/geolett.14.00075
[*128*] Xu X., Schneider J.A., Lehane B.M. Cone penetration test (CPT) methods for end-bearing assessment of open- and closed-ended driven piles in siliceous sand. Can. Geotech. J. 2008, 45 pp. 1130̄1141
[*129*] Schneider J.A., Xu X., Lehane B.M. Database assessment of CPT-based methods for axial capacity of driven piles in siliceous sand. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2008, 134 (9) pp. 1227—1244
[*130*] Olson R.E. Comparison of Measured and Axial Load Capacities of Steel Pipe Piles in Sand with Capacities Calculated Using the 1986 API RP2A Standard, Final Report to API, December 1987
[*131*] Fugro. Axial Pile Capacity Design Method for Offshore Driven Piles in Sand, Fugro Engineers BV Report No. P1003 to API, Issue 3, 5 August 2004
[*132*] Lehane B.M., Schneider J.A., Xu, X., A review of design methods for offshore driven piles in siliceous sand, UWA Report No. GEO: 05358, Univ. of Western Australia, Perth, September 2005
[*133*] Lehane B.M., Schneider J.A., Xu X. The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand, Proc. 1st Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, September 2005, p. 683—689
[*134*] Kolk H.J., Baaijens A.E., Senders M. Design criteria for pipe piles in silica sands, Proc. 1st Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Sept. 2005, p. 711—716
[*135*] Clausen C.J.F., Aas P.M., Karlsrud K. Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach, Proc. 1st Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, September 2005, p. 677—682
[*136*] Jardine R., Chow F., Overy R., Standing J. ICP design methods for driven piles in sands and clays, Imperial College, Thomas Telford Publ., London, 2005
[*137*] CUR Report. Bearing Capacity of Steel Pipe Piles, Centre for Civil Engineering Research and Codes, Gouda, August 2001
[*138*] Randolph M.F., Leong E.C., Houlsby G.T. One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles. Geotechnique. 1991, 61 (4) pp. 587—598
[*139*] Lehane B.M., Randolph M.F. Evaluation of a Minimum Base Resistance for Driven Pipe Piles in Siliceous Sand. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2002, 128 (3) pp. 198—205
[*140*] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. New Correlations of Penetration Tests for Design Practice, Proc. Intl. Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 20—24 March 1988, De Ruiter J. (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, 1, p. 263—296

[*141*] Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manassero M. Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT, Proc. Intl. Symposium on Soil Behaviour and Soft Ground Construction, 5-6 October 2003, Cambridge, Mass., Geotechnical Special Publication No. 119, ASCE, p. 201—238

[*142*] Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T. et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2001 Oct., 127 (10) pp. 817—833

[*143*] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional, 1997

[*144*] Thompson G.W.L., Jardine R.J. The Applicability of the New Imperial College Design Method to Calcareous Sands, Proc. Intl. Conf. on Offshore Site Investigations and Foundation Behaviour, Society for Underwater Technology, SUT, London, 1998, p. 383—400

[*145*] Kolk H.J. Deep Foundations in Calcareous Sediments, Proc. 2nd Intl. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Bahrain, February 1999, 2, Al Shafei K.A. (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, 2000, p. 313—344

[*146*] Fugro. Foundation Design — Bridge Piles, Jamuna Bridge, Bangladesh, Fugro Engineers BV, Final Report No. K-2380/120 to HDEC, June 1995

[*147*] Whitehouse R. Scour at Marine Structures. Thomas Telford Publ, London, UK, 1998

[*148*] NEN 6743, Calculation Method for Bearing Capacity of Pile Foundation, Compression Piles, Nederlandse Normalisatie Instituut, Geotechnics, September 2003

[*149*] Focht J.A., Kraft L.M. Axial performance and capacity of piles. In: Planning and Design of Fixed Offshore Platforms, (McClelland B., Reifel M.D., eds.). Van Nostrand Reinhold Comp, New York, 1986, pp. 763—800.

[*150*] Bea R.G. Dynamic Response of Marine Foundations, Proc. Intl. Symposium Ocean Structural Dynamics '84, Corvallis Oregon, Oregon State University, 11-13 September 1984

[*151*] Briaud J.-L., Felio G., Tucker L. Influence of Cyclic Loading on Axially Loaded Piles in Clay, Research Report API PRAC 83-42, Phase 2, Pile Response to Static and Dynamic Loads, December 1984

[*152*] Briaud J.-L., Garland E. Influence of Loading Rate on Axially Loaded Piles in Clay, Research Report API PRAC 83-42, Phase 1, Pile Response to Static and Dynamic Loads, March 1984

[*153*] Chen J-Y., Matarek B.A., Carpenter J.F., Young A., Gilbert R.B., Puskar F. and Verret S., Analysis of Potential Conservatism in Foundation Design for Offshore Platform Assessment, Offshore Technology Research Centre Report to the MMS and API, OTRC Library Number 8/09B198, September 2009

[*154*] ASCE Panel on Offshore Platforms. Engineering Fixed Offshore Platforms to Resist Earthquakes, Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Engineering Division, 19—21 June 1978

[*155*] Jardine R.J., Andersen K., Puech A. Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design, Keynote Paper, Proc. SUT Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, OSIG, London, September 2012

[*156*] Andersen K.H., Puech A.A., Jardine R.J. Cyclic resistant geotechnical design and parameters selection for offshore engineering and other applications, Proc. of ISSMGE Technical Committee TC 209 Workshop, Intl. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE, Paris, 4 September 2013

[*157*] Matlock H., Foo S.H.C. Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model, Proc. Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, London, Institution of Civil Engineers, ICE, 1980, p. 127—133

[*158*] Poulos H.G. Cyclic axial pile response-alternative analyses, Proc. Intl. Conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas, ASCE, 1983, p. 403—421

[*159*] Karlsrud K., Nadim F., Haugen T. Piles in clay under cyclic axial loading. Field tests and computational modelling, Proc. 3rd Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France, 1986, Editions Technip, p. 165—190

[*160*] Bea R.G., Litton R.W., Nour-Omid S., Chang J.Y., Vaish A.K. A specialized design and research tool for the modelling of near-field pile-soil interactions, Proc. 16th Offshore Technology Conf., paper OTC 4806, Houston, Texas, May 1984

[*161*] Novak M., Sharnouby B.E. Stiffness Constants of Single Piles. J. Geotech. Eng. Div. 1983 July, 109 (7) pp. 961—974

[*162*] Roesset J.M., Angelides C. Dynamic stiffness of piles, Proc. Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, London, U.K., Institution of Civil Engineers, ICE, 1980, p. 75—81

[*163*] Lysmer J. Analytical Procedures in Soil Dynamics, Report No. UCB/EERC-79/29 presented at the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, California, December 1978

[*164*] McClelland B., Ehlers C.J. Offshore Geotechnical Site Investigations. Planning and Design of Fixed Offshore Platforms, B. McClelland. and M.D. Reifel (eds.), Van Nostrand Reinhold Comp., New York, 1986, p. 224—265

[*165*] Wood D.M. In: Laboratory Investigations of the Behaviour of Soils under Cyclic Loading: A Review, Soil Mechanics — Transient and Cyclic Loads. (Pande G.N., Zienkiewicz O.C., eds.). John Wiley & Sons, New York, Chapter 20. 1982

[*166*] Bogard J.D., Matlock H., Audibert J.M.E., Bamford S.R. Three years' experience with model pile segment tool tests, Proc. 17th Offshore Technology Conf., paper OTC 4848, Houston, Texas, May 1985

[*167*] Pelletier J.H., Doyle E.H. Tension Capacity in Silty Clays — Beta Pile Test, Proc. 2nd Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, Texas, 1982, p. 163—181

[*168*] McAnoy R.P.L., Cashman A.C., Purvis O. Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till, Proc. 2nd Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, Texas, 1982, p. 257—291

[*169*] Gallagher K.A., St. John H.D. Field Scale Model Studies of Piles as Anchorages for Buoyant Platforms, Proc. European Offshore Petroleum Conf., paper EUR 135, London, U.K., 1980

[*170*] Ove ARUP & Partners. Research on the Behaviour of Piles as Anchors for Buoyant Structures — Summary Report, Offshore Technology Report OTH 86 215. Department of Energy, London, UK, 1986

[*171*] Pelletier J.H., Sgouros G.E. Shear Transfer Behaviour of a 30-inch Pile in Silty Clay, Proc. 19th Offshore Technology Conf., paper OTC 5407, Houston, Texas, April 1987

[*172*] Bea R.G., Vahdani S., Guttman S.I., Meith R.M., Paulson S.F. Analysis of the Performance of Piles in Silica Sands and Carbonate Formations, Proc. 18th Offshore Technology Conf., paper OTC 5145, Houston, Texas, May 1986

[*173*] Coyle H.M., Suliaman I.H. Skin friction for steel piles in sand. J. Soil Mech. Found. Div. 1967 November, 93 (SM6) pp. 261—278

[*174*] Vijayvergiya V.N. Load movement characteristics of piles, Proc. Intl. Conf. of the Ports '77, American Society of Civil Engineers, ASCE, 2, 1977, p. 269—284

[*175*] Reese L.C., O'Neill M., Criteria for Design of Axially Loaded Drilled Shafts, Centre for Highway Research Report, University of Texas, August 1971

[*176*] Matlock H. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proc. 2nd Offshore Technology Conf., paper OTC 1204, Houston, Texas, April 1970

[*177*] Reese L.C., Cox W.R. Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay, Proc. 5th Offshore Technology Conf., paper OTC 2312, Houston, Texas, April 1975

[*178*] Battacharya S., Carrington T.M., Aldridge T.R. Design of FPSO Piles Against Storm Loading, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 17861, Houston, Texas, May 2006

[*179*] O'Neill M.W., Murchison J.M., An Evaluation of p-y Relationships in Sands, Research Report No GT-DF02-83, API PRAC 82-41-1, University of Houston, Texas, March 1983

[*180*] Georgiadis M. Development of p-y Curves for Layered Soils, Proc. Intl. Conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, Austin, Texas, 1983, p. 536—545

[*181*] Poulos H.G., Randolph M.F. Pile Group Analysis: A Study of Two Methods. J. Geotech. Eng. Div. 1983, 109 (3) pp. 335—372

[*182*] Focht J.A., Koch K.H. Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups, Proc. 5th Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 1896, May 1973

[*183*] O'Neill M.W. Group Action in Offshore Piles, Proc. Intl. Conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, Austin, Texas, 1983, p. 25—64

[*184*] O'Neill M.W., Dunnavant T.W. An evaluation of the behaviour and analysis of laterally loaded pile groups, Research Report No. UHCE 85-11, API, PRAC 84-52, University of Houston. Department of Civil Engineering, University Park, 1985

[*185*] Reese L.C., Wright S.G., Aurora R.P. Analysis of a pile group under lateral loading, in Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, Special Technical Publication. ASTM Spec. Tech. Publ. 1984, 835 pp. 56—71

[*186*] Jonker G., Middendorp P. Subsea Installations Using Vibratory Piling Hammers, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 5776, Houston, Texas, May 1988

[*187*] Smith E.A.L., Pile Driving Analysis by the Wave Equation, Journal of Soil Mechanics and Foundation Design, ASCE, 86, August, 1960

[*188*] Gibson G., Coyte H.M. Soil Damping Constants Related to Common Soil Properties in Sand and Clays, Texas Transportation Institute, Report no. 125-1, Texas A&M Univ., College Station, 1968

[*189*] Toolan F.E., Fox D.A. Geotechnical Planning of Piled Foundations for Offshore Platforms, Proc. Institution of Civil Engineers, Part 1. ICE, London, U.K., 1977, pp. 221—4.

[*190*] Heerema E.P., Relationship between wall friction, displacement and horizontal stress in clay and sand for pile drivability analysis, Ground Engineering (12)1, January 1979

[*191*] Roussel H.J. Pile Driving Analysis of Large Diameter High Capacity Offshore Pipe Piles, Ph.D. Thesis, Tulane University, March 1979

[*192*] Heerema E.P., Dynamic point resistance in sand and clay for pile drivability analysis, Ground Engineering (14) 6, 1981

[*193*] Semple R.S., Gemeinhardt J.P. Stress History Approach to Analysis of Soil Resistance to Pile Driving, Proc. 14th Offshore Technology Conf., paper OTC 3869, Houston, Texas, May 1981

[*194*] Stevens R.S., Wiltsie E.A., Turton T.H. Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand and Rock, Proc. 15th Offshore Technology Conf., paper OTC 4205, Houston, Texas, May 1982

[*195*] Zandwijk C.J., Voeten J.A.J., Heerema E.P. An Improved Pile Drivability Theory for Gulf of Mexico Soils, Proc. 16th Offshore Technology Conf., paper OTC 4503, Houston, Texas, May 1983

[*196*] Dolwin J., Khorshid M.S., Van Goudoever P. Evaluation of driven pile capacity — Methods and results, Proc. Intl. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, 2, Perth, 15-18 March 1988, A.A. Balkema, Rotterdam, p. 409—428

[*197*] Hussein M., Rausche F., Likins G. Bearing Capacity of Piles and Conductors by Dynamic Analyses, Proc. Intl. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, 2, Perth, 15-18 March 1988, A.A. Balkema, Rotterdam, p. 439—447

[*198*] Puech A., Poulet D., Boisard P. A Procedure to Evaluate Pile Drivability Analysis in the Difficult Soil Conditions of the Southern Part of the Gulf of Guinea, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 8237, Houston, Texas, May 1990

[*199*] Randolph M.F. Analysis of Stress-Wave Data from Pile tests at Pentre and Tilbrook, Proc. Intl. Conf. on Large-Scale Pile Tests in Clay, June 1992, Clarke J. (ed.), Thomas Telford, London, p. 436—453

[*200*] Brucy F., Meunier J. Pile Resistance at a Dense Sand Site, Proc. Intl. Conf. on Application of Stress Wave Theory to Piles, The Hague, September 1992, p. 69—76

[*201*] Mello J.R.C., Galgoul N.S. Piling and Monitoring of Large Diameter Closed-Toe Pipe Piles, Proc. Intl. Conf. on Application of Stress Wave Theory to Piles, The Hague, Sept. 1992, p. 443—448

[*202*] Colliat J.L., Vergobbi P., Puech A. Friction Degradation and Set-Up in Hard Clays Offshore Congo and Angola, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, OTC paper 7192, Houston, Texas, May 1993

[*203*] Doyle E.H. Pile Installation Performance for Four TLP's in the Gulf of Mexico, Proc. 31st Annual Offshore Technology Conf., OTC paper 10826, Houston, Texas, May 1999

[*204*] Dutt R.N., Doyle E.H., Collins J.T., Ganguly P. A Simple Model to Predict Soil Resistance to Driving for Long Piles in Deepwater Normally Consolidated Clays, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 7668, Houston, Texas, May 1995

[*205*] Alm T., Hamre L. Soil Model for Pile Driveability Predictions Based on CPT Interpretations, Proc. Intl. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE, Istanbul, June 2001

[*206*] Evans T.G., Finnie E., Little R., Jardine R., Aldridge T.R. BP Clair Phase 1 — Geotechnical Assurance of Driven Piled Foundations in Extremely Hard Till, Proc. 2nd Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG II, Perth, Australia, November 2010

[*207*] Stevens R.F., Wiltsie E.A., Middlebrooks B.S. Controlled Hard Driving, Proc. 2nd Intl. Conf. on Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, May 1984

[*208*] Wiltsie E.A., Stevens R.F., Vines W.R. Pile Installation Acceptance in Strong Soils, Proc. 2nd Intl. Conf. on Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, May 1984

[*209*] Tisseau E., Jaeck C., Cathie D. Controlling Conductor Deviation with Inclined Driving Shoe, Proc. Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT OSIG, London, U.K., Sept. 2007

[*210*] Jeanjean P. Innovative Design Method for Deepwater Surface Casings, Proc. Society of Petroleum Engineers Technical Conf., paper SPE 77357, San Antonio, Texas, October 2002

[*211*] Evans T.G., Feyereisen S., Rheaume G. Axial Capacities of Jetted Well Conductors in Angola, Proc. Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT OSIG, London, U.K., November 2002

[*212*] *ИСО 13628 (все части)* — *Промышленность нефтяная и газовая. Проектирование и эксплуатация подводных добычных систем (Petroleum and natural gas industries. Design and operation of subsea production systems)*

[*213*] Bridge C. Effects of Seabed Interaction on Steel Catenary Risers, Ph.D. Thesis, University of Surrey, U.K., 2005

[*214*] DNVGL Recommended Practice DNVGL-RP-0005. Fatigue Design of Offshore Steel Structures, DNVGL A/S. Høvik, 2005

[*215*] Bridge C., Laver K., Clukey E., Evans T. Steel Catenary Riser Touchdown Point Vertical Interaction Model, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Texas, paper OTC 16628, May 2004

[*216*] Aubeny C.P., Shi H., Murff J.D. Collapse Load for Cylinder Embedded in Trench in Cohesive Soil. Int. J. Geomech. 2005, 5 (4) pp. 320—325

[*217*] Randolph M.F., White D.J. Pipeline Embedment in Deep Water: Processes and Quantitative Assessment, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 19128, Houston, Texas, May 2008

[*218*] Colliat J.-L., Dendani H., Puech A., Nauroy J.-F. Gulf of Guinea Deepwater Sediments: Geotechnical Properties, Design Issues and Installation Experiences, Proc. 2nd Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG II, Perth, November 2010

[*219*] Audibert J.M.E., Nyman D.J., O'Rourke T.D. Differential Ground Movement Effects on Buried Pipelines, Chapter 5 in Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, prepared by the Committee on Gas and Liquid Fuel Pipelines of the ASCE Council on Lifeline Earthquake Engineering, 1984

[*220*] Clukey E.C., Haustermans L., Dyvik R. Model Tests to Simulate Riser-Soil Interaction Effects in Touchdown Point Region, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, September 2005, p. 651—658

[*221*] Thethi R., Moros T. Soil Interaction Effects on Simple Catenary Riser Response, Proc. Intl. Conf. on Deepwater Pipeline & Riser Technology, Houston, Texas, 2001

[*222*] Clukey E.C., Young A.G., Garmon G.S., Dobias J.R. Soil Response and Stiffness Laboratory Measurements of SCR Pipe/Soil Interaction, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 19303, Houston, Texas, May 2008

[*223*] Bridge C.D., Howells H.A. Observations and Modeling of Steel Catenary Riser Trenches, Proc. 17th Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Lisbon, paper ISOPE-2007-468, July 2007

[*224*] Zakeri A., Clukey E., Kebadze B., Jeanjean P., Walker D., Piercey G. et al. Recent Advances in Soil Response Modeling for Well Conductor Fatigue Analysis and Development of New Approaches, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 25795-MS, Houston, Texas, May 2015

[*225*] Kramer S.L. Geotechnical Earthquake Engineering Book. Prentice Hall, 1996, pp. 653

[*226*] Andersen K.H. Cyclic Clay Data for Foundation Design of Structures Subjected to Wave Loading, Proc. Intl. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 2004, p. 381—387

[*227*] Jeanjean P. Re-Assessment of P-Y Curves for Soft Clays from Centrifuge Testing and Finite Element Modeling, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 20158, Houston, Texas, May 2009

[*228*] Templeton J.S. Finite Element Analysis of Conductor/Seafloor Interaction, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 20197, Houston, Texas, May 2009

[*229*] API RP 2T, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Tension Leg Platforms, American Petroleum Institute, Washington DC (Рекомендованная практика по планированию, проектированию и строительству платформ с натянутыми связями, Американский нефтяной институт, Вашингтон, округ Колумбия)

[*230*] Clukey E.C., Templeton J.S., Randolph M.F., Phillips R. Suction Caisson Response Under Sustained Loop Current Loads, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 16843, Houston, Texas, May 2004

[*231*] Andersen K.H., Jostad H.P. Foundation Design of Skirted Foundations and Anchors in Clay, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 10824, Houston, Texas, May 1999

[*232*] Andersen K.H., Jostad H.P. Shear Strength along Inside of Suction Anchor Skirt Wall in Clay, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 16844, Houston, Texas, May 2004

[*233*] Andersen K.H., Murff J.D., Randolph M.F., Clukey E., Erbrich C., Jostad H.P. et al. Suction Anchors for Deepwater Applications, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, September 2005

[*234*] Chen W., Randolph M.F. Centrifuge Tests on Axial Capacity of Suction Caissons in Clay, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, September 2005

[*235*] Chen W., Randolph M.F. Radial Stress Changes and Axial Capacity for Suction Caissons in Soft Clay. Geotechnique. 2007a, 57 (6) pp. 499—511

[*236*] Chen W., Randolph M.F. Uplift Capacity of Suction Caissons under Sustained and Cyclic Loading in Soft Clay. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2007b, 133 (11) pp. 1352—1363

[*237*] Clukey E.C., Morrison M.J. A Centrifuge Analytical Study to Evaluate Suction Caissons for TLP-Applications in the Gulf of Mexico, Proc. Intl. Conf. on Design and Performance of Deep Foundations, Dallas, Texas, October 1993, p. 141—156

[*238*] Dendani H., Colliat J.-L. Girassol: Design Analysis and Installation of the Suction Anchors, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 14209, Houston, Texas, May 2002

[*239*] Dendani H. Suction Anchors: Some Critical Aspects for their Design and Installation in Clayey Soils, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 15376, Houston, Texas, May 2003

[*240*] Randolph M.F., House A.R. Analysis of Suction Caisson Capacity in Clay, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 14236, Houston, Texas, May 2002

[*241*] Hogervorst J.R. Field Trials with Large Diameter Suction Piles. Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 3817, Houston, Texas, May 1980

[*242*] Lunne T., Andersen K.H. Soft Clay Shear Strength Parameters for Deepwater Geotechnical Design, Proc. Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT OSIG, London, U.K., September 2007

[*243*] Colliat J.-L., Dendani H., Jostad H.P., Andersen K.H., Thorel L., Garnier J. et al. Centrifuge Testing of Suction Piles in Deepwater Nigeria Clay — Effect of Stiffeners and Set-Up Time, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG II, Perth, Australia, November 2010

[*244*] Bruton D., Carr M., White D.J. The Influence of Pipe-Soil Interaction on Lateral Buckling and Walking of Pipelines: The SAFEBUCK JIP, Proc. Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT OSIG, London, U.K., September 2007, p. 133—150

[*245*] Westgate Z., White D.J., Randolph M.F. Video Observations of Dynamic Embedment During Pipelaying, Proc. Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, paper OMAE2009-79814, Honolulu, 2009

[*246*] White D.J., Randolph M.F. Seabed Characterisation and Models for Pipeline-Soil Interaction, Intl. Journal of Offshore and Polar Engineering. ISOPE. 2007, 17 (3) pp. 193—204

[*247*] Lund K.M. Effect of Increase in Pipeline Soil Penetration from Installation, Proc. ETCE/OMAE2000 Joint Intl. Conf. on Energy for the New Millenium, paper OMAE2000/PIPE-5047, New Orleans, 2000

[*248*] Cathie D.N., Jaeck C., Ballard J.C., Wintgens J.-F. Pipeline geotechnics — state-of-the-art, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, September 2005

[*249*] White D.J., Cathie D.N. Geotechnics for Subsea Pipelines, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG II, Perth, Australia, November 2010

[*250*] Murff J.D., Wagner D.A., Randolph M.F. Pipe Penetration in Cohesive Soil. Geotechnique. 1989, 39 (2) pp. 213—229

[*251*] Randolph M.F., White D.J. Upper Bound Yield Envelopes for Pipelines at Shallow Embedment in Clay. Geotechnique. 2008b, 58 (4) pp. 297—301

[*252*] Pedersen R.C., Olson R.E., Rauch A.F. Shear and Interface Strength of Clay at Very Low Effective Stress. Geotechnical Testing Journal, ASTM. 2003, 26 (1) pp. 71—78

[*253*] Verley R., Sotberg T. A Soil Resistance Model for Pipelines Placed on Sandy Soils, Proc. Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, Calgary, 1992, 5-A, p. 123—131

[*254*] Verley R., Lund K.M. A Soil Resistance Model for Pipelines Placed on Clay Soils, Proc. Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, Copenhagen, 1995, 5, p. 225—232

[*255*] Bruton D.A.S., White D.J., Cheuk C.Y., Bolton M.D., Carr M.C. Pipe-Soil Interaction Behaviour during Lateral Buckling, Including Large Amplitude Cyclic Displacement Tests by the Safebuck JIP, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 17944, Houston, Texas, May 2006

[*256*] White D.J., Ganesan S.A., Bolton M.D., Bruton D.A.S., Ballard J.-C., Langford T. Safebuck JIP — Observations of Axial Pipe-Soil Interaction from Testing on Soft Natural Clays, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 21249, Houston, Texas, May 2011

[*257*] Merifield R.S., White D.J., Randolph M.F. Analysis of the Undrained Breakout Resistance of Partially Embedded Pipelines. Geotechnique. 2008, 58 (6) pp. 461—470

[*258*] Langford T.E., Dyvik R., Cleave R. Offshore Pipeline and Riser Geotechnical Model Testing: Practice and Interpretation, Proc. Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, paper OMAE2007-29458, San Diego, California, June 2007

[*259*] White D.J., Gaudin C. Simulation of Seabed Pipe-Soil Interaction Using Geotechnical Centrifuge Modelling, Proc. 1st Asia-Pacific Deep Offshore Technology Conf., DOT, Perth, Australia, December 2008

[*260*] Hill A.J., White D.J., Bruton D.A.S., Langford T., Meyer V., Jewell R. et al. A New Framework for Axial Pipe-Soil Resistance, Illustrated by a Range of Marine Clay Datasets, Proc. 7th Intl. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT OSIG, London, September 2012

[*261*] Ballard J.C., De Brier C., Stassen K., Jewell R.A. Observations of Pipe-Soil Response from In-Situ Measurements, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 24154, Houston, Texas, May 2013

[*262*] API RP 2SK, Recommended Practice for Design and Analysis of Stationkeeping Systems for Floating Structures, American Petroleum Institute, Washington DC (Рекомендованная практика по проектированию и расчету систем удержания плавучих сооружений, Американский нефтяной институт, Вашингтон, округ Колумбия)

[*263*] Senders M., Randolph M.F. CPT-Based Method for the Installation of Suction Caissons in Sand. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2009 Jan.

[*264*] Tjelta T.I. Geotechnical Experience from the Installation of the Europipe Jacket with Bucket Foundations, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 7795, Houston, Texas, May 1995

[*265*] Stove O.J., Bysveen S., Christophersen H.P. New Foundation Systems for the Snorre Development, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 6882, Houston, Texas, May 1992

[*266*] Ruinen R., Degenkamp G. Anchor selection and installation for shallow and deepwater mooring systems, Proc. 11th Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Stavanger, Norway, June 2001

[*267*] Foxton P. Latest Developments for Vertically Loaded Anchors, Proc.2nd IBC Intl. Conf. on Mooring & Anchoring, Aberdeen, UK, June 1997

[*268*] Wilde B., Treu H., Fulton T. Field Testing of Suction Embedded Plate Anchors, Proc. 11th Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Stavanger, Norway, June 2001

[*269*] Brandao F.E.N., Henriques C.C.D., De Araujo J.B., Ferreira O.C. G, Dos Santos Amaral C., Albacora Leste Field Development — FPSO P-50 Mooring System Concept and Installation, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 18243, Houston, Texas, May 2006

[*270*] Zimmerman E.H., Smith M.W., Shelton J.T. Efficient Gravity Installed Anchor for Deepwater Mooring, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 20117, Houston, Texas, May 2009

[271] Lieng J.T., Tjelta T.I., Skaugset K. Installation of Two Prototype Deep Penetrating Anchors at the Gjoa Field in the North Sea, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 20758, Houston, Texas, May 2010

[272] DNVGL Recommended Practice DNV-RP-E301. Design and Installation of Fluke Anchors in Clay, DNVGL A/S, Høvik, Norway

[273] Dunnavant T.W., Kwan C.T. Centrifuge Modelling and Parametric Analyses of Drag Anchor Behaviour, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 7202, Houston, Texas, May 1993

[274] DNVGL Recommended Practice DNV-RP-E302. Design and Installation of Plate Anchors in Clay, DNVGL A/S, Høvik, Norway

[275] Andersen K.H., Lauritzen R. Bearing Capacity for Foundations with Cyclic loads. J. Geotech. Eng. 1988, 114 (GT5) pp. 540—555

[276] Dahlberg R., Strom P.J. Unique Onshore Tests of Deepwater Drag-In Plate Anchors, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 10989, Houston, Texas, May 1999

[277] NCEL, Technical Data Sheet 83-08R, Drag Embedment Anchors for Navy Moorings, Naval Civil Engineering Laboratory, June 1987

[278] Neubecker S.N., Randolph M.F. The Static Equilibrium of Drag Anchors in Sand. Can. Geotech. J. 1996, 33 pp. 574—583

[279] Stevens J.B., Audibert J.M. Re-Examination of p-y Curve Formulations, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 3402, Houston, Texas, May 1979

[280] Hunt R.J., Chan J.H.-C., Doyle E.H. Driving Fatigue Estimation for Ursa TLP 96in OD Piles, Proc. 9th Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Brest, France, May 1999

[281] Buitrago J., Wong P.C. Fatigue Design of Driven Piles for Deepwater Applications, Proc. 13th Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Honolulu, Hawaii, May 2003

[282] DNVGL Recommended Practice DNV-RP-E303. Geotechnical Design and Installation of Suction Anchors in Clay, DNVGL A/S, Høvik, Norway

[283] Raines R.D., Ugaz O., Garnier J. Centrifuge Modelling of Suction Piles in Clay, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, September 2005

[284] Skempton A.W. The Bearing Capacity of Clays, Proc. Building Research Congress, London, 1951

[285] Erbrich C., Hefer P. Installation of the Laminaria Suction Piles — A Case History, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 14240, Houston, Texas, May 2002

[286] Andersen K., Andresen L., Jostad H.P., Clukey E. Effect of Skirt Geometry on Set-Up Outside Suction Anchors in Soft Clays, Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, paper OMAE2004-51564, Vancouver, 2004

[287] Aas P.M., Saue M., Aarsnes J. Design Predictions and Measurements during Installation of Suction Anchors with and without Water-Flow System to Help Installation through Layered Soil Profiles, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 20294, Houston, Texas, May 2009

[288] Chen W.F. Limit Analysis and Soil Plasticity. Elsevier Publishing Comp, Amsterdam, 1975

[289] Randolph M.F., Houlsby G.T., The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil, Géotechnique, 34 (4), London, 1984, p. 613—623

[290] Murff J.D., Hamilton J.M. P-Ultimate for Undrained Analysis of Laterally Loaded Piles. J. Geotech. Eng. 1993, 119 (1) pp. 91—107

[291] Sparrevik P. Suction Anchor — A Versatile Foundation Concept Finding Its Place in the Offshore Market, Proc. 17th Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, paper 98-3096, Lisbon, July 1998

[292] Randolph M., O'Neill M.P., Stewart D.P. Performance of Suction Anchors in Fine-Grained Calcareous Soils, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 8831, Houston, Texas, 1998

[293] Andersen K.H., Murff J.D., Randolph M. Deepwater Anchor Design Practice — Vol. II-2 Suction Caisson Anchors — 3D Finite Element Analyses and Comparison with Simplified Capacity Prediction Methods, Phase II Report submitted to API/Deepstar, 2004

[294] McClelland B., Focht J.A. Soil Modulus for Laterally Loaded Piles. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1958, 123 (1049)

[295] Matlock H. Applications of Numerical Methods to Some Structural Problems in Offshore Operations. J. Pet. Technol. 1963, pp. 1040—1046

[296] Hamilton J.M., Murff J.D. Ultimate Lateral Capacity of Piles in Clay, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 7667, Houston, Texas, May 1995

[297] Grande L. Samvirke Mellom Pel og Jord, Lic. Techn. Thesis, NTH, Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Trondheim, Norway, 1976

[298] Andersen K.H., Jostad H.P. Shear Strength Along Outside Wall of Suction Anchors in Clay After Installation, Proc. Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Kyushu, Japan, 2002

[299] Bogard D. Effective Stress and Axial Pile Capacity: Lessons Learned from Empire, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 13059, Houston, Texas, May 2001

[*300*] Whittle A.J., Sutabutr T., Prediction of Pile Set-Up in Clay, Transportation Research Record, 1663, 1999, p. 33—41

[*301*] Clukey E., Aubeny C., Murff J.D. Comparison of Analytical and Centrifuge Model Tests for Suction Caissons Subjected to Combined Loads, Proc. 22nd Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, OMAE2003-37503, Cancun, Mexico, 2003

[*302*] Aubeny C., Han S., Murff J.D. Refined Model for Inclined Load Capacity of Suction Caissons, Proc. 22nd Intl. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE, Cancun, Mexico, 2003

[*303*] Colliat J.-L., Boisard P., Andersen K.H., Schroeder K. Caisson Foundations as Alternative Anchors for Permanent Mooring of a Process Barge Offshore Congo, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 7797, Houston, Texas, May 1995

[*304*] Bhattacharjee S., Majhi S., Smith D., Garrity R. Serpentina FPSO Mooring Integrity Issues and System Replacement: Unique Fast Track Approach, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 25449-MS, Houston, Texas, May 2014

[*305*] Arslan H., Peterman B.R., Wong P.C., Bhattacharjee S. Remaining Capacity of the Suction Pile due to Seabed Trenching, Proc. Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Hawaii, USA, June 2015

[*306*] Colliard D., Wallerand R. Design and Installation of Suction Piles in West Africa Deepwaters, Proc. 2nd BGA Intl. Conf. on Foundations, ICOF, British Geotechnical Association, Univ. of Dundee, Scotland, UK, 2008

[*307*] Murff J.D., Randolph M.F., Elkhatib S., Kolk H.J., Ruinen R., Strom P.J. et al. Vertically Loaded Plate Anchors for Deepwater Applications, Proc. Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, September 2005

[*308*] Dahlberg R., Resseguier S. Improved Predictions of MODU Fluke Anchors Increases the Confidence in Mooring System Design, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 20085, Houston, Texas, May 2009

[*309*] Ruinen R. Penetration Analysis of Drag Embedment Anchors in Soft Clays, Proc. Intl. Seminar on Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Toulon, France, 2004

[*310*] Dahlberg R., Ronold K.O., Strom P.J., Mathiesen J. New Calibrated Design Code for Plate Anchors in Clay, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 16109, Houston, May 2009

[*311*] Shelton J.T., Nie C., Schuler D. Installation Penetration of Gravity Installed Plate Anchors — Laboratory Study Results and Field History Data, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 22502-PP, Rio de Janeiro, Brazil, October 2011

[*312*] O'Loughlin C.D., Randolph M.F., Richardson M. Experimental and Theoretical Studies of Deep Penetrating Anchors, Proc. Offshore Technology Conf., paper OTC 16841, Houston, Texas, May 2004

[*313*] Beard R.M. Expendable Doppler Penetrometer for Deep Ocean Sediment Measurements. In: Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements, ASTM STP 883. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, pp. 101—24.

[*314*] True D.G. Penetration of Projectiles into Seafloor Soils, Technical Report R-822, Civil Engineering Laboratory, Naval Construction Battalion Center, Port Hueneme, California 93043, May 1975

УДК 624.157:006.354 ОКС 47.020.99

Ключевые слова: нефтяная и газовая промышленность, морские нефтегазопромысловые сооружения, фундаменты мелкого заложения, фундаменты свайные, несущая способность, проектирование, геотехнические аспекты, связные грунты, несвязные грунты

Редактор *Л.В. Коретникова*
Технический редактор *В.Н. Прусакова*
Корректоры *М.В. Бучная, Л.С. Лысенко*
Компьютерная верстка *И.А. Налейкиной*

Сдано в набор 04.05.2022. Подписано в печать 26.05.2022. Формат 60×84⅛. Гарнитура Ариал.
Усл. печ. л. 19,53. Уч.-изд. л. 17,68.

Подготовлено на основе электронной версии, предоставленной разработчиком стандарта

Создано в единичном исполнении в ФГБУ «РСТ»
для комплектования Федерального информационного фонда стандартов,
117418 Москва, Нахимовский пр-т, д. 31, к. 2.

gost.e-ecolog.ru gost.e-ecolog.ru

gost.e-ecolog.ru