ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО

ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

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

(ISO 19905-1:2016, Petroleum and natural gas industries — Site-specific assessment of mobile offshore units — Part 1: Jack-ups, MOD)

Издание официальное

Москва
Российский институт стандартизации
2022

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

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

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 023 «Нефтяная и газовая промышленность»

3 УТВЕРЖДЕН и ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 18 мая 2022 г. № 331-ст

4 Настоящий стандарт является модифицированным по отношению к международному стандарту ИСО 19905-1:2016 «Промышленность нефтяная и газовая. Оценка передвижных морских оснований с учетом условий площадки постановки. Часть 1. Самоподъемные установки» (ISO 19905-1:2016 «Petroleum and natural gas industries — Site-specific assessment of mobile offshore units — Part 1: Jack-ups», 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 (пункт 3.5).

Анализ рисков и оценка безопасности самоподъемных плавучих буровых установок приведены в дополнительном приложении ДА.

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

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 11
4.1 Обозначения 11
4.2 Сокращения 13
5 Общие вопросы 14
5.1 Общие положения 14
5.2 Подход к оценке 14
5.3 Выбор предельных состояний 15
5.4 Определение оцениваемых ситуаций 17
5.5 Уровни воздействия 18
5.6 Аналитические инструменты 21
6 Данные для постановки самоподъемной плавучей буровой установки на площадку 21
6.1 Условия применения 21
6.2 Данные по самоподъемной плавучей буровой установке 22
6.3 Эксплуатационные данные и данные по площадке 22
6.4 Гидрометеорологические данные 22
6.5 Геофизические и геотехнические данные 23
6.6 Сейсмические данные 24
7 Воздействия 24
7.1 Область применения 24
7.2 Общие положения 24
7.3 Гидрометеорологические воздействия 24
7.4 Функциональные воздействия 25
7.5 Эффекты, зависящие от смещения 25
7.6 Динамические эффекты 25
7.7 Землетрясения 25
7.8 Другие воздействия 25
8 Моделирование конструкций 26
8.1 Область применения 26
8.2 Общие аспекты 26
8.3 Моделирование опоры 26
8.4 Моделирование понтона 27
8.5 Моделирование соединения опоры с понтоном 27
8.6 Моделирование взаимодействия башмаков опор с основанием 28
8.7 Моделирование распределения масс и нагрузок 28
8.8 Приложение воздействий 29
9 Основания 31
9.1 Область применения 31
9.2 Общие положения 31
9.3 Геотехнический расчет основания для случая автономных опор 31
9.4 Другие аспекты 35
10 Реакция конструкции на воздействие 36
10.1 Область применения 36
10.2 Общие аспекты 37
10.3 Типы анализа и связанные методы 37
10.4 Общие параметры 37
10.5 Анализ штормовых нагрузок 39
10.6 Анализ усталости 41
10.7 Анализ сейсмических нагрузок 41
10.8 Аварийные ситуации 42
10.9 Альтернативные методы анализа 42

11 Длительная эксплуатация 43
11.1 Область применения 43
11.2 Данные для оценки 43
11.3 Дополнительные требования 43
11.4 Требования к исследованиям 44
12 Прочность конструкции 44
12.1 Область применения 44
12.2 Классификация поперечных сечений элементов 45
12.3 Свойства секций призматических элементов некруглой формы 46
12.4 Влияние осевых сил на изгибающий момент 46
12.5 Прочность цилиндрических элементов 47
12.6 Прочность призматических элементов некруглой формы 47
12.7 Оценка соединений 47
13 Критерии приемки 47
13.1 Область применения 47
13.2 Общая формулировка проверки оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки 48
13.3 Оценка прочности опоры 49
13.4 Оценка прочности башмака опоры 49
13.5 Оценка прочности системы фиксации 49
13.6 Расчет высоты подъема понтона 49
13.7 Оценка запаса длины опоры 50
13.8 Оценка устойчивости на опрокидывание 50
13.9 Оценка целостности основания 51
13.10 Взаимодействие с соседней инфраструктурой 51
13.11 Температурные воздействия 52
Приложение А (справочное) Дополнительная информация и рекомендации 53
Приложение В (обязательное) Общий обзор частных коэффициентов воздействия и частных коэффициентов сопротивления 189
Приложение С (справочное) Дополнительная информация по моделированию конструкции и анализу реакции 191
Приложение D (справочное) Основание. Рекомендации по сбору геотехнических данных на конкретной площадке 197
Приложение Е (справочное) Основания. Дополнительная информация и альтернативные подходы 204
Приложение F (справочное) Прочность конструкции 215
Приложение G (справочное) Содержание типового отчета по оценке самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадки постановки 229
Приложение ДА (справочное) Анализ рисков и оценка безопасности самоподъемной плавучей буровой установки при ее эксплуатации на площадке 236
Приложение ДБ (справочное) Сведения о соответствии ссылочных национальных стандартов международным стандартам, использованным в качестве ссылочных в примененном международном стандарте 248
Библиография 249

Введение

Настоящий стандарт разработан в дополнение комплекса действующих национальных стандартов в области морской нефтегазодобычи, устанавливающих требования к проектированию и строительству морских нефтегазопромысловых сооружений.

Формирование комплекса стандартов по морским нефтегазопромысловым сооружениям, в соответствии с основами национальной стандартизации и принципами гармонизации документов национальной системы стандартизации с международной, осуществляется на основе применения международных стандартов, отражающих передовой зарубежный опыт, лучшие мировые практики и современные методики проектирования. При этом для повышения научно-технического уровня комплекса национальных стандартов, учета особенностей объекта и аспекта стандартизации, которые характерны для Российской Федерации в силу климатических и географических факторов, а также для учета накопленного отечественного опыта проектирования, строительства и эксплуатации морских нефтегазопромысловых сооружений, техническое содержание национальных стандартов модифицировано по отношению к применяемым международным стандартам.

Целью разработки настоящего стандарта является обеспечение безопасности при выполнении работ по освоению морских месторождений, расположенных на континентальном шельфе (в том числе на акваториях с ледовым режимом), в территориальном море и внутренних водах Российской Федерации, за счет установления требований и принципов в отношении выбора, оценки и проектирования систем позиционирования плавучих морских нефтегазопромысловых сооружений.

Настоящий стандарт является модифицированным по отношению к международному стандарту ИСО 19905-1:2016 и разработан в развитие требований нормативных положений ГОСТ Р 54483 (ИСО 19900:2002).

Положения, учитывающие особенности национальной стандартизации и специфику национальной практики в области оценки постановки самоподъемных плавучих буровых установок (СПБУ) с учетом условий площадок установки, приведены в терминологических статьях: 3.5, 3.7, 3.9, 3.10, 3.11, 3.13, 3.14, 3.16, 3.20, 3.21, 3.25, 3.26, 3.28, 3.30, 3.32, 3.33, 3.36, 3.38, 3.43, 3.44, 3.48, 3.49, 3.50, 3.51, 3.52, 3.54, 3.55, 3.59, 3.61, 3.67, 3.68, 3.72, 3.73, 3.75, 3.76, 3.77, 3.80, 3.81, 3.82, 3.84, 13.8, 13.9.1, подразделе G.2 приложения G, в дополнительном приложении ДА.

Терминологические статьи добавлены, поскольку определяемые термины находят применение в настоящем стандарте, подраздел G.2 приложения G добавлен для более детального понимания того, какие разделы требуется разрабатывать при формировании отчета «Постановка самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки», приложение ДА добавлено в целях учета требований национальной экономики в части решения задач предупреждения и уменьшения опасности аварий для жизни людей и их здоровья, ущерба имуществу и окружающей среде.

Исключено приложение Н в связи с представленной в нем исключительно региональной информации по Норвежским водам и Мексиканскому заливу.

В целях улучшения понимания пользователями некоторых положений настоящего стандарта, а также для учета требований нормативных правовых актов, нормативных документов, технической документации и отечественной специфики в области разработки проектов (отчетов) по постановке самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки, в текст внесены изменения и дополнения, выделенные курсивом.

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Нефтяная и газовая промышленность

СООРУЖЕНИЯ НЕФТЕГАЗОПРОМЫСЛОВЫЕ МОРСКИЕ

Постановка самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки

Petroleum and natural gas industry. Offshore oil and gas field structures. Position of jack-up floating drilling rigs taking into account the conditions of the installation sites

Дата введения — 2022—07—01

1 Область применения

Настоящий стандарт устанавливает *требования и рекомендации для оценки постановки самоподъемных плавучих буровых установок (СПБУ) на континентальном шельфе, внутренних морских водах, территориальном море, прилежащей зоне Российской Федерации и в российском секторе Каспийского моря с учетом условий на площадках постановки на основе гидрометеорологических и инженерно-геологических данных.*

Настоящий стандарт регулирует вопросы установки на конкретной площадке СПБУ, включая СПБУ с персоналом (как эвакуируемым, так и неэвакуируемым) и без персонала на борту.

Для обеспечения приемлемой надежности положения настоящего стандарта формируют комплексный подход, который используется во всей полноте для оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки.

Настоящий стандарт не распространяется на передвижные морские буровые установки, эксплуатируемые в регионах с морским льдом и айсбергами. При оценке СПБУ, эксплуатирующихся в такой местности, предполагается, что специалист по оценке дополняет положения настоящего стандарта другими положениями, относящимися к ледовому воздействию, и процедурами управления ледовой обстановкой (см. [*1*]).

В настоящем стандарте не рассматриваются аспекты проектирования, транспортировки на/с площадки или монтаж/демонтаж и удаление с площадки. Тем не менее, целесообразно проверить допущения, использованные в оценке, применительно к конфигурации, существующей на момент монтажа.

Действие настоящего стандарта распространяется на СПБУ с автономными опорами, которые:

- имеют действительную сертификацию признанного классификационного общества (ПКО) на срок проведения операций на конкретной площадке согласно оценке;
- были верифицированы независимым компетентным органом как соответствующие предназначению с точки зрения конструкции применительно к условиям в поднятом состоянии и подлежат периодическому инспектированию, в том числе в отношении стандартов ПКО.

Примечания

1 ПКО — это орган, являющийся членом Международной ассоциации классификационных обществ (IACS), который соответствует определению ПКО в 3.55.

СПБУ, которые не соответствуют этому требованию, оцениваются с учетом положений [2], вместе с методическими рекомендациями из настоящего стандарта, где это применимо.

2 Последующие редакции настоящего стандарта могут быть расширены, чтобы включать СПБУ с донной плитой.

3 Направления в скважинах являются элементами, критически важными для обеспечения безопасности при операциях на СПБУ. Тем не менее целостность направлений не является частью процесса оценки самоподъемных установок на конкретной площадке и поэтому не рассматривается в настоящем стандарте. В приложении А приведены ссылки на другие публикации, в которых рассматривается этот аспект.

4 Правила ПКО дают указания по оценке СПБУ.

Издание официальное

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы нормативные ссылки на следующие документы:

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

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

ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Проектирование и эксплуатация с учетом гидрометеорологических условий

ГОСТ Р 57555 (ИСО 19901-3:2014) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Верхние строения

ГОСТ Р 59995 (ИСО 19901-4:2016) Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения нефтегазопромысловые морские. Геотехнические и расчетные аспекты проектирования фундаментов

СП 11-114—2004 Инженерные изыскания на континентальном шельфе для строительства морских нефтегазопромысловых сооружений

СП 47.13330.2016 «СНиП 11-02-96 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения»

СП 446.1325800.2019 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Общие правила производства работ

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 57123*, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 **аномальный гребень волны** (abnormal wave crest): Гребень волны высотой значительно выше статистических наблюдений для конкретного региона, встречаемый в районе с вероятностью, как правило, 10^{-3} — 10^{-4} в год.

3.2 **башмак опоры** (spudcan): Конструкция у основания опоры, поддерживаемая грунтом.

3.3 **башмак опоры с юбкой** (skirted spudcan): Конструкция у основания опоры, поддерживаемая грунтом, с юбкой.

3.4 **внезапный ураган (ураганный ветер), внезапный циклон, внезапный тайфун** (sudden hurricane, sudden cyclone, sudden typhoon): Ураган, формирующийся возле площадки ведения работ, который может воздействовать на СПБУ перед тем, как будет завершено сокращение числа работающего персонала в пределах периода времени, предусмотренного аварийным планом эвакуации.

Примечания

1 Цель — выполнить оценку СПБУ по уровню воздействия L1 применительно к указанному внезапному урагану.

2 Ураган — ветер разрушительной силы и значительной продолжительности, скорость которого более 32 м/с.

3.5

воздействие (action): Явление, вызывающее внутренние силы в элементах конструкции.
[*ГОСТ Р 54483—2021 (ИСО 19900:2013), пункт 3.10*]

Пример — Деформации в элементах сооружения могут возникать вследствие производственных допусков на изготовление, из-за осадки основания, колебаний температуры или влажности.

Примечание — Землетрясение (сейсмическое воздействие), как правило, создает ускорения.

3.6 **выдавливание** (squeezing): Боковое смещение слабого грунта между основанием башмака опоры и нижележащим более твердым грунтом или движение слабого грунта между двумя более твердыми грунтами.

3.7

высота значимой волны, характерная высота волны (significant wave height): Статистическая мера высоты волн при определенном состоянии моря.

Примечание — Высота значимой волны была первоначально определена как средняя высота наивысшей одной трети волн, пересекающих нулевой уровень состояния моря. В большинстве систем сбора данных высота значимой волны в настоящее время принимается равной $4\sqrt{m_0}$ (где m_0 — нулевой спектральный момент) или 4σ, где σ — стандартное отклонение временных рядов высоты водной поверхности в течение измерения, как правило, продолжительностью приблизительно 30 мин.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.39*]

3.8 **гидрометеорологические данные с совместной вероятностью** (joint probability metocean data): Сочетание ветра, волн и течения, образующее эффект воздействия, который можно ожидать в месте ведения работ, в среднем, один раз в течение периода повторяемости.

3.9 **глобальный анализ** (global analysis): Определение согласованного множества внутренних сил и моментов или напряжений в конструкции, которые находятся в равновесии с набором определенных воздействий на все сооружение.

Примечания

1 Когда глобальный анализ относится к кратковременному событию (например, землетрясение), то инерциальный отклик считается частью равновесного состояния.

2 *См.* [*2*], *пункт 3.23.*

3.10

глубина моря/воды (water depth): Вертикальное расстояние между поверхностью морского дна и уровнем спокойной воды.

Примечания

1 Поскольку существуют несколько вариантов уровня спокойной воды, может быть также и несколько значений глубины воды. Как правило, расчетная глубина воды определяется относительно уровня наинизшего астрономического отлива или среднего уровня моря.

2 Глубина воды, используемая для расчета кинематики волны, как правило, изменяется от максимальной глубины воды при наивысшем астрономическом приливе плюс положительный штормовой нагон до минимальной глубины воды при наинизшем астрономическом отливе минус отрицательный штормовой нагон.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.2*]

3.11 **граничные условия** (boundary conditions): Воздействия и *кинематические* ограничения на элемент (его сечение) или на группу элементов конструкции со стороны других элементов или окружающей среды.

Примечания

1 Граничные условия могут использоваться для создания сил реакции в местах наложения ограничений.

2 См. [*2*], *пункт 3.6.*

3.12 **детерминированный анализ** (deterministic analysis): Метод исследования воздействия на объект факторов, которые связаны с результатом воздействия функционально.

3.13

диаграмма разброса (рассеивания) данных (scatter diagram): Суммарная вероятность двух или более гидрометеорологических параметров.

Примечание — Диаграмма разброса (рассеивания) данных чаще всего используется с параметрами волн в контексте оценки гидрометеорологических условий (см. А.5.8). Диаграмма разброса волновых данных рассматривается как вероятность совпадения волны значимой высоты H_s и характерного периода $T_г$ или T_p.

[*Адаптировано из ГОСТ 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.3*]

3.14

динамическое воздействие (dynamic action): Воздействие, которое вызывает существенные ускорения сооружения или его конструктивных элементов.

[*ГОСТ Р 58772—2019 (ИСО 19901-6:2009), пункт 3.25*]

3.15 **длительная эксплуатация** (long-term operation): Эксплуатация СПБУ на одной конкретной площадке на протяжении времени, превышающем период обязательного периодического осмотра официальным классификационным обществом (ПКО).

3.16 **запас прочности** (redundancy): Способность конструкции выдерживать нагрузки после выхода из строя одного или более некритичных компонентов, таким образом ограничивая последствия отказов.

Примечания

1 Все конструкции, имеющие избыточный запас прочности, являются статически неопределимыми.

2 См. [*2*], *пункт 3.39.*

3.17 **заполнение** (infill): Грунт поверх площади сечения башмака опоры, появившийся из-за осаждения грунта или обвала стенок углубления.

Примечание — Заполнение является частью засыпки (*см. 3.18*).

3.18 **засыпка** (backfill): Вес всего грунта в воде, который может присутствовать над башмаком опоры.

Примечание — Засыпка может возникнуть во время или после предварительного нагружения. Значение $W_{BF,o}$ относится к весу засыпки в погруженном состоянии, происходящему до достижения противодействия предварительной нагрузке. Значение $W_{BF,A}$ относится к весу засыпки в погруженном состоянии, происходящему после применения и поддержания максимальной предварительной нагрузки. Оба значения, $W_{BF,o}$ и $W_{BF,A}$, могут составлять выдавливание и/или заполнение. Для определения эффектов см. А.9.3.2.1.4.

3.19 **истинная внутренняя частота волны** (intrinsic wave frequency): Частота периодической волны в системе отсчета, которая является неподвижной по отношению к волне.

Примечание — Если течение отсутствует, то система координат в пространстве тоже неподвижна по отношению к морскому дну. Если имеется течение, то система координат в пространстве перемещается с той же скоростью и в том же направлении, что и течение.

3.20 **категория последствий** (consequence category): Система классификации экологических, экономических и косвенных последствий для безопасности персонала при выходе из строя СПБУ.

Примечания

1 Существуют следующие категории внешних и экономических последствий (см. 5.3.3):

С1 — значительные внешние или экономические последствия;

С2 — средние внешние или экономические последствия;

С3 — незначительные внешние или экономические последствия.

2 См. [*2*], *пункт 3.11.*

3.21 **категория безопасности жизни людей** (life-safety category): Система классификации для определения применимого уровня обеспечения безопасности жизни персонала на самоподъемной плавучей буровой установке.

Примечания

1 Существуют следующие категории безопасности персонала (см. 5.5.2):

S1 — с неэвакуируемым персоналом;

S2 — с эвакуируемым персоналом;

S3 — без персонала.

2 См. [*2*], *пункт 3.27.*

3.22 **квазистатический** (quasi-static): Статическое представление динамического процесса.

Примечание — В некоторых случаях влияние структурных ускорений можно приближенно выразить, используя эквивалентный набор инерционных нагрузок.

3.23 **компонент конструкции, компонент** (structural component, component): Физически различимая часть поперечного разреза элемента с равномерным пределом текучести.

Примечание — Поперечное сечение нетрубчатого элемента, как правило, состоит из нескольких конструктивных элементов. Компонент состоит только из одного материала. Там, где пластинчатый компонент усилен другой пластиной, усиление может иметь различный предел текучести. См. А.12.1.1.

3.24 **конструктивный элемент** (structural member): Физически различимая часть жесткой (скрепленной) конструкции, соединяющая два элемента.

Примечания

1 Конструктивный элемент может также определяться как опора СПБУ бескаркасного типа.

2 См. также А.12.1.1.

3.25 **коэффициент динамического усиления;** КДУ (dynamic amplification factor, DAF): Соотношение результата динамического воздействия к соответствующему результату статического воздействия.

Примечание — См. [*2*], *пункт 3.16.*

Примечания

1 Для СПБУ эффект динамического воздействия наилучшим образом моделируется посредством концентрированного или распределенного набора инерционных нагрузок. Как правило, некорректно раскладывать на множители статические воздействия, чтобы смоделировать результаты динамических действий.

2 КДУ, за исключением средних значений, $K_{КДУ,COCC}$ ($K_{DAF,SDOF}$) может, как правило, быть получен на основе расчета системы с одной степенью свободы [COCC (SDOF)]. В этом случае он определяется как отношение амплитуды результата динамического воздействия к амплитуде соответствующего результата статического воздействия при условии периодической активизации линейной аппроксимации модели с одной степенью свободы поведения СПБУ.

3 КДУ, включая средние значения, $K_{КДУ,СЛУЧ}$ ($K_{DAF/RANDOM}$), может быть получен на основе расчета вероятностных (случайных) волн. В этом случае он определяется как отношение абсолютного значения эффекта динамического воздействия к абсолютному значению соответствующего результата статического воздействия, каждый из которых включает свое среднее значение.

3.26 **коэффициент использования (загрузки), коэффициент использования элемента, коэффициент использования основания** (utilization, member utilization, foundation utilization): Максимальное значение отношения оценки воздействия к оценке прочности в сопоставимых единицах.

Примечания

1 Коэффициент использования представляет собой максимальное абсолютное значение отношения воздействия к прочности среди всех рассматриваемых видов воздействий и предельных состояний.

2 Только коэффициенты использования, равные или меньшие 1,0, удовлетворяют критериям для определенного предельного состояния.

3 Оценка воздействия — это отклик на расчетное воздействие. Оценка прочности — это отношение характерной прочности к частному коэффициенту прочности.

4 Для элементов и оснований, подвергаемых общим усилиям, распределение внутренних усилий и устойчивость объединены в формулу взаимодействия. Если формула взаимодействия, контролирующая проверку оценки, ограничивается или может ограничиваться неравенством формы $U \le 1{,}0$, то коэффициент использования равен U.

5 См. [*2*], *пункт 3.56.*

3.27 **коэффициент концентрации напряжений;** ККН (stress concentration factor, SCF): Коэффициент, связывающий (относящий) коэффициент, связывающий (относящий) номинальное напряжение к локальному напряжению в детали.

3.28

критический элемент (critical component): Элемент конструкции, отказ (поломка) которого может привести к потере функциональности конструкции или ее значительной части.

[*ГОСТ Р 57555—2017 (ИСО 19901-3:2014), пункт 3.10*]

3.29 **мелкозалегающий (придонный) газ** (shallow gas): Газ, содержащийся в грунтах и локализующийся на разных гипсометрических уровнях вблизи донной поверхности.

3.30

морское нефтегазопромысловое сооружение: Объект обустройства морского месторождения углеводородов, предназначенный для выполнения работ, связанных с освоением этого месторождения.

[*ГОСТ Р 55311—2012, статья 1*]

3.31 **набор инерционных нагрузок** (inertial loadset): Совокупность нагрузок, уравновешивающих действие сил инерции.

Примечание — Набор инерционных нагрузок используется только в квазистатических анализах.

3.32

наиболее вероятный максимум; НВМ (most probable maximum extreme, MPME): Максимальное значение переменной с наивысшей вероятностью возникновения в течение определенного периода времени.

Примечания

1 Определенным периодом времени может быть, например, количество часов *X*.

2 Наиболее вероятный максимум представляет собой значение, когда функция плотности вероятности максимума переменной имеет свое пиковое значение. Это также называется «правило статистического распределения».

[*Адаптировано из ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.12*]

3.33

наинизший возможный уровень моря (по астрономическим причинам); НВУМ (lowest astronomical tide, LAT): Уровень отлива, когда все факторы, вызывающие отлив, совпадают по фазе.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.34*]

Примечание — Гармонические компоненты совпадают по фазе примерно один раз каждые 19 лет.

3.34 **неустойчивость** (leaning instability): Неустойчивость СПБУ с независимыми опорами, которая может возникнуть, когда скорость увеличения воздействия наклоненной СПБУ на основание (морское дно) превышает скорость увеличения с глубиной несущей способности основания (морского дна).

3.35 **неподвижность основания** (foundation fixity): Ограничение вращения, создаваемое грунтом по отношению к башмаку опоры.

3.36 **номинальная прочность** (nominal strength): Прочность, рассчитанная для площади поперечного сечения, с учетом эффекта концентрации напряжения макрогеометрической формы компонента, частью которого является сечение, однако без учета локального эффекта увеличения напряжения от формы сечения, а также каких-либо сварных соединений, или крепежных деталей другого типа.

Примечание — См. [*2*]*, пункт 3.34.*

3.37 **номинальное напряжение** (nominal stress): Напряжение, вычисленное на площади поперечного сечения, с учетом эффекта концентрации напряжения макрогеометрической формы компонента, частью которого является сечение, однако без учета локального эффекта увеличения напряжения от формы сечения, а также каких-либо сварных соединений или крепежных деталей другого типа.

Примечания

1 При расчете номинального напряжения принимается упругая характеристика общего характера.

2 См. [*2*]*, пункт 3.34.*

3.38

нуль глубин (chart datum): Уровень условной поверхности, к которой приводят измеренные глубины при камеральной обработке материалов.

Примечание — На морях с приливами менее 50 см за данный уровень принимается средний многолетний уровень моря, на морях с приливами 50 см и более — наинизший теоретический уровень моря.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.13*]

3.39 **обязательный периодический осмотр** (special survey): Всесторонний и полный осмотр, проводимый, как правило, ежегодно, который закрывает цикл ежегодной классификации и обязательных осмотров (обследований).

Примечание — Некоторыми членами Международной ассоциации классификационных обществ (МАКО) этот осмотр также называется «осмотром для подтверждения класса судна». Период специального исследования, как правило, составляет 5—8 лет.

3.40 **оператор** (operator): Представитель компаний, арендующих площадку ведения работ.

Примечание — Оператором, как правило, является нефтяная компания, которая действует от имени совладельцев лицензии.

3.41 **оползание** (sliding): Горизонтальное перемещение башмака опоры.

3.42 **основание** (foundation): Грунт и башмак, поддерживающие опору СПБУ.

3.43 **основная (базовая) переменная** (basic variable): Одна из специфичных переменных, представляющих физические величины, характеризующие нагрузки, воздействия окружающей среды, геометрические величины и свойства материалов, включая свойства грунтов.

3.44

отказ (failure): Событие, заключающееся в нарушении работоспособного состояния элементов или систем платформы.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 54483—2021 (ИСО 19900:2013), пункт 3.36*]

3.45 **отпечаток** (footprint): Углубление на морском дне, которое остается после снятия СПБУ с площадки.

3.46 **оценка (с учетом условий площадки постановки)** (assessment; site-specific assessment): Оценка устойчивости и целостности конструкции СПБУ и, где применимо, способность ее опор к удержанию на морском дне или способность противостоять действиям, которые определены в соответствии с требованиями настоящего стандарта.

Примечание — Оценка может быть ограничена оценкой компонентов или элементов конструкции, которые при удалении или повреждении могут вызвать отказ всей конструкции, или ее важной части.

3.47 **оценочная ситуация** (assessment situation): Конфигурация СПБУ наряду с воздействием внешних факторов, которые необходимо оценить.

Примечания

1 Конфигурацию см. в 5.4.1.

2 Оценочные ситуации проверяют с учетом критериев приемки настоящего стандарта с целью демонстрации того, что предельные состояния не превышены.

3.48 **переменная нагрузка** (variable load): Нагрузка, действующая в течение всего периода эксплуатации (не включающая нагрузки окружающей среды), значение которой может изменяться.

Примечание — К переменным нагрузкам относятся:

- нагрузки, возникающие при эксплуатации, включая нагрузки от кранов, нагрузку на крюке буровой установки, нагрузки от различного балласта, вертолетов, продукции, запасов и т. д.;
- собственный вес временных конструкций и оборудования;
- нагрузки, возникающие при строительстве, транспортировке и монтаже;
- все нагрузки, связанные с движением, например нагрузки от перемещения буровой вышки;
- функциональные изменения температуры эксплуатации, которые могут вызывать нагрузки или влиять на свойства материалов.

3.49

период повторяемости (return period): Средний период времени между возникновениями события или случаями превышения какого-либо значения.

Примечание — Как правило, для природных явлений используется период повторяемости, измеряемый в годах. Период повторяемости в годах равен величине, обратной годовой вероятности превышения события.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.16*]

3.50

период спектрального пика (spectral peak period): Период максимума плотности энергии в спектре.

Примечания

1 На практике в спектре часто наблюдается более одного максимума.

2 Имеется два типа периодов максимума спектра, используемых в настоящем стандарте: истинный и кажущийся. Различие см. в А.7.3.3.5.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.15*]

3.51

поверхность морского дна (sea floor): Поверхность контакта толщи воды и грунтового основания.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.17*]

3.52

установившаяся скорость ветра (sustained wind speed): Осредненная по времени скорость ветра с определенной средней продолжительностью осреднения не менее 10 мин.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.37*]

3.53 **предварительное нагружение** (preloading): Установка башмаков опор за счет вертикального нагружения грунта под башмаком опоры СПБУ с целью обеспечения достаточной несущей способности основания (морского дна) при данной оценочной ситуации вплоть до момента времени, когда будет прилагаться и поддерживаться максимальная нагрузка.

Примечание — В то время, как СПБУ с тремя опорами нагружают путем забора водного балласта в балластные отсеки, СПБУ с четырьмя и более опорами, как правило, достигают предварительного нагружения основания (морского дна) за счет прикладывания веса понтона на пары опор попеременно. Эта процедура известна как предварительное продавливание и, в целом, не требует добавления балластной воды. В настоящем стандарте не делается различий между нагружением и предварительным продавливанием.

3.54

предельное состояние (limit state): Состояние, при котором конструкция, основание или сооружение в целом 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.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 54483—2021 (ИСО 19900:2013), пункт 3.39*]

3.55

признанное классификационное общество; ПКО (recognized classification society, RCS): Член Международной ассоциации классификационных обществ, обладающий признанными и соответствующими компетентностью и опытом по СПБУ, а также имеющий установленные правила и процедуры для классификации/сертификации таких установок, используемых в сфере деятельности, касающейся нефтяной промышленности.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 58773—2019 (ИСО 19901-7:2013), пункт 3.21*]

3.56 **протыкание** (punch-through): Быстрое, неконтролируемое движение вертикальной опоры из-за провала в твердом грунте, лежащем поверх слабонесущего грунта.

3.57 **размыв грунта** (scour): Удаление материала морского дна в основании за счет течения и волнения.

3.58 **реакция на предварительное нагружение** (preload reaction): Максимальная вертикальная реакция под башмаком опоры V_{Lo}, поддерживающим вес в воде СПБУ в ходе всей операции предварительного нагружения

Примечания

1 Вес в воде является полным весом понтона, переменной нагрузки и балласта для предварительного нагружения, плюс вес опор и башмаков опор и любой содержащейся в них воды и уменьшенный за счет плавучести в воде опор и башмаков опор (которая рассчитана на основе их внешних размеров). Плавучесть грунта и вес любой засыпки грунта поверх башмаков опор игнорируют. Необходимо учесть в расчетах вес воды, содержащейся в башмаке опоры (в некоторых случаях эта величина может быть включена в приведенный вес опоры).

2 Это максимальная реакция на башмак опоры, V_{Lo}, которая будет получена в ходе предварительного нагружения, если СПБУ установлено на бесконечно жестком основании.

3.59 **регулирующий орган** (regulator): Уполномоченный орган, созданный правительством, с целью контроля мероприятий, осуществляемых в нефтяной и газовой промышленности в рамках своей юрисдикции в отношении общей безопасности жизни и охраны окружающей среды.

Примечания

1 Термин «регулирующий орган» может включать более чем одно агентство в любых территориальных водах.

2 Регулирующий орган может назначать другие агентства, такие как морские классификационные общества, действовать от его имени, и в таких случаях термин «регулирующий орган» в настоящем стандарте будет включать такие агентства.

3 В рамках настоящего стандарта, термин «регулирующий орган» не включает в себя какое-либо агентство, ответственное за выдачу разрешений на добычу углеводородного сырья, если только такое агентство также не отвечает за безопасность и защиту окружающей среды.

4 См. [*2*], *пункт 3.40.*

3.60 **руководство по эксплуатации, руководство по морским операциям** (operating manual, marine operations manual): Руководство, определяющее эксплуатационные характеристики и функциональные возможности СПБУ.

Примечание — Специалисту, выполняющему оценку, рекомендовано убедиться в том, что руководство по операциям, на которое приведена ссылка, является последней редакцией и что предоставлены любые обновленные данные по весу.

3.61

самоподъемная плавучая буровая установка; СПБУ (jack-up): Плавучая буровая установка, оснащенная подъемными механизмами, предназначенными для установки ее корпуса в рабочем положении над поверхностью воды на колоннах, опирающихся на грунт морского дна.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 55311—2012, статья 18*]

Примечание — СПБУ входит в рабочий режим за счет опускания опор(ы) на морское дно и затем подъема понтона на необходимую высоту. Большинство самоподъемных плавучих буровых установок имеют три или более опор, каждая из которых может перемещаться независимо и которые опираются на морское дно с помощью башмаков.

3.62 **самоподъемная плавучая буровая установка с донной плитой** (mat-supported jack-up): СПБУ с опорами, которые жестко соединены с ее конструкцией таким образом, чтобы опоры поднимались/опускались синхронно.

3.63 **самоподъемная плавучая буровая установка с независимыми опорами** (independent leg jack-up): СПБУ с опорами, которые можно поднимать или опускать независимо.

3.64 **аварийная ситуация** (accidental situation): Исключительная ситуация на сооружении.

Пример — Сильное воздействие, пожар, взрыв, локальный отказ, потеря планируемого перепада давления (например, плавучести).

3.65 **смещение секций каркаса опоры;** ССКО (rack phase difference, RPD): Относительная разница (смещение положения) наружных балок, образующих каждую секцию каркаса опоры, измеренная относительно продольной оси опоры.

Примечание — Это пространственное смещение любой из секций каркаса опоры.

3.66 **собственник СПБУ** (jack-up owner): Представитель компаний, владеющих, или фрахтующих самоподъемную плавучую буровую установку.

3.67 **сопротивление грунта недренированному сдвигу** (undrained shear strength): Максимальное напряжение сдвига в состоянии текучести или при указанной максимальной деформации в недренированном состоянии.

Примечание — Текучесть — это состояние материала, в котором возникает сильная пластическая деформация при небольшом или нулевом увеличении напряжения.

3.68

состояние моря (sea state): Морские условия в период времени, когда его статистические показатели остаются примерно постоянными.

Примечание — С точки зрения статистики состояние моря не меняется существенным образом за этот период времени. Период времени, когда это условие выполняется, обычно принимается равным трем часам, хотя это зависит от конкретных погодных условий в определенный момент времени.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.25*]

3.69 **специалист по оценке** (assessor): Специалист, выполняющий оценку с учетом условий точки постановки (условий морского дна в точке постановки).

3.70 **средний уровень высокой воды сизигийного прилива** (mean high water spring tidal level): Среднеарифметическое значение всех высоких уровней воды при сизигийных приливах, измеренное за длительный период, в идеале за 19 лет.

3.71 **средний уровень малой воды сизигийного прилива** (mean low water spring tidal level): Среднеарифметическое значение всех малых уровней сизигийных приливов, измеренное за длительный период, в идеале за 19 лет.

3.72

средний уровень моря; СУМ (mean sea level, MSL): Среднеарифметическое всех значений уровня моря, измеряемого в течение длительного периода.

Примечание — В некоторых регионах могут наблюдаться сезонные изменения среднего уровня моря. Средний уровень моря может измениться через длительные периоды времени.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.30*]

3.73

средний период волны нулевого пересечения (mean zero-upcrossing period): Средний период нулевого пересечения волн (снизу вверх и сверху вниз) при каком-либо состоянии моря.

Примечание — На практике средний период волны нулевого пересечения часто рассчитывают от спектральных моментов нулевого и второго порядка волнового спектра

$$T_z = T_2 = \sqrt{m_0(f)/m_2(f)} = 2\pi\sqrt{m_0(\omega)/m_2(\omega)},$$

где f — частота в циклах в секунду (герц);

m_0 — нулевой спектральный момент, который эквивалентен σ^2 — величине отклонения соответствующих временных рядов;

m_2 — второй спектральный момент;

T_2 и T_z — средний период пересечения нулевой волны повышения водной поверхности, определяемый нулевым спектральным моментом и моментом второго порядка, ($T_2 = T_z$);

ω — частота волны в радианах в секунду.

[*Адаптировано из ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.29*]

3.74 **стохастический (вероятностный) анализ** (stochastic analysis): Анализ, при котором используют вероятностный подход для моделирования вероятностного характера представляющих интерес переменных.

Примечание — В целом, линейный вероятностный анализ может выполняться при частотном анализе данных или при исследовании данных, изменяющихся во времени, поскольку нелинейный вероятностный анализ может лишь использовать временной анализ. Настоящий стандарт не содержит вероятностный анализ в частотной области.

3.75 **структурный анализ** (structural analysis): Вычисления с целью прогнозирования поведения сооружения, как правило, по отношению к указанным нормативным требованиям.

Примечания

1 Структурные анализы выполняют на трех уровнях: глобальный анализ всей конструкции, анализ части конструкции (например, опоры), локальный анализ конструктивного элемента и локальный анализ компонента конструкции, используя различные структурные модели.

2 См. [*2*], *пункт 3.51.*

3.76 **схема приложения расчетной нагрузки** (load case): Совместимые схемы нагрузок, данные о деформациях и дефектах, рассматриваемых одновременно с постоянными воздействиями и заданными переменными воздействиями для конкретной конструкции или с целью контрольной проверки.

Примечание — См. [*2*], *пункт 3.29.*

3.77 **уровень воздействия** (exposure level): Система классификации воздействий, используемая для определения требований к конструкции на основе учета последствий для безопасности персонала, а также экологических и экономических последствий выхода из строя.

Примечания

1 Уровень воздействия 1 (L1) на СПБУ является наиболее критичным, а уровень воздействия 3 (L3) наименьшим (см. 5.5).

2 См. [*2*], *пункт 3.18.*

3.78 **установка с наклонными опорами** (slant-leg unit): Самоподъемная установка с опорами, отклоняющимися от вертикали на значительный угол.

Примечание — Угол наклона, как правило, составляет приблизительно 5°. Преимущество состоит в том, что установка ведет себя как жесткий каркас с раскосами, и, меньше, как портальная рама, с соответствующим снижением осевых сил и моментов в опоре.

3.79 **устойчивость основания** (foundation stability): Способность основания обеспечивать достаточную поддержку, чтобы основание оставалось стабильным при воздействии на него постепенно увеличивающейся деформации.

3.80 **фиксированная (постоянная) нагрузка** (fixed load): Действующая в течение всего периода эксплуатации нагрузка, отклонение которой от номинального значения незначительно.

Примечание — К постоянным нагрузкам относятся:
- собственный вес конструкции;
- вес конструкций верхнего строения и постоянного функционального оборудования;
- нагрузки, обусловленные давлением грунта;
- деформации, возникающие при строительстве;
- нагрузки, возникающие в результате усадки бетона или деформации, вызванной сваркой;
- нагрузки от внешнего гидростатического давления;
- нагрузки, возникающие от опор и/или осадки грунта;
- предварительные напряжения.

3.81

функция спектральной плотности (spectral density function), **функция плотности энергии** (energy density function), **спектр** (spectrum): Мера изменения параметра, зависящего от времени, на единичной полосе частот и единичном направленном секторе.

Примечания

1 Спектр — сокращенный вариант полного и официального названия функции спектральной плотности или функции плотности энергии.

2 Функция спектральной плотности представляет собой изменение (средний квадрат) определенного параметра, зависящего от времени, в каждой полосе частот и направленном секторе. Следовательно, спектр, как правило, записывают с двумя аргументами: один для параметра частоты и один для параметра разброса.

3 В настоящем стандарте понятие спектра применяют к волнам, ветровой турбулентности и нагрузочным эффектам (откликам), вызванным волнами или ветровой турбулентностью.

[*ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015), пункт 3.38*]

3.82

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

[*Адаптировано из ГОСТ Р 58773—2019 (ИСО 19901-7:2013), пункт 3.26*]

3.83 **экстремальное штормовое явление** (extreme storm event): Экстремальное сочетание условий ветра, волн и течения, которому может подвергнуться сооружение в период постановки на точку бурения.

Примечание — Это представляет собой сочетание гидрометеорологических условий, используемое для оценки предельных состояний по критерию прочности/несущей способности (ПСКНС) при шторме (см. 5.5.4 и 6.4).

3.84

юбка (skirt): Конструкция, размещенная на опорной части сооружения или под ней, уходящая вниз от основания и заглубляющаяся в морское дно.

[*ГОСТ Р 58772—2019 (ИСО 19901-6:2009), пункт 3.112*]

4 Обозначения и сокращения

4.1 Обозначения

В настоящем стандарте использованы следующие обозначения:

B_S — плавучесть башмака опоры в грунте ниже опорной площади, т. е. вес в воде грунта, вытесненного башмаком опоры ниже D, где D — наибольшая глубина (пенетрации) ниже дна моря максимальной опорной площади поперечного сечения башмака опоры;

C_m — коэффициент ослабления момента;

D — наибольшая глубина (пенетрации) ниже дна моря максимальной опорной площади поперечного сечения башмака опоры;

D_e — эквивалентный набор инерционных воздействий, представляющих динамические экстремальные результаты шторма, или результаты движения грунта из-за землетрясений;

E_e — гидрометеорологические воздействия из-за экстремального штормового явления;

f_{FD} — расчетный коэффициент усталостного повреждения;

F_d — расчетный вариант нагрузки при проведении оценки;

F_H — горизонтальная сила, приложенная к башмаку опоры в результате применения схемы приложения расчетной нагрузки при проведении оценки (см. 8.8);

F_V — суммарная вертикальная сила, воздействующая на грунт под башмаком опоры в результате применения схемы приложения расчетной нагрузки F_d при проведении оценки (см. 8.8);

G_F — воздействия за счет фиксированной нагрузки, расположенной таким образом, чтобы адекватно представлять их вертикальное и горизонтальное распределение;

G_v — воздействия за счет максимальной/минимальной переменной нагрузки, при необходимости расположенный в месте наиболее тяжелого центра тяжести применительно к рассматриваемым конфигурациям;

$K_{КДУ,СЛУЧ}$ — динамический коэффициент усиления из (вероятностного) анализа случайных волн во временном интервале ($K_{DAF, RANDOM}$);

$K_{КДУ,СОСС}$ — динамический коэффициент усиления КДУ (DAF) из представления (отображения) динамического режима с одной степенью свободы ($K_{DAF, SDOF}$);

L_{AE} — длина вектора от указанной исходной точки до результата воздействия;

L_{IS} — длина вектора от той же исходной точки до факторизованной (с учетом коэффициентов) поверхности взаимодействия;

M_{OTM} — опрокидывающий момент за счет факторизованных (с учетом коэффициентов) воздействий;

N — количество циклов до выхода из строя (отказа) из-за усталостных напряжений с постоянной амплитудой в заданном диапазоне;

Q_H — максимальная горизонтальная несущая способность основания (морского дна);

R — факторизованное (с учетом коэффициентов) сопротивление;

$R_{d,OTM}$ — факторизованный (с учетом коэффициентов) стабилизирующий момент;

$R_{r,OTM}$ — репрезентативный стабилизирующий момент;

U — коэффициент использования;

$U_{S,pl}$ — коэффициент использования предварительной нагрузки;

$U_{S,sl}$ — коэффициент использования сопротивляемости основания (морского дна) к сползанию (скольжению);

$U_{S,vhm}$ — коэффициент использования вертикальной и горизонтальной несущей способности основания (морского дна);

V_{Lo} — максимальная вертикальная реакция (сила противодействия) под башмаком, которая считается необходимой для поддержки веса в воде самоподъемной плавучей буровой установки (СПБУ) в ходе всей операции предварительного нагружения[1)];

V_{st} — вертикальная реакция (сила противодействия) под башмаком опоры при выполнении схемы приложения расчетной нагрузки в процессе проведении оценки[2)];

$W_{BF,A}$ — вес в воде засыпки, возникающий после применения и удержания максимального предварительного нагружения;

$W_{BF,o}$ — вес в воде слоя, покрывающего верх башмака, от засыпки в ходе предварительного нагружения;

$\gamma_{f,D}$ — частный коэффициент надежности для инерционных нагрузок, возникающих при динамическом отклике;

---

1) Это не несущая способность грунта. См. 3.58.

2) См. 8.8. Включает эффекты веса опоры и подъемной силы воды, но исключает эффекты засыпки и подъемной силы грунта под понтоном.

$\gamma_{f,E}$ — частный коэффициент надежности для гидрометеорологических и сейсмических нагрузок (воздействий);

$\gamma_{f,G}$ — частный коэффициент надежности по нагрузке для постоянных нагрузок;

$\gamma_{f,V}$ — частный коэффициент надежности по нагрузке для переменных нагрузок;

$\gamma_{R,H}$ — частный коэффициент надежности для прочности системы фиксации;

$\gamma_{R,Hfc}$ — частный коэффициент сопротивления для горизонтальной несущей способности основания (морского дна);

$\gamma_{R,OTM}$ — частный коэффициент сопротивления для стабилизирующего момента;

$\gamma_{R,PRE}$ — частный коэффициент сопротивления для предварительного нагружения;

$\gamma_{R,S}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности башмака опоры;

$\gamma_{R,VH}$ — частный коэффициент сопротивления для несущей способности основания (морского дна).

4.2 Сокращения

В настоящем стандарте использованы следующие сокращения:

БПУК — боковая потеря устойчивости при кручении;

ВВВ — вибрация, вызванная вихреобразованием;

ГС — горизонтальная сила в основании сооружения из-за движения грунта;

ЗАУ — землетрясение аномального уровня;

ЗЭУ — землетрясение экстремального уровня;

ИГЭ — инженерно-геологический элемент;

КП — коэффициент переуплотнения;

КРС — капитальный ремонт скважины;

КСР — категория сейсмического риска;

КЭ — конечный элемент;

МСП — Морские сооружения промысловые;

НВМЗ — наиболее вероятное максимальное значение;

НВМКЗ — наиболее вероятное максимальное крайнее значение;

НГ — нуль глубин;

НСП — непрерывное сесмоакустическое профилирование;

ОМ — опрокидывающий момент;

ПАДУ — подводный аппарат с дистанционным управлением;

ПКО — признанное классификационное общество;

ППР — предел прочности при растяжении;

ПРВ — плотность распределения вероятностей;

ПСКАВ — предельное состояние по критериям аномальных воздействий и аварийных ситуаций;

ПСКУП — предельное состояние по критериям усталостной прочности;

ПСКЭП — предельные состояния по критериям эксплуатационной пригодности;

ПТКПЭ — программа технического контроля в процессе эксплуатации (с учетом особенностей проекта);

ПУКНУ — проектирование с учетом коэффициентов нагрузки и устойчивости;

ПФГС — передаточная функция горизонтальной силы (в основании сооружения);

РДН — расчет по допустимым напряжениям;

СОСС — система с одной степенью свободы;

ТУ — тропический ураган;

УСВ — уровень спокойной воды;

API — Американский институт нефти (American Petroleum Institute).

5 Общие вопросы

5.1 Общие положения

5.1.1 Компетентность

В соответствии с положениями настоящего стандарта оценка (устойчивости и целостности конструкции СПБУ) должна выполняться только специалистами по оценке, получившими соответствующие знания в процессе теоретической и практической подготовки, имеющими опыт работы в соответствующих дисциплинах.

5.1.2 Планирование

Процедуре оценки конкретной площадки установки обязательно предшествует надлежащее планирование. Планирование должно включать определение всех оцениваемых условий установки и описания критериев, на которых основывается оценка, в соответствии с общими требования, указанными в *ГОСТ Р 54483*, в той степени, в которой они подходят для СПБУ.

5.1.3 Оценка условий и ее критерии

При оценке условий установки СПБУ необходимо учитывать предельный и рабочий режимы работы, так как особенности работы установки в критических условиях не всегда очевидны. Эксперт должен использовать данные о местных гидрометеорологических условиях, сейсмичности и геотехнике для соответствующего проведения оценки. Оцениваемые условия установки и критерии оценки вместе указаны далее в настоящем стандарте. Они образуют единое целое и рассматриваются в совокупности.

Для передвижных морских буровых установок, работающих в регионах, подверженных воздействию морского льда и айсбергов, требования настоящей части стандарта дополняют положениями, касающимися воздействия льда и процедур контроля над ледовой обстановкой, которые приведены в [*1*].

Для оценки применяют факторы, влияющие на условия установки, указанные в данном стандарте. При отсутствии данных о вероятности совместного воздействия различных факторов (к примеру, ледовое воздействие совместно с другими факторами) в отношении сопутствующих воздействий допускается использовать факторы, приведенные в [*1*].

5.1.4 Отчетность

Эксперту по оценке необходимо подготовить отчет, в котором обобщают входные данные, допущения и выводы по оценке. Рекомендуемое содержание приведено в приложении G.

5.1.5 Нормативные акты

В каждой стране могут быть собственные нормативные акты в отношении морских операций. Оператор и владелец СПБУ отвечают за соблюдение соответствующих правил и положений, в зависимости от условий площадки и типа проводимых операций.

5.2 Подход к оценке

В данном подразделе приведены общий обзор необходимых данных, методика оценки и критерии приемки. Блок-схема для оценки экстремального шторма показана на рисунке *1*. В приложении A приведены дополнительные информация и указания, включая подробную методику расчетов. В приложении B приведены частные коэффициенты для их использования в оценке. В приложениях C — F приведена вспомогательная информация или альтернативные методики расчетов. В приложении G содержится список рекомендуемого содержания отчета по оценке. В сопутствующем техническом отчете, (см. [3]), приведена фоновая информация по некоторым рекомендациям, изложенным в приложениях, а также подробный расчет образца. Для проведения оценки возможно использование иных подходов при соблюдении условия, что они продемонстрировали способность обеспечивать уровень структурной надежности, эквивалентный или превосходящий уровень, который подразумевается в данном стандарте.

Оценка СПБУ может быть выполнена на различных уровнях сложности, в соответствии с описанием в перечислениях a), b) и c) (в порядке увеличения сложности). Цель оценки — продемонстрировать, что установка соответствует критериям приемки раздела 13. Если указанная цель достигнута на определенном уровне сложности, отсутствует необходимость рассмотрения установки на более высоком уровне сложности. Во всех случаях адекватность (соответствие условиям) основания (морского дна) должна оцениваться по уровню, приведенному в перечислениях b) или c).

a) Сравнение оцениваемых условий установки с проектными условиями или другими оценками, которые определены настоящей частью стандарта.

b) Выполнение расчетов в соответствии с простыми методами (например, закрепленное основание, динамический режим с одной степенью свободы СОСС), которые приведены в этом стандарте.

При наличии возможности сравнение результатов с результатами существующих более подробных/сложных методов (например, модель секущей или модель взаимодействия основания при сдвиге, пространственно-временная динамика).

c) Выполнение подробных расчетов в соответствии с более сложными методами (например, модель секущей или модель взаимодействия основания при сдвиге, пространственно-временная динамика), которые приведены в данном стандарте.

5.3 Выбор предельных состояний

В *ГОСТ Р 54483* приведено разделение предельных состояний на четыре категории. Указанное деление приведено ниже. Обычная ситуация при оценке СПБУ подразумевает только необходимость оценить ПСКНС с учетом условий площадки постановки.

1) Предельное состояние по критериям прочности/несущей способности (предельное состояние первой группы) (ПСКНС)

Оценка состояния морского дна должна включать в себя ПСКНС применительно к оцениваемым ситуациям, включая экстремальные сочетания гидрометеорологических воздействий и связанные с ними воздействия от веса сооружения в штормовом режиме. Сейсмические воздействия также следует рассматривать в сочетании с соответствующими действиями в условиях рабочего (эксплуатационного) режима с учетом воздействия от веса сооружения. Тем не менее, оценка сейсмических воздействий необходима только в некоторых регионах земного шара. Применимые частные коэффициенты воздействия и сопротивления для ПСКНС и уровня воздействия должны соответствовать приложению В. В ПСКНС целостность конструкции не должна нарушаться, но допускается некритичное (для безопасности) повреждение вторичных конструкций СПБУ.

Условия ПСКНС следует оценивать для СПБУ в самом критичном рабочем положении (увеличенной нагрузкой на палубе, количеством жидких и сухих запасов в емкостях, выдвинутым кантиливером и неравномерными нагрузками на опорные колонны), когда гидрометеорологические условия ПСКНС следующие:

- условия находятся в заданных пределах ПСКЭП для СПБУ (т. е. гидрометеорологические условия менее серьезные, чем условия, которые определены для штормового режима с поднятым понтоном СПБУ); или
- внезапно возникшие штормовые условия, которые не были предсказаны заблаговременно для того, чтобы успеть перевести СПБУ в штормовой режим (например, шквальный ветер).

Особенно важен учет режима работы, когда совокупные воздействия близки к реакции башмака опорной колонны при предварительном нагружении и небольшое дополнительное воздействие, вызванное гидрометеорологическими условиями, может стать причиной существенной дополнительной пенетрации (погружения опорных колонн в грунт).

Аналогичным образом для СПБУ, когда в руководстве по эксплуатации допускается увеличение или перераспределение переменной нагрузки при условии пониженных метеоусловий [рабочий (эксплуатационный) режим, номограммы и т. д.], специалист должен выполнить оценку ПСКНС, используя данные о фактических гидрометеорологических условиях, связанные с соответствующим воздействием силы тяжести в штормовом режиме. При использовании номограммы должен оцениваться широкий набор факторов, применимых к оценке СПБУ с учетом условий площадки постановки (например, экстремальное штормовое условие и одно или несколько менее суровых гидрометеорологических условий).

Примечание — Ситуации, указанные выше, часто можно встретить в более благоприятных районах, где гидрометеорологические условия ПСКНС находятся в определенных пределах ПСКЭП для СПБУ и не превышают границы для перехода СПБУ в штормовой режим с поднятым понтоном СПБУ.

2) Предельное состояние по критериям эксплуатационной пригодности (предельное состояние второй группы) (ПСКЭП)

ПСКЭП, как правило, характеризуется ограничениями, указанными в руководстве по эксплуатации, что означает отсутствие однозначной необходимости их оценки. Исключение составляет случай, когда требования по эксплуатационной конфигурации для оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки выходят за рамки указанных ограничений. Необходимо учитывать, что требования, указанные в пункте а), применяются всегда.

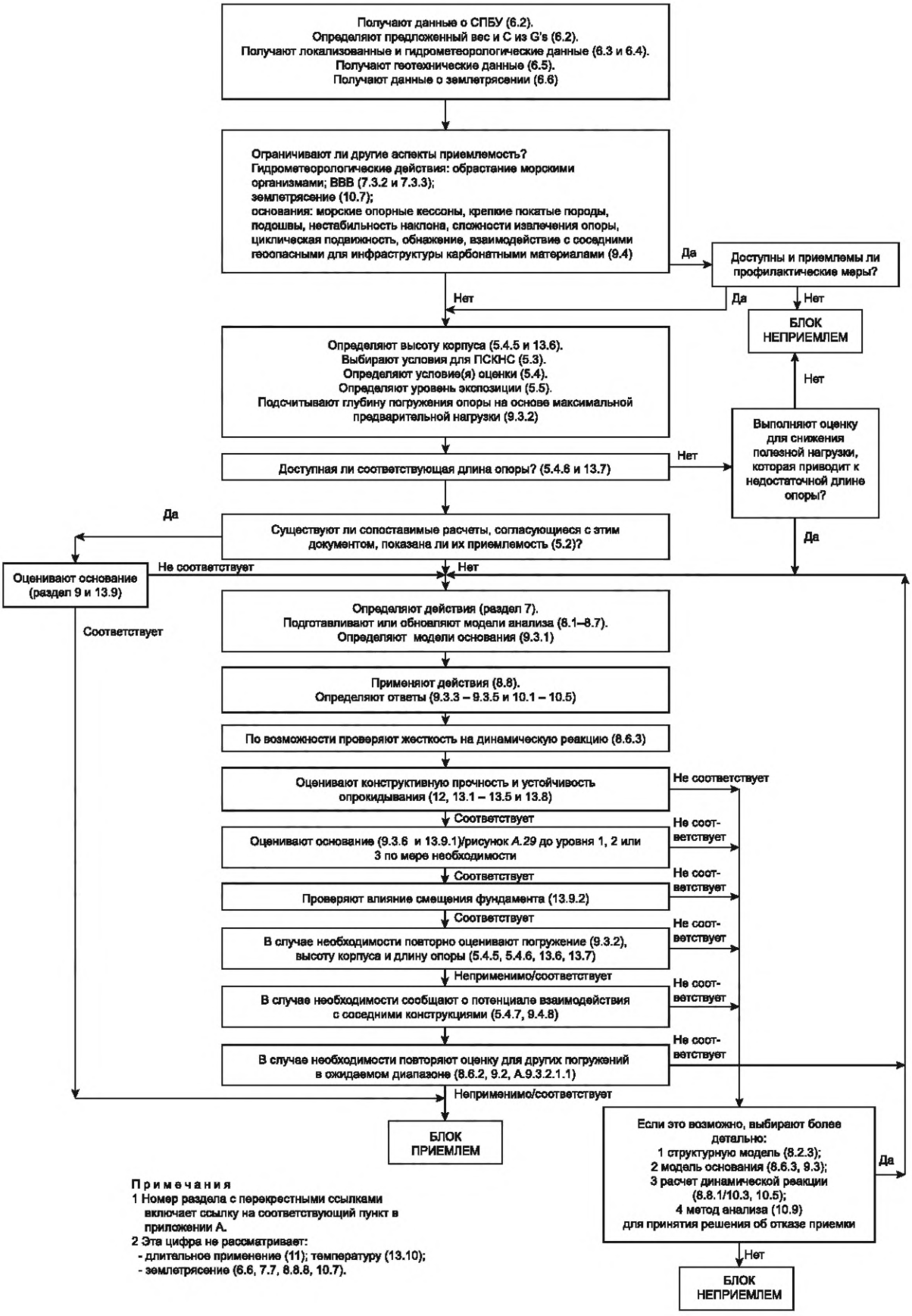


Рисунок *1* — Блок-схема общей оценки экстремального шторма

3) Предельное состояние по критериям усталостной прочности (ПСКУП)

ПСКУП, как правило, рассматривается на стадии проектирования, вследствие чего отсутствует необходимость оценивать сопротивление усталости в каждом конкретном случае, если только СПБУ не устанавливается для выполнения длительных операций (см. раздел 11).

4) Особое предельное состояние или предельное состояние по критериям аномальных воздействий и аварийных ситуаций (ПСКАВ)

ПСКАВ, как правило, рассматривается на стадии проектирования, вследствие чего отсутствует необходимость рассматривать его при оценке установки, если только не существует исключительных рисков при рассматриваемой оценке СПБУ с учетом условий площадки постановки (например, когда необходимо выполнить анализ ЗАУ).

5.4 Определение оцениваемых ситуаций

5.4.1 Общие положения

СПБУ допускается использовать в различных режимах на одной и той же площадке (например, режим установки на точку или снятия с точки, рабочий режим, режим выживания или экстремального нагружения). В каждом режиме СПБУ может находиться в эксплуатационной конфигурации или конфигурации выживания при шторме. Когда рассматривается более одной конфигурации, то различия (например, изменение высоты подъема понтона СПБУ, которое требуется для каждой конфигурации, передвижение консоли к центру понтона на время шторма, снижение переменной палубной нагрузки) должны учитываться при оценке. Необходимо выполнять также оценку целесообразности любого требуемого изменения конфигурации; соответствующие допущения должны применяться при оценке расчетов. Любые необходимые ограничения по выполнению операций должны также учитываться при выполнении рабочих процедур. Оценка ситуации должна быть выполнена с учетом сочетания режима, конфигурации и предельного состояния.

Когда расчеты показывают, что оцениваемая ситуация не соответствует надлежащим критериям оценки, то форма оценки может быть скорректирована таким образом, чтобы обеспечить ее приемлемость для данной ситуации, при условии, что любые результирующие отклонения от стандартной инструкции по эксплуатации СПБУ практически достижимы, документально оформлены и доведены до сведения руководства экипажа владельцем СПБУ и, в случае целесообразности, доведены до сведения оператора. В качестве альтернативы могут быть рассмотрены гидрометеорологические данные применительно к сезону(ам) выполнения операций.

5.4.2 Точка реакции и жесткость основания

Предполагаемая точка реакции башмака опоры должна быть задокументирована в отчете по оценке. Опоры СПБУ в нормальных условиях должны быть закреплены в точке реакции. Любое отклонение от этого допущения должно быть определено.

Примечание — Допущение об устойчиво закрепленных опорах является консервативным подходом в отношении к изгибающему моменту, действующему на опору в месте ее соединения с понтоном СПБУ; см. 8.6.3.

5.4.3 Угол подхода экстремального штормового явления

Критические углы подхода экстремального штормового явления к СПБУ, как правило, различны для условий разных проверок, которые должны быть выполнены (например, предел устойчивости против опрокидывания). Для каждой проверки используют критическое направление ветра именно для данной проверки.

5.4.4 Грузы и центр тяжести

При оценке каждого предельного состояния и каждой конфигурации должны использоваться соответствующие величины и положение постоянных и переменных нагрузок. Соотношение размеров и положения нагрузок должны учитываться при определении положения грузов и центров тяжести, используемых в оценке.

В тех случаях, когда расположение консоли, подвышечного основания и т. п. или высоты корпуса различаются в рабочем (эксплуатационном) положении и в положении в режиме штормового выживания, следует установить целесообразность внесения изменений, необходимых для перехода в положение режима штормового выживания.

5.4.5 Высота подъема понтона (клиренс)

Высота подъема понтона над уровнем моря (отметка низа конструкции верхнего строения) должна располагаться на таком уровне, чтобы обеспечивался соответствующий воздушный зазор с учетом следующих факторов:

- глубина моря;
- прилив;

- ветровой нагон уровня моря;
- высота гребня экстремальной волны;
- характер взаимодействия конструкции и волн;
- первоначальная и долговременная осадка и крен;
- многолетние колебания уровня моря;
- высота ледовых образований;
- возможное оседание морского дна в процессе эксплуатации месторождения.

Любую конструкцию верхнего строения или трубную обвязку, находящуюся в зоне воздействия указанных факторов, необходимо проектировать с учетом вызываемых ими нагрузок. Высота подъема понтона должна соответствовать требованиям, изложенным в 13.6.

5.4.6 Запас длины опоры

Специалист, выполняющий оценку, должен определить необходимый запас длины опоры выше верхних направляющих на случай возникновения любой непредвиденной ситуации независимо от предполагаемой пенетрации для обеспечения запаса длины опор при осадке или размыве под башмаками опор. Требования по запасу длины опоры указаны в 13.7.

5.4.7 Смежные конструкции

Необходимо должным образом оповещать о возможности взаимодействия СПБУ с любыми находящимися рядом конструкциями. Аспекты такого взаимодействия, требующие внимания и рассмотрения оператора, включают в себя воздействие башмаков опор СПБУ на основание смежной металлоконструкции и влияние относительных перемещений на обсадные колонны скважины, буровое оборудование и устьевое оборудование скважины (райзеры, соединители, фланцы и т. п.).

5.4.8 Достоверность

Оценка основывается на определении условий на площадке. В некоторых случаях может быть обнаружено, что реальные условия не соответствуют сделанным допущениям, например пенетрация опорных колонн, эксцентриситет башмака опоры, ориентация и наклон опоры. В других случаях влияние таких факторов, как большие зазоры направляющих и чувствительность к ССКО, не может быть надлежащим образом количественно определено до начала постановки СПБУ. Во всех таких случаях достоверность оценки должна быть подтверждена сразу после постановки СПБУ.

Примечание — ССКО, как правило, является хорошим индикатором степени эксцентриситета и приемлемости влияния результирующих воздействий, когда СПБУ установлено в рабочем положении.

5.5 Уровни воздействия

5.5.1 Общие положения

СПБУ можно разделить на категории в зависимости от уровней воздействия, для того чтобы определить критерии их использования, которые соответствуют конкретному предназначению установки. Уровни определяют в зависимости от категорий последствий воздействий.

Категория последствий для безопасности персонала учитывает персонал на СПБУ и вероятность его успешной эвакуации до возникновения экстремального шторма.

Категория последствий учитывает потенциальный риск для жизни персонала при реагировании на какое-либо происшествие, потенциальный риск ущерба окружающей среде и потенциальный риск экономических потерь.

5.5.2 Категории безопасности персонала

Категория, учитывающая последствия для безопасности персонала (S1, S2 или S3), должна определяться владельцем СПБУ перед началом оценки.

Выбор категории S2 или S3 согласовывается с оператором и, при необходимости, с регулирующими органами. Соответствие реальной ситуации общим определениям категорий безопасности персонала S2 или S3 требует определенной квалификации.

а) S1 — с неэвакуируемым персоналом

Категория «с неэвакуируемым персоналом» относится к ситуации, когда на СПБУ (или смежной металлоконструкции, которая может пострадать из-за выхода из строя СПБУ) постоянно находится персонал и при которой эвакуация персонала перед наступлением экстремального штормового явления либо не предусмотрена, либо нецелесообразна.

СПБУ должна быть отнесена к категории S1, если только на протяжении периода операций на оцениваемой площади не применяются требования, предъявляемые к S2 или к S3.

СПБУ должна быть отнесена к категории S1 при оценке сейсмических событий.

b) S2 — с эвакуируемым персоналом

Категория «с эвакуируемым персоналом» относится к СПБУ, на которых в нормальных условиях находится персонал, за исключением периода, в который прогнозируется экстремальное штормовое явление. СПБУ может быть отнесена к категории S2, только если:

1) надежное прогнозирование экстремального штормового события с технической и операционной точки зрения выполнимо, и погодные условия с момента получения прогноза до возникновения экстремального штормового явления не препятствуют эвакуации;

2) имеются документально оформленные планы получения прогноза и выполнения эвакуации до наступления экстремального штормового явления;

3) с момента получения прогноза о наступлении экстремального штормового явления имеется достаточное время и ресурсы для безопасной эвакуации всего персонала с СПБУ (и любой смежной конструкции, на которую может повлиять выход из строя СПБУ), с надлежащим учетом всех других потребностей во времени и ресурсах (например, эвакуация персонала с других платформ в регионе).

c) S3 — без персонала

Категория S3 относится к СПБУ, на которых персонал находится только в момент проведения периодических инспекций, техобслуживания и переоснащения. СПБУ может быть отнесено к категории S3, только если:

1) посещения СПБУ выполняются с целью проведения специальных плановых инспекций, техобслуживания или операций по переоснащению СПБУ;

2) не предполагается, что очередное посещение продлится (как правило) более 24 ч в период климатических сезонов с неблагоприятными погодными условиями;

3) критерии эвакуации S2 для СПБУ с эвакуируемым персоналом соблюдены;

4) СПБУ в этой категории часто также называется «обычно без персонала».

5.5.3 Категории последствий

Факторы, которые необходимо учитывать при определении категории последствий воздействий:

- опасность для жизни персонала, находящегося на или вблизи СПБУ, привлеченного к реагированию на любые последствия отказа СПБУ, исключая персонал, являющийся частью нормального экипажа СПБУ;
- ущерб окружающей среде;
- ожидаемые материальные потери владельца СПБУ, оператора, отрасли и/или других сторонних лиц, а также общества в целом.

Примечания

1 Приведенная классификация включает риск смертельных исходов для персонала, не являющегося регулярным персоналом СПБУ и персоналом любой соседней платформы, которая может пострадать из-за выхода из строя СПБУ. Основным фактором для классификации в категории последствий является ущерб окружающей среде или обществу (например, ситуация, когда сообщество/страна/государство несет значительные убытки в результате остановки производства). Классификация основывается на том допущении, что владелец СПБУ и оператор согласны с тем, что категории экономических последствий удовлетворяют их возможности противостоять риску.

2 Предполагаемые потери отражают стоимость установки цементных мостов и ликвидации скважин на поврежденных объектах.

Применяемая категория последствий должна быть определена владельцем СПБУ до начала оценки и должна быть согласована с оператором и (если это необходимо) регулирующим органом и оператором(ами) соседних объектов. Признается, что сопоставление фактических ситуаций с общими определениями категорий последствий требует квалифицированной оценки и предусматривает определенную для таких случаев степень компетентности.

a) Категория C1 значительных последствий

Категория значительных последствий относится к СПБУ, где ее отказ является потенциальной причиной значительного риска для персонала аварийного реагирования и/или значительных последствий для окружающей среды, и/или экономических потерь.

Если вышеуказанные условия отсутствуют, то СПБУ в нормальных условиях должна быть отнесена к категории C2 или C3.

Примечания

1 Соседние объекты (платформа КРС, местные платформы, транспортные коммуникации и т. п.) находятся достаточно близко к площадке установки СПБУ, вследствие чего имеется высокая вероятность взаимного воздействия, если произойдет разрушение СПБУ или смещение СПБУ с места. Несмотря на то, что формально такие последствия могут быть отнесены к более высокой категории, чем в ситуации специфической операции, которую

выполняет оцениваемая СПБУ, на практике они в редких случаях действительно относятся к категории значительных последствий. В большинстве случаев повреждение объекта не приводит к существенному уменьшению производительности или добычи углеводородов, а также если объект имеет защиту, удовлетворяющую требованиям С2 или С3.

2 Примером значительных последствий является также возможность существенного непреднамеренного выброса углеводородов из скважин(ы) или из соседних объектов основных транспортных коммуникаций и/или хранилищ.

3 Если остановка добычи углеводородов не планируется или не считается целесообразной в период перед возникновением экстремального штормового явления, на оцениваемой площади могут возникнуть значительные последствия.

4 Все сейсмические события считаются событиями со значительными последствиями с учетом аспекта безопасности персонала, см. категорию S1 в 5.5.2, перечисление а).

b) Категория С2 умеренных последствий

Категория умеренных последствий относится к СПБУ, где добыча углеводородов на СПБУ, а также на каком-либо соседнем объекте прекращается во время экстремального штормового явления. СПБУ может быть отнесена к категории умеренных последствий только при соблюдении всех следующих требований:

1) все скважины, которые могут самопроизвольно фонтанировать в случае повреждения металлоконструкций или основания, оборудованы полностью функциональными средствами надежной герметизации скважины для предотвращения такого фонтанирования. Такие средства должны быть изготовлены, испытаны и смонтированы в соответствии с применимыми спецификациями;

2) возможность фонтанирования должна учитываться как результат выхода из строя любой части системы, включая райзер/направление;

3) объем хранения нефти ограничен технологическим оборудованием и промежуточными емкостями для перекачки по трубопроводу;

4) трубопроводы, на которые может повлиять выход из строя СПБУ, защищены от выброса углеводородов либо посредством технологического и нагнетательного режима, либо с помощью запорной арматуры, либо внутрискважинными предохранительными клапанами, расположенными на глубине, на которой они не будут повреждены в случае выхода из строя СПБУ;

5) выход из строя СПБУ оценивается как вызывающий умеренные или незначительные последствия для любого комплекса на СПБУ или объекта, рядом с которым установлена СПБУ.

c) Категория С3 незначительных последствий

Категория незначительных последствий относится к СПБУ, эксплуатируемым:

1) на площадках, чистых ото льда, без поверхностной или подводной инфраструктуры;

2) в режиме КРС или режиме добычи с низким дебитом, а также в ситуации, когда добыча прекращается в период экстремального штормового события.

Установки данной категории могут поддерживать добычу продукции, которая поступает с СПБУ и внутрипромысловых трубопроводов низкой пропускной способности. Категория незначительных последствий С3 может быть отнесена к СПБУ только при выполнении всех следующих требований:

- все скважины, которые могут самопроизвольно фонтанировать в случае повреждения металлоконструкций или основания, оборудованы полностью функциональными средствами надежной герметизации скважины для предотвращения такого фонтанирования. Такие средства должны быть изготовлены, испытаны и смонтированы в соответствии с применимыми спецификациями. Возможность фонтанирования должна учитываться как результат выхода из строя любой части системы, включая райзер/направление;

- объем хранения нефти ограничен технологическим оборудованием;

- трубопроводы, на которые может повлиять выход из строя СПБУ, защищены от выброса углеводородов либо посредством технологического и нагнетательного режима, либо с помощью запорной арматуры, либо внутрискважинными предохранительными клапанами, расположенными на значительном расстоянии (глубине), на которой они не будут повреждены в случае выхода из строя СПБУ;

- выход из строя СПБУ оценивается как вызывающий средние или незначительные последствия для любого комплекса на СПБУ или объекта, рядом с которым СПБУ установлена.

5.5.4 Определение уровня воздействия

Уровень воздействия определяется через сочетание условий категорий безопасности жизни с условиями категорий последствий. При этом уровень воздействия при комбинации двух категорий определяется по наиболее ограничивающей категории. Комбинация трех категорий безопасности жизни с тремя категориями последствия образуют три уровня воздействия в девяти сочетаниях рассмотренных категорий. Результаты подразделения по трем уровням воздействия приведены в таблице *1*.

Уровень воздействия, применимый к СПБУ, должен быть определен владельцем СПБУ до начала оценки и при необходимости должен быть согласован с регулирующим органом и оператором, а также органом и оператором(ами) соседних объектов.

Для оценки экстремальных штормовых явлений уровни воздействия см. в таблице *1*.

Таблица *1* — Определение уровня воздействия

Категория «безопасность персонала»	Категория последствий		
	C1 (значительные последствия)	C2 (умеренные последствия)	C3 (незначительные последствия)
S1 с неэвакуируемым персоналом	L1	L1	L1
S2 с эвакуируемым персоналом	L1	L2	L2
S3 без персонала	L1	L2	L3

Следующие положения применяют к уровням L1, L2 и L3:

- L1: СПБУ с неэвакуируемым персоналом по категории C1 должна оцениваться либо по результатам наблюдений независимых экстремальных значений за период 50 лет с коэффициентом частоты воздействия 1,15, либо по гидрометеорологическим данным обобщенной вероятности за период 100 лет с коэффициентом частоты воздействия 1,25 (см. 8.8.1 и приложение В);
- L2: СПБУ с эвакуируемым персоналом должна оцениваться по результатам наблюдений независимых экстремальных значений за период 50 лет или гидрометеорологическим данным обобщенной вероятности за период 100 лет, которые могут возникнуть в районе работ до начала эвакуации, на которую может повлиять явление (например, возникающий один раз в 50 лет внезапный ураган с прогнозом за 48 ч в районах с циклонами). В оценке должны использоваться коэффициенты, применимые к L1.

Вариант без персонала после эвакуации также должен рассматриваться по критериям, согласованным между владельцем СПБУ и оператором:

- L3: Критерий уровня воздействия для категории без персонала с незначительными последствиями (выживаемость) должен быть согласован между владельцем СПБУ и оператором.

В случае возникновения землетрясения СПБУ должна быть оценена по уровню воздействия L1 с тщательным отбором данных для ПСКНС, а также с учетом сейсмических событий за последние 1000 лет.

5.6 Аналитические инструменты

Большинство аналитических процедур и расчетов, описанных в этой части стандарта, как правило, выполняют с помощью компьютерных инженерных инструментов. Многие из этих инструментов, а именно программы структурного анализа, состоят из признанного коммерческого программного обеспечения. В случае их использования опытными и хорошо обученными операторами эти инструменты считаются пригодными для их стандартных областей применения. Предполагается, что за указанные комплексы программного обеспечения, проведение всех необходимых процедур подтверждения их пригодности для стандартных областей их применения отвечает их разработчик, и что он может документально подтвердить прохождение этих процедур. При этом следует иметь в виду, что многие из этих комплексов программного обеспечения не рассматривают конкретно специфические аспекты СПБУ, такие как пространственно-временная динамика, основания, влияние больших перемещений и соответствующие проверки программного обеспечения.

В случаях использования инновационных аналитических подходов и технических решений вместе с коммерческими программными продуктами или в случаях применения программного обеспечения собственного производства, предполагается, что специалист, проводящий оценку, должен проверить соответствие используемой методологии и алгоритмов решению задач определенного типа.

6 Данные для постановки самоподъемной плавучей буровой установки на площадку

6.1 Условия применения

В разделе 6 описаны данные, которые необходимы для выполнения оценки. В настоящем стандарте месторождение представляет собой общую территорию, где СПБУ предстоит выполнять операции. Площадка — это конкретное положение/ориентация СПБУ в пределах месторождения.

Данные по площадке, как правило, являются частью данных о месторождении. Данные, которые должны быть включены в отчет по оценке, перечислены в приложении G, которое допускается использовать как контрольный перечень.

6.2 Данные по самоподъемной плавучей буровой установке

Данные по СПБУ, которые необходимы для выполнения оценки, включают следующее:

- тип СПБУ;
- длина опор, установленных на СПБУ;
- последняя редакция чертежей, спецификаций и руководства по эксплуатации;
- данные по прочности, жесткости и работе соединения опоры с понтоном;
- предполагаемый вес в порожнем состоянии, переменная нагрузка и центры тяжести для каждой конфигурации, с учетом любых изменений, которые не включены в последнюю редакцию руководства по эксплуатации;
- величина предварительного нагружения (после набора балласта) или возможность продавливания (задавливания) башмаков опорных колонн в грунт;
- несущая способность башмака опоры, например реакции грунта и распределение опорного давления башмака опоры, используемое в расчетных вариантах;
- расчетные параметры, включая, где применимо, ограничения ССКО и любые предлагаемые отклонения от предназначенной операции;
- подробная информация по соответствующим модификациям.

6.3 Эксплуатационные данные и данные по площадке

Данные по площадке должны включать координаты площадки, рельеф морского дна и глубину моря по отношению к однозначно определенному нулю глубин (например, значение НВУМ (по астрономическим причинам) или теоретический НГ. Следует иметь в виду, что навигационные карты, используемые для обеспечения судоходства, часто недостаточно точны для определения глубины моря при постановке СПБУ.

На площадках, где расположены СПБУ, необходимо получить у оператора схемы СПБУ, данные о высоте подъема понтона над уровнем моря или необходимые зазоры понтона над платформой, а также курс постановки СПБУ и другие сопутствующие данные.

Специалист, выполняющий оценку, может использовать гидрометеорологические данные по превалирующим направлениям ветров для оптимизации курса СПБУ. Когда в оценке используются такие гидрометеорологические данные, должен быть указан курс постановки СПБУ.

Данные, предоставляемые оператором, должны включать предлагаемый режим использования (бурение, добыча, размещение персонала и т. п.), а также количество и типоразмер каких-либо поддерживаемых обсадных колонн (райзеров или направлений). Должны быть предоставлены данные по категории безопасности персонала, а также последствий для соседнего объекта на период, пока СПБУ находится на площадке.

6.4 Гидрометеорологические данные

Чрезвычайно важно получить соответствующие гидрометеорологические данные для площадки с подтверждением их качества. Следующие данные по конкретной площадке должны быть получены от оператора или от имени оператора:

a) глубина моря (НВУМ или НГ);

b) приливы или максимальная высота нагонных волн;

c) данные по волнению:

1) высота значимой волны и максимально возможный период волны (указывается истинный или кажущийся, как описано в А.7.3.3.5),

2) максимальная высота волны и связанный с ней период волны (указывается истинный или кажущийся, как описано в А.7.3.3.5),

3) высота аномального гребня волны (см. А.6.4.2.4);

d) скорость и направление течения;

e) скорость и направление ветра.

Перечень гидрометеорологических данных приведены также в таблице А.3.

Перечисленные выше данные могут быть достаточными, но в каждом конкретном случае могут потребоваться и иные сведения, такие как:

- обрастание подводных металлоконструкций (водорослями, моллюсками);

- обледенение;
- наименьшая суточная температура воздуха и т. п.

Преобладающие направления ветра, волн и течения могут учитываться, если имеются достоверные данные. Для показательного анализа коэффициенты кинематики волн могут использоваться для учета направленного рассеяния энергии волн, а также расположения опор СПБУ; см. А.6.4.2.3.

Общая информация по гидрометеорологическим данным приведена в *ГОСТ Р 57148*. А подробное описание необходимых гидрометеорологических данных для оценки состояния морского дна для постановки СПБУ с учетом местных условий приведены в А.6.4.

Для оценки СПБУ необходимо использовать гидрометеорологические данные с периодом повторяемости либо 50 лет для отдельных крайних значений, либо данные по совместной вероятности с повторяемостью один раз в 100 лет. Коэффициенты частоты возникновения для альтернативной повторяемости приведены в 5.5.4, 8.8.1 и приложении В.

Примечание — Для обеспечения достоверных уровней надежности используют различные коэффициенты воздействия, которые определены для отдельных гидрометеорологических величин повторяемостью один раз в 50 лет и для совокупной повторяемости нескольких величин один раз в 100 лет.

В качестве минимума оценка СПБУ с эвакуируемым персоналом должна быть выполнена с учетом гидрометеорологических данных для независимых крайних значений в течение 50 лет или совместной вероятности, которые могут быть достигнуты в течение 100 лет, пока на СПБУ еще находится персонал (см. 5.5.4). Например, на участке ТУ, предпочтение может быть отдано использованию периода повторяемости 50 лет для внезапного урагана.

В качестве минимума, должна быть выполнена оценка СПБУ без персонала применительно к согласованному уровню воздействия. См. таблицу *1*.

Если СПБУ развертывается на ограниченный срок, то применяемые (сезонные) данные допускается использовать для рассматриваемых месяцев, включая соответствующий запас времени.

6.5 Геофизические и геотехнические данные

Геотехническая информация по площадке, которая применима в отношении предполагаемого диапазона погружений опор (пенетрации), должна быть получена у оператора или от имени оператора. Тип и набор необходимых геотехнических данных зависит от конкретных обстоятельств, таких как тип СПБУ и предыдущий опыт ведения работ на площадке (площади) или близлежащих площадях. Такая информация может включать данные геофизических исследований (НСП морского дна, гидролокатор бокового обзора, батиметрия, магнитометрия), данные бурения/отбора керна; данные испытаний несущей способности грунта на площадке постановки СПБУ, грунтов «в массиве» и лабораторных исследований, а также данные водолазного обследования морского дна.

Должна быть выполнена оценка участка (площадки) на наличие геологических опасностей, как это показано в таблице *А.2*.

Для площадок, где предыдущие операции выполнялись с СПБУ аналогичной конструкции, может быть достаточным обследование местоположения существующих отпечатков башмаков опор для оценки наличия возможных опасностей и ознакомления с данными предыдущих обследований морского дна на площадке, а также записями по предварительному нагружению (после набора балласта) и пенетрации башмаков опорных колонн. Тем не менее, достоверность такой информации должна быть проверена.

На площадках, где существует какая-либо неопределенность, рекомендуется выполнить геотехнические исследования (инженерно-геологическое бурение, испытания «в массиве», например статическое зондирование, пробоотбор) на планируемой площадке. В качестве альтернативы площадка может быть привязана к таким данным на другой площадке посредством НСП. Если данные отсутствуют до прибытия СПБУ, то можно выполнить геотехнические исследования (бурение с отбором керна и т. п.) с СПБУ перед погружением башмаков опор в грунт и подъемом понтона на полную высоту. Соответствующие меры предосторожности должны быть предприняты для обеспечения безопасности СПБУ в этот начальный период на площадке и в ходе последующего нагружения для задавливания башмаков опор в грунт. Виды и объемы стандартных инженерно-геологических изысканий для постановки СПБУ регламентируются соответствующим нормативными документами, *СП 47.13330.2016*, *СП 446.1325800.2019*, *СП 11-114-2004*.

Площадка должна оцениваться на предмет потенциальных проблем с размывом морского дна. Вероятней всего они характерны для площадок с высокими волнами и/или там, где имеются локальные придонные течения большой скорости, вызывающие размыв несвязанных донных осадков. См. также 9.4.7.

Определенные площадки, на которых возможно образование оползней, могут нести дополнительные риски. Такие риски необходимо оценить за счет выполнения специальных исследований.

6.6 Сейсмические данные

Сейсмические данные должны быть получены на основе *ГОСТ Р 57123*. СПБУ всегда должна оцениваться на основе сейсмических данных уровня воздействия L1.

7 Воздействия

7.1 Область применения

В данном разделе представлен общий обзор и базовые требования к моделированию воздействий для оценки площадки с учетом местных условий в соответствии с настоящим стандартом.

Подробная информация по применимым методам и формулам для расчета воздействий представлена в А.7, который также включает представление формул и коэффициентов для гидродинамических расчетов подробного и детального эквивалентного моделирования гидродинамического воздействия на опоры.

В настоящем разделе, как и в А.7, воздействия представлены без коэффициентов частоты воздействия. Воздействия подразделяются, как указано в 8.8, перед определением эффектов воздействий.

7.2 Общие положения

Ниже указаны воздействия, которые необходимо учитывать при общих условиях:

a) гидрометеорологические воздействия:
   1) воздействия волн и течения на опоры и другие конструкции,
   2) воздействия ветра на понтон и уязвимые участки (например, опоры);
b) функциональные воздействия:
   1) статичные воздействия,
   2) воздействия от переменных нагрузок;
c) косвенное влияние воздействий:
   1) эффекты, зависимые от перемещения (например, грузов),
   2) ускорения от динамических воздействий;
d) сейсмические воздействия;
e) другие воздействия.

7.3 Гидрометеорологические воздействия

7.3.1 Общие положения

Воздействие ветра, волнения и течения, как правило, рассматриваются как совместное воздействие с одного и того же направления. Такая параллельная направленность должна, как правило, предполагаться. Направленность ветра, волнения и течения могут учитываться, когда может быть продемонстрировано, что такая направленность имеет отношение к рассматриваемой площадке.

7.3.2 Гидродинамическая модель

Гидродинамическое моделирование опоры СПБУ может быть выполнено за счет использования подробных или эквивалентных методов. Гидродинамические модели должны содержать представление о всех конструкциях и их составных частях, в состоянии, когда они подверженны действию волн и течения. Влияние различных гидродинамических свойств по различным направлениям должно быть представлено в соответствующих случаях для проведения анализа.

Гидродинамические коэффициенты (сопротивление сдвигу и инерция) следует выбирать так, чтобы это соответствовало режиму потока фактической конструкции опоры СПБУ и выбранной теории волнения. Результаты применимых испытаний допускается использовать для выбора коэффициентов для элементов некруглого сечения (но не всей опоры). Влияние колонн забортной воды, лестниц и других составных частей следует учитывать в расчете гидродинамических коэффициентов для опор.

Влияние обрастания на воздействия также следует учитывать. Поскольку СПБУ являются передвижными, существует возможность для очистки опор (от водорослей, моллюсков) для снижения гидродинамического воздействия.

7.3.3 Воздействие волнения и течения

Воздействие волнения и течения на опоры и их составные части (например, колонны забортной воды) следует рассчитывать на основе уравнения Морисона и соответствующей гидродинамической модели. Следует использовать теорию волн, которая соответствует высоте волны, периоду и глубине моря для определения кинематики частиц. Кинематику волн для расчета воздействий, вызванных волнами, необходимо определять для истинного периода волн (или истинной частоты волнений).

Примечание — Когда волны накладываются на течение того же направления, то истинная система координат для волн перемещается в пространстве со скоростью и в направлении подводного течения. Наблюдатель, перемещающийся в пространстве с той же скоростью и в том же направлении, что и течение, является неподвижным по отношению к истинной системе координат для волны, поэтому в этой ситуации измеряет истинный период волн (см. А.7.3.3.5 и *ГОСТ Р 57148*). Волны имеют только истинную длину. Не существует такого понятия, как кажущаяся длина волны.

Полученные воздействия напрямую обусловлены влиянием выбранного профиля течения, а также используемого метода для корректировки профиля, когда высота столба воды меняется в присутствии волн. Указания приведены в А.6.4.3.

ВВВ, как правило, учитывается классом, но должна проверяться для СПБУ с цилиндрическими опорами большого диаметра, когда скорость течения превышает скорость, которая использовалась при проектировании (см. [*4*] — [*6*]).

7.3.4 Воздействие ветра

Все конструкции и их составные части, подверженные воздействию ветра, следует учитывать при расчетах. Ветровые воздействия должны рассчитываться на основе данных по скорости ветра, профилю ветра и зонам воздействия. Следует использовать скорости и профили ветра по А.6.4.6. Эти воздействия могут вычисляться с помощью соответствующих формул и коэффициентов или на основе применимых испытаний в аэродинамической трубе. В целом, участки блоков используются для понтона, надстройки и других составных частей.

Ветровое воздействие на опоры может быть преобладающим фактором для СПБУ, работающих на глубинах, которые меньше максимальных проектных глубин.

Следует учитывать потенциальное влияние ветровой ВВВ (см. [*4*] — [*6*]).

7.4 Функциональные воздействия

Для функциональных воздействий, как правило, учитывается СПБУ с максимально допустимой переменной нагрузкой для проверки конструкций и с минимальной прогнозируемой переменной нагрузкой (часто 50 %) для расчета опрокидывания. Если оценка СПБУ показывает, что она является предельной в одной из этих конфигураций, то анализ может сфокусироваться на ограничении переменной нагрузки до более низкого или более высокого значения (в зависимости от критичного параметра), при условии, что СПБУ может успешно эксплуатироваться при таких ограничениях. Специалист, выполняющий оценку, должен документально оформить любые ограничения по переменной нагрузке, которые будут применяться в отношении эксплуатационных ограничений на площадке, а также довести их до сведения владельца СПБУ. Необходимо убедиться, что эти ограничения включены в рабочие процедуры при выполнении работ на площадке.

7.5 Эффекты, зависящие от смещения

Косвенные силы воздействия вследствие перемещения конструкции и ее основания должны учитываться в анализе. Учитываемые эффекты в данном случае будут обусловлены колебаниями первого порядка, осадкой основания и усилением за счет повышенной гибкости опор в присутствии осевых воздействий (усиление Эйлера); см. А.8.8.6.

7.6 Динамические эффекты

Косвенные силы воздействия, вызванные динамической реакцией СПБУ, должны учитываться и очень важны для состояний моря, обладающего существенной энергией, как и период собственных колебаний СПБУ или кратные ему колебания волн; см. 10.5.2 и 10.5.3.

7.7 Землетрясения

Воздействия и эффекты воздействия землетрясений должны учитываться, где применимо; см. 8.8.8 и 10.7.

7.8 Другие воздействия

Дополнительные воздействия на опоры, возникающие из-за их наклона за счет зазоров между опорами и понтоном, а также наклона понтона, должны быть учтены, как это описано в 8.3.6 и 10.5.4.

Учитываются и другие типы воздействий, например воздействия обледенения и снега или внезапное проседание из-за истощения коллектора в определенных географических зонах. Эти воздействия должны рассчитываться и применяться в сочетании с другими соответствующими им одновременными воздействиями.

8 Моделирование конструкций

8.1 Область применения

В этом разделе представлены методы для разработки аналитической модели конструкции СПБУ с автономными опорами. Опоры, понтон, соединение опор с понтоном, а также башмаки опор включены в конструкцию СПБУ. Моделирование оснований (грунтовых оснований) изложено в разделе 9.

Условия моделирования охватывают формирование жесткости, собственный вес, массы и применение воздействий.

8.2 Общие аспекты

8.2.1 Общие положения

В целом, моделирование конструкций с целью оценки СПБУ должно выполнять следующие задачи для статической и динамической реакции на воздействие:

- общая реакция (например, просадка, сдвиг грунтового основания, момент опрокидывания) СПБУ на внешние и функциональные воздействия;
- надлежащее представление опоры, соединения опоры с понтоном и взаимодействия опоры с подошвой башмака, включая, по необходимости, нелинейные эффекты;
- адекватная детализация для обеспечения реалистичной оценки конструкции опоры, конструктивных/механических компонентов системы подъема и/или фиксации, а также основания.

8.2.2 Принципы и подходы моделирования

Цель моделирования конструкции — оценить силы и смещения в конструкции, когда она подвергается расчетным воздействиям.

Распределение воздействий и оценок внутренних сил и смещений может быть получено посредством использования упрощенных, эквивалентных методов моделирования.

Для определения смещений и сил, действующих в опоре, соединений опоры с понтоном, соединений опоры с башмаком опоры, а также локальных смещений понтона должна разрабатываться модель на основе метода КЭ.

Подробно определяемая модель востребована в редких случаях.

8.2.3 Уровни моделирования методом конечных элементов

В целом, модель СПБУ должна включать опору, соединение опоры с понтоном и конструкцию понтона. Модели КЭ могут содержать сочетания детального и упрощенного конструктивного моделирования. Ниже приведено обобщенное описание четырех способов моделирования:

a) детализированная модель всех опор и соединений опор с понтоном, с детальной или представительной моделью жесткости сочленения понтона и башмака опоры;

b) эквивалентная опора (модель стержневого типа) и эквивалентный понтон; эквивалентная модель жесткости всех опор и башмаков опор, эквивалентное пружинящее соединение опоры с понтоном и представительный каркас ребер жесткости понтона;

c) комбинированная эквивалентная/детализированная конструкция опоры и понтона; упрощенно нижняя часть опор и башмаков опор, детально верхние части опор и соединения опор с понтоном с детальной или представительной моделью жесткости понтона;

d) детальная модель одиночной опоры (или секции опоры) и соединения опоры с понтоном. Эта модель должна использоваться вместе с расчетами реакций на башмаке опоры или усилий и моментов вблизи нижней направляющей (опоры), которые получены из модели b).

8.3 Моделирование опоры

8.3.1 Общие положения

Опора может моделироваться как детальная опора, эквивалентная опора или сочетание двух этих видов.

8.3.2 Детальная опора

Модель «детальная опора» состоит из всех конструктивных элементов, таких как хорды, горизонтальные, диагональные и внутренние связи (балки) конструкции опоры и башмака опоры (если требуется). Каждый компонент конструкции опоры представлен одним или несколькими соответствующими структурными элементами. При разработке детальной конструкции опоры использование балочных элементов, как правило, является допустимой практикой. Однако могут использоваться и другие структурные элементы (если необходимо), чтобы точно представлять отдельные элементы конструкции.

8.3.3 Эквивалентная опора (балочная модель)

Модель «эквивалентная опора» состоит из ряда параллельных балочных элементов, имитирующих полную конструкцию опоры. В этой модели набор из одного или нескольких балочных элементов представляет собой общую жесткость описываемой детальной опоры.

8.3.4 Сочетание детальной и эквивалентной опор

В этой модели интересующие участки моделируются детально, а оставшаяся часть опоры моделируется в качестве эквивалентной опоры.

8.3.5 Регулирование жесткости

Жесткость опоры, используемая в общем анализе реакции на воздействие, может распространяться на часть материала зубчатой рейки. Если только расчеты не показывают иное, то предполагаемая эффективная зона зубцов рейки не должна превышать 10 % от максимальной площади поперечного сечения. При проверке прочности поясов секций опоры, свойства хорд должны быть определены без учета зубчатой рейки.

8.3.6 Наклон опоры

В расчетах должен учитываться дополнительный момент изгиба опоры за счет ее наклона, который образуется из-за зазоров между опорой и понтоном, а также наклона понтона (см. 10.5.4), но его не обязательно моделировать точно.

Расчетный наклон опоры СПБУ с наклонными опорами должен моделироваться точно.

8.4 Моделирование понтона

8.4.1 Общие положения

Конструкция понтона должна моделироваться таким образом, чтобы воздействия могли правильно передаваться на опоры, и упругость понтона была бы представлена точно.

8.4.2 Детальная модель понтона

Детальная модель понтона должна включать основные несущие конструкции, явным образом моделируемые соответствующими конечными элементами.

8.4.3 Эквивалентная модель понтона

Если не используется детализированная модель понтона, то должна быть построена эквивалентная модель понтона с использованием системы балок жесткости.

8.5 Моделирование соединения опоры с понтоном

8.5.1 Общие положения

Соединение опоры с понтоном контролирует распределение изгибающих моментов опоры и срезающие усилия между направляющими и системой подъема/фиксации. В состоянии с поднятым понтоном наиболее нагруженная часть опоры находится вблизи соединения опоры с понтоном. Модель должна обеспечить средства идентификации любых возможных контактов опоры с понтоном вне зоны расположения направляющих.

8.5.2 Системы направляющих

Конструкция направляющих, удерживающих элементы секций, должна моделироваться учитывая зазор и направление их действия. Когда возникает контакт секции с направляющей в диапазоне между соединением секции с раскосом, может возникнуть значительный момент локального изгиба хорды. Поэтому должны быть изучены различные положения направляющих.

8.5.3 Подъемная система

Подъемная система должна моделироваться на основе данных о жесткости, определенных на основе детального анализа или на основе испытаний. Как правило, производитель сам приводит информацию об этом.

8.5.4 Система фиксации

Если СПБУ оборудована системой фиксации, например упорной колодкой зубчатой рейки, то она должна моделироваться на сопротивление вертикальным и горизонтальным усилиям с учетом соответствующей жесткости.

8.5.5 Амортизирующая прокладка — плавающие подъемные системы

Для плавающих подъемных систем жесткость амортизирующих прокладок должна моделироваться. Сама амортизирующая прокладка должна моделироваться только на сопротивление вертикальным сжимающим усилиям. Как правило, производитель указывает информацию по жесткости.

8.5.6 Портал системы подъема и связанные жесткости

Конструкции портала системы подъема опор, а также связанные с ним ребра жесткости, должны моделироваться на основе их реальной жесткости.

8.5.7 Эквивалентная жесткость соединения опоры с понтоном

Модель должна представлять общие характеристики жесткости соединения опоры с понтоном.

8.6 Моделирование взаимодействия башмаков опор с основанием

8.6.1 Конструкция башмака опоры

Конструкция башмака опоры должна моделироваться с необходимой степенью детализации для точной передачи реакции грунта морского дна на конструкцию опоры.

При отсутствии доступных данных по обеспечению конструктивной прочности башмаков опор пригодность башмаков для конкретной площадки должна быть обоснована с помощью соответствующих расчетов.

8.6.2 Точка реакции основания

Определение точки реакции основания должно определяться на оценке глубины внедрения опор с учетом инженерно-геологических условий площадки и учитывать ожидаемые значения эксцентриситета в горизонтальной плоскости.

8.6.3 Моделирование основания

При выполнении расчетов СПБУ с автономными опорами в штормовом режиме с поднятым понтоном может быть сделано предположение, что опоры СПБУ ведут себя как шарнирно-опертые стойки, к которым со стороны грунта не приложен изгибающий момент. Это консервативный подход к оценке изгибающего момента в месте соединения опоры с понтоном.

В случаях, когда учет жесткости грунта по отношению к наклону опор обоснован и отражается в расчете конструкции, нелинейные эффекты взаимодействия грунта с опорами должны быть также включены в расчет. Расчетная модель должна учитывать взаимозависимость вращательных, поперечных и вертикальных сил реакции грунта. Методы оценки характеристик жесткости основания приведены в разделе 9.

При выполнении расчетов необходимо учитывать, что в случаях, когда увеличение жесткости основания приводит к сближению периода собственных колебаний конструкции с частотой внешнего воздействия, может иметь место усиление отклика конструкции на внешнее воздействие.

При расчетах башмаков опор, узлов соединения опор с башмаками и нижних частей опор реакции грунта на башмаки необходимые расчеты проводят в рамках модели основания, которая позволяет корректно оценивать изгибающий момент со стороны грунта на башмак.

При расчетах на сейсмическое воздействие фактор жесткости основания способствует увеличению инерционных нагрузок и поэтому должен учитываться в расчетах. Необходимо оценивать возможность осадки грунта под башмаками опор в результате воздействия землетрясения. Неравномерные осадки могут приводить к наиболее серьезным последствиям.

8.7 Моделирование распределения масс и нагрузок

Модель распределения масс и нагрузок должна включать конструктивную и неконструктивную массу, включая добытые флюиды и присоединенную массу. Присоединенная масса и нагрузка должны вычисляться на основе объемного водоизмещения, включая массу обрастания, образуемого на погруженных элементах конструкции. Переменные массы (например, хранящиеся в понтоне расходные материалы) должны быть включены в модель распределения масс и нагрузок. Другие воздействия от переменных нагрузок, не связанных с массой (например, натяжение кондуктора и нагрузки на крюке буровой установки), в моделирование распределения масс не включают.

Расчет конструктивной массы следует проводить суммированием следующих масс конструкций:

- опоры;
- конструкции корпуса;
- башмаков опор.

Расчет неконструктивной массы следует проводить суммированием следующих масс:

- оборудование и оснастка;
- переменные массы;
- системы;
- элементы комплектующих оснастки опор;
- обрастание;
- жидкий балласт.

Расчет присоединенной массы следует проводить суммированием следующих масс:

- погруженные опоры и их комплектующие, например стойки и раскосы;
- морские кессоны (одноопорная морская платформа);
- башмаки опор для сейсмологических исследований, см. А.8.7.

8.8 Приложение воздействий

8.8.1 Оценки воздействий

8.8.1.1 Общие положения

Расчетный вариант нагрузки при проведении оценки F_d должен быть определен с помощью следующих обобщенных форм, в которых частные коэффициенты для обеспечения надлежащего учета нелинейной реакции применяют до выполнения анализа реакции конструкций на воздействие по формуле

$$F_d = \gamma_{f,G} G_F + \gamma_{f,V} G_V + \gamma_{f,E}\left(E_e + \gamma_{f,D} D_e\right), \quad (1)$$

где G_F — воздействия за счет статической нагрузки, размещенной так, чтобы адекватно представлять их вертикальное и горизонтальное распределение; см. 8.8.2;

G_V — воздействия за счет максимальной или минимальной переменной нагрузки, в зависимости от ситуации, размещенной в наиболее неудобном центре тяжести, применимой к рассматриваемым конфигурациям; см. 8.8.2;

E_e — гидрометеорологические воздействия за счет экстремального штормового явления; см. 8.8.4 ($E_e = 0$ для оценки землетрясения);

D_e — эквивалентный набор инерционных воздействий, представляющих динамические экстремальные штормовые воздействия; см. 8.8.5 ($D_e = 0$ для оценки штормового явления малой вероятности, в соответствии с 10.5.3); эквивалентный набор инерционных воздействий, вызванных движением грунта ЗЭУ или ЗАУ, для оценки землетрясения; см. 8.8.8;

γ — частные коэффициенты воздействия, как приведено в 8.8.1.2 — 8.8.1.4.

Примечание — Может быть приведена ссылка на приложение В, которое содержит все применимые коэффициенты для анализа площадки с учетом конкретных условий.

Воздействия и эффекты воздействия, которые должны быть включены в анализ, приведены в 8.8.2—8.8.8.

8.8.1.2 Двухстадийный детерминированный анализ штормовых нагрузок

Частные коэффициенты воздействия для детерминированного анализа штормовых нагрузок, описанного в 10.5.2 и А.10.5.2.2.3, приведены ниже:

- $\gamma_{f,G} = 1,0$ и применяется в отношении воздействий за счет статической нагрузки;
- $\gamma_{f,V} = 1,0$ и применяется в отношении воздействий за счет переменной нагрузки;
- $\gamma_{f,E} = 1,15$, когда применяется в отношении воздействий за счет независимых экстремальных гидрометеорологических данных с 50-летней повторяемостью;
- $\gamma_{f,E} = 1,25$, когда применяется в отношении воздействий за счет гидрометеорологических данных с совместной вероятностью и повторяемостью один раз в 100 лет;
- $\gamma_{f,D} = 1,0$ и применяется в отношении инерционных воздействий за счет динамической реакции на воздействие.

8.8.1.3 Вероятностный анализ штормовых нагрузок

Как описано в А.10.5.3.2, в вероятностном анализе штормовых нагрузок гидрометеорологические параметры ветра, волнения и течения увеличиваются таким образом, что коэффициент воздействия 1,0 может быть применен при достижении достаточно разнообразных движущих воздействий. Поэтому вероятностный анализ штормовых нагрузок, описанный в 10.5.3, выполняется на основе однообразных воздействий, и используются следующие частные коэффициенты воздействия:

- $\gamma_{f,G} = 1,0$ и применяется в отношении воздействий за счет статической нагрузки;
- $\gamma_{f,V} = 1,0$ и применяется в отношении воздействий за счет переменной нагрузки;
- $\gamma_{f,E} = 1,0$, когда применяется в отношении гидрометеорологических воздействий, полученных на основе разнообразных гидрометеорологических параметров ветра, волнения и течения, см. 10.5.3 и А.10.5.3;
- $\gamma_{f,D} = 1,0$ и применяется в отношении инерционных воздействий за счет динамической реакции на воздействие.

8.8.1.4 Анализ сейсмических нагрузок

8.8.1.4.1 Частные коэффициенты воздействия для анализа ЗЭУ, описанного в 10.7, приведены ниже:

- $\gamma_{f,G} = 1,0$ и применяется в отношении воздействий за счет статической нагрузки;
- $\gamma_{f,V} = 1,0$ и применяется в отношении воздействий за счет переменной нагрузки;
- $\gamma_{f,E} = 0,9$, когда применяется в отношении воздействий ЗЭУ;
- $\gamma_{f,D} = 1,0$ и применяется в отношении инерционных воздействий, вызванных перемещением грунта ЗЭУ ($E_e = 0$).

8.8.1.4.2 Частные коэффициенты воздействия для ЗАУ приведены ниже:

- $\gamma_{f,G}$ = 1,0 и применяется в отношении воздействий за счет статической нагрузки;
- $\gamma_{f,V}$ = 1,0 и применяется в отношении воздействий за счет переменной нагрузки;
- $\gamma_{f,E}$ = 1,0, когда применяется в отношении воздействий ЗАУ;
- $\gamma_{f,D}$ = 1,0 и применяется в отношении инерционных воздействий, вызванных перемещением грунта ЗАУ (E_e = 0).

Примечание — Кажущаяся несогласованность между частными коэффициентами воздействия землетрясения является следствием различий в методах анализа, используемых в оценках ЗЭУ и ЗАУ. Частный коэффициент воздействия 0,9 вместе с коэффициентами нормального сопротивления — см. [2]. Частный коэффициент 0,9 был определен калибровкой согласно [7] по ПУКНУ по сравнению с РДН. Коэффициент воздействия ЗАУ 1,0 используют вместе с оценкой выживания системы.

8.8.2 Функциональные воздействия за счет статической и переменной нагрузки

8.8.2.1 Воздействия за счет статической нагрузки (т. е. понтон, опоры, оснастка, стационарное и подвижное оборудование) включают:

- вес в воздухе, в т. ч. соответствующий твердый балласт;
- вес постоянных запасов жидкости;
- выталкивающую (архимедову) силу.

8.8.2.2 Воздействия за счет переменной нагрузки, которая представляет собой вспомогательные материалы или оборудование, применяемые однократно, легко удаляемые или расходуемые в процессе проведения операций, включают:

- вес жидких и сухих запасов в танках;
- нагрузки на крюке буровой установки, а также нагрузка от натяжения райзера (кондуктора);
- вес палубных грузов и грузов в складах.

Воздействие за счет статической и переменной нагрузок должно моделироваться для представления правильного вертикального и горизонтального распределения веса и массы.

8.8.3 Прогиб понтона

Прогиб понтона в результате распределенных воздействий, а также гибкость понтона могут вызвать изгибающие моменты на опорах. Необходимо удостоверится в том, что величина изгибающего момента, вызываемого прогибом понтона, передается на опоры в аналитической модели и соответствует требованиям, изложенным в инструкциях по эксплуатации СПБУ и конкретным условиям на площадке.

8.8.4 Гидрометеорологические воздействия

Воздействие ветра на опоры и понтон должно моделироваться с учетом его вертикального и горизонтального распределения.

Воздействие волнения/течения на опоры и конструкции башмаков опор выше уровня морского дна должно моделироваться с учетом его вертикального и горизонтального распределения.

8.8.5 Инерционные воздействия

Применение инерционных воздействий зависит от принятого динамического подхода; см. раздел 10. Применительно к подходу СОСС, инерционные воздействия применяются в качестве горизонтальных сил, действующих на центр тяжести понтона. В отношении детерминированного анализа шторма с динамикой из вероятностного анализа силы распределяются, чтобы лучше аппроксимировать динамический момент опрокидывания. Инерционные воздействия, как правило, не должны прикладываться к опорам ниже понтона.

8.8.6 Эффекты сильного смещения

Эффекты P-Δ возникают, поскольку СПБУ представляет собой достаточно гибкую конструкцию, подверженную боковому (поперечному) смещению понтона под оцениваемыми воздействиями (см. 7.5).

Эффекты P-Δ должны быть включены в анализ конструкции.

8.8.7 Воздействия натяжения кондуктора (райзера)

Точная модель кондуктора редко обосновывается. Тем не менее, натяжение его верхней части и соответствующие воздействия на СПБУ за счет факторизованных гидродинамических воздействий на кондуктор, должно быть включено в анализ, если это применимо.

8.8.8 Сейсмические воздействия (землетрясение)

Расчеты воздействия землетрясения должны учитывать ускорения за счет основных режимов вибрации, а также режимы с более высокими частотами, связанные с опорами выше и ниже понтона и со значительным количеством бурового оборудования. Где это уместно, должны учитываться локальные воздействия смещения грунта на башмаки опор и сами опоры. Связанные инерционные воздействия на все значительные массы должны быть приняты во внимание.

9 Основания

9.1 Область применения

В этом разделе рассматривается анализ геотехнических данных, взаимодействие грунта с опорными колоннами, несущая способность, устойчивость, а также опасности, связанные с основаниями, на которые устанавливаются СПБУ с автономными (независимыми) опорами. Дополнительную информацию см. в *ГОСТ Р 59995*, однако положения данного стандарта должны всегда быть приоритетными в случае конфликта требований.

Примечание — Основания СПБУ, оснащенные донными плитами, в данном стандарте не рассматриваются.

9.2 Общие положения

Для оценки глубины задавливания башмаков опорных колонн и устойчивости СПБУ на площадке необходимо использовать достоверную геотехническую и геофизическую информацию, собранную и подготовленную в соответствии с требованиями 6.5 и А.6.5. Для оценки инженерно-геологических условий площадки следует в максимально возможном объеме использовать доступные данные, полученные в результате предыдущих операций или изысканий, а также других видов активности в данном районе. Если имеющиеся данные недостаточно полны или неприменимы, необходимо выполнить специализированные инженерно-геологических изыскания на площадке. См. 6.5 и А.6.5, где подробно описаны рекомендации по получению геотехнической и геофизической информации.

Сбор и подготовка геотехнической и геофизической информации преследуют две взаимосвязанные цели. Первая цель — обеспечение устойчивости системы «опоры СПБУ — грунтовое основание» при статических, циклических и переходных нагрузках без чрезмерной осадки или сдвига. При оценке устойчивости должны быть рассмотрены следующие аспекты:

- возможный диапазон прогнозируемой пенетрации опор;
- возможность быстрой пенетрации опоры и/или ее провала;
- ожидаемый порядок величины перемещений башмака опоры, например вследствие консолидации или превышения несущей способности грунта;
- эффекты циклического нагружения;
- последствия проявлений специфичных условий на площадке, некоторые из которых перечислены в 9.4.

Вторая цель — получение достоверной информации для построения моделей основания повышенной сложности, предназначенных для использования в расчетах динамического отклика системы «опоры СПБУ — грунтовое основание».

9.3 Геотехнический расчет основания для случая автономных опор

9.3.1 Моделирование и оценка несущей способности основания

Силы, прикладываемые к основанию в результате природных воздействий, меняются во времени и являются случайными по своему характеру. Реакция основания на горизонтальные, вертикальные и вращательные перемещения башмака опоры и погруженной в грунт части опоры является нелинейной и гистерезисной. Нелинейный характер реакции основания на воздействия может существенно сказываться на реакции всей конструкции на воздействие.

Для проведения необходимых расчетов применяются два различных подхода, в которых используются несколько моделей основания — в соответствии с описанием, приведенным в 10.4.4. Эти модели основания содержат специфические упрощения и ограничения, которые необходимо учитывать при выполнении оценки несущей способности.

Поведение грунта основания при воздействии комбинации различных нагрузок корректно описывается с помощью теоретической поверхности текучести, задаваемой в пространстве трех переменных — вертикальный отпор, горизонтальный отпор и отпорный крутящий момент (VHM-пространство). Оценка безопасности основания выполняется путем сопоставления в VHM-пространстве взаимного расположения точки, характеризующей три значения рассчитанных сил реакции грунта и поверхности текучести.

При расчетах отклика конструкции СПБУ опирание башмака колонны может моделироваться либо как шарнирное, либо как закрепленное с некоторой степенью жесткости. Жесткость закрепления представляет собой ограничение по вращению, создаваемое грунтом, на который опирается поддерживает башмак. Соответствующее ограничение должно использоваться лишь в таких моделях, в которых также учитывается конечная вертикальная и горизонтальная жесткость основания. Параметры жесткости зависят от типа грунта, максимальной вертикальной реакции башмака опоры в ходе постановки СПБУ,

истории напряжений в основании, конструктивной жесткости СПБУ, геометрии башмака опоры, поступательного и вращательного смещений башмака опоры и сочетания одновременных вертикальных и горизонтальных воздействий.

Расчет отклика конструкции СПБУ должен выполняться с использованием одной из следующих моделей основания, перечисляемых в порядке увеличения сложности:

- шарнирная модель: шарнирное опирание для всех опор;
- модель секущих: постоянные значения жесткости для вертикального и горизонтального смещений (линейные модели) и секущая вращательная жесткость — нелинейная модель, в рамках которой применяется итерационное уменьшение вращательной жесткости, что обеспечивает соответствие поверхности текучести;
- модель поверхности текучести: нелинейные модели параметров жесткости при вертикальном, горизонтальном и вращательном перемещениях, где нелинейное поведение обеспечивает соответствие поверхности текучести;
- модель сплошной среды: нелинейная модель грунтового основания с внедренными опорами; эта модель должна также учитывать характер зависимости «нагрузка — пенетрация» за пределами пенетрации, достигнутой при предварительном нагружении.

Расчетные процедуры для каждой из этих моделей описаны в 9.3.6.

9.3.2 Погружение опор в ходе предварительного нагружения

Цель предварительного нагружения — сформировать адекватную несущую способность основания для сопротивления силам, действующим на основание в ходе оцениваемых событий. В процессе предварительного нагружения СПБУ в нормальных условиях должно быть способно создать такое воздействие на башмаки опор, которое будет превышать максимальное вертикальное воздействие за счет воздействий, определеных в оценке. Когда мощность предварительного нагружения недостаточна для удовлетворения оцениваемым реакциям, то меньшая предварительная нагрузка может быть приемлема после обоснования, например путем проверки смещения уровня 3 по 9.3.6.

Методы вычисления предельной вертикальной несущей способности основания в различных типах грунта приведены в А.9.3.2. Формула общей несущей способности основана на допущении, что пенетрация в песке — это процесс с возможностью дренажа (поровых вод), а пенетрация в глине — недренированный процесс (без оттока, отжима и с созданием избыточного порового давления). Варианты отклонения от этого допущения должны оцениваться с помощью соответствующих методов. Неопределенность геотехнических данных должна быть надлежащим образом проинтерпретирована и отражена в отчетах по выполненным расчетам. Для специального случая грунтов, состоящих из карбонатного материала, см. 9.4.10 и А.9.4.10.

Прогнозируемое значение пенетрации башмака опоры необходимо определять с помощью кривой «несущая способность — погружение башмака» для заданной величины предварительного нагружения. При расчете глубины пенетрации необходимо учитывать уровень обратной засыпки грунта над поверхностью башмака опоры, включающей *выдавливание и заполнение*.

Использование этих данных в ходе эксплуатации СПБУ обеспечивает необходимую информацию для сравнения данных теоретической оценки и фактических результатов. Когда имеется существенное отклонение, достоверность результатов оценки площадки должна быть проверена повторно.

9.3.3 Взаимодействие при условии текучести

Для описания предельно допустимых сочетаний вертикальной и горизонтальной нагрузок, а также крутящего момента, при которых грунт еще не переходит в полностью пластичное состояние при заданной глубине пенетрации, используется понятие поверхности пластичности. Когда состояние грунта соответствует попаданию на данную поверхность, то в грунте происходит пластическая деформация и имеет место перераспределение реакций на воздействие башмака опоры.

В ходе предварительного нагружения значительный объем грунта под башмаком опоры пластически деформируется по мере заглубления башмака, таким образом поверхность сдвига расширяется, и ее несущая способность увеличивается. В процессе снятия нагрузки грунт упруго разгружается, и в результате реакции основания на воздействие он становится более жестким, чем в ходе предварительного нагружения. При условии, что характеристики СПБУ позволяют создать предварительное нагружение, соответствующее природным условиям площадки, поведение грунта будет, в основном, упругое для большинства сочетаний вертикальной и горизонтальной нагрузок, а также крутящего момента, которые испытывает опирающийся на грунт башмак опоры. Неупругая реакция на воздействия возникает, когда сочетание вертикальной и горизонтальной нагрузок, а также крутящего момента приводит грунт в состояние, соответствующее поверхности текучести. Подобного следует ожидать лишь в нескольких циклах нагружения при экстремальном шторме. Ухудшение характеристик грунта может проявляться в форме снижения жесткости основания или дополнительной пенетрации, а также обоих указанных явлений.

Поверхность текучести может быть описана формулами, приведенными в А.9.3.3, зависящими от типа грунта и внедрения опоры. При оценке достижения поверхности текучести в расчеты вертикальной реакции башмака должен быть включен полный вес грунта обратной засыпки (включающей *выдавливание* и *заполнение*) над поверхностью башмака опоры.

Для слоистого основания должны быть выполнены дополнительные расчеты с целью определения соответствующей поверхности текучести.

9.3.4 Устойчивость (жесткость) основания

Анализ основания, в условиях меняющегося во времени нагружения, требует наличия знаний о поведении грунта при упругой деформации под нагрузкой. Это, как правило, описывается жесткостью пружин при вертикальном, горизонтальном и вращательном режимах. Начальные жесткости, как описано в А.9.3.4.1, могут оцениваться на основе решений для жесткой круглой плиты на упругом полупространстве при использовании малых модулей напряжения сдвига для глины (см. А.9.3.4.3) или песка (см. А.9.3.4.4) и коэффициента Пуассона. В качестве альтернативы может использоваться модель сплошной среды. Модуль сдвига грунта зависит от уровня напряжения, поэтому должны быть выполнены приемлемые корректировки для циклического и динамического нагружений.

Снижение жесткости по мере того, как реакции башмака приближаются или превышают предел упругости поверхности, должно быть включено в анализ. Существуют различные подходы к определению степени уменьшения жесткости. Когда уменьшение жесткости не включается в модель грунта, то должны использоваться положения А.9.3.4.2.3 для определения уменьшенной жесткости сечения к вращению. Вертикальная и горизонтальная жесткость остается без изменений. Уменьшение жесткости не выражается явным образом в моделях упругого взаимодействия текучести и в нелинейных моделях основания как сплошной среды, как описано в А.9.3.4.2.4 и А.9.3.4.2.5 соответственно.

Когда основание состоит из слоистых грунтов, может быть использован дополнительный анализ для определения эффективной жесткости.

Эффекты взаимодействия грунт — опора для глубокой пенетрации могут быть включены в дополнительный анализ. Положения приведены в А.9.3.4.6.

9.3.5 Границы вертикальной/горизонтальной несущей способности оснований

Когда основание представлено закрепленными или секущими моделями, то реакции башмака должны оцениваться с учетом вертикальной/горизонтальной несущей способности. Для секущей модели эта оценка должна быть выполнена после достижения соответствия с поверхностью упругого взаимодействия сдвигу. Реакции башмака, результирующие реакции на воздействие на основе модели с закрепленными основаниями для всех опор, могут быть оценены с использованием упрощенного предварительного нагружения и проверки опор, находящихся с наветренной стороны, при условии, что характерные реакции башмака удовлетворяют требованиям, связанным с их областью применения.

Границы должны разрабатываться с использованием соответствующих положений А.9.3.5. Вес всей засыпки грунта, которая образуется в ходе предварительного нагружения, должен быть учтен в вертикальной реакции башмака при оценке несущей способности основания. Засыпка после предварительного нагружения должна учитываться, когда ее влияние повышает коэффициент использования основания.

9.3.6 Критерии приемлемости

Общая устойчивость основания под СПБУ должна оцениваться для сил F_H и F_V, а также момента F_M, действующего на каждый башмак за счет приложения схемы расчетной нагрузки при проведении оценки F_d с использовнием уровня 1, 2 или 3, как перечислено ниже (в порядке повышения сложности и уменьшения консерватизма); см. рисунок *А.29*. Если в результате проверки низшего уровня не удовлетворяются критерии приемлемости основания, указанные в А.9.3.6, то может выполняться проверка более высокого уровня.

a) Уровень 1: предварительное нагружение и сравнение реакций опоры, находящейся с наветренной стороны, с результатами анализа реакции на воздействие на основе модели шарнирного башмака для всех опор; шаги 1a и 1b должны быть завершены для проверки уровня 1:

1) шаг 1a: проверка несущей способности основания под опорой, находящейся с подветренной стороны на способность к предварительному нагружению (А.9.3.6.2),

2) шаг 1b: проверка опоры, находящейся с наветренной стороны (А.9.3.6.3).

b) Уровень 2. Проверка несущей способности основания. Один из следующих трех шагов должен быть выполнен для проверки уровня 2:

1) шаг 2a: проверка несущей способности основания и проверка устойчивости к сползанию (А.9.3.6.4) на основе вертикальной и горизонтальной реакций, предполагая шарнирный башмак;

2) шаг 2b: проверка несущей способности основания и проверка устойчивости к сползанию (А.9.3.6.5) на основе вертикальной, горизонтальной реакций и реакции на изгибающий момент из модели башмака, которая включает вращательную, вертикальную и горизонтальную жесткости основания с уменьшением вращательной жесткости;

3) шаг 2c: проверка вертикальной несущей способности (А.9.3.6.5) на основе вертикальной, горизонтальной реакции и реакций на изгибающий момент из модели башмака, которая включает вращательную, вертикальную и горизонтальную жесткости основания с уменьшением вертикальной, горизонтальной и вращательной жесткостей. Должна выполняться проверка смещения уровня 3.

c) Уровень 3: проверка смещения (А.9.3.6.6). Один из следующих двух шагов должен быть выполнен для проверки уровня 3:

1) шаг 3a: простая проверка, в которой используется кривая пенетрации опоры на основе результатов проверки уровня 2, в этом случае проверка несущей способности основания не дает результатов и/или проверка эффектов сползания опоры, находящейся с наветренной стороны уровня 2, не дает результатов;

2) шаг 3b: численный анализ парного комплекса, состоящего из СПБУ и нелинейного основания, соединенных в вертикальных, горизонтальных и вращательных степенях свободы, например методом конечных элементов.

Ожидается, что максимальная вертикальная реакция возникнет на опоре, находящейся с подветренной стороны. Аналогично, минимальная вертикальная реакция ожидается на опоре, находящейся с наветренной стороны.

В шаге 1a проверка нагружения опоры, находящейся с наветренной стороны, основана на предположении, что предельная вертикальная несущая способность равна максимальной реакции башмака опоры в процессе предварительного нагружения. Необходимо точно учитывать вес в воде любого заполнения в результате засыпки $W_{BF,A}$, которое возникает после приложения максимального предварительного нагружения. Как правило, противоток и засыпка точно не известны после предварительного нагружения, $W_{BF,A}$ не может быть определено. По этой причине они должны быть предварительно включены в расчеты как присутствующие над башмаком опоры, находящейся с подветренной стороны, но не применимо для опоры с наветренной стороны. Проверка опоры, находящейся с наветренной стороны, должна выполняться, чтобы обеспечить адекватность сопротивления сползанию в условиях минимальной вертикальной реакции.

В шаге 2a комбинированные вертикальная и горизонтальная силы на башмак опоры должна быть проверены на предмет факторизованной несущей способности основания под всеми опорами и факторизованной способности к сползанию опоры, находящейся с наветренной стороны. Вертикальная несущая способность основания является функцией горизонтальных сил и моментов. Способность к сползанию основания является функцией вертикальных сил и моментов. Необходимо учитывать, что моменты игнорируются в анализах шага 2a, так как считается, что башмаки опор шарнирные.

Для шага 2b комбинированные вертикальные и горизонтальные силы на башмак должны быть проверены по сравнению с факторизованной несущей способностью основания под всеми опорами и факторизованной способности к сползанию опоры, находящейся с наветренной стороны. Реакции определяются для башмака с условиями неподвижности, вследствие чего взаимодействие момента с вертикальными и горизонтальными реакциями в полной мере учитывается посредством использования функции текучести.

Для шага 2c несущая способность основания, а также проверка сползания, выполняются в полной мере посредством использования нефакторизованной функции текучести, как описано в А.9.3.3.

Когда результаты оценки уровня 2a или 2b приводят к перегрузке основания, может использоваться оценка уровня 3 для вычисления связанных смещений. Для всех анализов уровня 2c должна выполняться оценка уровня 3a. В процедуре должно учитываться перераспределение сил, которые создаются в результате перегрузки и смещения башмака(ов) опоры. Приемлемость максимальных значений отношения эффекта воздействия к обобщенному значению оценки сопротивления структурных элементов, опрокидывания, основания и смещений должна быть оценена повторно в соответствии с критериями приемлемости, описанными в разделе 13. Результирующее смещение СПБУ не должно приводить к возможности контакта с какой-либо смежной конструкцией, как и не должно превышать практических ограничений для выполнения продолжительных операций.

Шаг 3a должен быть выполнен на основе кривой зависимости «нагрузка — пенетрация», чтобы оценить дополнительное проседание опор, находящихся с подветренной стороны. Вероятность сползания опор, находящихся с наветренной стороны, должна быть также изучена. Дополнительное

проседание и сползание вызывает изменение величины и распределения реакций основания. Должно оцениваться влияние на конструкцию, включая эффекты, зависимые со смещением. Если эффекты существенные, то процедуры должны быть выполнены повторно.

Шаг 3b должен выполняться на основе модели конструкции, включая нелинейную реакцию грунта и всей конструкции на воздействие (значительные эффекты смещения).

9.4 Другие аспекты

9.4.1 Башмаки опор с юбками

Особое внимание должно быть уделено анализу башмаков опор с юбками, включая, но не ограничиваясь анализом следующего:

- пенетрация юбки;
- заполнение любых пустот в юбке должно привести к частичной пенетрации;
- несущая способность (которая может превышать величину предварительного нагружения);
- проседание, включая уплотнение уловленного грунта;
- мощность момента;
- сопротивление сползанию;
- жесткость основания;
- каналы дренирования;
- сопротивление извлечению;
- грунт, уловленный на юбке после извлечения (башмака).

9.4.2 Твердый наклонный пласт

Проблемы, связанные с расположением башмаков опор на твердом наклонно залегающем пласте (на дне моря) или ниже морского дна, должны внимательно рассматриваться. В этом отношении твердый пласт представляет собой отложения донного грунта, где ожидается лишь частичное проникновение башмака опоры, т. е. может быть либо поверхностным, либо заглубленным ниже морского дна объектом. Когда башмак опоры частично проникает в твердый наклонно залегающий пласт, существует вероятность возникновения нецентрированной реакции башмака, которую необходимо также принять во внимание. Также существует высокая вероятность сползания по уклону или сползания на холмистом пласте.

9.4.3 Аспекты отпечатков («следов»)

Воронки на морском дне или в более твердых слоях в пределах морского дна, которые остаются после того, как СПБУ удаляют с площадки, называются отпечатками («следами»). Форма воронки зависит от нескольких факторов, таких как форма башмака, свойства грунта, достигнутая пенетрация башмака, а также от метода извлечения (башмаков). Форма и срок, в течение которого воронка существует, также могут находиться в зависимости от местного режима осадконакопления.

Размещение башмаков опор очень близко или с частичным перекрытием предыдущих воронок должно тщательно рассматриваться. Это необходимо из-за разного сопротивления исходного грунта и нарушенного грунта на участке «следов» и/или склона по периметру «следов». Результирующие смещения опор и/или эксцентричное нагружение башмаков может вызвать повреждение СПБУ. Ситуация может осложниться близостью неподвижной конструкции или колонной головки на устье скважины. Взаимное влияние башмака опоры и «следа» считается минимальным, когда расстояние от края до края превышает один диаметр башмака, см. [*8*] — [*10*].

9.4.4 Потеря устойчивости при наклоне

Потеря устойчивости при наклоне СПБУ может возникнуть в ходе операций, когда СПБУ установлена в мягких глинах, где скорость увеличения несущей способности по мере увеличения пенетрации является небольшой, что приводит к неконтролируемой пенетрации опор. Должны учитываться вероятность и последствия такой потери устойчивости.

9.4.5 Трудности с извлечением опор

Перед выбором местоположения для постановки СПБУ необходимо учесть потенциальные трудности извлечения опор; см. А.9.4.5.

9.4.6 Циклическая подвижность

Циклические нагрузки могут привести к прогрессивному нарастанию порового давления в грунте основания и последующему снижению прочности грунта (разжижению). Эти эффекты могут быть локальными и относиться к грунтам под башмаками или распространяться на большой участок. Локальное циклическое нагружение основания может быть вызвано реакцией СПБУ на воздействие землетрясения, сильного шторма, вращающегося оборудования и т. п. Землетрясения могут вызвать

широкомасштабное циклическое нагружение и привести к проседанию массы грунта на большом участке. В зависимости от величины создавшегося порового давления, циклическое нагружение может привести к сильным вертикальным смещениям башмаков, которые могут, в некоторых случаях, иметь различную величину.

В оценке должны учитываться эффекты циклического нагружения на устойчивость и смещение основания.

9.4.7 Размыв

Когда башмак опоры установлен на морское дно, его присутствие может вызвать увеличение скоростей локального потока (за счет волнения и течения), что может привести к размыву грунта на морском дне. Размыв наблюдается вокруг башмаков опор, которые внедрены в гранулированные материалы на площадках с высокими скоростями течения на морском дне. Если размыв признается в качестве потенциальной причины возникновения проблем, должны быть приняты профилактические меры для предупреждения проблем (см. А.9.4.7).

9.4.8 Взаимодействие башмака опоры с соседней инфраструктурой

Для СПБУ, расположенных в непосредственной близости от свайных сооружений, смещения грунта, вызванные пенетрацией башмака, могут спровоцировать воздействия на соседние сваи. Величина смещения почвы зависит от близости башмака (дистанции от образующей башмака до внешней поверхности сваи), его диаметра, пенетрации и стратиграфического возраста грунта. Если дистанция от башмака до сваи превышает один диаметр башмака, то не предполагается существенного бокового воздействия на сваю в однородном однослойном грунте. Тем не менее, это не обязательно верно для слоистых грунтов. Когда расстояние до сваи менее одного диаметра башмака или выявлены слоистые грунты, специалист по оценке должен отразить в отчете возможность косвенного воздействия на сваю(и).

Требования по имеющимся аналитическим процедурам для оценки воздействий башмаков на сваи, трубопроводы и другую соседнюю инфраструктуру приведены в А.9.4.8.

9.4.9 Геологические опасности

Естественные придонные геологические объекты и условия, такие как разломы, уступы, объекты с угрозой выброса флюидов, либо газонасыщенные отложения или отложения с аномально высоким давлением, могут создавать для СПБУ дополнительные опасности, которые не зависят от сил, действующих на основание. Эти геологические опасности, собирательно именуемые геоопасностями, могут стать причиной непредвиденных явлений, таких как подводные оползни и неконтролируемые выбросы флюидов, которые могут отрицательно воздействовать на работу СПБУ и/или их устойчивость. Эти события могут быть спровоцированы естественными явлениями, такими как землетрясения, или человеческой деятельностью, такой как буровые работы.

Оценка рисков при наличии мелкозалегающих геологических объектов выполняется регулярно в морской нефтегазовой отрасли для обеспечения безопасности при бурении нефтегазовых скважин, а также при геотехнических буровых работах, от воздействия подземных опасностей, таких как мелкозалегающий газ. Важно, чтобы в оценке мелкозалегающих опасностей перед установкой СПБУ учитывались все геологические параметры и все георискы, которые могут представлять опасность для СПБУ или ее операций на площадке. Эта работа должна быть проведена и обеспечена компетентными специалистами по геоопасностям. Дополнительная информация приведена в А.9.4.9.

9.4.10 Карбонатный материал

Карбонатные материалы могут демонстрировать неожиданное поведение (см. *ГОСТ Р 59995*), и особенности их свойств должны быть учтены при разработке проектов постановки СПБУ на соответствующие основания.

10 Реакция конструкции на воздействие

10.1 Область применения

Реакция СПБУ на воздействие определяется путем применения воздействий в соответствии с оцениваемой расчетной нагрузкой F_d (см. 8.8) на модель конструкции с целью определения смещений, внутренних усилий в компонентах, а также реакций основания. Для определения максимального значения отношения обобщенного представления эффекта воздействия в процессе оценки к обобщенному представлению оценки сопротивления конструкции СПБУ и основания под ней в сопоставимых единицах должны сравниваться реакции на воздействие с сопротивлениями; критерии приемки приведены в разделе 13.

В данном разделе представлены методы вычисления реакции СПБУ на воздействие, включая статические и динамические эффекты. В этом разделе также представлено описание важных параметров, влияющих на динамическую реакции на воздействие, включая массу, жесткость и демпфирование. Воздействия представлены в разделе 7. Моделирование жесткости и массы, а также применение воздействий, приведено в разделе 8. Моделирование основания приведено в разделе 9.

10.2 Общие аспекты

Эффекты воздействий, необходимые для оценки СПБУ по критериям ПСКНС, как правило, включают:

- составляющие силы, которые необходимо проверить для определения адекватности отдельных компонентов конструкции;
- реакции оснований, которые должны быть проверены для определения параметров основания и общей устойчивости;
- смещения для проверки взаимодействия с соседними конструкциями.

Эффекты воздействия, необходимые для оценки СПБУ по критериям ПСКУП, когда это применимо для длительных операций, как правило, включают локальные циклические напряжения, которые должны быть проверены для оценки усталостного повреждения (см. раздел 11).

10.3 Типы анализа и связанные методы

СПБУ должна оцениваться в отношении штормового режима с поднятым понтоном. Кроме того, при некоторых обстоятельствах могут потребоваться оценки сопротивления усталости, вероятностным ситуациям, землетрясению и аномальным природным явлениям.

Различные методы анализа могут использоваться для различных рассматриваемых предельных состояний. Методы анализа включают:

- детерминистический двухстадийный анализ, в котором реакция СПБУ на воздействие определяется на основе анализа одиночной комбинации воздействий для каждой оцениваемой ситуации;
- вероятностный одностадийный анализ, в котором экстремальные величины реакций СПБУ на воздействие определяются статистически, путем анализа множественных сочетаний (природных) воздействий для каждой оцениваемой ситуации. Из-за свойственной СПБУ нелинейности вероятностные анализы выполняются во временном интервале;
- анализ предельной прочности, в котором определяются остаточная прочность конструкции СПБУ и его основания.

В таблице *2* обобщаются требования к анализу для различных оцениваемых ситуаций. В анализах должны рассматриваться параметры, приведенные в 10.4.

Таблица *2* — Требования к анализу для различных ситуаций оценки

Уместный повышенный режим	Детерминированный анализ		Вероятностный анализ		Анализ остаточной прочности
	Линейный	Нелинейный	Динамический линейный	Динамический нелинейный	
ПСКНС и ПСКЭП	См. 10.5, А.10.5.2 и А.10.5.3				В целом не рассматривается в настоящем стандарте. См. 10.9
ПСКУП	См. 10.6	Не применимо	См. 10.6	Не применимо	Не применимо
ПСКАВ	Допустимо, но может быть слишком консервативно	Допустимо, но в настоящем стандарте не рассматривается	Допустимо, но может быть консервативно	Допустимо, но в настоящем стандарте не рассматривается	В целом не рассматривается в настоящем стандарте. См. 10.8
Землетрясение (ПСКНС или ПСКАВ)	См. 10.7 и А.10.7		Допустимо, но в настоящем стандарте не рассматривается		В целом не рассматривается в настоящем стандарте. См. А.10.7.4

10.4 Общие параметры

10.4.1 Общие положения

В настоящем подразделе приведено описание важных параметров, применимых ко всем аналитическим методам.

10.4.2 Период собственных (свободных) колебаний и влияющие факторы

10.4.2.1 Общие положения

Оценка периода собственных колебаний критична для определения реакции конструкций на воздействие, поскольку СПБУ могут демонстрировать значительные динамические эффекты. В результате динамические реакции на воздействие могут заметно отличаться от статических реакций на воздействия. Оценка реакций должна рассматривать возможные варианты периода собственных колебаний и их влияние на точность анализов.

Определение правильного периода собственных колебаний зависит от точных оценок:

- глубины моря и возвышения понтона;
- пенетрации опоры и характера основания;
- величины и местоположения масс, связанных с воздействием за счет статических/переменных нагрузок.

10.4.2.2 Жесткость

Общая жесткость СПБУ должна рассчитываться, включая понтон, опоры, соединение опор с понтоном, основание и геометрические эффекты P-Δ, как это определено практиками моделирования в разделе 8. Диапазон значений жесткости должен учитываться, если информация по жесткости точно не определена.

10.4.2.3 Масса

Модель массы должна включать информацию о структурной, неструктурной и добавленной массах (см. 8.7).

Для всех типов анализа должно рассматриваться наиболее вероятное распределение массы, например положение кантиливера, распределение переменной нагрузки и уровень обрастания. Диапазон значений массы или его распределение должны учитываться, когда информация по массе точно не определена или когда допуски по известным позициям значительные.

10.4.2.4 Изменчивость периода собственных (свободных) колебаний

Должна быть учтена изменчивость периода собственных колебаний. Существует несколько факторов, которые могут вызвать изменчивость периода собственных колебаний, включая нелинейность жесткости конструкции и основания. Периоды собственных колебаний СПБУ являются функцией статической и изменяющейся во времени реакции из-за нелинейности поведения конструкций и основания. Нелинейность поведения конструкции может быть следствием изменений жесткости (влияние зазоров, упругость, и т. п.). Нелинейность основания может быть следствием изменений жесткости как функции уровня силы по отношению к упругой поверхности и запоздалой реакции (или разности фаз — гистерезиса). Например, изменчивость периода собственных колебаний должна учитываться при выборе уровней неподвижности для использования в анализе, поскольку она может влиять на воздействие эффектов усиления волн и/или гашения.

Примечание — Вычисленные периоды собственных колебаний могут значительно варьироваться между собой при применении линейного упругого и нелинейного анализов.

10.4.2.5 Гашение и усиление (волны)

Гашение — это явление, когда из-за отношения расстояния между опорами СПБУ к длине волны воздействие волны на СПБУ близко к нулю в течение полного цикла волны. Основными параметрами эффектов гашения и усиления являются длина волны и расстояние между опорами. Первое гашение происходит, когда гребень и подошва одного и того же цикла волны находится у двух опор (расстояние между опорами составляет половину длины волны). Первое усиление происходит, когда гребень каждого последовательного цикла волн совпадает с положением опор. Последующий период порядка гашения и усиления воздействия волны на опоры СПБУ возникает в течение все более коротких промежутков времени.

Период волны, используемый в детерминистическом анализе экстремального шторма, должен быть выбран в диапазоне, указанном в А.6.4.2.3, для минимизации эффектов гашения.

В динамическом анализе случайных волн гашение воздействия волн может существенно снизить усиление динамического воздействия. Этот эффект необходимо минимизировать за счет регулирования периода собственных колебаний СПБУ так, чтобы он находился в периоде гашения.

10.4.3 Демпфирование (затухание)

На демпфирование системы влияет также демпфирование, обусловленное присутствием основания, гидродинамическое демпфирование и конструктивное демпфирование. Нелинейное поведение основания и системы спуска/подъема (опор) также влияет на демпфирование системы. Степень, до которой каждый из этих факторов влияет на демпфирование системы, зависит от типа анализа и уровня реакции системы на воздействие.

10.4.4 Основания

Существует два варианта анализа конструкции и оценки основания.

Вариант 1. Подход согласно детерминистическому двухстадийному методу. На первом этапе вычисляется коэффициент динамического усиления и набор инерционных нагрузок, часто на основе линеаризованных вычислений. Затем выполняется оценка основания и конструкции с использованием квазистатического итеративного или упругопластического аналитического метода, для которого динамические воздействия аппроксимированы предварительно определенным набором инерционных нагрузок.

Вариант 2. Подход согласно вероятностному одностадийному методу, когда динамический структурный анализ и оценка выполняются на основе одной модели. Здесь детальный нелинейный вероятностный анализ во временном интервале выполняется с учетом упругопластического поведения основания.

10.4.5 Возникновение шторма

Возникновение шторма происходит под воздействием ветра, течения и волнения. Основным источником динамического возбуждения является флуктуационная природа волн.

При расчете гидродинамических воздействий необходимо учитывать совместное взаимодействие волн и течений, меняющихся во времени, в соответствии с разделом 7 и А.7.

Должны учитываться усредненные направления волн. Эффект распространения волн вокруг усредненного направления может учитываться при условии наличия надежной информации.

При использовании гидрометеорологических данных совместной вероятности все уместные комбинации ветра, волн и течения должны учитываться для определения наиболее неблагоприятной комбинации (см. А.7.3.1.1).

Состояние моря с периодом волны, максимально близким к периоду собственных колебаний СПБУ, может формировать более сильное динамическое воздействие, которое приведет к более сильным реакциям при более спокойном состоянии моря, чем экстремальное штормовое явление при значительно меньшей длине волны. Поэтому, должны учитываться волны с периодами максимально близкими к периоду собственных колебаний СПБУ (см. А.6.4.2.9).

10.5 Анализ штормовых нагрузок

10.5.1 Общие положения

СПБУ реагирует динамически на волновое воздействие, меняющееся во времени (см. 10.4.5 и А.10.4.5). Это реагирование должно моделироваться соответствующим образом в анализе путем включения статических и динамических составляющих. Эти эффекты могут быть определены процедурами двухстадийного детерминистического или одностадийного вероятностного анализа. Статические воздействия за счет статических нагрузок, переменных нагрузок и ветровых воздействий должны комбинироваться с ветровым воздействием и воздействием течения, меняющегося во времени.

Двухстадийный детерминистический анализ шторма включает рассмотрение статических гидрометеорологических воздействий и набора инерционных нагрузок. Набор инерционный нагрузок может рассматриваться либо на основе общепринятой аналогии СОСС, либо на основе вероятностного динамического анализа, в обоих случаях посредством расчета КДУ (см. 10.5.2). Набор инерционных нагрузок должен применяться, когда он находится в резонансе и увеличивает реакцию на гидрометеорологические воздействия одного из ряда нагрузок. Когда период собственных колебаний, деленный на явный период волны, составляет выше 0,9, следует предварительно учесть дополнительные наборы нагрузок для различных инерционных фаз.

Также может использоваться более подробная сфера применения процедуры вероятностного анализа во временном интервале, в которой инерционные воздействия включены напрямую. Этот анализ прогнозирует комбинированную статическую и динамическую реакции СПБУ на воздействия вероятностных волн, на основе которых вычисляются реакции на наиболее вероятный максимум волн в течение определенного периода времени (НВМКЗ), см. 10.5.3.

Эффекты воздействий, возникающие за счет наклона опоры, должны комбинироваться с эффектами воздействий за счет экстремальных штормовых явлений для максимального увеличения использования прочности опор и системы их фиксации.

В таблице *3* обобщены два подхода, включенных с состав анализа реакции основания (10.4.4) и динамики.

10.5.2 Двухстадийный детерминированный анализ штормовых нагрузок

Наиболее распространенным аналитическим методом, который принят для определения экстремальной реакции, является детерминистический квазистатический анализ волн. Этот метод не отражает вероятностной природы возбуждения волн и предполагает, что экстремальные реакции однозначно связаны с возникновением отдельных и периодических экстремальных волн.

Детерминистические реакции вычисляются путем дискретизации во времени одиночных и периодических экстремальных волн, воздействующих на конструкцию. Экстремальные реакции определяются на основе:

- воздействий за счет статических нагрузок, переменных нагрузок и ветровых воздействий;
- зависимых от времени, но квазистатических воздействий волн/течения;
- набора инерционных нагрузок, представляющих динамические эффекты.

Воздействия первой и второй групп должны определяться в соответствии с разделом 7.

Таблица *3* — Методы анализа экстремальных штормовых нагрузок

Параметр	Двухстадийный детерминированный анализ шторма			Одностадийный вероятностный анализ штормовых нагрузок
	Стадия 1: определение КДУ		Стадия 2: отдельный детерминированный анализ штормовых нагрузок	Множественные вероятностные имитации во временном интервале
	$K_{КДУ,СОСС}$	$K_{КДУ,СЛУЧ}$		
Воздействия волн/течения	Не применимо	Вероятностный (наложение линейных компонентов)	Регулярная волна высокого порядка	Вероятностный (линейный или более высокий порядок)
Динамика	Формула (*A.114*) (см. А.10.5.2.2.2)	Имитации во временном интервале (см. А.10.5.2.2.3)	Набор инерционных нагрузок, определенный посредством $K_{КДУ,СОСС}$ или $K_{КДУ,СЛУЧ}$ (см. А.10.5.2)	Имитации во временном интервале (см. А.10.5.3)
Ветровые воздействия	Не применимо	Не учитывают	Квазистатический	Квазистатический
Основание	Линеаризованный	Линеаризованный	Нелинейный	Нелинейный
Конструкция	Жесткость от нелинейной конструкции	Нелинейный или калиброванный нелинейный	Нелинейный	Нелинейный
Результат	$K_{КДУ,СОСС}$	$K_{КДУ,СЛУЧ}$	(глобальные) реакции	(глобальные) реакции

Инерционные воздействия, вызванные меняющимися во времени воздействиями волн и течения, представлены набором инерционных нагрузок. Величина набора инерционных нагрузок определяется на основе коэффициента КДУ и квазистатических воздействий волн/течений. Методы вычисления КДУ включают:

- общепринятую аналогию с одной степенью свободы;
- определение отношения динамических и квазистатических реакций из вероятностных динамических анализов.

В А.10.5.2.2.3 приведены варианты нагрузки, которые должны учитываться, когда $K_{КДУ,\ СЛУЧ}$ используется для определения набора инерционных нагрузок в двухстадийном анализе. Всегда необходимо использовать первый вариант нагрузки — см. формулу (*A.117*). Когда $(T_n/T_p) > 0{,}9$, то должны рассматриваться дополнительные варианты нагрузки, такие, как показанные в А.10.5.2.2.3, см. формулы (*A.118*) — (*A.120*).

В квазистатистический и динамический анализы при определении коэффициента КДУ должны включаться эффекты P-Δ, а доля эффекта P-Δ в моменте опрокидывания должна включаться в анализ момента опрокидывания.

10.5.3 Вероятностный подход к оценке штормовых нагрузок

В рамках вероятностного подхода необходимо выполнить один или несколько вероятностных динамических расчетов, которые выполняются либо для указанного состояния моря, либо для диапазона различных его состояний. Поскольку вероятностная картина волнения и течений варьируется в зависимости от множественных состояний морской поверхности, то экстремальные значения отклика конструкции СПБУ в каждом случае также варьируются. Посредством статистического анализа одной или нескольких случайных реализаций состояния моря может быть определено наиболее вероятное значение из экстремальных реакций.

В каждом моделировании воздействия за счет статических нагрузок, переменной нагрузки и ветровых воздействий сравнимы с воздействиями волн/течений, меняющихся во времени. Воздействия должны быть определены в соответствии с разделом 7. Влияние динамических эффектов, по сути, включается в результаты динамических вероятностных анализов.

При выполнении полностью интегрированного динамического вероятностного расчета необходимо определить крайнее значение НВМКЗ для каждого использования. При этом, полностью интегрированный динамический вероятностный расчет является прямым результатом предыдущей истории применения/расчета максимальных значений отношения обобщенного представления эффекта воздействия в процессе оценки к обобщенному представлению оценки сопротивления в сопоставимых единицах для конструкции и основания.

Коэффициенты воздействия по гидрометеорологическим воздействиям для этого аналитического метода устанавливают как 1,0 согласно 8.8.1.3. Однако, в этом случае значения гидрометеорологических параметров (т. е. скорость ветра, высота волны и скорость течения) должны быть рассчитаны с учетом соответствующих коэффициентов надежности; см. А.10.5.3.

Примечание — Применение коэффициентов надежности по нагрузкам, не равных единице, является сложным и сопряжено с риском некорректного использования коэффициентов. Более логически обоснованный подход состоит в применении частных коэффициентов надежности непосредственно к значениям гидрометеорологических параметров, что рекомендуется для полного вероятностного динамического расчета. Тем не менее, частные коэффициенты по гидрометеорологическим параметрам для вероятностных расчетов, используемых для определения КДУ, считаются равными единице.

10.5.4 Начальный наклон опоры

Первоначальный наклон опоры, возникающий в результате имеющихся зазоров и допустимого наклона понтона, приводит к возникновению дополнительного момента силы, действующего на опоры. Если начальный наклон опоры точно моделируется, то дополнительные моменты изгиба обязательно включаются в результаты.

Если начальный наклон опоры моделируется приблизительно, то усилия в элементах и в системе спуска/подъема опор должны быть увеличены на основе данных анализа в соответствии с 10.5.2 или 10.5.3, чтобы учесть эффект воздействия дополнительного момента на опоры перед тем, как выполнить проверки прочности конструкции (см. А.10.5.4).

Во всех случаях направление воздействия момента должно быть таким, чтобы максимально увеличить максимальное значение отношения обобщенного представления эффекта воздействия в процессе оценки к обобщенному представлению оценки сопротивления понтона в сопоставимых единицах. Это может быть достигнуто просто за счет рассмотрения состояния опор, находящихся с наветренной стороны.

10.5.5 Проверка предельных состояний

Проверки предельных состояний должны быть выполнены в отношении:

- прочности элементов опор, особенно поблизости к их верхней и нижней направляющим, а также зоне соединения опор с башмаками;
- прочности системы фиксации опор. Прочность соединения понтона и портала системы спуска/подъема рассматривается как обусловленная классификацией, если не применяются особые условия;
- устойчивость к опрокидыванию и сползанию башмака опоры;
- прочность башмака опоры и несущая способность основания.

Проверки должны выполняться для диапазона направлений состояния моря для определения максимального значения отношения обобщенного представления эффекта воздействия в процессе оценки к обобщенному представлению оценки сопротивления в сопоставимых единицах.

См. также разделы 9, 12 и 13.

10.6 Анализ усталости

Анализ усталости, как правило, выполняется на этапе проектирования СПБУ. Для операций СПБУ, которые короче по продолжительности, чем периодичность специального обследования, выполняемого ПКО, усталостный анализ не требуется при условии, если обеспечен режим конструктивной целостности по заключению ПКО или эквивалентной организации. Для операций СПБУ сравнительно длительной продолжительности см. раздел 11.

10.7 Анализ сейсмических нагрузок

Оценка землетрясения должна выполняться для площадок в зонах сейсмичности 2 и выше согласно *ГОСТ Р 57123*. Нет необходимости выполнять оценку землетрясения для сейсмической зоны 0. Для сейсмической зоны 1 оценка землетрясения должна рассматриваться при наличии любого из следующих условий:

- площадки с потенциалом циклической подвижности (например, разжижение) согласно *ГОСТ Р 57123*, категория грунтовых условий F;

- площадки с вероятностью неприемлемой дополнительной пенетрации опор, если превышены реакции предварительному нагружению (верхний предел ограничения по проседанию может быть уменьшен при работе вблизи соседних конструкций);

- СПБУ, где отношение между реакциями отдельных опор к предварительному нагружению на морском дне и максимальной реакции при работе в тихой воде на морском дне менее 1,25.

В таких случаях конструкция оценивается по критериям ПСКНС на прочность и жесткость, когда она подвержена сейсмическим воздействиям на основе унифицированного спектра опасностей с периодом повторяемости 1000 лет. Указания по критериям спектра воздействий землетрясений с периодом повторяемости 1000 лет приведены в *ГОСТ Р 57123*. При таком землетрясении СПБУ должна получить незначительные или нулевые повреждения.

Если СПБУ не удовлетворяет условиям проверки на ЗЭУ с периодом повторяемости 1000 лет в отношении критериев оценки ПСКНС, в сочетании с *ГОСТ Р 57123* должны использоваться альтернативные методы оценки (см. 10.9) для оценки соответствия требований параметрам землетрясения. В этом случае для СПБУ приемлемо, если оценка показывает, что выход из строя конструкций, влекущий за собой несчастные случаи с летальным исходом и/или существенный ущерб окружающей среде, не произойдет ни при каком рассматриваемом сейсмическом событии, хотя в некоторых случаях могут возникнуть значительные повреждения конструкции.

Поскольку отсутствуют возможности подготовить СПБУ к моменту возникновения землетрясения, то важно учитывать все обоснованные характеристики массы, а также эксплуатационные характеристики.

Примечание — Малая масса имеет тенденцию к сокращению периода собственных колебаний, вследствие чего возникает более высокая амплитуда. Большая масса приводит к более длительному периоду колебаний, что может привести к возникновению более высоких боковых сил, в зависимости от снижения поперечных ускорений в сочетании с увеличенной массой.

Модель оценки должна включать реалистичный диапазон моделирования взаимодействия башмака опоры и грунта, который включает также и неопределенности в жесткости и несущей способности (основания); см. 8.6.3. Когда прогнозы возможного диапазона пенетрации сильно варьируются, должны учитываться пределы такого диапазона. Модель шарнирного башмака опоры в целом дает неконсервативное представление о требованиях к СПБУ в случае землетрясения.

На площадках с доминированием несвязанных грунтов должна рассматриваться возможность разжижения грунта под действием землетрясения.

10.8 Аварийные ситуации

Анализ аварийных ситуаций следует выполнять по указанию собственника СПБУ, оператора или регулятивного органа (см. также 5.3), такой анализ не является обязательной процедурой.

10.9 Альтернативные методы анализа

10.9.1 Расчет по основным предельным состояниям

Анализ предельной прочности предназначен для выявления устойчивости конструкции СПБУ и основания под ней к разрушению при приложении воздействий. Для ситуаций с персоналом, находящимся на борту, критерии приемки, как правило, устанавливаются регулирующим органом. Для ситуаций без персонала/с эвакуированным персоналом критерии приемки должны согласовываться между оператором и собственником СПБУ. В некоторых регионах анализ может включать:

- оценку СПБУ в отношении аномальных условий волнения для демонстрации живучести (например, с периодом повторяемости один раз в 10 000 лет в Северном море);

- увеличение масштабов экстремальных штормовых воздействий до момента возникновения прогнозируемого выхода из строя для соответствия целевому запасу относительной устойчивости (например, стационарные платформы в Мексиканском заливе, см. [2], пункт 9.10.2);

- выполнение анализа во временном интервале для ЗАУ (см. *ГОСТ Р 57123*).

Неопределенности, связанные с несущей способностью, могут быть значительно выше, чем те, которые связаны с предельной прочностью конструкции. Поэтому при выполнении анализа предельной прочности важно понимать различие и оценивать режимы выхода из строя конструкции и разрушение структуры основания. Рекомендована следующая стратегия:

а) выход конструкции из строя или разрушение структуры основания должны быть выявлены с помощью анализа на основе усредненных (или наилучшим образом оцененных) свойств конструкционной стали и свойств грунта;

b) когда разрушение основания происходит до выхода конструкции из строя, то выход конструкции из строя должен определяться с допущением о несущей способности основания на основе верхней границы прочности или (если это необходимо) безупречной прочности при оценке свойств грунта. Это должно обеспечить оценку прочности стальной конструкции.

Оценка предельной прочности используется для определения наиболее вероятной устойчивости конструкции к разрушению с частным коэффициентом сопротивления, равным 1,0. При отсутствии частных коэффициентов сопротивления оценка предельной прочности должна интерпретироваться и применяться с особым вниманием.

10.9.2 Типы анализа

Методику выполнения анализа предельной прочности см. в [2]. Определение воздействий и свойств основания должно соответствовать настоящему стандарту.

11 Длительная эксплуатация

11.1 Область применения

При сроке эксплуатации СПБУ на одной площадке дольше срока продолжительности специального обследования должна быть дополнительно выполнена оценка по конкретной площадке согласно положениям раздела 11 и требованиям ПКО.

Должны быть рассмотрены специальные требования владельца СПБУ, оператора и регулирующего органа, относящиеся к длительному применению.

11.2 Данные для оценки

В дополнение к данным, которые в нормальных условиях требуются для оценки кратковременного применения, требуются дополнительные данные, связанные с длительным применением. Эти данные должны включать:

- продолжительность нахождения СПБУ на площадке;
- список модификаций СПБУ, который оказывает влияние на переменные во времени воздействия, сопротивление конструкции или усталостную прочность компонентов конструкции;
- ограничения способности восстановить горизонтальность понтона и поддерживать воздушный зазор понтона над уровнем моря, например в связи с поддерживаемыми водоотделяющими колоннами (или кондукторами);
- отклонения от конфигураций стандартного эксплуатационного и штормового режимов, указанных в морском руководстве по эксплуатации;
- гидрометеорологические данные, приемлемые для оценки усталости, включая направленность ветра, волн и течения;
- предполагаемое накопление и вертикальное распределение обрастания, а также уместные процедуры по его снижению;
- геотехнические данные, необходимые для оценки длительных операций;
- другие данные, необходимые для оценки усталости (см. 11.3.1).

11.3 Дополнительные требования

11.3.1 Оценка усталости

Остаточная усталостная выносливость всех соответствующих компонентов конструкции должна быть продемонстрирована как приемлемая применительно к планируемому периоду пребывания на площадке. В оценке должны быть учтены любые усталостные нарушения в результате предыдущей работы СПБУ. Данные за прошедший период по СПБУ, как и данные о площадке, должны быть запрошены у владельца. Ввиду вероятностной неопределенности оценок усталостной выносливости, запас прочности должен определяться посредством применения планируемого коэффициента конструктивного повреждения от усталости f_{FD}. Дополнительные требования см. в А.11.3.1.

Частные коэффициенты воздействия, используемые для анализа усталости, могут быть уменьшены до единицы при использовании кривых S-N при среднем значении минус два среднеквадратичных отклонения от log (*N*).

11.3.2 Контроль веса

Изменение массы в ходе длительных операций должно отслеживаться, чтобы обеспечить соответствие оценочным допущениям. Достаточный допуск по весу обрастания должен быть заложен в оценку.

11.3.3 Защита от коррозии

Защита от коррозии должна быть внедрена на весь период пребывания на площадке. Особое внимание уделяют защите от коррозии в зоне заплеска.

11.3.4 Обрастание

Оценка должна включать эффекты длительного накапливания обрастания.

11.3.5 Основания

Оценка должна включать учет следующих потенциальных воздействий:

- проседание под воздействием экстремального шторма;
- продолжительное проседание основания;
- осадка морского дна, например из-за истощения продуктивного пласта;
- размыв;
- подвижность морского дна.

11.4 Требования к исследованиям

Обследования необходимы для обеспечения поддержания целостности СПБУ в соответствующем состоянии в течение длительного применения. Как минимум, владелец СПБУ должен разработать план, который включает следующие обследования:

a) специальное обследование перед постановкой на площадку;

b) специальное обследование для конкретного проекта в соответствии с ПТКПЭ.

Контроль ПТКПЭ требуется для длительных операций, и она должна разрабатываться на основе:

- требований ПКО;
- истории предыдущих операций и обследований СПБУ;
- результатов оценки в отношении предстоящих операций.

Исследования морского дна должны быть включены в ПТКПЭ для площадок, на которых известны случаи размыва и/или подвижности морского дна.

Если оператор предложит изменение первоначально планировавшейся продолжительности операций, то владелец СПБУ должен документально подтвердить, что у СПБУ остается достаточная остаточная усталостная стойкость, а также должно быть получено одобрение от ПКО и регулирующего органа.

12 Прочность конструкции

12.1 Область применения

12.1.1 Общие положения

В этом разделе приведены базовый подход для определения прочности конструкции опор ферменного типа. Незначительные (ограниченные) указания приведены и в отношении других типов опор. В нормальных условиях прочность системы фиксации и/или подъемной системы, а также прочность башмаков опор указываются производителем.

Необходимые для проверок прочности формулы приведены в этом разделе. Они позволяют определить коэффициент использования прочности конструкций в соответствии с разделом 13.

Подходящий метод выполнения необходимых вычислений приведен в А.12. Коэффициенты сопротивления по приложению В увязаны с методами вычислений, которые представлены в А.12 и должны быть заново откалиброваны, если используются другие методы.

Требования ПКО охватывают проектирование, строительство и периодические обследования СПБУ, а также рассматривают такие аспекты, как свойства материалов, допуски изготовления, сварку, детали и части конструкции СПБУ и др., кроме опор (например, портал подъемника и конструкция понтона), которые в нормальных условиях не рассматриваются в оценке с учетом условий площадки постановки. Например, когда усилия в системе фиксации находятся в пределах ограничений, установленных производителем, и утверждены ПКО, не требуется дополнительной оценки понтона и портала подъемника. Аналогично, если вертикальные и вращательные реакции основания на башмаки опор находятся в пределах конструкционных ограничений, установленных производителем, то необходимость проверять прочность соединения опоры с башмаком отсутствует.

12.1.2 Опоры ферменного типа

Требования, установленные в данном разделе, относятся к хордам и распоркам опор ферменного типа. Размеры сварных швов, косынок (узловых связных листов), прочность стыков, и т. п., описываются требованиями ПКО, и они не должны влиять на общую целостность конструкции. Хорды и раскосы описаны в 12.2—12.6.

12.1.3 Другие типы опор

Некоторые из проверок, включенных в данный раздел, применимы либо к опорам цилиндрического (трубчатого) типа, либо к опорам коробчатого типа, но для этих конфигураций этот раздел необходимо дополнить другими документами для рассмотрения поперечных сечений с дополнительными ребрами жесткости.

Примечание — Американский нефтяной институт, например, дает ссылку на [*11*] — [*14*].

12.1.4 Система фиксации и/или (само)подъемная система

Сведения о прочности системы фиксации и/или подъемной системы обычно предоставляются производителем. Данные производителя должны представлять нефакторизованную предельную прочность систем(ы). Как правило, такие данные приводятся отдельно для вертикального и горизонтального направлений.

12.1.5 Прочность башмака опоры, включая соединение с опорой

Данные по прочности башмака опоры обычно предоставляются производителем. Предполагается, что данные производителя представляют собой данные о нефакторизованной предельной прочности башмака опоры и соединении башмака с опорой в нормальных условиях, указываемые для всех применимых вертикальных и горизонтальных сил, а также для моментов относительно горизонтальных осей.

12.1.6 Общий обзор процедуры оценки

Базовый подход состоит из определения следующего:

- классификация поперечных сечений элемента конструкции (см. 12.2);
- свойства сечений призматических элементов некруглой формы (см. 12.3);
- эйлерово увеличение сил, воздействующих на элементы конструкции (если не включено в анализ конструкции) (см. 12.4);
- прочность решетчатых элементов опоры [цилиндрические элементы (см. 12.5) и призматические элементы в опорах ферменного типа (см. 12.6)];
- прочность соединений (см. 12.7).

12.2 Классификация поперечных сечений элементов

12.2.1 Типы элементов

Методология, используемая для классификации поперечных сечений элементов, различается для цилиндрических (трубчатых) элементов с поперечным сечением круглой формы и для всех остальных поперечных сечений призматических элементов. Цилиндрические (трубчатые) элементы, усиленные в продольном направлении, и трубчатые элементы с отверстиями под штифты, вырезами и т. п. должны рассматриваться как некруглые призматические элементы.

12.2.2 Предел текучести материала

Предел текучести материала, используемый при классификации элемента и расчете прочности элемента, должен соответствовать при 0,2 % отклонению деформации от начальной линейной зависимости напряжение — деформация. Меньшее значение должно использоваться, когда материал не демонстрирует достаточное деформационное упрочнение.

12.2.3 Определения классификации

На прочность поперечного сечения влияет ее способность противостоять продольному локальному изгибу при сжатии в момент изгиба, или осевого усилия, или при их сочетании. При классификации поперечных сечений устраняется требование точного вычисления прочности локального продольного изгиба.

Для призматических элементов некруглой формы компоненты и поперечные сечения классифицируются как пластические, компактные, некомпактные (или полукомпактные), а также тонкие, в порядке убывания их прочности. Когда поперечное сечение состоит из компонентов различных классов, его следует классифицировать по классу его компонентов с самой низкой прочностью при сжатии. Тонкие компоненты в поперечном сечении могут не учитываться, при условии, что только оставшееся поперечное сечение используется для всех аспектов оценки. Применяется следующая классификация:

- класс 1 — пластичный: поперечные сечения со свойствами вращения пластичного шарнира. Соответствие этой классификации позволяет пластичному шарниру создавать достаточную вращательную способность, позволяющую перераспределять моменты, возникающие в элементе. Все пластические поперечные сечения по своей природе компактные;

- класс 2 — компактный: поперечные сечения со свойствами пластического момента (момент, когда поперечное сечение достигает своего предела текучести). Соответствие этой классификации позволяет развивать предельный пластический момент в поперечном сечении, однако локальный продольный изгиб не дает возможности развития пластичного шарнира с достаточной способностью вращения, чтобы позволить выполнить оценку пластичности;

- класс 3 — некомпактный (или полукомпактный): поперечные сечения со свойствами между предельным моментом при пределе текучести и предельным пластическим моментом. Соответствие этой классификации позволяет реализовать предел пластической деформации при экстремальном сжатии самого дальнего волокна от нейтральной оси на стороне сжатия элемента, однако упругопластичный локальный продольный изгиб не дает возможности развития предельного пластического момента;

- класс 4 — гибкий: поперечное сечение, которое локально изгибается до того, как может быть достигнут предел текучести. Поперечное сечение классифицируется как гибкое, если какой-либо из компонентов сжатия в поперечном сечении не соответствует ограничениям для несжимаемых компонентов.

Нет необходимости классифицировать поперечные сечения цилиндрических элементов в той же степени, как сечения призматических элементов некруглой формы, но можно определять эти цилиндрические элементы на наличие способности вращения пластического шарнира (т. е. класс 1). Это связано с тем, что формулы для поперечных сечений цилиндрических элементов, представленые в А.12.5, учитывают является ли локальный продольный изгиб пластическим или упругим.

12.3 Свойства секций призматических элементов некруглой формы

12.3.1 Общие положения

Требования в 12.3 применяются в отношении прокатных и сварных призматических элементов некруглой формы, представляющих один или несколько компонентов, которые можно обнаружить в секции хорды (стойки) опоры СПБУ. Свойства поперечных сечений должны определяться, как это описано в 12.3.

Свойства поперечных сечений цилиндрических элементов включены в определение их прочности и рассматриваются в 12.5.

12.3.2 Пластические и компактные секции

Для пластических секций класса 1, а также для компактных секций класса 2 свойства секций могут быть определены с допущением о предельных пластических свойствах.

Когда упругие свойства секции определены для классов 1 и 2 вместо пластических свойств секции, это может основываться на полностью эффективном сечении и затем должно рассматриваться в качестве секций класса 3.

12.3.3 Полукомпактные секции

Свойства секций для полукомпактных секций класса 3 должны основываться на упругих свойствах с допущением о полностью эффективных поперечных сечениях. При рассмотрении поперечного сечения, состоящего из компонентов, имеющих разные пределы текучести, должны оцениваться места критического напряжения, поскольку не обязательно, что они совпадают с минимальным модулем секции или главными осями.

Проверка прочности основывается на интерполяции между пластической способностью класса 2 и упругой способностью класса 3.

Примечание — Места критического напряжения, как правило, находятся на концах компонентов, и являются функцией элементов силы, предела текучести компонента и его положения в поперечном сечении элемента.

12.3.4 Гибкие секции

Характеристики поперечного сечения для тонких секций класса 4 должны определяться с использованием принципов упругости материалов. Когда напряжение по всему сечению работает на растяжение, может использоваться все сечение. Если какая-либо часть сечения находится в сжатом состоянии, то свойства сечения должны быть уменьшены по необходимости, на основе эффективных секций (см. А.12.3.5).

12.3.5 Свойства поперечного сечения для оценки

Номенклатура и выбор переменных для использования в оценке элементов обобщен в А.12.3.5.

12.4 Влияние осевых сил на изгибающий момент

Момент, возникающий из-за эксцентриситета между упругими и пластическими центроидами сечений классов 1, 2 и 3, должен быть включен в оценку с учетом условий площадки постановки. Это может произойти в секциях, которые включают компоненты с различными пределами текучести.

Аналогичным образом для секций класса 4 существует эксцентриситет между полным центроидом упругости, который используется в анализе реакции конструкции, и центроидом уменьшенного поперечного сечения, который используется в проверке прочности элемента. Эта коррекция момента должна включаться для моментов при растяжении и при сжатии.

Усиление момента Эйлера или эффектов p-δ должно включаться для элементов, подвергающихся осевому сжатию. Когда эффекты p-δ не включены в анализ реакции конструкции на воздействие, они должны быть включены в проверки прочности. Коэффициенты эффективной длины и коэффициенты уменьшения момента C_m для использования в проверках прочности перечислены в таблице *A.30*. Альтернативно они могут быть определены с использованием логического анализа, который включает общую гибкость соединений и боковое смещение.

При консервативном подходе эффекты усиления Эйлера включаются в проверки прочности, однако некоторые результаты анализа в неявной форме уже включают эффекты усиления Эйлера. Оценка должна включать эффекты глобальных крупных смещений (P-Δ) и локальное усиление момента элемента (p-δ). Эффекты крупных смещений (P-Δ) рассматриваются в разделе 8.

12.5 Прочность цилиндрических элементов

Прочность цилиндрических элементов должна быть проверена на совместные осевые силы и изгибы, а также на сдвиг и сдвиг при кручении.

Требования, указанные в 12.5, не учитывают эффектов гидростатического давления. Обоснованность такого допущения должна быть проверена в отношении всех герметичных цилиндрических секций (см. таблицу *A.31*).

12.6 Прочность призматических элементов некруглой формы

Прочность призматических элементов некруглой формы должна быть проверена на совместные осевые силы и изгибы, а также на сдвиг и сдвиг при кручении.

Требования, приведенные в А.12.6, не учитывают эффекты гидростатического давления. Обоснованность такого допущения должна быть проверена в отношении всех герметичных призматических элементов некруглой формы (см. рисунок *A.41* и таблицу *A.31*).

12.7 Оценка соединений

Прочность соединений, как правило, рассматривается в ПКО для гидрометеорологических условий, приведенных в руководстве по эксплуатации. Если у специалиста, выполняющего оценку, имеются опасения по поводу того, что условия на площадке могут привести к нагрузкам соединений, превышающим нагрузки, оцененные ПКО, то должна оцениваться прочность соединений.

13 Критерии приемки

13.1 Область применения

13.1.1 Общие положения

В этом разделе определяются критерии для проверки приемлемости СПБУ для проведения операций на конкретной площадке применительно к различным предельным состояниям.

Частные коэффициенты воздействия и сопротивление, установленные в критериях приемки, разработаны вместе с методологическим анализом, приведенным в настоящем стандарте, и действительны, если используются в рамках этой методологии. Коэффициенты не обязательно обеспечивают достаточную надежность, если используются с другими методологиями.

Критерии проверки приемлемости СПБУ включают рассмотрение следующих аспектов:

- прочность конструкции опор, башмаков и системы фиксации (см. 13.3, 13.4 и 13.5 соответственно);
- подъем понтона (см. 13.6);
- запас длины опоры (см. 13.7);
- устойчивость к опрокидыванию (см. 13.8);
- целостность основания, включая предварительное нагружение, несущую способность основания, смещение в результате сползания, проседание в результате превышения несущей способности зоны (основания в пределах рабочей зоны) (см. 13.9);
- взаимодействие с соседней инфраструктурой (см. 13.10);
- температура (см. 13.11).

Проверки оценки прочности конструкции, устойчивости против опрокидывания и целостности основания в отношении каждого предельного состояния и оценочной ситуации основаны на параметре использования, как это описано в 13.2.

13.1.2 Полные предельные состояния

Оценка предельных состояний (ПСКНС) должна обеспечить факт, что критерии приемки не превышены ни в какой из применимых ситуаций оценки, см. 5.1, 5.3 и 5.4.

Целостность конкретного грунтового основания, на котором установлена СПБУ, является центральной для расчета устойчивости СПБУ.

Элементы СПБУ наиболее важные для прочности всей конструкции — это опоры на нижних направляющих, опоры между направляющими, шестерни и/или зубчатая рейка, система фиксации и/или опоры системы фиксации (если система фиксации встроена), а также соединение опоры с башмаком опоры. Когда существует степень неподвижности основания, то нижние части опоры должны быть проверены исходя из значения верхней границы фиксации. Неподвижность основания должна включаться в оценку верхней части опоры после того, как будет проведено соответствующее и подробное исследование основания.

Полное или частичное соответствие также может быть продемонстрировано путем сравнения с предыдущими оценками, проведенными в соответствии с положениями данного стандарта.

13.1.3 Предельные состояния эксплуатационной надежности и вероятностные предельные состояния

Предельные состояния эксплуатационной надежности и вероятностные предельные состояния приведены в 5.3.

13.1.4 Предельные состояния усталости

Операции СПБУ продолжительностью менее периода специального исследования ПКО не предусматривают выполнения усталостного анализа при условии, что целостность конструкции поддерживается посредством выполнения соответствующих программ инспекции. В отношении длительных применений усталость должна учитываться в соответствии с разделом 11.

Примечание — Период специального исследования, как правило, находится в пределах пяти — восьми лет.

13.2 Общая формулировка проверки оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки

Оценка должна соответствовать формату частного коэффициента надежности (безопасности). Частные коэффициенты воздействия должны применяться в отношении действий, а не эффектов воздействий. Частные коэффициенты сопротивления должны применяться в отношении репрезентативных возможностей основания и прочности конструкции. При выполнении вероятностной процедуры во временном интервале, которая включает полностью нелинейные реакции основания, использование НВМКЗ должно быть вычислено с использованием процедуры, приведенной в 10.5.3.

Коэффициент использования для каждого предельного состояния и ситуации оценки должен удовлетворять условию

$$U \leq 1{,}0, \qquad (2)$$

где U — коэффициент использования до одного значащего десятичного знака.

Для оценок, где соответствующий эффект воздействия может быть выражен одиночной реакцией, U имеет общую форму

$$U = \frac{\text{Эффект воздействия факторизованных воздействий}}{\text{Факторизованное сопротивление}}. \qquad (3)$$

Для оценок, где соответствующий эффект воздействия состоит из комбинации реакций, эффекты отдельного воздействия и факторизованные сопротивления объединяют в формулу взаимодействия I. В этих случаях использование U равно значению I.

Для оценок, где сопротивление определено поверхностью взаимодействия текучести (для оснований) или поверхностью взаимодействия пластичности (в отношении прочности призматических элементов некруглой формы), коэффициент использования имеет общую форму

$$U = \frac{\text{Длина вектора от указанной исходной точки до эффекта воздействия}}{\text{Длина вектора от той же исходной точки факторизованной поверхности взаимодействия}}. \qquad (4)$$

Факторизованные воздействия должны определяться в соответствии со схемой приложения расчетной нагрузки при проведении оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки F_d по 8.8.

Эффекты воздействия должны определяться в соответствии с требованиями разделов 9, 10 и 12, а также соответствующих положений, приведенных в А.9, А.10 и А.12. Конкретная форма формулы коэффициента использования определяется проверками основания и прочности в этих разделах.

Приложение В обобщает раздел(ы)/подраздел(ы) настоящего стандарта, где приведена применимая методология вычислений и соответствующая проверка оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки, а также приведены перечни значений частных коэффициентов воздействия и сопротивления, которые должны использоваться.

Примечание — В нормальных условиях частные коэффициенты воздействия и сопротивления более единицы: воздействия умножаются на частные коэффициенты воздействия, а сопротивления делятся на частные коэффициенты сопротивления.

13.3 Оценка прочности опоры

Формулы, приведенные в 13.2, должны использоваться для оценки коэффициента использования конструкции опоры. Методология выполнения проверок прочности элементов описана в разделе 12 вместе с соответствующими коэффициентами сопротивления.

13.4 Оценка прочности башмака опоры

Силы, действующие на верхнюю и нижнюю части башмака опоры из-за факторизованных воздействий для любой применимой оценочной ситуации, должны проверяться на соответствие факторизованной предельной прочности, полученной из спецификации производителя с помощью частного коэффициента сопротивления для прочности башмака опоры $\gamma_{R,S} = 1,15$. При недостаточности информации должен использоваться логический подход.

Примечания

1 В этой проверке рассматриваются такие вопросы, как чрезмерная геостатическая нагрузка на башмак опоры (при максимальной пенетрации); прочность башмака опоры (в диапазоне прогнозируемой пенетрации) и эксцентрическая поддержка башмака опоры [например, за счет неподвижности основания, уклона морского дна или существующих отпечатков (следов) от башмаков опор].

2 Когда выполняется общий анализ реакции шарнирного башмака опоры, силы, действующие на башмак, могут быть получены на основе реакции на предварительное нагружение и пределе прочности грунта.

13.5 Оценка прочности системы фиксации

Силы, действующие на систему фиксации, возникающие за счет всех факторов воздействия для любых возможных ситуаций, для которых проводится оценка, должны быть проверены на соответствие предельной прочности, полученной из спецификации производителя с помощью частного коэффициента сопротивления в отношении прочности системы фиксации $\gamma_{R,H} = 1,15$. При недостаточности информации должен использоваться логический подход.

13.6 Расчет высоты подъема понтона

Высота поднятия понтона (клиренс) должна обеспечивать зазор не менее 1,5 м между высотой гребня экстремальной волны в оцениваемый период повторяемости и днищем понтона (см. 6.4). Высота гребня экстремальной волны в нормальных условиях определяется от экстремального УСВ согласно А.6.4.4 и высотой гребня волны над УСВ согласно А.6.4.2.4.

В некоторых регионах аномальная высота гребня волны (см. А.6.4.2.4), которая способна влиять на глобальную реакцию, может быть выше, чем высота гребня экстремальной волны, на 1,5 м. Поднятие понтона должно быть достаточным для перекрывания этой аномальной высоты гребня волны. Там, где существуют соответствующие базы гидрометеорологических данных и достоверные данные моделирования, аномальная высота гребня волны может быть определена с учетом совместной вероятности прилива, штормового нагона и высоты гребня волны.

Поднятие понтона должно учитывать любое проседание за счет экстремального или аномального штормового явления.

Примечания

1 Гидрометеорологические исследования после ураганов Катрина и Рита [*15*] выявили возможность образования локальных усилений гребней волн с небольшими площадями воздействия. При расчете высоты поднятия понтона для СПБУ отсутствует необходимость учитывать локальные воздействия сверх аномальных гребней, так как они не влияют в целом на СПБУ.

2 Воздушный зазор, который определен в *ГОСТ Р 54483*, понимается как зазор между наивысшей поверхностью воды, которая возникает в ходе экстремальных гидрометеорологических условий, и низшей незащищенной частью (понтона), не предназначенной для противостояния воздействию волн. Это отличается от определения, исторически использовавшегося в отрасли СПБУ.

3 При выполнении данных расчетов необходимо использовать именно такой подход (либо описанный в настоящем стандарте, либо приведенный в [16]), который обеспечивает более жесткие требования к надежности и безопасности.

13.7 Оценка запаса длины опоры

Запас длины опоры выше верхних направляющих должен учитывать неопределенность прогноза пенетрации опоры, а также учитывать любое проседание. Запас длины опоры должен быть не менее 1,5 м. Чем больше неопределенность, тем больше должен иметься запас длины опоры. Больший запас также требуется:

- из-за ограничения прочности верхнего отсека;
- увеличения доли изгибающего момента опоры, передаваемого системой фиксации за счет эффективного снижения жесткости опоры на верхней направляющей;
- дополнительного проседания из-за размыва;
- длительного проседания основания;
- проседания нефтегазоводоносного пласта (со свойствами резервуара).

13.8 Оценка устойчивости на опрокидывание

Формулы, указанные в 13.2, должны использоваться для оценки запаса безопасности против опрокидывания СПБУ. Коэффициент использования должен вычисляться как отношение момента опрокидывания из-за факторизованных воздействий M_{OTM} к факторизованному стабилизирующему моменту $R_{d,OTM}$.

Момент опрокидывания M_{OTM} должен вычисляться относительно оси опрокидывания в наиболее критичной оценочной ситуации с использованием схемы приложения расчетной нагрузки F_d при оценке СПБУ с учетом условий площадки постановки. Для СПБУ с независимыми опорами оси опрокидывания должны проходить через любые две (или более) точки реакции башмака опоры. Точки реакции описываются в 8.6.2 и А.8.6.2.

Факторизованный стабилизирующий момент $R_{d,OTM}$ вычисляют по формуле

$$R_{d,OTM} = R_{r,OTM}/\gamma_{R,OTM}, \quad (5)$$

где $R_{r,OTM}$ — репрезентативный стабилизирующий момент;

$\gamma_{R,OTM}$ — частный коэффициент сопротивления для стабилизирующего момента, равный 1,05.

Представительный стабилизирующий момент $R_{r,OTM}$ должен вычисляться для той же оценочной ситуации и относительно той же оси, которая использовалась для вычисления момента опрокидывания. Необходимо учитывать следующие дополнения:

- значительные эффекты отклонения (P-Δ) должны учитываться при расчете коэффициента использования опрокидывания;
- минимальный стабилизирующий момент из наиболее неблагоприятного сочетания минимальной переменной нагрузки и положения центра тяжести — в соответствии с 5.3, 5.4.4, 7.4 и А.7.4;
- стабилизирующие моменты, обеспечиваемые степенью неподвижности основания. Любые стабилизирующие моменты за счет неподвижности основания должны вычисляться в соответствии с разделом 9 с учетом любых уменьшений неподвижности момента для совпадения с поверхностью текучести основания.

Значительные эффекты отклонения (P-Δ) могут учитываться одним из трех способов:

1) сниженный стабилизирующий момент может вычисляться на основе статического воздействия, когда СПБУ находится в смещенной позиции из-за факторизованных воздействий;

2) повышенный момент опрокидывания может вычисляться, включая дополнительное опрокидывание понтона в смещенном состоянии;

3) момент опрокидывания может вычисляться на основе реакций основания, полученных из исследования больших деформаций, поэтому уменьшение стабилизирующего момента из-за эффекта больших деформаций неявным образом включены в момент опрокидывания.

Примечания

1 Проверка на опрокидывание служит лишь проверенным ориентиром. Оценка определяется проверками основания.

2 При выполнении данных расчетов необходимо использовать такой подход (либо описанный в настоящем стандарте, либо приведенный в [16]), который обеспечивает более жесткие требования к надежности и безопасности.

13.9 Оценка целостности основания

13.9.1 Проверка несущей способности основания

Формулы, приведенные в 13.2, должны использоваться для оценки основания. Реакции башмака опоры за счет факторизованных воздействий должны проверяться на соответствие с факторизованной несущей способностью в соответствии с требованиями 9.3.6 с использованием положений А.9.3.6.

Для проверки целостности основания на всех уровнях коэффициент использования предварительного нагружения $U_{S,pl}$ должен вычисляться в соответствии с А.9.3.6.2. Коэффициент использования должен соответствовать формуле (*6*) или альтернативной формуле (*7*):

$$U_{S,pl} = \frac{V_{st} + W_{BF,A}}{V_{Lo} / \gamma_{R,PRE}} \le 1,0 \qquad (6)$$

или

$$U_{S,pl} = \frac{F_V + W_{BF,o} + B_S}{V_{Lo} / \gamma_{R,PRE}} \le 1,0. \qquad (7)$$

Обозначения соответствуют определениям, приведенным в А.9.3.

Для уровня 2а проверки с шарнирными башмаками опоры коэффициент использования вертикальной и горизонтальной несущей способности основания $U_{S,vhm}$ должен вычисляться в соответствии с А.9.3.6.4.1 и должен соответствовать формуле

$$U_{S,vhm} = \frac{\text{Длина вектора 1}}{\text{Длина вектора 2}} \le 1,0. \qquad (8)$$

Векторы соответствуют определениям из А.9.3.6.4.1.

Для уровня 2а проверки коэффициент использования сопротивления основания сползанию $U_{S,pl}$ должен вычисляться в соответствии с А.9.3.6.4.2 и должно соответствовать формуле

$$U_{S,sl} = \frac{\text{Длина вектора 1}}{\text{Длина вектора 2}} \le 1,0. \qquad (9)$$

Векторы определены в А.9.3.6.4.2.

Для проверки уровня 2b по степени неподвижности основания условия формул (*8*) и (*9*) остаются действительными; см. А.9.3.6.5.

При проверке уровня 2с используют взаимодействие текучести или модель непрерывного основания. Соответствие поверхности текучести основания подразумевается само собой, по умолчанию, и указанные выше проверки коэффициента использования, как правило, не выполняются. Тем не менее когда сползание не включено в модель, то должна быть выполнена проверка сползания в соответствии с А.9.3.6.4.2 и формулой (*9*).

Примечание — При выполнении данных расчетов необходимо использовать данный подход (либо описанный в настоящем стандарте, приведенный в [*16*]*), который обеспечивает более жесткие требования к надежности и безопасности.*

13.9.2 Оценка смещения

Если силы, действующие на любой башмак опоры в процессе выполнения схемы приложения расчетной нагрузки F_d при оценке СПБУ с учетом условий площадки постановки, имеют коэффициент использования, вычисленный в соответствии с 13.9.1, который превышает 1,0, то может быть выполнена дополнительная оценка, как это приведено в А.9.3.6.6. Эта оценка должна продемонстрировать, что любые дополнительные оседания и/или связанные дополнительные эффекты воздействия на конструкцию находятся в допустимых пределах. Более того, не должно быть эксплуатационных ограничений по выравниванию понтона и корректировке безопасного поднятия понтона или альтернативного безопасного оставления места.

Примечание — Консервативная оценка допустимой осадки может быть получена на основе ограничения наклона понтона, если это указывается в руководстве по эксплуатации.

13.10 Взаимодействие с соседней инфраструктурой

Смещение СПБУ не должно:

- приводить к контакту или опасному взаимодействию с любой соседней конструкцией;
- превышать практические ограничения по непрерывным операциям.

13.11 Температурные воздействия

Самые низкие среднесуточные температуры воздуха и воды за 50-летний период должны соответствовать ограничениям, указанным в руководстве по эксплуатации.

Примечание — Цель данной проверки — убедиться, что температура воздуха на месторождении соответствует свойствам материалов, использованных в конструкции СПБУ.

Приложение А
(справочное)

Дополнительная информация и рекомендации

Примечание — В разделах/подразделах настоящего приложения приведена дополнительная информация и указания к разделам/подразделам основного текста настоящего стандарта. Та же система нумерации и заголовки используются для простоты определения подраздела в тексте настоящего стандарта, к которому они относятся.

А.1 Область применения

Хотя в настоящем стандарте не рассматриваются вопросы целостности направлений скважин, однако Институт правил в нефтегазовой отрасли (Institute for Petroleum Guidelines) [*17*] приводит указания по их оценке.

А.2 Нормативные ссылки

Указания отсутствуют.

А.3 Термины и определения

Указания отсутствуют.

А.4 Обозначения

А.4.1 Обозначения, использованные в А.1

Указания отсутствуют.

А.4.2 Обозначения, использованные в А.2

Указания отсутствуют.

А.4.3 Обозначения, использованные в А.3

Указания отсутствуют.

А.4.4 Обозначения, использованные в А.4

Указания отсутствуют.

А.4.5 Обозначения, использованные в А.5

Указания отсутствуют.

А.4.6 Обозначения, используемые в А.6

D_1 — функция направленного распространения как функция *n;*

D_2 — функция направленного распространения как функция *s;*

D_3 — функция направленного распространения как функция σ;

d — глубина моря;

$F(\alpha)$ — функция направленности;

f — частота волн;

H_{max} — высота отдельной экстремальной волны;

H_s — увеличенная высота значимой волны для учета асимметрии волны;

H_{srp} — высота значимой волны для периода оценки;

h — эталонная (опорная) глубина ветрового (нагонного) течения;

L — длина волны, у которой H_{max} и T_{ass} глубины моря d, согласно используемой теории периодических волн;

N — обратная экспонента степенной зависимости профиля ветра;

n — экспонента параметра в D_1;

S_y — наименьшее расстояние между опорами СПБУ с тремя опорами;

$S_{PM}(\omega)$ — спектр волн Pierson-Moskowitz для состояния моря;

$S_{JS}(\omega)$ — спектр волн JONSWAP для состояния (волнения) моря;

$S_{\eta\eta}(f)$ — функция спектральной плотности волны, выраженная как функция частоты волны;

$S_{\eta\eta}(f, \alpha)$ — направленный короткогребневый спектр плотности энергии;

s — параметр в D_2;

T_{ass} — истинный период волны, связанный с H_{max};

T_p — явный модальный или пиковый период спектра;

$T_{p,i}$ — истинный модальный или пиковый период спектра;

$T_{z,i}$ — истинный средний период при пересечении нулевого уровня высотной отметки водной поверхности в состоянии моря;

V_C — скорость течения как функция z;

V_s — подветренная составляющая соответствующего волнового (накатного) течения (исключая нагонный компонент);

V_{ref} — устойчивая скорость ветра длительностью 1 мин на высотной отметке Z_{ref} (как правило, на высоте 10 м над СУМ);

V_t — подветренная составляющая среднего сизигийного приливного течения;

V_w — поверхностное течение, образованное ветром;

V_z — скорость ветра на высотной отметке Z над рассматриваемым УСВ;

Z — высотная отметка выше рассматриваемого УСВ;

z — вертикальная координата по отношению к рассматриваемому УСВ, положительно вверх;

Z_{ref} — эталонная отметка над СУМ;

α — угол между направлением последовательности элементарных волн и доминирующим направлением короткогребневых волн;

γ — параметр формы пикового коэффициента усиления в спектре JONSWAP;

κ — редукционный коэффициент кинематики;

ϕ — коэффициент уменьшения кинематики;

σ — стандартное отклонение от нормального распределения в D_3;

ψ — широта.

А.4.7 Обозначения, используемые в А.7

A — площадь;

A_e — эффективная площадь опоры на единицу высоты;

A_i — эффективная площадь элемента или узловой фасонки (косынки) i;

A_{Wi} — проецируемая площадь блока i перпендикулярно направлению ветра;

C_A — коэффициент добавленной массы;

C_{De} — эквивалентное значение коэффициента лобового сопротивления пролета опоры;

C_{Dei} — эквивалентное значение коэффициента лобового сопротивления элемента i;

C_D, C_{Di} — коэффициент лобового сопротивления, коэффициент лобового сопротивления элемента i;

$C_{Dpr}(\theta)$ — коэффициент лобового сопротивления, относящийся к проецируемому диаметру;

C_{D0} — коэффициент лобового сопротивления для трубчатого элемента с соответствующей шероховатостью;

C_{D1} — коэффициент лобового сопротивления для потока, перпендикулярного к стойке, имеющей отношение к проецируемому диаметру, W;

C_M, C_{Mi} — коэффициент инерции, коэффициент инерции элемента i;

C_{Me} — эквивалентное значение коэффициента инерции пролета опоры;

C_{Mei} — эквивалентное значение коэффициента инерции элемента i;

C_s — коэффициент формы;

D, D_i — эталонный диаметр, эталонный диаметр элемента i;

D_e — эквивалентный диаметр опоры;

D_F — ширина опоры со стороны зубчатой рейки, наружные размеры, направление, перпендикулярное к потоку;

$D_{pr}(\theta)$ — проецируемый диаметр;

d — глубина моря;

H_s — увеличенная высота значимой волны для учета асимметрии волны;

l_i — длина элемента i межузлового центра;

m_a — добавленная масса (на единицу длины) элемента;

P_i — давление в центре блока i;

s — высота одного пролета опоры или рассматриваемой части пролета;

T_i — истинный период периодической волны (в системе координат в пространстве он неподвижный по отношению к волне, т. е. течение отсутствует);

T_n — первый естественный период нагонного или колебательного движения СПБУ;

T_p — явный модальный или максимальный период спектра;

$T_{p,i}$ — истинный модальный или максимальный период спектра;

T_z — явный средний период при пересечении нулевого уровня высотной отметки водной поверхности в состоянии моря;

$T_{z,i}$ — истинный средний период при пересечении нулевого уровня высотной отметки водной поверхности в состоянии моря;

t_m — толщина обрастания;

W — предполагаемая ширина;

$\dot{r}_n$ — скорость рассматриваемого элемента, перпендикулярно к оси элемента и в направлении комбинированной скорости частицы;

$\ddot{r}_n$ — ускорение рассматриваемого элемента, перпендикулярно к оси элемента и в направлении комбинированной скорости частицы;

u — скорость частицы волны в волновом движении;

u_n — скорость частицы волны в волновом движении, разрешенная перпендикулярно к оси элемента;

$\dot{u}_n$ — ускорение частицы волны в волновом движении, разрешенная перпендикулярно к оси элемента;

V_C — скорость течения для использования в гидродинамической модели;

V_f — скорость течения в дальней зоне (невозмущенной);

V_{zi} — скорость ветра в центре блока i;

v_n — скорость частицы флюида, разрешенная перпендикулярно к оси элемента;

z' — модифицированная координата для использования в формуле скорости частицы;

z — вертикальная координата относительно рассматриваемого УСВ, положительно вверх, при котором требуется кинематика;

α_i — угол между направлением потока и осью элемента, проецируемый на горизонтальную плоскость;

β_i — угол, определяющий наклон элемента от горизонтали;

ΔF — волновое воздействие на единицу длины;

ΔF_{drag} — воздействие скольжения со значительным трением на единицу длины;

$\Delta F_{inertia}$ — инерционное воздействие на единицу длины;

λ — длина волны;

ρ — плотность воды или воздуха;

θ — угол в градусах;

ζ — текущий (мгновенный) уровень воды (та же система координат, что и z).

А.4.8 Обозначения, используемые в А.8

A — площадь осевого сечения эквивалентной модели опоры;

A_s — эффективная площадь сдвига;

E — модуль Юнга для стали;

F — приложенное осевое воздействие;

G — модуль сдвига;

I — второй статический момент площади сечения;

K_{hh} — горизонтальная жесткость соединения опоры с понтоном;

K_{rh} — вращательная жесткость соединения опоры с понтоном;

K_{vh} — вертикальная жесткость соединения опоры с понтоном;

L — консольно-закрепленная длина (от понтона до точки реакции морского дна);

M — приложенный момент;

P — приложенное сдвиговое напряжение;

P_g — сумма сил на опору в результате функциональных воздействий на опоры в понтоне, включая вес опор выше уровня понтона;

Δ — осевое смещение (укорачивание) опоры в точке приложения сил из детальной модели опоры;

Δ_C — модель осевых смещений окончаний (торцов) комбинированной опоры и соединения опоры с понтоном;

δ — боковое отклонение консольно-закрепленной опоры в точке приложения момента из детальной модели опоры;

θ_C — модель бокового смещения комбинированной опоры и соединения опоры с понтоном;

θ_C — модель наклона конца (торца) консоли от комбинированной опоры и соединения опоры с понтоном;

θ_M — наклон консоли в точке приложения момента из детальной модели опоры;

θ_P — наклон консоли в точке приложения напряжения сдвига из детальной модели опоры.

А.4.9 Обозначения, используемые в А.9

A — эффективная несущая площадь башмака опоры на основе поперечного сечения в самой верхней части опорной площади, контактирующей с грунтом (см. рисунок *А.12*);

A_s — боковая проекция площади вдавливания башмака опоры;

a — параметр интерполяции глубины;

a_s — постоянная несущей способности коэффициента сжатия;

B — эффективный диаметр башмака опоры в самой верхней части несущей площади, контактирующей с грунтом [для прямоугольного основания (башмака) B равен ширине];

B_{max} — диаметр площади контакта в плане, когда башмак опоры полностью установлен;

B_S — подъемная сила грунта под башмаком опоры ниже несущей площади, т. е. вес в воде грунта, вытесненного башмаком ниже D, наибольшая глубина максимальной несущей площади поперечного сечения башмака ниже морского дна;

b_S — постоянная несущей способности коэффициента сжатия в зависимости от диаметра башмака опоры;

C_H — коэффициент горизонтальной емкости (пропускной способности);

D — наибольшая глубина максимальной несущей площади поперечного сечения башмака ниже морского дна (см. рисунок *А.12*);

D_b — глубина противотока; заполнение не учитывается;

D_R — относительная плотность песка (в процентах);

d — глубина ниже дна моря;

d_c — коэффициент зависимости несущей способности от глубины;

d_{crit} — глубина, при которой встречается максимальная несущая способность грунта (многослоистый вариант);

d_q — коэффициент глубины для дренируемых грунтов;

d_γ — коэффициент глубины по добавочной нагрузке (перегрузке) для дренируемых грунтов;

F_H — горизонтальное усилие, приложенное к башмаку при выполнении схемы приложения расчетной нагрузки во время оценки с учетом условий площадки постановки (см. 8.8);

F_M — момент силы, приложенный к башмаку при выполнении схемы приложения расчетной нагрузки во время оценки с учетом условий площадки постановки (см. 8.8);

F_V — общая вертикальная сила, действующая на грунт под башмаком опоры при выполнении схемы приложения расчетной нагрузки во время оценки с учетом условий площадки постановки F_d (см. 8.8);

$(F_V/Q_V)_t$ — вертикальная нагрузка на пересечении поверхности текучести соединения и поверхности текучести основания;

f_1 — коэффициент, используемый в формуле поверхности текучести для погруженных в глину башмаков опор;

f_2 — коэффициент, используемый в формуле поверхности текучести для погруженных (вдавленных) в глину башмаков опор;

f_r — коэффициент ослабления вращательной жесткости основания;

G — модуль сдвига грунта основания;

H — расстояние от максимальной несущей площади башмака до более слабого слоя, расположенного ниже;

H_{cav} — предельная глубина выемки, остающейся открытой поверх башмака опоры во время проникновения (пенетрации);

h_1 — глубина погружения до самой верхней части башмака опоры (если полностью не погружен, $h_1 = 0$);

h_2 — глубина погружения наконечника башмака опоры;

I_{rNC} — показатель жесткости для нормально уплотненных глин;

I_P — показатель пластичности;

j — безразмерный коэффициент жесткости;

k_a — коэффициент активного давления грунта (для $s_u = 0$);

k_p — коэффициент пассивного (бокового) давления грунта;

K_1, K_2, K_3 — коэффициенты жесткости для вертикальной, горизонтальной и вращательной жесткости основания, соответственно;

K_{d1}, K_{d2}, K_{d3} — коэффициенты глубины для вертикальной, горизонтальной и вращательной жесткости основания, соответственно;

K_s — коэффициент среза при продавливании (протыкании);

L_s — длина ленточного основания;

m — параметр для определения эффекта адгезии в пределах зоны поверхности текучести основания;

n_s — коэффициент распределения нагрузки для песка, перекрывающего глину;

N_c — коэффициент несущей способности, взятый как $N_c\, s_c = 6{,}0$ для опорной поверхности башмака круглой формы;

N_q, N_γ — коэффициенты несущей способности плоской шероховатой опорной поверхности башмака круглой формы;

p'_o — эффективное давление вышезалегающих пород на глубине D максимальной несущей поверхности;

p_a — атмосферное давление;

Q_0 — несущая способность башмака опоры на дне моря;

Q_H — максимальная горизонтальная несущая способность основания;

Q_{Hs} — способность основания к скольжению;

Q_M — предел прочности основания;

Q_{Mp} — увеличенный предел прочности основания за счет дальнейшего проникновения (пенетрации) башмака опоры в результате воздействия окружающих условий;

Q_{Mps} — предел прочности основания, когда дальнейшее проникновение (пенетрация) башмака опоры приводит к полному контакту всей нижней поверхности башмака опоры с морским дном;

Q_{Mpv} — предел прочности основания при дальнейшем проникновении (пенетрации) башмака опоры, когда приложенное вертикальное усилие слишком мало для достижения полного контакта всей нижней поверхности башмака с морским дном;

Q_{peak} — максимальная несущая способность при $d = d_{crit}$;

$Q_{u,b}$ — предельная вертикальная несущая способность основания с допущением, что башмак несет нагрузку на поверхности нижнего (на дне) слоя глины без засыпки;

Q_V — общая предельная вертикальная несущая способность основания;

Q_{Vnet} — конечная предельная вертикальная несущая способность основания;

Q_{Vo} — начальная общая предельная вертикальная несущая способность основания, определяемая операциями предварительного нагружения;

r_f — интенсивность (частота) отказов;

R_{OC} — коэффициент переуплотнения;

s_c — коэффициент влияния формы на несущую способность;

s_u — прочность на сдвиг недренированного материала;

$s_{u,a}$ — прочность на сдвиг недренированного материала засыпки поверх башмака;

s_{uo} — прочность на сдвиг недренированного материала на самой большой глубине максимальной несущей площади (D ниже дна моря);

s_{uH} — прочность на сдвиг недренированного материала на глубине H_{cav} ниже дна моря;

$s_{u,l}$ — прочность на сдвиг недренированного материала на наконечнике башмака опоры;

s_{um} — прочность на сдвиг недренированного материала на дне моря;

$s_{u,b}$ — прочность на сдвиг недренированного нижнего слоя глины ниже башмака опоры;

$s_{u,t}$ — прочность на сдвиг недренированного верхнего слоя глины ниже башмака опоры;

T — толщина слабого глинистого слоя глины под башмаком опоры;

V_D — объем башмака опоры ниже максимальной несущей площади, который проник в почву;

V_L — имеющаяся реакция башмака опоры;

V_{Lo} — максимальная вертикальная реакция под рассматриваемым башмаком опоры, необходимая для поддержания веса СПБУ в воде в ходе всей операции предварительного нагружения (это не способность грунта; см. 3.58);

V_{st} — вертикальная реакция под башмаком опоры при выполнении схемы приложения расчетной нагрузки во время оценки с учетом условий площадки постановки, см. 8.8 (включает эффекты веса опоры и выталкивающей силы воды, исключает эффекты засыпки и плавучести башмака опоры в грунте);

V_{spud} — общий объем башмака опоры под засыпкой;

V_{sw} — общая вертикальная реакция башмака опоры в условиях тихой воды для рассматриваемого башмака (включает эффекты засыпки и плавучести башмака опоры в грунте);

W_{BF} — вес засыпки в воде;

$W_{BF,A}$ — вес засыпки в воде после применения максимального предварительного нагружения и его удержания;

$W_{BF,o}$ — вес засыпки в воде в ходе предварительного нагружения;

$W_{BF,omin}$ — минимальное значение веса засыпки в воде за счет противотока в ходе предварительного нагружения;

α — коэффициент сцепления;

β — эквивалентный угол конуса;

δ — угол трения стали/грунта в градусах;

$\gamma_{R,\ Hfc}$ — частный коэффициент сопротивления для горизонтальной несущей способности основания;

$\gamma_{R,\ VH}$ — частный коэффициент сопротивления для несущей способности основания;

γ' — удельный вес единицы грунта в воде (эффективный);

ρ — скорость увеличения прочности на сдвиг недренированного материала с глубиной;

ϕ' — эффективный угол внутреннего трения для песка в градусах;

ν — коэффициент Пуассона.

А.4.10 Обозначения, используемые в А.10

B — эквивалентный диаметр башмака опоры в самой верхней части несущей площади, контактирующей с грунтом;

C_{rd} — коэффициент затухания распространения (волн) под воздействием демпфера (сила на единицу скорости);

D_e — эквивалентный набор инерционных воздействий, представляющих динамические эффекты экстремального шторма или движение грунта из-за землетрясения;

E_e — гидрометеорологические воздействия из-за экстремального штормового события;

$F_{BS,Amplitude}$ — единичная амплитуда квазистатического сдвига основания за один волновой цикл;

$F_{BS,(QS)max}$ — максимальная квазистатическая горизонтальная сила сдвига основания волны/течения;

$F_{BS,(QS)min}$ — минимальная квазистатическая горизонтальная сила сдвига основания волны/течения;

F_{in} — величина набора инерционных нагрузок;

G — модуль сдвига;

G_F — воздействия за счет фиксированной нагрузки, которые размещены таким образом, чтобы адекватно отображать их вертикальное и горизонтальное распределение;

G_v — воздействия за счет максимальной или минимальной переменной нагрузки, в зависимости от ситуации, размещенной на самом неблагоприятном центре тяжести применительно к рассматриваемым конфигурациям;

K_{eff} — эффективная жесткость системы;

$K_{КДУ,СЛУЧ}$ — КДУ на основе (вероятностного) анализа случайной волны во временном интервале;

$K_{КДУ,СОСС}$ — КДУ на основе представления динамического поведения с одной степенью свободы;

M_{eff} — эффективная масса системы;

O_T — полное горизонтальное смещение основания опоры по отношению к понтону;

O_1 — смещение за счет зазоров между опорой и понтоном;

O_2 — смещение за счет максимального наклона понтона, допускаемого руководством по эксплуатации;

T_n — первый естественный период нагонного или колебательного движения СПБУ;

T_p — явный модальный или максимальный период спектра волн;

$T_{p,i}$ — истинный модальный или пиковый период волнового спектра;

ν — коэффициент Пуассона грунта основания;

Ω — отношение периода естественных колебаний СПБУ к периоду возбуждения волны;

ρ — полная, насыщенная, плотность (масса) грунта основания;

ζ — коэффициент модального затухания или доля критичного демпфирования;

ζ_{rd} — коэффициент демпфирования (затухания) модального распространения (волн) для учета вертикального движения башмака опоры;

ω_n — естественная частота, рад/с.

А.4.11 Обозначения, используемые в А.11

$D_{c,e}$ — расчетное существующее усталостное разрушение до прибытия на площадку;

$D_{c,s}$ — расчетное усталостное разрушение в ходе плановых операций на площадке;

$f_{FD,e}$ — расчетный коэффициент усталостного повреждения, применимый к $D_{c,e}$;

$f_{FD,s}$ — расчетный коэффициент усталостного повреждения, применимый к $D_{c,s}$;

N — количество циклов до разрушения от усталости в указанном диапазоне напряжения с постоянной амплитудой S;

S — диапазон напряжения с постоянной амплитудой.

А.4.12 Обозначения, используемые в А.12

A — общая площадь поперечного сечения;

A_{ec} — полная эффективная площадь гибкой секции при сжатии призматического элемента некруглой формы;

A_c — площадь поперечного сечения для использования в оценке призматического элемента некруглой формы при сжатии;

$A_{eff,i}$ — эффективная площадь компонента призматического элемента некруглой формы при сжатии;

A_f — площадь поперечного сечения полукомпактной секции призматического элемента некруглой формы;

A_i — площадь поперечного сечения i-го компонента, включающего в себя элемент конструкции;

A_o — площадь, ограниченная средней линией материала периметра секции;

A_p — полностью пластическая эффективная площадь поперечного сечения призматического элемента некруглой формы;

A_t — площадь поперечного сечения для использования при оценке призматического элемента некруглой формы при растяжении;

A_v — эффективная площадь сдвига призматического элемента некруглой формы в рассматриваемом направлении;

B — коэффициент усиления момента элемента для рассматриваемой оси;

B_s — общая ширина поперечного сечения;

b_w — ширина стенок компонента, образующего замкнутый периметр секции;

b — эффективная ширина компонента;

b_1 — ширина опорной пластины;

b_2 — ширина усиливающей пластины;

C_m — коэффициент уменьшения момента;

C_x — коэффициент критического продольного изгиба в пределах устойчивости;

D — наружный диаметр трубчатого элемента;

D_s — общая глубина поперечного сечения;

d — эффективная глубина компонента;

d_w — предельная эквивалентная высота напора воды;

d_i — расстояние между центром массы i-го компонента и нейтральной осью пластичности;

E — модуль Юнга для стали (модуль упругости);

e — эксцентриситет между осью, используемой для анализа конструкции, и осью для проверки конструктивной прочности;

e_a — эффективный эксцентриситет между осью, используемой для анализа конструкции, и осью для проверки конструктивной прочности для элементов класса 3;

F_{cr} — сниженная прочность материала;

F_y — предел текучести в единицах напряжения;

F_{yeff} — эффективный предел текучести поперечного сечения призматического элемента некруглой формы в единицах напряжения;

F_{yi} — предел текучести i-го компонента поперечного сечения призматического элемента некруглой формы в единицах напряжения;

F_{ymin} — минимальный предел текучести всех компонентов поперечного сечения призматического элемента некруглой формы (минимальное значение F_{yi}, в единицах напряжения);

$F_{y,ltb}$ — предел текучести F_y материала, который первым деформируется при изгибе относительно малой оси;

g — ускорение под действием силы тяжести (ускорение свободного падения);

h — нижний индекс, относящийся к компоненту, который производит наименьшее значение P_{pl};

I — осевой момент инерции сечения;

I_e — эффективный осевой момент инерции сечения поперечного сечения призматического элемента некруглой формы;

I_f — осевой момент инерции пластического, компактного или полукомпактного поперечного сечения призматического элемента некруглой формы;

I_p — полярный момент инерции трубчатого элемента;

I_{pp} — полярный момент инерции призматического элемента некруглой формы;

I_1 — осевой момент инерции основной оси общего поперечного сечения;

I_2 — осевой момент инерции малой оси общего поперечного сечения;

J — постоянная скручивания;

K — коэффициент эффективной длины;

L — длина элемента без связей жесткости в плоскости продольного изгиба;

L_b — эффективная длина сжато-изогнутого элемента между точками опоры;

L_p — ограничивающая пластическая длина;

L_r — ограничивающая длина без связей жесткости для неупругой потери устойчивости при кручении;

M_b — характерная прочность изгибающего момента трубчатого или призматического элемента некруглой формы;

M_{by}, M_{bz} — характерная прочность изгибающего момента относительно осей y и z элемента соответственно;

M_p — предельная пластическая прочность трубчатого элемента или призматического элемента некруглой формы;

M_{py}, M_{pz} — предельная пластическая прочность трубчатого или призматического элемента некруглой формы относительно осей y и z элемента соответственно;

M_u — изгибающий момент в элементе за счет факторизованных воздействий, которые определены в анализе, включавшем глобальные эффекты P-Δ;

M_{ua} — усиленный изгибающий момент M_u;

M_{ue} — скорректированный эффективный изгибающий момент M_u;

M_{uay}, M_{uaz} — усиленные изгибающие моменты за счет факторизованных воздействий относительно осей y и z элемента соответственно;

M_{uey}, M_{uez} — скорректированные изгибающие моменты за счет факторизованных воздействий относительно осей y и z элемента соответственно;

M_{uy}, M_{uz} — изгибающие моменты за счет факторизованных воздействий относительно осей y и z элемента соответственно, которые определены в анализе, включающем глобальные эффекты P-Δ;

P_a — характерная осевая прочность при сжатии трубчатого элемента;

P_E — способность к продольному изгибу по Эйлеру;

P_n — характерная осевая прочность на сжатие на основе локальной прочности продольного изгиба колонны призматического элемента некруглой формы;

P_p — характерная осевая прочность призматического элемента некруглой формы;

P_{pl} — характерная локальная осевая прочность на сжатие призматического элемента(ов) некруглой формы;

P_t — характерная осевая прочность на растяжение призматического элемента некруглой формы;

P_u — осевое усилие в элементе за счет факторизованных воздействий, которые определены в анализе, включающем глобальные эффекты P-Δ;

P_{ut} — осевое растягивающее усилие за счет факторизованных воздействий;

P_{uc} — осевое сжимающее усилие за счет факторизованных воздействий;

P_v — характерный предел прочности на сдвиг трубного элемента;

P_{vy}, P_{vz} — характерные пределы прочности на сдвиг в локальных направлениях y и z призматического элемента некруглой формы соответственно;

P_{xe} — характерная упругая локальная прочность при продольном изгибе трубчатого элемента;

P_y — пластическая прочность призматического элемента некруглой формы;

P_{yc} — характерная локальная прочность при продольном изгибе трубчатого элемента;

p — глубина ниже дна моря (нулевая, если выше дна моря);

r_{ltb} — радиус вращения вокруг малой оси при использовании для рассмотрения поперечного-крутильного продольного изгиба;

r — радиус вращения для плоскости изгиба;

r_t — максимальное расстояние от центроида до крайнего волокна для проверки на сдвиг при кручении;

S_e — уменьшенный эффективный осевой момент сопротивления сечения гибкой секции призматического элемента некруглой формы;

S_f — упругий осевой момент сопротивления полукомпактной секции призматического элемента некруглой формы;

S_y, S_z — осевой момент сопротивления для использования в оценке призматического элемента некруглой формы при изгибе;

T_u — крутящий момент за счет факторизованных воздействий;

T_v — характерная прочность при скручивании трубчатого элемента;

t — толщина стенок трубчатого элемента;

t_1 — толщина опорной пластины;

t_2 — толщина усиливающей пластины (накладки);

t_f — толщина фланцевого элемента;

t_w — толщина балочного элемента (перемычки, ребра жесткости);

V — сдвиг балки за счет факторизованных воздействий;

V_y, V_z — сдвиг балки за счет факторизованных воздействий в локальных направлениях y и z соответственно;

y_i — расстояние от нейтральной линии (оси), связанной с I_e до критической точки i;

Z_p — полностью пластический (эффективный) осевой момент сопротивления поперечного сечения;

α — коэффициент, меняющийся в зависимости от типа нагружения;

γ' — вес единицы грунта в воде (эффективный);

$\gamma_{R,Pa}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности призматического элемента некруглой формы;

$\gamma_{R,Pb}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности на изгиб призматического элемента некруглой формы;

$\gamma_{R,Pcl}$ — частный коэффициент сопротивления для локального осевого сопротивления на сжатие призматического элемента некруглой формы;

$\gamma_{R,Pt}$ — частный коэффициент сопротивления для осевого сопротивления на растяжение призматического элемента некруглой формы;

$\gamma_{R,Pc}$ — частный коэффициент сопротивления для осевого сопротивления на сжатие призматического элемента некруглой формы;

$\gamma_{R,Pv}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности при скручивании и прочности балки на сдвиг призматического элемента некруглой формы;

$\gamma_{R,Tb}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности на изгиб трубчатого элемента;

$\gamma_{R,Tt}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности на растяжение трубчатого элемента;

$\gamma_{R,Tc}$ — частный коэффициент сопротивления для осевого сопротивления на сжатие трубчатого элемента;

$\gamma_{R,Tv}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности при скручивании и прочности на сдвиг балки из трубчатого элемента;

k — коэффициент продольного изгиба;

λ — параметр гибкости колонны;

λ_h — отношение b/t или $2R/t$, как это применимо в отношении элемента h;

λ_c — параметр гибкости призматической колонны для призматического элемента некруглой формы;

λ_r — параметр гибкости упругой плиты;

λ_p — параметр гибкости пластичной плиты;

λ_{plim} — коэффициент предельной гибкости плиты;

λ_{po} — коэффициент гибкости плиты;

η — экспонента для двухосного изгиба, постоянная, зависящая от геометрии поперечного сечения призматического элемента;

ρ — коэффициент ослабления;

ρ_w — весовая плотность воды;

σ_1 — напряжение при сжатии, если σ_2 — растяжение или больше напряжения сжатия, если σ_2 — также сжимающее;

σ_2 — напряжение при растяжении, если σ_2 — растяжение, или меньше напряжения сжатия, если σ_2 — сжимающее;

φ — отношение сжатия к напряжению изгиба.

А.5 Общие понятия

Указания отсутствуют.

А.6 Данные, собранные по каждой площадке

А.6.1 Область применения

Указания отсутствуют.

А.6.2 Данные по СПБУ

Указания отсутствуют.

А.6.3 Данные по площадке

Указания отсутствуют.

А.6.4 Гидрометеорологические данные

А.6.4.1 Общие положения

Оценка СПБУ с учетом условий площадки постановки должна быть выполнена с учетом экстремальных штормовых явлений (оценка ПСКНС). Для СПБУ с персоналом (категория S1) должен использоваться период повторяемости один раз в 50 лет для независимых (отдельных) экстремальных событий. В качестве альтернативы могут использоваться гидрометеорологические данные совместной вероятности за 100 лет. Факторы воздействия для этих двух альтернативных вариантов различаются.

Если категорией безопасности СПБУ является эвакуируемый персонал, то допускают, что надежное прогнозирование экстремального события осуществимо и что составлены и документально оформлены планы эвакуации, а также, что имеются время и ресурсы для безопасной эвакуации всего персонала с СПБУ и расположенных рядом конструкций, на которые может повлиять выход СПБУ из строя (см. 5.5). В этих условиях ретроспективные характеристики прогноза шторма могут рассчитываться на основе начальной точки горизонта прогнозирования для формирования шторма относительно местонахождения площадки с СПБУ. Горизонт прогнозирования определяется как время, необходимое для безопасной эвакуации, а экстремальное штормовое событие получено из совокупности штормов, которые могут сформироваться и воздействовать на площадку с СПБУ в пределах этого горизонта прогнозирования.

Понятие «внезапный ураган» определяется как один из ураганов, который формируется локально и который может не предоставить достаточного времени для проведения эвакуации персонала с объектов из-за скорости его формирования и близости к инфраструктуре в момент образования. Поэтому совокупность штормов, используемая для расчета внезапного урагана на указанной площадке, может быть определена с точки зрения прогнозирования предельного времени, необходимого для проведения эвакуации с площадки. Для СПБУ с эвакуируемым персоналом, используемых при таких обстоятельствах, подлежит рассмотрению применение модели «внезапный ураган» с периодом повторяемости один раз в 50 лет. На основе указанных критериев может быть также выполнена оценка СПБУ без персонала.

Частные коэффициенты для каждого из этих вариантов представлены в 5.5.4.

Данные, имеющиеся по конкретной площадке, должны использоваться как региональные данные для оценки с учетом условий площадки постановки, так как региональные данные для оценки, как правило, не учитывают локальные изменения.

Если воздействие за счет гидрометеорологических условий на площадке имеет направленный характер, то СПБУ должна быть сориентирована по благоприятному курсу с учетом практических и инфраструктурных ограничений на площадке.

А.6.4.2 Волны

А.6.4.2.1 Общие положения

Экстремальную волновую среду следует определять в соответствии с А.6.4.2.2 — А.6.4.2.10. Она должна основываться на трехчасовом воздействии шторма применительно к соответствующему оцениваемому периоду повторяемости (например, отдельные (независимые) экстремальные события один раз в 50 лет или совместная вероятность один раз в 100 лет). Высота волны с учетом сезонности может использоваться, когда это целесообразно для предлагаемой операции. В случае, если необходим усталостный анализ (см. раздел 11), должны быть получены долгосрочные данные по волнению.

Специалист, выполняющий оценку, должен проверить согласованность предоставленных данных по волнению, уделяя особое внимание периодам волнения и отношению H_{max} к H_{srp}, и запросить разъяснения по любым явным несоответствиям у источника данных.

А.6.4.2.2 Высота экстремальной волны

Информация по высоте волны для конкретной площадки может быть выражена исходя из H_{max}, высоты отдельной волны с экстремальной высотой за оцениваемый период повторяемости или высоты значимой волны H_{srp}. Отношение между H_{srp} и H_{max} должно определяться с учетом продолжительности шторма (не менее 3 ч) и для дополнительной вероятности штормов с другим периодом повторяемости — см. [3] (подпункт 6.4.2.2). Это отношение зависит от региональных и местных условий на площадке, однако H_{srp} может обычно определяться на основе H_{max} при использовании повсеместно принятого отношения для районов без циклонической деятельности, как указано в формуле

$$H_{max} = 1{,}86H_{srp}. \quad (A.1)$$

Для районов с активной циклонической деятельностью рекомендуется использовать отношение формулы

$$H_{max} = 1{,}75H_{srp}. \quad (A.2)$$

Волновое воздействие может быть рассчитано детерминированно (через индивидуальный метод максимальной волны) или вероятностно (посредством имитации во временном интервале). Эти два метода приведены в А.6.4.2.3 и А.6.4.2.5 — А.6.4.2.8 соответственно (см. также [3], пункт 6.4.2). Оба метода должны использоваться совместно с сопутствующим кинематическим моделированием, приведенным в А.7.3.

А.6.4.2.3 Детерминированные волны

Для расчета волновых воздействий с использованием детерминированной (регулярной) волны уместно использовать коэффициент ослабления кинематики в отношении горизонтальных и вертикальных скоростей и ускорений, чтобы получить реалистические оценки воздействий для экстремального штормового явления. Этот коэффициент гарантирует, что детерминированные (регулярные) вычисления волнового воздействия на основе регулярной волны и трехчасовая вероятностная имитация дают статистически сопоставимые результаты (т. е. оба нацелены на результат с НВМКЗ в штормовом явлении с повторяемостью один раз в 50 лет). Дополнительно коэффициент учитывает распространение волн и консерватизм кинематики регулярной волны. Коэффициент ослабления кинематики может применяться либо путем масштабирования кинематики волн (предпочтительно), либо путем снижения высоты волн, но не одновременно.

Коэффициент ослабления кинематики κ, применяемый в отношении кинематики, полученной из H_{max}, может быть определен с помощью формулы

$$\kappa = \phi, \quad (A.3)$$

где ϕ — коэффициент направленного распространения, который определен в *ГОСТ Р 57148—2016* (*подпункт А.8.7.2*), в отношении гидрометеорологических данных по конкретной площадке или условий открытой воды. Он основывается на широте ψ, в градусах, и типе шторма или региона:

- для низкоширотных муссонов с типичным $|\psi| < 15°$ $\phi = 0{,}88$;
- для тропических циклонов ниже приблизительно 40° широты $\phi = 0{,}87$;
- для внетропических циклонов в диапазоне широт $36° < |\psi| < 72°$ $\phi = 1{,}0193 - 0{,}00208\,|\psi|$.

В качестве альтернативы могут использоваться следующие формулы, см. [*18*]:

$$\kappa = 0{,}824\phi + 0{,}426\phi^2 - 0{,}043\left(\frac{S_y}{L}\right)\phi - 1{,}450\left(\frac{S_y}{L}\right)^2\phi - 0{,}800\left(\frac{d}{L}\right)\phi + 0{,}658\left(\frac{d}{L}\right)^2 - 0{,}640\left(\frac{H_{max}}{d}\right) + 1{,}303\left(\frac{H_{max}}{d}\right)^2\phi^2. \quad (A.4)$$

И с учетом следующего:

$$0{,}08 \le \left(\frac{S_y}{L}\right) \le 0{,}43, \quad (A.5)$$

$$0{,}14 \le \left(\frac{d}{L}\right) \le 0{,}76, \quad (A.6)$$

$$0{,}07 \le \left(\frac{H_{max}}{d}\right) \le 0{,}58, \quad (A.7)$$

где S_y — наименьшее расстояние между опорами СПБУ с тремя опорами;

d — глубина моря;

H_{max} — максимальная высота волны;

L — длина волны применительно к волне с H_{max} и истинному периоду волны T_{ass}, связанному с H_{max}, с глубиной моря d, в соответствии с используемой теорией периодической волны.

Ограничительные значения $\frac{S_y}{L} = 0,43$, $\frac{d}{L} = 0,76$ и $\frac{H_{max}}{d} = 0,07$ могут применяться для вычисления κ в формуле (*А.4*) в случае трансгрессирования этих границ. Во всех случаях не обязательно, чтобы κ было выше ϕ.

Формула коэффициента ослабления кинематики была создана для СПБУ с тремя опорами с доминированием сопротивления нагрузке. Необходимо быть внимательным в тех случаях, если она применяется в других вариантах. Формула не должна использоваться для условий низких волн, доминирующих в оценке ПСКУП. Такие случаи, скорей всего, будут расположены за пределами границ применимости $\kappa = \phi$.

Вместо использования коэффициента ослабления кинематики в аналитический метод могут быть явно включены эффекты распространения волн, при условии, что соответствующим образом моделируются эффекты взаимодействия более высоких частот (например, за счет членов суммы частот) посредством использования теории волн второго (или высшего) порядка. Эффекты взаимодействия частот вводят дополнительные воздействия, которые смещают ослабление воздействия, прогнозируемое теориями трехмерных линейных волн. См. А.7.3.3.3.2.

Воздействия волн должны определяться с использованием соответствующей модели кинематики волн в соответствии А.7.3.3.1.

В анализе может использоваться одиночное значение истинного периода волны T_{ass}, выраженное в секундах, связанное с максимальной волной. Термин «истинный» период волны, т. е. такой период, который виден наблюдателю, двигающемуся вместе с течением, должен использоваться в вычислении кинематики волн, необходимой для вычислений воздействий. Рекомендации приведены в *ГОСТ Р 57148—2016 (подраздел 9.3)*. Если из информации по конкретной площадке не очевидно иное, T_{ass}, как правило, находится в определенном диапазоне значений, как указано в формуле

$$3,44\sqrt{(H_{srp})} < T_{ass} < 4,42\sqrt{(H_{srp})}, \qquad (A.8)$$

где H_{srp} — период повторяемости экстремальной высоты значимой волны, м.

А.6.4.2.4 Высота гребня волны

Высота гребня волны, используемая для определения минимального поднятия понтона над экстремальным уровнем тихой воды по А.6.4.4, может быть получена на основе высоты экстремальной волны H_{max} по А.6.4.2.2, и соответствующей детерминистической теории волн по А.7.3.3.3.1.

Обоснованно прогнозируемая экстремальная повторяемость должна использоваться для этого расчета и не должна быть менее 50 лет, даже если используется меньшая повторяемость для других целей (например, оценки ПСКНС в районах с тропическими циклонами).

Для некоторых регионов аномальная высота гребня волны должна вычисляться на основе статистики по штормам, а также в соответствии с принципами, описанными в *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт А.8.8)*. Примеры применения в регионах этих принципов можно найти в [*19*] либо, если речь идет об общем применении, в [*6*].

Если используется коэффициент уменьшения высоты в детерминистическом анализе волн для учета рассеивания волн, и присутствует консерватизм детерминированной (регулярной) кинематики волн (см. А.6.4.2.3), то коэффициент не должен использоваться в расчетах высоты гребня волны.

А.6.4.2.5 Спектр волн

Когда аналитический метод предусматривает использование спектральных данных, выбор аналитического спектра волн и связанных спектральных параметров должен отражать ширину и форму спектра для площадки, а также рассматриваемую высоту значимых волн. В случаях, когда нагон и продолжительность экстремальных ветров достаточно длительные, в полной мере разрабатываются результаты по морю (это редко реализуется за исключением, например, регионов, подверженных действию муссонов). Такие условия могут быть представлены спектром Pierson-Moskowitz. Когда нагон или продолжительность экстремальных ветров ограничена либо происходит в неглубоких водах, то, как правило, используется спектр JONSWAP (см. А.6.4.2.7).

Дальнейшие обсуждения волнового спектра и функций спектральной плотности для спектров волн Pierson-Moskowitz, $S_{PM}(\omega)$, и JONSWAP, $S_{JS}(\omega)$, представлены в *ГОСТ Р 57148—2016 (подпункты А.8.6.4, А.8.6.5)*. Функции спектральной плотности волн выражены как функция частоты волн, т. е. $S_{\eta\eta}(f)$; они приведены в [3], подпункт 6.4.2.5.

А.6.4.2.6 Коррекция высоты волны Эйри для вероятностного анализа

Когда используется теория волн Эйри для вычисления вероятностного (случайного) воздействия волн, см. А.7.3.3.3.2, необходимо учитывать асимметрию волн, которая не включена в теорию волн Эйри. Высота значимой волны должна быть увеличена, чтобы захватить самые сильные воздействия волн с максимальной амплитудой гребня. Увеличившаяся высота значимой волны H_s, м, должна определяться как функция глубины моря d, по формуле

$$H_s = \left[1 + \left(10 H_{srp} / T_{p,i}^2\right) e^{(-d/25)}\right] H_{srp}, \qquad (A.9)$$

где d — глубина моря в тихой или ненарушенной воде (положительная), м;

H_{srp} — период повторяемости экстремальной существенной высоты значимой волны, м;

$T_{p,i}$ — истинный модальный или пиковый период спектра волн, который должен использоваться с моделью кинематики волн, описанной в А.7.3.3.3.2.

А.6.4.2.7 Пиковый период и период видимых волн

При выполнении вероятностного анализа (либо для одностадийного анализа или для определения КДУ в двухстадийном анализе) необходимо, либо учитывать диапазон периодов волн, либо подходящий спектр волн, содержащий достаточную ширину пиковых значений для захвата динамических характеристик. Информация по используемому диапазону периодов указана в настоящем пункте, однако, чтобы избежать требования к динамическим анализам с несколькими различными периодами волн, целесообразной альтернативой является использование спектра с двумя параметрами, такого как Pierson-Moskowitz с $\gamma = 1,0$, в сочетании с наиболее вероятным максимальным периодом по конкретной площадке. При использовании соотношений, приведенных в таблице *А.1*, значение γ должно быть таким, как указано поставщиком данных.

Для указанной высоты значимой волны период волны зависит от крутизны значимой волны, которая в экстремальных морях на глубоководных участках часто находится в диапазоне 1/20 — 1/16. Это позволяет выразить собственный (внутренний) период волны при пересечении нулевого уровня снизу вверх $T_{z,i}$, относящегося к H_{srp}, м, указанному в формуле

$$3,2\sqrt{\left(H_{srp}\right)} < T_{z,i} < 3,6\sqrt{\left(H_{srp}\right)}. \qquad (A.10)$$

При этом на мелководье крутизна волны может увеличиваться до 1/12 или более, что приводит установлению истинного (внутреннего) периода волны при пересечении нулевого уровня снизу вверх $T_{z,i}$ всего лишь на уровне $2,8\sqrt{\left(H_{srp}\right)}$. Это связано в тем, что на мелководье высота волны увеличивается и длина волны уменьшается при заданном $T_{z,i}$.

При рассмотрении спектра JONSWAP, коэффициент усиления пика γ меняется от 1 до 7 с наиболее вероятным средним значением 3,3. Не существует неизменного соотношения между γ, H_s и $T_{p,i}$. Соотношения между переменными для различных γ согласно [*20*] приведены в таблице *А.1*.

Таблица *А.1* — Соотношение между γ, H_s и $T_{p,i}$

γ	$T_{p,i}/T_{z,i}$
1	1,406
2	1,339
3	1,295
3,3	1,286
4	1,260
5	1,241
6	1,221
7	1,205

Если в информации по конкретной площадке не указано иное, то может использоваться $\gamma = 3,3$.

Если применяется спектр JONSWAP, то в анализе отклика должен рассматриваться диапазон периодов, связанных с H_{srp} на основе наиболее вероятного значения $T_{p,i}$ плюс/минус одно стандартное отклонение. Тем не менее должно быть обеспечено, чтобы предложения, сделанные при определении параметров спектрального периода, согласовались со значениями, используемыми в анализе. Другим способом применимые комбинации высоты и периода волн могут быть получены из диаграммы рассеяния, которая определяется на основе измерений на конкретной площадке. В этом случае следует получить рекомендацию специалиста по подходящей форме спектра для площадки.

Для других спектров специалист, выполняющий оценку, должен руководствоваться [*6*].

А.6.4.2.8 Короткогребневые вероятностные волны

Для вычисления вероятностных (случайных) волновых воздействий может быть учтен короткий гребень волн (т. е. угловое распределение энергии волн относительно преобладающего направления), когда информация по конкретной площадке показывает, что такие эффекты применимы. Во всех случаях возможность усиления реакции за счет короткогребневой волны должна быть исследована. Эффект может быть включен посредством функции направленности $F(\alpha)$, приведенной в формуле

$$S_{\eta\eta}(f,\alpha) = S_{\eta\eta}(f)F(\alpha), \qquad (A.11)$$

где α — угол между направлением элементарной последовательности (серии) волн и преобладающим направлением короткогребневых волн;

$S_{\eta\eta}(f, \alpha)$ — направленное короткогребневое спектральное распределение плотности энергии;

$F(\alpha)$ — функция направленности.

Функции направленности для предельного и усталостного анализов приведены в *ГОСТ Р 57148* (см. также [3], подпункт 6.4.2.8). При применении формул по *ГОСТ Р 57148*, диапазоны параметров волнения моря должны использоваться для анализа экстремальных значений, а для усталостного анализа следует использовать диапазоны параметров ветрового волнения.

Примечание — Если используется подход по *ГОСТ Р 57148*, то функция направленного распространения D_1 с $n = 8$ согласуется с формулой, приведенной в [3] (подпункт 6.4.2.8). Функции направленного распространения D_2 с $s = 15$ и функция направленного распространения D_3 с $\sigma = 0{,}34$ согласуется с формулой, приведенной в [3] (подпункт 6.4.2.8).

Моделирование короткогребневых вероятностных волн не должно комбинироваться с коэффициентом кинематики волн, использованном в детерминистическом волновом анализе для представления распространения волн и консерватизма кинематики детерминированных (регулярных) волн, см. А.6.4.2.3.

А.6.4.2.9 Максимальное увеличение реакции на волны/течения

Если период собственных колебаний СПБУ таков, что он может реагировать динамически на волны (см. А.10.4.1), то максимальная динамическая реакция может быть вызвана волнами или состояниями моря с периодами, выходящими за рамки диапазонов, указанных в А.6.4.2.3 и А.6.4.2.7. Такие условия также должны быть исследованы, чтобы гарантировать, что максимальная (динамическая плюс квазистатическая) реакция определяется путем рассмотрения состояний моря с различными комбинациями высот значащих волн и спектральных периодов или детерминированных волн с различными комбинациями высот индивидуальной волны и периодов. Такие комбинации могут быть ограничены вероятностями превышения, которые равны или менее, чем предполагаемый уровень вероятности оценки (с учетом условий площадки постановки).

А.6.4.2.10 Данные по волнам за длительный период

Для расчета усталости (см. 11.3.1) необходим долговременный режим волнения. Для анализа усталости долгосрочные данные представляют вероятность наступления события для каждого состояния моря, которое характеризуется спектром волновой энергии и связанными физическими параметрами. Это может быть представлено в форме диаграммы рассеивания значимой высоты волны в зависимости от периода или в виде таблицы характерных состояний моря.

А.6.4.3 Течения

Составляющие течения должны применяться в подветренном направлении. Экстремальная скорость поверхностного течения, вызываемого ветром, должна быть связана с периодом повторяемости ветра, применяемого в оценке (с учетом условий площадки постановки). Когда имеется информация по направлению других составляющих скорости течения, подветренная составляющая максимального поверхностного потока среднего сизигийного приливного течения и нагонное течение оценочного периода повторяемости должны быть добавлены к поверхностному течению, вызываемому ветром, как указано ниже. Когда это целесообразно, течения могут сезонно корректироваться. Если данные по направлению отсутствуют, то компоненты должны суммироваться алгебраически и должна допускаться их всенаправленность.

Исследования на конкретной площадке, как правило, должны определять составляющие скорости течения.

Профиль течения может быть определен серией скоростей в диапазоне высотных отметок от дна моря до поверхности воды. Если данные по конкретной площадке не указывают иное и при отсутствии других остаточных течений (таких как циркуляционное, вихревое, градиентное, внутренние волны, инерционные течения и т. д.), подходящим методом для вычисления профиля течения (см. рисунок *А.1*) будет метод формул (*А.12*) и (*А.13*):

$$V_C = V_t + V_s + (V_w - V_s)\,[(h + z)/h] \text{ для } |z| \le h \text{ и } V_s < V_w, \qquad (A.12)$$

$$V_C = V_t + V_s \text{ при } |z| > h \text{ или } V_s \le V_w, \qquad (A.13)$$

где V_C — скорость течения как функция z.

Примечание — Уменьшение может быть применимо в соответствии с А.7.3.3.4;

V_t — подветренная составляющая среднего сизигийного приливного течения;

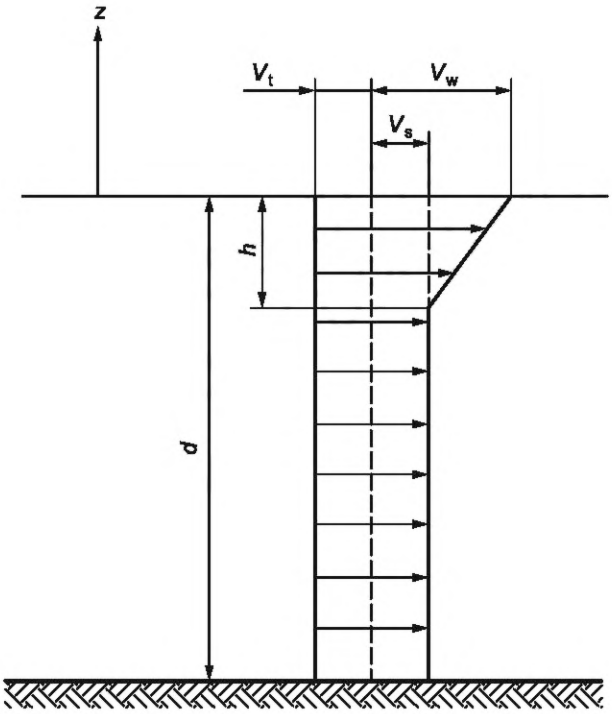
V_s — подветренная составляющая связанного (попутного) нагонного течения (исключая ветровой компонент);

V_w — поверхностное течение, образованное ветром; при отсутствии других данных, оно консервативно может быть принято равным 2,6 % от усредненной за 1 мин скорости ветра, измеренной на высоте 10 м;

h — эталонная глубина течения, вызываемого ветром, при отсутствии других данных h должна приниматься равной 10 м;

z — вертикальная координата по отношению к рассматриваемому УСВ, положительно вверх (отрицательная величина в столбе воды).

Альтернативные формулировки приведены в *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт А.9.3)*. Сравнения комбинированных воздействия течения и волн, приведенных в [3] (пункт 6.4.3), показывают, что постоянный профиль течения находится на консервативной стороне по сравнению с формулировками степенной зависимости (закона), представленными в *ГОСТ Р 57148*.



d — глубина моря; *h* — эталонная глубина для вызываемого ветром течения; V_s — подветренная составляющая нагонного течения; V_t — подветренная составляющая приливного течения; V_w — вызываемое ветром поверхностное течение; *z* — вертикальная координата по отношению к рассматриваемой УСВ, положительно вверх

Рисунок *А.1* — Рекомендованный профиль течения

В присутствии волн профиль течения должен быть растянут/сжат таким образом, чтобы составляющая поверхности оставалась постоянной. Это может быть достигнуто путем замены высотной отметки, как это описано в А.7.3.3.3.2. Могут использоваться альтернативные методы, однако методы неразрывности массы не рекомендованы.

Профиль течения может быть изменен разрушением (опрокидыванием) волн. В таких случаях течение, создаваемое ветром, может быть более равномерным по глубине.

Для анализа усталости в нормальных условиях течением можно пренебречь.

А.6.4.4 Глубина моря

СУМ, относящийся к морскому дну, определен в 3.72.

Значения УСВ, используемые для оценки площадки, должны быть определены и связаны с НВУМ. Соотношение между НВУМ и НГ приведено в [3] (пункт 6.4.4).

Для оценки ПСКНС необходимы различные экстремальные уровни воды и определения высоты поднятия понтона.

Если нет надежных данных по совместной вероятности, то экстремальное значение УСВ, выраженное как высота над НВУМ, может быть взято в следующем виде:

средняя сизигийная полная вода + высота штормового нагона заданной (принятой) повторяемости.

Когда более низкие уровни воды являются более неблагоприятными для расчета воздействий, должен быть взят минимальный УСВ, выраженный как высота над НВУМ следующим образом:

средняя сизигийная малая вода + отрицательный штормовой нагон заданной (принятой) повторяемости.

Примечание — Средняя сизигийная полная вода (MHWS) — средняя высота полной воды сизигийного прилива также называется сизигийной полной водой. Средняя сизигийная малая вода — средняя высота малых вод сизигийного прилива также называется сизигийной малой водой [*21*].

При определении УСВ для расчета воздушного зазора (безопасное поднятие понтона) должно использоваться обоснованно прогнозируемое экстремальное значение периода повторяемости. Оно не должно быть менее 50 лет, даже если меньший период повторяемости используется для других целей (например, оценки ПСКНС в регионах с тропическими циклонами).

А.6.4.5 Обрастание

Должны быть получены данные по конкретной площадке. При отсутствии таких данных, значения по умолчанию для толщины и распределения см. в А.7.3.2.5.

А.6.4.6 Ветер

А.6.4.6.1 Общие положения

Скорость ветра, используемая в оцениваемой повторяемости, соответствует средней скорости ветра за 1 мин на уровне 10 м над СУМ.

Профиль скорости ветра может быть определен логарифмической функцией в соответствии с *ГОСТ Р 57148* или аппроксимирован с помощью степенной зависимости (закона) (см. А.6.4.5.2). Сравнение ветровых воздействий показывает, что профиль ветра степенной зависимости (закона) чуть более неблагоприятный, чем логарифмический профиль по *ГОСТ Р 57148* (см. также [3], подпункт 6.4.5.1). Как правило, средняя разница находится в пределах 7 % для средней скорости ветра 20 м/с в течение 1 мин на высоте 10 м над уровнем моря и 2 % для средней скорости 40 м/с в течение 1 мин.

Различные конфигурации СПБУ (вес, центр тяжести, положение консоли и т. п.) могут быть определены для эксплуатационного и штормового режима с поднятым понтоном СПБУ. В таких случаях максимальная скорость ветра, учитываемая для эксплуатационного режима, не должна превышать разрешенной скорости для перехода в штормовой режим с поднятым понтоном СПБУ.

Формулы для вычисления ветровых воздействий приведены в А.7.3.4.

А.6.4.6.2 Профиль ветра

Выражение для вертикального профиля средней скорости ветра в форме степенной зависимости (закона) приведено в формулах (*А.14*) и (*А.15*):

$$V_z = V_{ref}(Z / Z_{ref})^{1/N} \text{ при } Z \geq Z_{ref}, \quad (A.14)$$

$$V_z = V_{ref} \text{ при } Z < Z_{ref}, \quad (A.15)$$

где V_z — скорость ветра на высотной отметке Z выше рассматриваемой УСВ;

V_{ref} — устойчивая скорость ветра в течение 1 мин на высотной отметке Z_{ref} (обычно 10 м);

Z — высотная отметка над УСВ;

Z_{ref} — эталонная высотная отметка выше УСВ;

N — обратная экспонента профиля степенной зависимости; $N = 10$, если только данные по конкретной площадке не указывают, что альтернативное значение N является уместным.

А.6.5 Геофизические и геотехнические данные

А.6.5.1 Геолого-геофизические данные

А.6.5.1.1 Общие положения

Адекватная геофизическая и геотехническая информация должна быть в наличии для оценки пригодности площадки и устойчивости основания. Рассматриваемая площадь должна быть достаточно большой, чтобы включать любое удаленное место. Для нормальных условий площадь размером 1 × 1 км будет достаточной. Для участков с региональными проблемами целесообразно изучить больший участок для количественного определения риска потенциальных геологических опасностей, например грязевых вулканов, разломов. Аспекты, которые необходимо исследовать, показаны в таблице *А.2* и рассматриваются более подробно в подразделах, на которые приведена ссылка. Информация, полученная на основе исследований, указана в А.6.5.1.2 — А.6.5.1.5 и необходима для участков, где не имеется достаточных данных о предыдущих операциях. На участках, о которых имеется информация, приведенные здесь рекомендации могут рассматриваться с учетом информации, полученной при других обследованиях или другой деятельности на площади.

Опыт проведения предшествующих операций с СПБУ на той же площади может использоваться при условии, что предыдущие значения опорного давления превышали значения для текущих операций с достаточным запасом.

А.6.5.1.2 Батиметрические исследования

Должно быть обеспечено выполнение батиметрических исследований для участка размером примерно 1 км^2 вокруг центра предлагаемой площадки. Интервал между профилями исследования должен быть, как правило, не более 100 × 250 м на участке исследования. Промежуточные профили должны быть отработаны на участке 200 × 200 м с центром на предлагаемой площадке. Промежуточные профили должны иметь размер не более 25 × 50 м. Такие исследования в нормальных условиях выполняют с использованием систем отражения акустических сигналов.

А.6.5.1.3 Исследование морского дна

Морское дно должно быть исследовано с помощью гидролокатора бокового обзора или многолучевого эхолота высокого разрешения, которые должны иметь достаточное качество для того, чтобы выявить препятствия, а также свойства морского дна и охватить весь прилегающий участок (в нормальных условиях 1 км^2) вокруг назначенной площадки. Выбор расстояния по прямой между двумя точками должен дать минимум 100 % перекрытия между соседними профилями. Также должно быть выполнено исследование магнитометром, если имеются заглубленные трубопроводы, кабели и другие металлические обломки, размещенные на или чуть ниже поверхности морского дна.

Должна быть получена достаточная информация, чтобы обеспечить безопасную постановку и снятие СПБУ. Препятствия на морском дне, такие как трубопроводы и колонные головки, должны быть изучены на достаточную глубину, чтобы исключить потенциальную возможность их задевания башмаками опор в ходе постановки и снятия с площадки. В некоторых случаях ПАДУ или водолазная инспекция должны дополнительно исследовать морское дно.

Исследование морского дна и выявление наличия обломков могут стать неактуальными особенно на участках проведения строительных работ/буровых работ или участках с подвижными осадочными отложениями. Исследования морского дна вблизи существующих установок должны выполняться исходя из практических соображений непосредственно перед прибытием СПБУ на площадку. На площадках без имеющейся поверхностной или подводной инфраструктуры достоверность исследований морского дна должна определяться с учетом местных условий.

Таблица *А.2* — Риски с основанием, методы оценки и предотвращения

Риск	Методы оценки и предотвращения	Пункт
Проблемы постановки на площадку	Батиметрическое исследование	А.6.5.1.2
	Исследование морского дна	А.6.5.1.3
Протыкание	Поверхностная сейсморазведка	А.6.5.1.4
	Отбор проб грунта, другие геотехнические испытания и анализ	А.6.5.1.5, А.9.3.6
Осадка/разрушение в виде смятия	Поверхностная сейсморазведка	А.6.5.1.4
	Отбор проб грунта, другие геотехнические испытания и анализ	А.6.5.1.5, А.9.3.6
	Обеспечение адекватной способности предварительного нагружения СПБУ	А.9.3.6
Разрушение из-за сползания	Поверхностная сейсморазведка	А.6.5.1.4
	Отбор проб грунта, другие геотехнические испытания и анализ	А.6.5.1.5, А.9.3.6
	Повышение вертикальной реакции башмаков опор	
	Модификация башмаков опор	
Размыв грунта	Батиметрия, исследование морского дна (выявление песчаных банок)	А.6.5.1.2
	Отбор проб поверхностного грунта и течения на морском дне	А.6.5.1.3
	Регулярная инспекция оснований башмаков опор	
	Установка защиты от размыва (мешки с гравием/высадка водорослей), когда это прогнозируется	А.9.4.7
Геоопасности (грязевые потоки, грязевые вулканы и т. п.)	Исследование поверхности морского дна	А.6.5.1.3
	Поверхностная сейсморазведка	А.6.5.1.4
	Отбор проб грунта, другие геотехнические испытания и анализ	А.6.5.1.5
Газовые карманы/мелкозалегающий газ	Малоглубинная сейсморазведка	А.6.5.1.4
Разломы	Малоглубинная сейсморазведка	А.6.5.1.4
Металлический или другой объект, затонувшее судно, якоря, трубопроводы и т. п.	Магнетометр и исследование морского дна	А.6.5.1.3
Локальные воронки (депрессии) на морском дне, рифы, остроконечные скалы, неметаллические конструкции или деревянное затонувшее судно	Исследование морского дна	А.6.5.1.3
	Водолазное обследование/инспекция ПАДУ	
Проблемы с извлечением опоры	Отбор проб грунта, другие геотехнические испытания и анализ	А.6.5.1.5, А.9.4.5
	Анализ изменения конфигурации башмаков опор	
	Промывка гидромонитором/эрлифтирование	А.9.4.5

Окончание таблицы А.2

Риск	Методы оценки и предотвращения	Пункт
Эксцентричные реакции башмака опоры	Батиметрия, исследование морского дна и поверхностная сейсморазведка	А.6.5.1.2, А.6.5.1.3, А.6.5.1.4
	Поверхностная сейсморазведка (палеоканалы или следы)	А.6.5.1.4
	Отбор проб грунта, другие геотехнические испытания и анализ	А.6.5.1.5, А.9.4.2
	Изменение конфигурации морского дна	
Уклон морского дна	Батиметрия, исследование морского дна и поверхностная сейсморазведка	А.6.5.1.2, А.6.5.1.3, А.6.5.1.4
	Изменение морского дна	А.9.4.2
Отпечатки от предыдущих опор СПБУ	Оценка документации по площади	А.6.5.1.1, А.6.5.1.2, А.6.5.1.3
	Предписанные процедуры для постановки	А.9.4.3
	Анализ заполнения/изменения отверстий при необходимости	

А.6.5.1.4 Малоглубинная сейсморазведка

В малоглубинной сейсморазведке используется метод отражения акустических сигналов высокого разрешения с целью:

- определения стратиграфии грунтов вблизи поверхности;
- выявления присутствия скоплений мелкозалегающего газа и других геоопасностей.

Из-за характерной природы сейсмических исследований отсутствует возможность проводить аналитические оценки основания только на основе сейсмических данных. Сейсмические данные должны коррелироваться с существующими данными бурения грунта на дне моря в непосредственной близости от его поверхности и демонстрировать сходную стратиграфию.

Малоглубинная сейсморазведка должна быть выполнена на площади не менее 1 км^2 с центром в предлагаемой площадке постановки СПБУ. Расстояние между профилями исследования, как правило, не должно превышать 100 × 250 м в пределах участка исследования. Отчет об исследовании должен включать не менее двух ортогональных пересекающихся профилей, проходящих через предлагаемую площадку с идентификацией всех отражающих горизонтов с привязкой к имеющейся геологической информации. Используемое оборудование должно быть способно выявлять пласты мощностью от 0,5 м до глубин более 30 м по грунту либо на глубину прогнозируемой пенетрации башмака опоры плюс 1,5 диаметра башмака опоры.

А.6.5.1.5 Геотехнические исследования

А.6.5.1.5.1 Общие положения

Геотехнические исследования и испытания рекомендуется проводить для участков, к которым применимы следующие условия:

- геотехнические данные по близлежащим участкам отсутствуют;
- поверхностную сейсморазведку невозможно интерпретировать с какой-либо определенностью;
- выявлено значительное переслаивание пластов;
- известно, что площадка потенциально опасна.

А.6.5.1.5.2 Исследование и испытание грунта

Геотехническое исследование должно включать в себя исследование не менее одной скважины глубиной 30 м ниже поверхности морского дна либо исследование на глубине, предполагаемой пенетрации башмака опоры, плюс 1,5 диаметра башмака опоры в зависимости от того, что будет больше. Все грунты должны быть адекватно исследованы в переходных зонах отбором керна с достаточной частотой отбора проб.

Количество скважин должно учитывать латеральную изменчивость грунтовых условий, региональный опыт и геофизические исследования. Если бурят одну скважину, она должна находиться в центральной точке между опорами. Более подробные рекомендации приведены в приложении D.

Должен быть выполнен отбор проб ненарушенного грунта, описание грунтов в массиве и их лабораторные испытания. Признанными приборами для испытаний являются испытания грунтов в массиве, испытание статическим зондированием, прибор для определения усилия сдвига, Т-образный пенетрометр и/или испытания с применением манометра.

А.6.5.1.5.3 Геотехнический отчет

Геотехнический отчет должен включать литологические колонки, описание грунтов в массиве (если применимо) и документацию по всем лабораторным испытаниям вместе с интерпретацией расчетных параметров грунта. Компетентный геотехнический инженер должен выбрать расчетные параметры, пригодные для оценки основания под башмаками опор. Для методов, рекомендованных в 9.3 и 9.4, расчетные параметры должны включать профили

сопротивления сдвигу проб с природной влажностью и/или параметры эффективного напряжения сдвига, а также такие показатели грунта (пластичность, текучесть, размер зерен и т. п.): относительную плотность, удельный вес в погруженном состоянии и коэффициент переуплотнения R_{OC}.

Дополнительные испытания грунта для определения модуля сдвига для циклического или динамического характера должны выполняться, если необходимы более комплексные анализы или в случае, если прочность грунта может ухудшиться при циклическом нагружении.

А.6.5.2 Интеграция данных

Результаты батиметрических исследований, исследований поверхности морского дна, малоглубинной сейсморазведки, донных проб грунта и геотехнических изысканий должны быть объединены для оценки грунтовых условий на предлагаемой площадке. Горизонтальное простирание геотехнических параметров может оцениваться на основе корреляции данных малоглубинной сейсморазведки и геотехнической информации из литологических колонок и/или испытаний образцов в массиве.

А.6.6 Информация о землетрясениях

Рекомендации отсутствуют.

А.7 Воздействия

А.7.1 Область применения

В А.7 приведены применимые формулы и методы для вычисления воздействий при выполнении оценки с учетом условий площадки постановки.

Воздействия волн и течения представлены для квазистатических и динамических анализов в А.7.3. В нормальных условиях квазистатический детерминированный анализ экстремальных волн выполняется для оценки с учетом условий площадки постановки СПБУ, а также динамических эффектов, представленных набором инерционных нагрузок. Вычисление воздействий для вероятностного анализа имитаций также представлено во временном интервале. Такие анализы применяют для расчета наборов инерционных нагрузок или для прямых расчетов реакции конструкций, включая динамические эффекты. Гидродинамические формулы и коэффициенты представлены вместе с формулами для подробного и эквивалентного моделирования гидродинамических воздействий на опоры.

Ветровые модели, показатели скорости течения для различных структурных элементов и формулировки для вычисления статического воздействия ветра представлены в А.7.3.4.

Указания по определению функциональных воздействий приведены в А.7.4.

А.7.2 Общие положения

Рекомендации отсутствуют.

А.7.3 Гидрометеорологические воздействия

А.7.3.1 Общие положения

А.7.3.1.1 Комбинации нагрузок

Для расчета воздействия волн/течения, а также ветрового воздействия на опоры и другие конструкции должна быть выбрана следующая повторяемость:

a) повторяемость один раз в 50 лет для отдельных экстремальных значений, или

b) совместная повторяемость один раз в 100 лет для наиболее неблагоприятных комбинаций следующих гидрометеорологических условий:

1) волны с повторяемостью один раз за 100 лет, связанные с ними течение и ветер;

2) ветер с осреднением 1 мин и повторяемостью один раз за 100 лет и связанные с ним волны и течение;

3) скорость течения с повторяемостью один раз за 100 лет и связанные с ним волны и ветер.

А.7.3.1.2 Методы определения воздействий

В этом подпункте описано, как каждый из двух альтернативных методов (детерминистический и вероятностный) определяет влияние воздействий на реакцию СПБУ.

Детерминистический анализ включает развитие статических гидрометеорологических воздействий и набора инерционных нагрузок. Набор инерционных нагрузок может складываться либо на основе метода СОСС, либо вероятностной оценки волновых воздействий для развития КДУ.

Более подробная процедура вероятностного анализа во временном интервале однозначно включает инерционные воздействия и может учитывать нелинейность воздействия, а также взаимодействие с основанием.

Процедура вычисления воздействия должна включать шаги согласно соответствующей графе таблицы *А.3*.

Таблица *А.3* — Процедуры вычисления гидрометеорологического воздействия

Предмет	Описание	Детерминированный анализ	Вероятностный метод КДУ	Полностью интегрированный вероятностный анализ
Глубина моря	Устанавливают глубину моря при шторме с учетом НВУМ, прилива и штормового нагона	А.6.4.4		

Продолжение таблицы А.3

Предмет	Описание	Детерминированный анализ	Вероятностный метод КДУ	Полностью интегрированный вероятностный анализ
Течение	Устанавливают скорость и профиль течения	А.6.4.3		
	Определяют эффективный профиль местного течения путем умножения указанного профиля течения на коэффициент, учитывающий влияние конструкции на поле течения	А.7.3.3.4		
	Определяют профиль течения выше среднего уровня моря в присутствии волн путем вытягивания профиля течения таким образом, чтобы поверхностный компонент оставался постоянным	А.6.4.3		
Волнение	Указывают высоту волны и диапазон связанных периодов волн	А.6.4.2.2, А.6.4.2.3		
	Определяют представленные периоды волн, истинные или кажущиеся, и рассчитывают другое значение, которое не было представлено	А.7.3.3.5, *ГОСТ Р 57148—2016 (подраздел 9.3)* и А.8.4.3		
	Устанавливают период повторяемости волн значимой высоты и соответствующий период спектрального пика	Не применимо	А.6.4.2.5, А.6.4.2.7	
Волнение	Рассчитывают эффективную высоту значимой волны, при необходимости	Не применимо	А.6.4.2.6	
	Указывают спектр волн, направление волн и функцию распространения волн	Не применимо	А.6.4.2.5, А.6.4.2.8	
	Рассчитывают скорости волн и ускорения наложением внутренних компонентов волн, представляющих спектр волн и функции распространения волн	Не применимо	А.7.3.3.3.2	
	Проверяют, подвержена ли детерминированная волна гашению	А.10.4.2.5		Не применимо
Теория волн	Определяют двухмерную кинематику волн на основе соответствующей теории волн для указанной высоты волны, глубины моря при шторме и истинного периода волны	А.7.3.3.3.1	Не применимо	
	Применяют фактор ослабления к кинематике волн	А.6.4.2.3	Не применимо	
Масштабировать обстановку	Применяют частные коэффициенты к ветру, волнам и течению для согласования с факторизованными детерминированными воздействиями	Не применимо		А.10.5.3.2
Гидродинамическое моделирование	Строят подробные или эквивалентные модели опоры для представления элементов конструкции и дополнительных устройств	А.7.3.2.1, А.7.3.2.2, А.7.3.2.3, А.7.3.2.6		

Окончание таблицы А.3

Предмет	Описание	Детерминированный анализ	Вероятностный метод КДУ	Полностью интегрированный вероятностный анализ
Гидродинамическое моделирование	Определяют коэффициенты сопротивления и инерции (подробные или эквивалентные) как функции формы элемента, шероховатости (обрастание), размера и ориентации	А.7.3.2.4, А.7.3.2.5		
	Включают толщину обрастания конкретной площадки и продолжительность планируемых операций	А.7.3.2.5		
Воздействие волн/течения	Векторно компонуют локальный профиль течения с кинематикой волн для локального определения характерных скоростей и ускорений жидкости для расчета воздействий волн и течения с помощью уравнения Морисона	А.7.3.3.3.1, А.7.3.3.3.2		
Ветер	Устанавливают скорость и профиль ветра	А.6.4.6		
Ветровое воздействие	Устанавливают коэффициент формы и рассчитывают статическое ветровое воздействие	А.7.3.4		
Функциональные воздействия	Устанавливают функциональные воздействия	А.7.4		
Другие воздействия	Устанавливают другие воздействия	А.7.8		
Вероятностный КДУ	Проверяют, совпадает ли период собственных колебаний с гашением или усилением	Не применимо	А.7.3.3.3.3, А.10.4.2.5	Не применимо
	Определяют КДУ вероятностно	Не применимо	А.10.5.2.2.3, А.10.5.3	Не применимо
Метод включения динамических эффектов в анализ	Определяют КДУ детерминированно или вероятностно. Представляют динамические эффекты на основе набора инерционных нагрузок	А.10.5.2.2.2, А.10.5.2.2.3	← следуют детерминированному анализу	Не применимо
	Проверяют период собственных колебаний с гашением или усилением	Не применимо	Не применимо	А.7.3.3.3.3, А.10.4.2.5
Коэффициенты воздействия	Применяют коэффициенты воздействия к гидрометеорологическим воздействиям и динамическим эффектам	8.8.1.2	Не применимо	8.8.1.3
Расчетная нагрузка	Разрабатывают оценочную расчетную нагрузку путем линейного комбинирования факторизованных гидрометеорологических воздействий с факторизованными функциональными воздействиями	8.8.1.1, А.10.5.2.2.3	Не применимо	8.8.1.1
	Дополнительные расчетные нагрузки, если $(T_n/T_p) > 0,9$	А.10.5.2.2.3	Не применимо	Не применимо

Когда выполняется полностью интегрированный вероятностный анализ (см. 10.3), то применяются частные коэффициенты в отношении гидрометеорологических параметров вместо гидрометеорологических воздействий, как это описано в А.10.5.3 и 8.8.1.3. При использовании вероятностного динамического анализа для определения КДУ частные коэффициенты не применяют. Тем не менее в последующем детерминистическом анализе, включая набор инерционных нагрузок на основе вероятностного КДУ, коэффициенты воздействия, описанные в 8.8.1.2, применяют.

А.7.3.2 Гидродинамическая модель

А.7.3.2.1 Общие положения

Гидродинамическое моделирование опоры СПБУ может быть выполнено с использованием «подробного» или «эквивалентного» методов. Тогда гидродинамические свойства определяют, как это описано в А.7.3.2.2—А.7.3.2.4. Во всех случаях положения в оставшейся части А.7.3.2.1 должны учитываться.

Свойства сопротивления некоторых хорд (секций опоры), представленных произведением коэффициента сопротивления C_d и диаметра D, отличаются для потока в направлении распространения волн (в гребне волны) и для противотока в обратном направлении (во впадине волны). Часто комбинированные свойства сопротивления всех хорд (секций) опоры дают общее значение вдоль конкретной оси, которое не зависит от направления потока. В ином случае рекомендуется, чтобы эффект включался непосредственно в модель воздействия волн/течения. В остальных случаях, когда это возможно, рекомендуется, чтобы:

a) детерминистические вычисления регулярных волн использовали свойства сопротивления, соответствующие рассматриваемому направлению потока, с учетом того, что направление потока представляет собой комбинированное движение частиц волны и течение;

b) для вероятностного анализа волн учитывается среднее свойство сопротивления, когда он используется исключительно для определения динамических эффектов с целью включения в заключительное детерминистическое вычисление регулярной волны на основе перечисления a);

c) для вероятностного анализа волн, из которого непосредственно получаются окончательные результаты, используется свойство сопротивления в направлении распространения волн.

Длина элементов в нормальных условиях определяется как расстояние между узлами элементов для того, чтобы учитывать небольшие неконструктивные элементы (например, электроды анодной защиты, трубопроводы системы размыва с номинальным диаметром менее 4″) (см. примечание ниже). Крупные элементы, не относящиеся собственно к конструкции опоры, такие как трубопроводы забортной воды и лестницы, должны быть включены в модель. Расположенные отдельно трубы водоотделяющей колонны (кондуктора) и шахты насосов забортной воды должны рассматриваться отдельно от гидродинамической модели опор.

Примечания

1 Для вычислений элемент определяется как точка, где оси двух элементов пересекаются. Расстояния между конечными элементами вдоль оси непрерывного элемента в узле могут использоваться при вычислении эквивалента C_D.

Вклад части башмака опоры выше поверхности морского дна должен исследоваться и исключаться из модели, только если показано, что он незначительный. При глубине моря, превышающей $2{,}5H_s$ или когда пенетрация превышает половину высоты башмака опоры, результат воздействия на башмак опоры в нормальных условиях будет незначительным. В иных случаях гидродинамические воздействия должны моделироваться с гидродинамическими коэффициентами, применимыми для элементов большого диаметра; см. [3] (подпункты 7.3.2.4 и 7.3.2.5).

На некоторых СПБУ нижняя секция опоры рядом с башмаком может быть жестко усилена для буксировки. Это должно четко моделироваться.

Для конструктивных элементов опоры эффекты экранирования и отвердения не должны применяться в нормальных условиях для вычисления воздействия волн. Поток течения, тем не менее, ослабевает из-за вмешательства конструкции в поле скоростей течения, см. А.7.3.3.4.

2 Эффект твердения, который увеличивает воздействие волн из-за вмешательства объектов, находящихся рядом друг с другом в поле скоростей течения, в нормальных условиях не включается в определение гидродинамических коэффициентов для СПБУ. СПБУ часто представляют собой пространственные конструкции с несколькими близко расположенными параллельными элементами, поэтому эффекты экранирования и твердения, как правило, не имеют важного значения. Тем не менее твердение может быть важным для близкорасположенных элементов, которые иногда можно обнаружить в системах забортной воды.

Коэффициенты для отдельных элементов, закрепленных на вспомогательной оснастке опор, должны вычисляться с учетом комбинированной формы, см. [*6*]. Данные испытания моделей могут использоваться для элементов некруглой формы, если таковые имеются. В таких случаях должны учитываться эффекты шероховатости и зависимости числа Келегана-Карпентера и Рейнольдса. Методология строительного блока, описанная ниже, была разработана и калибрована для технического исследовательского бюллетеня SNAME [*22*]. Испытания моделей и аналитические исследования для полных опор сложно интерпретировать и вряд ли они дадут результаты, согласующиеся с методологией, использованной здесь. Это верно для опор, в которых трубчатые элементы вносят значительный вклад в общий коэффициент сопротивления из-за зависимости числа Рейнольдса.

А.7.3.2.2 Подробная модель опоры

Все элементы моделируются с использованием коэффициентов Морисона с учетом положения поперечных сечений элементов по отношению к направлению потока. Элементы могут быть объединены с использованием соответствующих выражений $C_D D = \Sigma C_{Di} D_i$ и $C_M A = \Sigma C_{Mi} \pi D_i^2/4$ с учетом направления потока, как это указано в А.7.3.2.4.

А.7.3.2.3 Эквивалентная модель опоры

Гидродинамическая модель пролета опоры состоит из одного эквивалентного вертикального трубчатого элемента, расположенного в геометрическом центре реальной опоры. Соответствующий (горизонтальный) v_n, $\dot{u}_n$ и $\ddot{r}_n$ коэффициенты применяют вместе с эквивалентом, выраженным как $C_D D = \Sigma C_{De} D_e$ и $C_M A = \Sigma C_{Me} A_e$, как определено в А.7.3.2.4. Модель должна меняться при повышении уровня с целью учета размеров, толщины обрастания и т. п.

Когда гидродинамические свойства решетчатой опоры идеализируются эквивалентной моделью, свойства можно определить с помощью метода, указанного ниже.

Эквивалентное значение коэффициента сопротивления C_{De}, умноженное на эквивалентный диаметр D_e пролета, может быть выбрано, как указано в формуле

$$C_{De} D_e = D_e \Sigma C_{De}. \qquad (A.16)$$

Эквивалентное значение коэффициента сопротивления для каждого элемента C_{Dei} вычисляют по формуле

$$C_{Dei} = \left[\sin^2 \beta_i + \cos^2 \beta_i \sin^2 \alpha_i\right]^{3/2} C_{Di} \frac{D_i l_i}{D_e s}, \qquad (A.17)$$

где C_{Di} — коэффициент лобового сопротивления отдельного элемента i, как определено в А.7.3.2.4;

D_i — эталонный диаметр элемента i (включая обрастание, если применимо), как определено в А.7.3.2.4;

D_e — эквивалентный диаметр опоры, предполагается как $\sqrt{\Sigma D_i^2 l_i / s}$;

l_i — длина элемента i до межузлового центра;

s — длина одного пролета опоры или рассматриваемой части пролета;

α_i — угол между направлением потока и осью элемента, спроецированной на горизонтальную плоскость;

β_i — угол, определяющий угол наклона элемента к горизонтали (см. рисунок *А.2*).

Примечание — Σ показывает суммирование всех элементов в одном пролете опоры.

Вышеприведенное выражение для C_{Dei} может быть упрощено для горизонтальных и вертикальных элементов, как указано в формулах (*А.18*) и (*А.19*):

Вертикальные элементы (например, хорды):

$$C_{De} = C_{Di} \left(D_i / D_e\right). \qquad (A.18)$$

Горизонтальные элементы:

$$C_{Dei} = \sin^3 \left(\alpha_i\right) C_{Di} \left(\frac{D_i l_i}{D_e s}\right). \qquad (A.19)$$

Эквивалентное значение коэффициента инерции C_{Me} и эквивалентной площади A_e, представляющей пролет, может быть определено как указано далее:

C_{Me} — эквивалентный коэффициент инерции, который в нормальных условиях считают равным 2,0, когда используется A_e;

A_e — эквивалентная площадь опоры на единицу высоты, равная $(\Sigma A_i l_i)/s$;

A_i — эквивалентная площадь элемента или узловой фасонки (косынки), равная $\pi D_i^2/4$;

D_i — эталонный диаметр, выбирают, как определено в А.7.3.2.4.

Для более точной модели коэффициент C_{Me} может быть определен по формуле

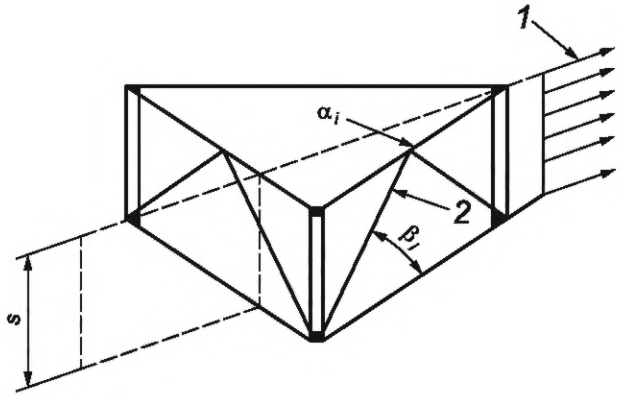
$$C_{Me} A_e = A_e \Sigma C_{Mei}, \qquad (A.20)$$

где

$$C_{Mei} = \left[1 + \left(\sin^2 \beta_i + \cos^2 \beta_i \sin^2 \alpha_i\right)\left(C_{Mi} - 1\right)\right]\left(\frac{A_i l_i}{A_e s}\right), \qquad (A.21)$$

C_{Mi} — коэффициент инерции элемента, который определен в А.7.3.2.4, относящийся к относительному размеру D_i.

Примечание — Для динамического моделирования добавленная масса жидкости на единицу высоты опоры может быть определена как $\rho A_i (C_{Mi} - 1)$ для одиночного элемента или $\rho A_e (C_{Me} - 1)$ для эквивалентной модели, при условии, что A_e, как определено выше.



1 — направление потока; *2* — элемент *i*; *s* — высота пролета; α_i — угол между направлением потока и осью элемента *i*, спроецированного на горизонтальную плоскость; β_i — угол, определяющий наклон элемента *i* к горизонтали

Примечание — На основе [*23*].

Рисунок *А.2* — Углы отклонения потока, присущие решетчатой опоре

А.7.3.2.4 Коэффициенты сопротивления и инерции

Гидродинамические коэффициенты для элементов опоры приведены в настоящем подпункте. Здесь рассмотрены трубчатые элементы, поперечины, трубы с продольным разрезом и треугольные хорды (в углах пролета опоры). Гидродинамические коэффициенты, включая прямую зависимость, указаны вместе с фиксированным относительным диаметром D_i. Другой диаметр не должен использоваться, если только коэффициенты не масштабированы соответствующим образом. Если отсутствует более точная информация для вычисления воздействий волн/течения, то значения коэффициентов сопротивления и инерции, применимые к уравнению Морисона, должны быть взяты из настоящего подпункта.

Рекомендуемые значения гидродинамических коэффициентов для трубчатых элементов диаметром менее 1,5 м приведены в таблице *А.4*, на основе данных, описанных в [3] (подпункт 7.3.2.4).

Таблица *А.4* — Базовые гидродинамические коэффициенты для трубчатых элементов

Состояние поверхности	C_{Di}	C_{Mi} для анализа волновой нагрузки	C_{Mi} для землетрясения
Гладкая	0,65	2,0	2,0
Шероховатая	1,00	1,8	2,0

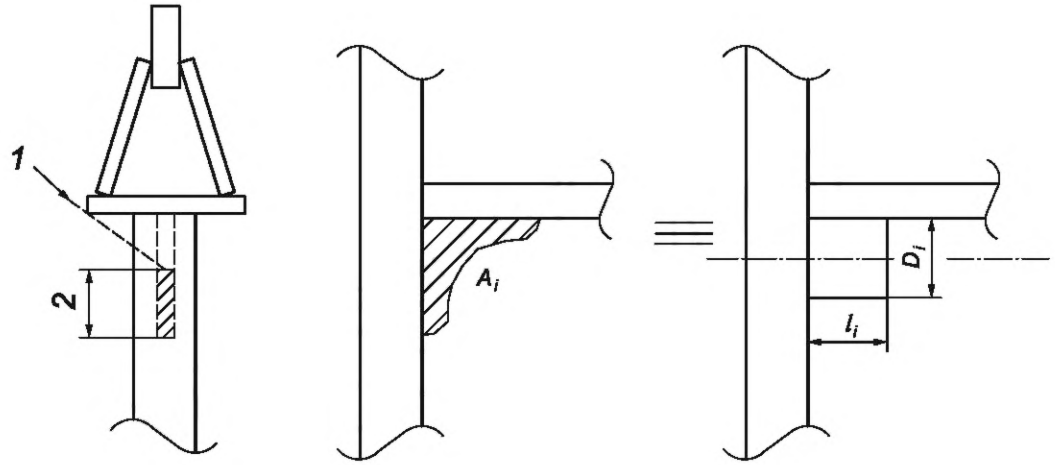
Значения для гладких поверхностей, как правило, применяют выше СУМ + 2 м, а значения для шероховатых поверхностей — ниже СУМ + 2 м, где СУМ такое, как определено в А.6.4.4. Если СПБУ использовались на большей глубине и обросшие опоры не очищены, то поверхность должна считаться шероховатой для воздействий волн выше СУМ + 2 м.

Гидродинамические коэффициенты для элементов большого диаметра могут быть рассчитаны с учетом [3] (подпункты 7.3.2.4 и 7.3.2.5).

Воздействия за счет угловых соединений определяются с использованием коэффициента сопротивления $C_{Di} = 2{,}0$.

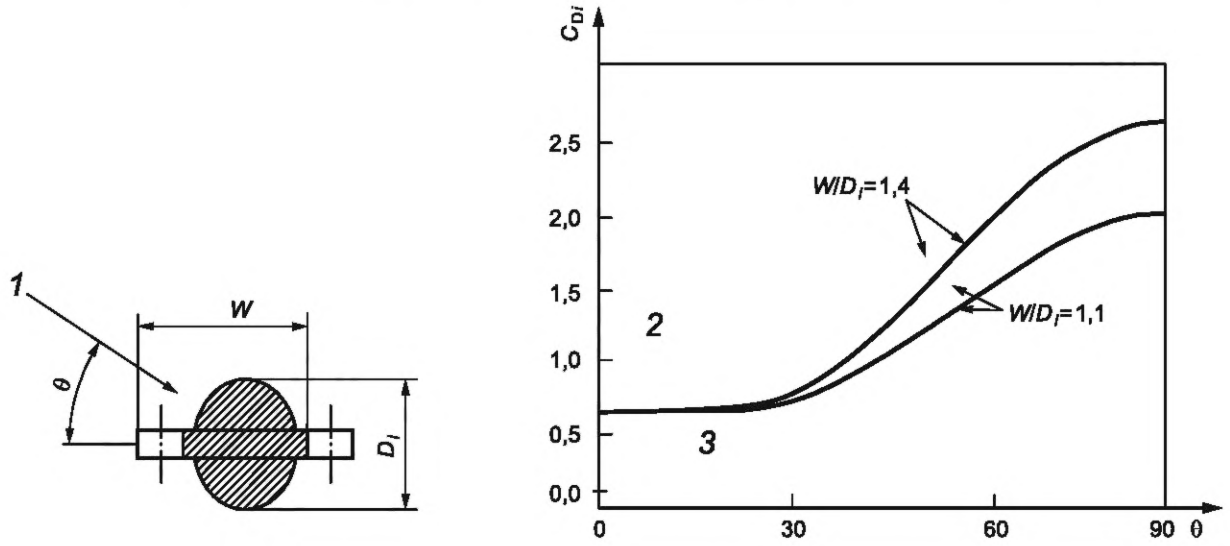
Он применяется как видимая (спроецированная) площадь сечения углового соединения на плоскость, перпендикулярную к направлению потока, если только данные испытания модели не свидетельствуют об ином. Этот коэффициент сопротивления может применяться вместе с относительным диаметром D_i и соответствующей длиной l_i, выбранной так, чтобы их произведение равнялось площади проекции $A_i = D_i l_i$ и $D_i = l_i$ (см. рисунок *А.3*). В эквивалентной модели А.7.3.2.3 угловые соединения (косынки) могут рассматриваться как эквивалентный горизонтальный элемент длины l_i, с осью на плоскости углового соединения. C_{Mi} должен быть принят как 1,0, а обрастание может игнорироваться.

Для геометрий нетрубной формы (например, боковые вертикальные хорды опоры) соответствующие гидродинамические коэффициенты могут вместо более подробной информации быть приняты в соответствии с рисунками *А.4* или *А.5* и соответствующими формулами, в зависимости от ситуации.



1 — направление потока; *2* — видимая часть углового соединения *i*; A_i — площадь углового соединения *i*; $A_i = l_i D_i$; D_i — относительный диаметр углового соединения *i*; l_i — относительная длина углового соединения *i*

Рисунок *A.3* — Горизонтальные угловые соединения: эквивалентное моделирование



1 — направление потока; *2* — шероховатый; *3* — гладкий; C_{Di} — коэффициент сопротивления для использования с D_i; D_i — относительный размер хорды *i*; *W* — средняя ширина рейки; θ — угол между направлением потока и плоскостью рейки, град

Рисунок *A.4* — Хорда трубы с продольным разрезом и стандартные значения C_{Di}

Для хорды трубы с продольным разрезом, как показано на рисунке А.4, коэффициент сопротивления C_{Di}, относящийся к эталонному размеру $D_i = D + 2t_m$, диаметр трубчатого элемента, включая обрастание, как в А.7.3.2.3, должны быть взяты из формулы

$$C_{Di} = C_{Do};\ 0° < \theta \le 20°$$

$$C_{Di} = C_{Do} + \left(C_{D1}\frac{W}{D_i} - C_{Do}\right)\sin^2\left[\left(\theta - 20^\circ\right)9/7\right];\ 20° < \theta \le 90°, \qquad (A.22)$$

где t_m — толщина обрастания;

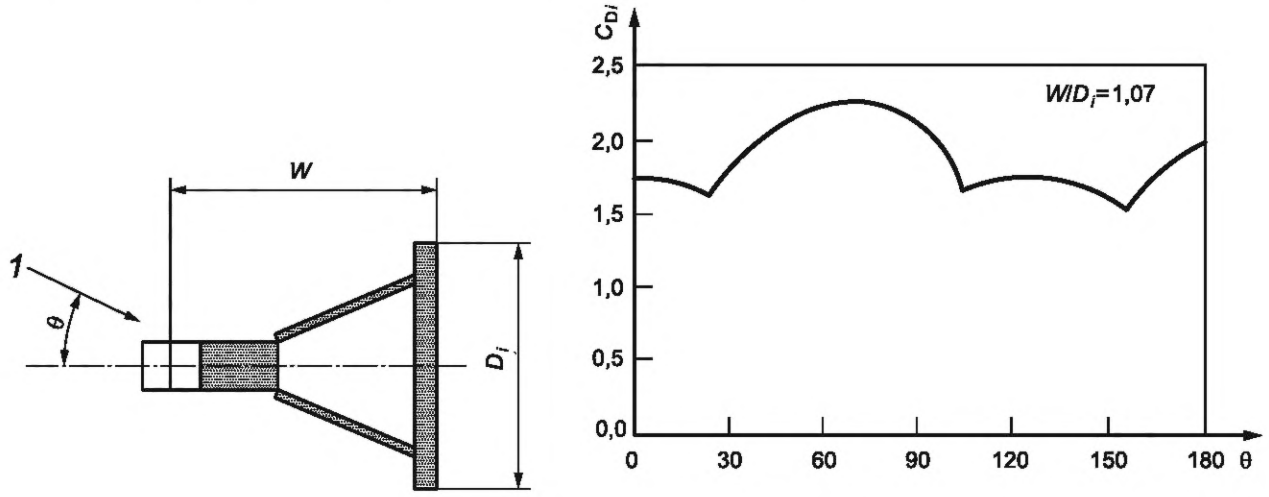
θ — угол, град, см. рисунок *A.4*;

C_{Do} — коэффициент лобового сопротивления для трубчатого элемента с соответствующей шероховатостью, см. таблицу *A.4*;

C_{D1} — коэффициент лобового сопротивления для потока перпендикулярного к рейке (θ = 90°), отнесенный к проецируемому диаметру *W*. C_{D1} указан в формуле

$$C_{D1} = 1{,}8; \qquad W/D_i < 1{,}2$$
$$C_{D1} = 1{,}4 + 1/3(W/D_i); \quad 1{,}2 < W/D_i < 1{,}8 \qquad (A.23)$$
$$C_{D1} = 2{,}0; \qquad 1{,}8 < W/D_i$$

Коэффициент инерции $C_{Mi} = 2{,}0$, относящийся к эквивалентному объему $\pi D_i^2/4$ на единицу длины элемента, может применяться в отношении всех курсовых углов и любой шероховатости.



1 — направление потока; C_{Di} — коэффициент сопротивления для использования с D_i; D_i — относительные размеры (высота торцевой части) хорды *i*; *W* — ширина хорды до средней точки зубца рейки; θ — угол между направлением потока и плоскостью рейки, град

Рисунок *A.5* — Треугольная хорда (в углу пролета опоры) и стандартные значения C_{Di}

Для треугольной хорды (в углу пролета опоры), как показано на рисунке *A.5*, коэффициент сопротивления C_{Di}, связанный с относительным размером $D_i = D$, ширина торца стальной пластины, должны быть определены по формуле

$$C_{Di} = C_{Dpr}(\theta)\, D_{pr}(\theta)/D_i, \qquad (A.24)$$

где коэффициент лобового сопротивления C_{Dpr}, отнесенный к спроецированному диаметру, определяется по формуле

$$C_{Dpr}(\theta) = \begin{cases} 1{,}70; & \theta = 0° \\ 1{,}95; & \theta = 90° \\ 1{,}40; & \theta = 105° \\ 1{,}65; & \theta = 180° - \theta_o \\ 2{,}00; & \theta = 180° \end{cases} \qquad (A.25)$$

Линейная интерполяция должна применяться для промежуточных курсов. Спроецированный диаметр $D_{pr}(\theta)$ должен определяться по формуле

$$D_{pr}(\theta) = D_i \cos\theta; \quad 0 < \theta < \theta_o$$
$$D_{pr}(\theta) = W \sin\theta + 0{,}5 D_i\, |\cos\theta|; \quad \theta_o < \theta < 180 - \theta_o \qquad (A.26)$$
$$D_{pr}(\theta) = D_i\, |\cos\theta|; \quad 180 - \theta_o < \theta < 180$$

Угол θ_o представляет собой угол, в котором половина плоскости рейки скрыта, $\theta_o = \tan^{-1}[D_i/(2W)]$.

Коэффициент инерции $C_{Mi} = 2{,}0$ (для плоской пластины), относящийся к эквивалентному объему $\pi D_i^2/4$ на единицу длины элемента, может применяться для всех курсов и любой шероховатости.

Форма, комбинации форм или близко сгруппированные детали, не относящиеся к конструктивным, которые точно не подпадают под вышеуказанные категории, должны оцениваться с учетом [*6*] и/или соответствовать интерпретации испытаний моделей. Испытания моделей должны учитывать возможную шероховатость и зависимость чисел Келегана-Карпентера и Рейнольдса.

А.7.3.2.5 Обрастание

К некоторым последствиям обрастания относятся:

- увеличение гидродинамического диаметра;
- увеличение веса, выталкивающей силы, массы и добавленной массы;
- варьирование коэффициента гидродинамического сопротивления как функции шероховатости (см. [3]).

Толщина и тип обрастания зависят от площадки и могут отличаться в зависимости от продолжительности нахождения на площадке, глубины и сезона. Где это возможно, должны использоваться региональные данные или данные по конкретной площадке. Если такие данные отсутствуют, то все элементы ниже СУМ + 2 м должны учитываться как имеющие обрастание толщиной 12,5 мм (т. е. увеличение диаметра трубчатого элемента на 25 мм). В некоторых районах указанная общепринятая толщина может быть значительно превышена.

Номинальные размеры конструктивных элементов, направлений, райзеров и дополнительных приспособлений должны быть увеличены для учета толщины существовавшего ранее и нового обрастания. Обрастание на зубцах подъемных реек и выступающих направляющих поверхностей хорд при нормальных условиях допускается не учитывать.

Толщина обрастания может не учитываться, если применяются средства защиты от обрастания, средства очистки или другие средства. Шероховатость поверхности должна учитываться, см. А.7.3.2.4 или [3] (подпункт А.7.3.2.4).

А.7.3.2.6 Гидродинамические модели для дополнительных приспособлений

Кессоны забортной воды на опорах, а также их направляющие, должны включаться в гидродинамическую модель конструкции.

Примечание — Направляющие для кессонов с морской водой могут приводить к существенному увеличению нагрузки лобового сопротивления опоры, особенно когда они представляют сечения с высоким сопротивлением, такие как I-образные балки, плоские стержни и т. п.

В зависимости от типа и количества дополнительные приспособления могут существенно увеличивать глобальные воздействия волн. Дополнительные приспособления, такие как маршевые лестницы, лестничные трапы и трубопроводы системы размыва, должны учитываться для включения в гидродинамическую модель конструкции.

Дополнительные приспособления, как правило, моделируются за счет увеличения эффективного диаметра и/или гидродинамических коэффициентов элемента конструкции.

А.7.3.3 Воздействия волн и течения

А.7.3.3.1 Общие положения

Гидродинамические воздействия для детерминистического или вероятностного анализа должны вычисляться с помощью уравнения Морисона вместе с гидродинамической моделью и соответствующими теориями волн, как описано в А.7.3.3. Скорости волн и течений должны объединяться перед тем, как они используются в уравнении Морисона. Истинные и кажущиеся периоды волн должны использоваться соответствующим образом; см. А.7.3.3.5.

А.7.3.3.2 Гидродинамические воздействия

Воздействия волн и течений на элементы малого сечения, имеющие достаточно небольшие размеры поперечных сечений по сравнению с длиной волн, должны вычисляться на основе уравнения Морисона. Уравнение Морисона в нормальных условиях применяют при условии, что

$$\lambda > 5D_i, \tag{A.27}$$

где λ — длина волны;

D_i — эталонный размер элемента (например, диаметр трубчатого элемента).

Уравнение Морисона указывает воздействие на единицу длины как векторную сумму, как это указано в формуле

$$\Delta F = F_{drag} + \Delta F_{inertia} = 0{,}5\rho D C_D v_n |v_n| + \rho C_M A \dot{u}_n - \rho C_A A \ddot{r}_n, \tag{A.28}$$

где пояснения к формуле описываются следующим образом.

Для получения воздействия сопротивления должен быть выбран соответствующий коэффициент лобового сопротивления C_D в соотношении с относительным диаметром, включая любое увеличение диаметра за счет обрастания, как описано в А.7.3.2.

Формула воздействия сопротивления по Морисону имеет вид, как указано в формуле

$$F_{drag} = 0{,}5\rho C_D D v_n |v_n|, \tag{A.29}$$

где ΔF_{drag} — воздействие скольжения (на единицу длины) перпендикулярно к оси рассматриваемого элемента в анализе и в направлении v_n;

ρ — плотность морской воды (в нормальных условиях 1025 кг/м^3);

C_D — коэффициент сопротивления (равен C_{Di} или C_{De} по А.7.3);

v_n — скорость частиц жидкости, спроецированная как перпендикулярная к оси элемента;

D — относительный размер в плоскости, перпендикулярной к вектору скорости жидкости $v_n = D_i$, или D_e из А.7.3.

Скорость частиц жидкости v_n может быть абсолютной или относительной скоростью частиц жидкости. В детерминистическом анализе применяется абсолютная скорость частиц жидкости. В вероятностном анализе скорость частиц жидкости v_n может быть взята, как это указано в формуле

$$v_n = u_n + V_{Cn} - \alpha \dot{r}_n, \tag{A.30}$$

где $u_n + V_{Cn}$ — комбинированная скорость частиц, определенная как векторная сумма скорости частиц волны и скорости течения, перпендикулярно к оси элемента;

$\dot{r}_n$ — скорость рассматриваемого элемента, перпендикулярно к оси элемента и в направлении комбинированной скорости частиц;

$\alpha = 0$, если должна применяться абсолютная скорость, т. е. без учета конструктивной скорости, или = 1, если включена относительная скорость. Она может использоваться для вероятностного анализа/анализа воздействия вероятностных волн только в случаях:

$$u^* T_n / D_i \geq 20,$$

где u^* — скорость частиц = $V_C + \pi H_s / T_{z,i}$;

T_n — первый период естественного нагонного или колебательного движения;

D_i — относительный диаметр хорды (секции опоры).

Примечание — См. также А.10.4.3 в отношении соответствующих коэффициентов демпфирования (затухания) в зависимости от α.

Для получения инерционного воздействия должны использоваться соответствующие коэффициенты инерции C_M вместе с площадью поперечного сечения геометрического профиля, включая любые увеличения сечения за счет обрастания, как это описано в А.7.3.2.3. Формула Морисона для инерционного воздействия имеет вид, как указано в формуле

$$\Delta F_{inertia} = \rho C_M A \dot{u}_n - \rho C_A A \ddot{r}_n, \qquad (A.31)$$

где $\Delta F_{inertia}$ — инерционное воздействие (на единицу длины) перпендикулярное к оси рассматриваемого элемента в направлении $\dot{u}_n$;

C_M — коэффициент инерции;

A — площадь поперечного сечения элемента (равная A_i или A_e по А.7.3.2);

$\dot{u}_n$ — ускорение частиц волны, перпендикулярное к элементу;

C_A — коэффициент добавленной массы, $C_A = C_M - 1$;

$\ddot{r}_n$ — ускорение рассматриваемого элемента, перпендикулярно к оси элемента и в направлении комбинированных ускорений частиц.

Последняя величина в формуле (*A.31*) не включена в детерминистический анализ. Величина должна включаться в вероятностный анализ, представляющий собой силу добавленной массы за счет ускорения элемента

$$m_a \ddot{r}_n = \rho C_A A \ddot{r}_n, \qquad (A.32)$$

где m_a — это вклад добавленной массы (на единицу длины) для элемента.

В анализе динамической реакции добавленную массу (m_a, интегрированная по длине элемента) в нормальных условиях перемещают в левую сторону формулы движения и добавляют к массе конструкции.

А.7.3.3.3 Модели волн

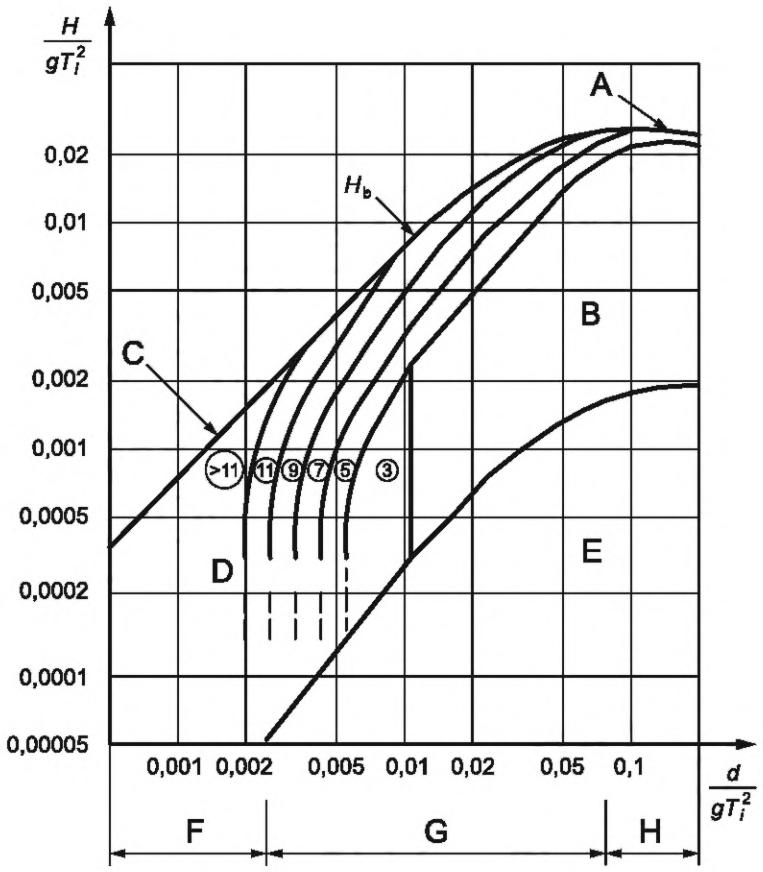
А.7.3.3.3.1 Детерминированные волны

Для детерминистических анализов должна использоваться соответствующая теория волн для глубины моря, высоты и периода волны на основе кривых по *ГОСТ Р 57148—2016* (*пункт А.8.4*), как показано на рисунке *А.6*. Для практических целей приемлемым для анализа регулярных повышенных волн является 5-й порядок Стокса (в пределах его границ применимости) или другой соответствующий порядок функции течения Дина, применяемый для анализа регулярных волн при шторме.

Если указываются разрушающие волны в соответствии с *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт А.8.4)*, то рекомендуется, чтобы период волн был изменен для соответствия пределу сопротивления разрушению для указанной высоты.

А.7.3.3.3.2 Вероятностные волны

Анализ во временном интервале рекомендуется для вероятностного анализа воздействия волн на СПБУ. В таком анализе волны моделируются с использованием модели случайного наложения для представления спектра волн. См. А.6.4.2.5—А.6.4.2.8. Рекомендуется, чтобы вероятностное состояние моря могло генерироваться на основе суммирования не менее 200 составляющих волн с высотой и частотой, которые соответствуют спектру волн. Фазировка компонентных волн должна выбираться вероятностно. Двухмерная модель первого порядка, использующая линейные волны (Эйри) в нормальных условиях, вполне достаточна. Тем не менее, когда эффекты распространения волн явно включены в аналитический метод, должно использоваться трехмерное моделирование с использованием теории волн более высокого порядка для учета эффектов взаимодействия на большей частоте (например, тех, которые взаимодействуют за счет суммы частот).



d — глубина моря; g — ускорение за счет гравитации; H — максимальная высота волны; H_b — высота разрушающей волны; T_i — истинный период волны; A — предел сопротивления разрушению на глубоководных участках << $H/\lambda = 0{,}14$; B — 5-й порядок Стокса, новая волна или функция течения 3-го порядка; C — предел сопротивления разрушению на мелководье $H/d = 0{,}78$; D — функция потока (показывается разряд числа); E — линейная/Эйри или функция потока третьего порядка; F — мелководье; G — промежуточная глубина; H — глубоководный участок

Рисунок *A.6* — Области применимости альтернативных теорий волн

Для моделей кинематики волн первого порядка экстраполяция кинематики волн на свободную поверхность (распространение волн) лучше всего выполняется за счет замещения фактической высотной отметки, на которой необходима кинематика, другой, которая имеет ту же пропорцию глубины тихой воды, как и фактическая высотная отметка, но для текущей глубины моря. Это может быть выражено формулой

$$z' = \frac{z - \zeta}{1 + \zeta/d}, \qquad (A.33)$$

где z' — модифицированная координата для использования в формуле скорости частиц;

z — вертикальная координата по отношению к рассматриваемому УСВ, положительно вверх, при которой требуется кинематика;

ζ — мгновенный уровень воды (та же система осей, что и z);

d — глубина моря, тихая вода или невозмущенная (положительная).

Данный метод обеспечивает то, что кинематика на текущей свободной поверхности всегда оценивается в выражениях линейной теории волн, как если бы она была на уровне тихой воды, см. [*24*] и [3] (подпункт А.7.3.3.3.2).

Для моделей кинематики волн более высокого порядка должна использоваться соответствующая альтернатива для вытягивания профиля волны до текущей поверхности волн.

Статистические данные, положенные в основу процесса вероятностных волн, являются Гауссовыми и хорошо известны с теоретической точки зрения. Эмпирическая модификация вокруг свободной поверхности для учета эффектов свободной поверхности с учетом того факта, что воздействия лобового сопротивления являются нелинейным (квадратичным) преобразованием кинематики волн, делает возбуждение гидродинамического воздействия всегда нелинейным. В результате этого вероятностное возбуждение не является Гауссовым. Теоретический аспект статистики такого процесса в целом неизвестен, но предельные значения, как правило, более предельных

значений соответствующего вероятностного процесса Гаусса. Для детального исследования динамического поведения СПБУ должны быть включены негауссовы эффекты. Многочисленные процедуры для этого исследования представлены в приложении С.

Когда вероятностные смещения погруженных частей незначительные, а скорости более существенные по отношению к скоростям частиц воды, то демпфирование (затухание) не представлено надлежащим образом формулой относительной скорости в уравнении Морисона, которое стремится переоценить демпфирование (затухание) и недооценить реакцию. Критерий определения применимости формулы относительной скорости приведен в А.7.3.3.2.

В обобщенном виде рекомендации по моделированию вероятностных волн во временном интервале приведены в таблице *А.5*.

Таблица *А.5* — Рекомендации по моделированию вероятностных волн во временном интервале

Метод	Рекомендации
Анализ во временном интервале	Необходимо сгенерировать вероятностное состояние взволнованной поверхности моря из не менее чем 200 компонентов и использовать разделение в целом равной энергии. Рекомендуется, чтобы меньшие разделения энергии использовались в части спектра с более высокой частотой, который в целом содержит частоты усиления и гашения. Для каждого компонента отношение длины волны и ее частоты должно быть взято в соответствии с его отношением линейной дисперсии [*25*]. Если не указано иное в информации об условиях площадки постановки, то действительность имитации поверхности волн должна быть проверена на основе критериев, приведенных ниже. Критерии для волн более высокого порядка должны быть использованы, чтобы обеспечить то, что значение H_S, средних волн и максимальных гребней находится в рамках практических ограничений. - правильное среднее возвышение волн; - стандартное отклонение = (H_s/4) ± 1 %; - –0,03 < асимметрия < 0,03; - 2,9 < куртозис < 3,1; максимальное возвышение гребня = $(H_s/4)\sqrt{2\ln(N)}$ от −5 % до +7,5 %; где N — количество циклов в квалифицируемых временных рядах, $N \approx$ продолжительность/T_z. Шаг интегрирования во времени наименьший из T_z/20 или $T_п$/20, где T_z — кажущийся период колебаний спектра волны при пересечении нулевого уровня; $T_п$ — период собственных колебаний СПБУ, см. А.10.4.2.1 (если не может быть показано, что более крупный шаг во времени не приводит к значительным изменениям результатов). Следует избегать переходных эффектов, сбросить хотя бы первые 100 с. Необходимо обеспечить достаточную продолжительность имитации, чтобы результаты выбранного метода демонстрировали стабильные реакции НВМКЗ; см. также А.10.5.3.4 и С.2

А.7.3.3.3.3 Эффект направленности и распространения по динамической реакции

Величина воздействий на конструкцию и динамическое усиление могут находиться под влиянием гашения и усиления волновых воздействий в зависимости от расстояния между опорами и курса, а также длины волн. Эффекты направленности и распространения волн должны учитываться при вероятностном динамическом расчете. Следующие два метода могут применяться для определения нормативного значения КДУ с учетом периода собственных колебаний (А.10.4.2.5.3).

Метод 1. В двухмерной модели с длинным гребнем эффект направленности может быть включен путем определения передаточной функции в основании (ПФГС) с учетом применения «ПФГС с распространением», как это описано ниже (см. 7.6.4 и [*25*]):

a) разрабатывают набор из двухмерных ПФГС, один для основного интересующего направления, а другие отклоняются от основного направления;

b) для каждого отклонения направления вычисляют коэффициент участия направленности по *ГОСТ Р 57148—2016 (подпункт А.8.7.1)* или см. [3] (подпункт 6.4.2.8). Каждый коэффициент соответствует указанному в процентах количеству площади, задействованной функцией направленности, так, чтобы сумма всех коэффициентов была равна 1,0;

c) «ПФГС с распространением» теперь представляет сумму каждой двухмерной ПФГС (основное, плюс отклоненное направления), умноженной на соответствующие коэффициенты направленности. Следует учитывать, что используется только компонент основного направления вектора отклоненного направления ПФГС;

d) ПФГС для выбранного двухмерного расчета (с длинным гребнем/нераспространенные) направления и «ПФГС с распространением» сравнивают для определения того, является ли выбранное направление неконсервативным. Оптимально направление двухмерного состояния моря должно быть выбрано для получения соответствия трехмерной ПФГС для всего диапазона частот волн. Если это невозможно, то соответствие между распространенными и нераспространенными ПФГС должно быть удовлетворительным в соответствующий сезон (время года).

Метод 2. Для минимизации эффектов усиления и гашения предлагается выполнять расчет динамического воздействия для одиночного курса волны вдоль оси, которая не является параллельной или перпендикулярной к линии, проходящей через два центра соседних опор. Таким образом, для СПБУ с тремя опорами с равносторонними положениями кормовых опор и одной носовой опорой, курсами, пригодными для анализа, могут быть курсы с погодой, подходящей приблизительно курсом 15° или 45° по отношению фактическому курсу СПБУ. КДУ должны быть определены для одного или обоих этих курсов, заданных приемлемо для соответствующего сезона (времени года). См. рисунок *А.32*. КДУ (наиболее приемлемые КДУ) могут затем быть применены в окончательном детерминистическом расчете для всех курсов.

А.7.3.3.4 Течение

Должны использоваться скорость течения и профиль, как это указано в А.6.4.3. Когда профиль течения определяется дискретными точками, линейная интерполяция между точками данных является достаточной.

Лобовое сопротивление, вызванное воздействием течения, определяется вместе с волновыми воздействиями. Это достигается путем векторного добавления скорости частиц, вызванных волнами и течением перед вычислениями воздействия лобового сопротивления.

Скорость течения может быть уменьшена для учета вмешательства конструкции вместе с полем скорости течения, как это указано в формуле (*А.34*); см. [*26*] и [3] (подпункт 7.3.3.4):

$$V_C = V_f \left[1 + C_{De} D_e / \left(4 D_F\right)\right]^{-1}, \qquad (A.34)$$

где V_C — скорость течения для использования в гидродинамической модели; V_C не должно быть менее $0{,}7V_f$;

V_f — скорость течения в дальней зоне (невозмущенной);

C_{De} — эквивалентное значение коэффициента лобового сопротивления пролета опоры, как определено в А.7.3.2;

D_e — эквивалентный диаметр опоры, как определено в А.7.3.2;

D_F — ширина опоры со стороны зубчатой рейки, наружные размеры, направление, перпендикулярное к потоку.

А.7.3.3.5 Истинный и кажущийся периоды волн

Истинный период волны основан на системе координат в пространстве, которая перемещается со скоростью и в направлении течения, и должен использоваться, за исключением случаев, которые будут подробно описаны ниже в этом подпункте, для вычисления кинематики волн. Кажущийся период волны — это период, который видит неподвижный наблюдатель. Этот период должен использоваться для вычисления динамики СПБУ. Истинный период колебаний волн вместе с глубиной моря и соответствующей теорией волн используется для расчета длины волны.

Примечания

1 Существует только истинная длина волны, и не существует кажущейся длины волны. Если в анализе применяется кажущийся период волн, то период возбуждения правильный, но кинематика и длина волны неправильные. Неправильная длина волны означает, что опоры СПБУ находятся в неправильных относительных положениях в волне. Концептуальное решение заключается в моделировании немодифицированной (исходной) истинной волны с СПБУ, движущейся в волну со скоростью течения.

Важно определить, является ли представляемый период волн кажущимся периодом или истинным. При этом необходимо учесть, чтобы терминология по *ГОСТ Р 57148* неизменно соблюдалась. Терминология по *ГОСТ Р 57148* может вступать в конфликт с определением этих терминов, используемых поставщиком гидрометеорологических данных.

2 В *ГОСТ Р 57148* используется терминология, конфликтующая с терминологией по [*7*]. В *ГОСТ Р 57148* термин «кажущийся» (apparent) период волн определяется как период волн, который видит неподвижный наблюдатель, в то время как термин «истинный» (intrinsic) период волн — это период волн, который видит наблюдатель, движущийся вместе с течением. В [*7*] термин «фактический» (actual) период волн определяется как период волн, который видит неподвижный наблюдатель, в то время как термин «кажущийся» (apparent) период волн представляет собой период волн, как он «появляется» (appears) перед наблюдателем, движущимся вместе с течением. Таким образом термин «истинный» (intrinsic) по *ГОСТ Р 57148* равнозначен термину «кажущийся» (apparent) по [*7*], а термин «кажущийся» (apparent) по *ГОСТ Р 57148* равнозначен термину «фактический» (actual) по [*7*].

Формулы для преобразования между истинным и кажущимся периодами колебания волн приведены в *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт А.8.3)*. Приведенный стандарт не содержит прямых указаний по изменению коротко-гребневых состояний моря, но подходящий метод может быть получен как следствие. Лицо, выполняющее оценку с учетом условий площадки постановки, должно убедиться, что используется правильная процедура в программном обеспечении при расчете кинематики и динамики частиц волн. Важно понимать терминологию, используемую поставщиком программного обеспечения (см. примечания выше). Таким образом, шаги, предпринятые для преобразования истинных периодов колебаний волн в кажущиеся, должны быть следующими:

a) вычисляют длину волны на основе истинного периода колебаний волн и глубины моря, используя подходящую теорию волн;

b) вычисляют истинную скорость волны как длину волны, деленную на истинный период колебаний волн;

c) вычисляют кажущуюся скорость движения волны путем добавления результирующей скорости течения к скорости волны (скорость волны увеличивается, если течение движется в том же направлении, что и распространение волны, и уменьшается, если волна движется в противоположном направлении);

d) вычисляют кажущийся период волны как длину волны, деленную на кажущуюся скорость волны.

Преобразование кажущегося периода волн в истинный период волн использует аналогичный подход, но выполняется многократно.

Необходимо быть внимательными со встречными течениями, поскольку векторная сумма кажущейся скорости волны и течения всегда выше или равна нулю, в противном случае волны движутся в обратном направлении. Скорей всего, это уместно для волн с очень коротким периодом, когда развиваются элементы кажущихся периодов вероятностного состояния моря.

Эта процедура преобразования между кажущимися и истинными периодами применяется в случае простых однородных течений на всю глубину воды. Она может применяться практически, если течение равномерно в верхних 50 м столба воды. При неравномерном профиле течения может использоваться взвешенная усредненная по глубине линейная скорость течения $V_{\text{IN-LINE}}$, как показано в *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт А.8.3)*, в [*27*] и приведено в формуле

$$V_{\text{IN-LINE}} = \frac{2k}{\sinh(2kd)} \int_{-d}^{0} V_c(z)\cos\theta(z)\cosh\left[2k(z+d)\right]dz, \qquad (A.35)$$

где k — волновое число = $2\pi/\lambda$;

λ — фактическая длина волны (т. е. длина волны на глубоких участках, скорректированная на глубину моря);

d — глубина моря;

$V_c(z)$ — скорость течения на глубине z;

z — вертикальная координата относительно рассматриваемого УСВ, положительно вверх;

$\theta(z)$ — угловое направление течения на глубине z относительно направления распространения волн; $\theta(z) = 0{,}0$, когда в створе.

В двухстадийном анализе детерминированные квазистатические воздействия волн/течения должны определяться с использованием истинного периода.

Кажущийся период волны следует использовать для вычисления СОСС КДУ $K_{\text{КДУ,СОСС}}$.

Для вероятностных вычислений точным подходом является разработка кинематики частиц (материальной точки) для элементов с использованием истинного периода волны, а также разработка воздействия волн/течения за счет использования истинной кинематики в отношении СПБУ путем использования составляющих фаз волны на основе кажущегося периода волны. Этот подход должен использоваться для одностадийного анализа и для двухстадийного анализа с моделью нелинейного основания для вычислений КДУ. Процедура становится сложной, если в доступных аналитических инструментах не реализована функция.

При выполнении двухэтапного детерминированного анализа штормов (А.10.5.2) с использованием КДУ, разработанного на основе анализа хаотической динамики (А.10.5.2.2.3) с линеаризованными основаниями, может быть приемлемым использование спектра с кажущимся пиковым периодом для всех этапов вычисления $K_{\text{КДУ,СЛУЧ}}$, а также набора инерционных нагрузок. Ожидается, что погрешность будет небольшой, когда отношение $T_{\text{р,i}}/T_{\text{р}}$ находится в пределах диапазона $1 \pm 0{,}08$. Если используется этот подход, то анализ также выполняется без коррекции периода и используются более неблагоприятные КДУ. Когда $T_{\text{р},i}/T_{\text{р}}$ находятся за пределами этого диапазона, должен быть применен более точный подход.

А.7.3.4 Ветровые воздействия

А.7.3.4.1 Ветровое воздействие

Ветровое воздействие на каждый элемент конструкции (разделенное на блоки вертикальным протяжением не более 15 м) $F_{\text{W}i}$ может вычисляться по формуле

$$F_{\text{W}i} = P_i A_{\text{W}i}, \qquad (A.36)$$

где P_i — давление в центре блока i;

$A_{\text{W}i}$ — проецируемая площадь блока i, перпендикулярная к направлению ветра.

Давление P_i должно вычисляться по формуле

$$P_i = 0{,}5\rho V_{zi}^2 C_s, \qquad (A.37)$$

где ρ — плотность воздуха (равная 1,222 4 кг/м^3, если не может быть обосновано альтернативное значение для площадки);

V_{zi} — указанная скорость ветра в центре блока i; см. А.6.4.5.2;

C_s — коэффициент формы, как указано в А.7.3.4.2.

Ветровые воздействия на опоры ниже понтона должны вычисляться либо по текущей поверхности волн, либо по УСВ.

Примечание — Площадь ветрового воздействия понтона и связанных конструкций (исключая вышку и опоры) в нормальных условиях взята как проецируемая площадь, наблюдаемая с рассматриваемого направления ветра.

А.7.3.4.2 Коэффициент формы

Используя элементы строительного блока должны применяться коэффициенты формы таблицы *А.6*.

Таблица *А.6* — Коэффициенты формы

Тип элемента или конструкции	Коэффициент формы C_s
Сторона понтона (плоская сторона)	1,0 на основе всей проецируемой площади
Понтон и связанные конструкции (исключая вышку и опоры)	1,1 на основе всей проецируемой площади (т. е. площадь, ограниченная крайними контурами конструкции)
Надстройки и палубные рубки, конструкция домкратной рамы, подвышечное основание, отсек буровой лебедки и другие блоки над палубой	1,1 на основе проецируемой площади
Секции опор, проецируемые над рамой СПБУ и ниже понтона	$C_s = C_{De}$, как определено на основе А.7.3.2.3, в нормальных условиях используя коэффициенты плавного сопротивления (игнорируя обрастание). A_{Wi} определено на основе D_e и длины секции
Изолированные трубчатые элементы (пьедестал крана и т. п.)	0,5
Изолированные конструкционные профили (уголки, желоба, ящик, I-образные секции)	1,5 на основе проецируемой площади элемента
Вышки, стрелы кранов, факельные стояки (только открытые решетчатые секции, а не секции в ящиках)	Коэффициент формы для соответствующих элементов, применяемый к 50 % всей проецируемой площади профиля изделия (25 % от каждой лицевой и обратной стороны)
Формы или комбинации форм, которые прямо не попадают ни в одну из вышеуказанных категорий, должны рассматриваться индивидуально	

А.7.3.4.3 Данные по аэродинамической трубе

Давление ветра и результирующие воздействия в отношении понтона и взаимосвязанных конструкций могут быть определены по результатам испытаний в аэродинамической трубе на репрезентативной модели. Следует проявлять осторожность при интерпретации данных по испытаниям в аэродинамической трубе для конструкций, состоящих в основном из трубчатых компонентов, таких как опоры ферменного типа.

А.7.4 Функциональные воздействия

При наличии соответствующих процедур и целесообразности изменения режима СПБУ из эксплуатационного на приподнятый штормовой, т. е. после получения неблагоприятного прогноза погоды, необходимо оценивать только приподнятый штормовой режим. Также необходимо рассмотреть воздействия на направления, если они поддерживаются СПБУ.

Должно быть определено следующее:

a) воздействия за счет максимального и минимального веса в приподнятом состоянии. При отсутствии другой информации в нормальных условиях минимальный вес в приподнятом состоянии может быть определен при 50 % переменной нагрузки, разрешенной в руководстве по эксплуатации;

b) крайние ограничения положения центра тяжести (или реакций веса в приподнятом состоянии на опоры) для конфигурации в перечислении a);

c) положение подвышечного основания и вышки, нагрузка на крюк, нагрузка на роторе, натяжения подсвечника и направления для конфигураций в перечислении a);

d) вес, центр тяжести и плавучесть опор.

Если для соответствия критериям приемки по параметру опрокидывания требуется минимальный вес в приподнятом состоянии или ограничение положения центра тяжести (см. 5.4.4 и 13.8), то допускается при проведении оценки с учетом условий площадки постановки увеличение количества воды вместо (увеличения) переменной нагрузки при условии, что:

- функциональные воздействия не превышают ограничений, установленных в руководстве по эксплуатации;
- имеются процедуры, оборудование и инструкции по выполнению операции добавления воды при нахождении на площадке установки;
- воздействие за счет максимальной переменной нагрузки, включая добавленную воду, используется для всех соответствующих проверок оценки с учетом условий площадки постановки (нагружение, напряжение и т. п.).

Если требуется снижение веса в приподнятом состоянии или ограничение положения центра тяжести для соответствия критериям приемки основания с точки зрения сползания основания, то см. 5.4.4 и 13.9.1. Переменная нагрузка, используемая в оценке с учетом условий площадки постановки, может быть пересмотрена соответствующим образом при условии, что имеются процедуры, оборудование и инструкции для своевременного выполнения операций в море.

А.7.5 Воздействия, зависящие от смещения

Указания отсутствуют.

А.7.6 Динамические эффекты

Указания отсутствуют.

А.7.7 Землетрясения

Указания отсутствуют.

А.7.8 Другие воздействия

Другие воздействия должны быть представлены, насколько это применимо к данной площадке.

Для участков, где возможно обледенение в ходе планируемых операций, должно учитываться влияние на вес, а также воздействие на окружающую среду. Должны использоваться соответствующие региону данные. Для расчета воздействия волн, течения и ветра могут быть существенны увеличения размеров и изменения формы и шероховатости поверхности.

А.8 Моделирование конструкций

А.8.1 Область применения

Рассматривают методы моделирования опор, понтона, соединения опор с понтоном, а также соединения опоры/башмака опоры. Модель соединения опоры с понтоном включает верхние и нижние направляющие, подъемные шестерни, системы фиксации, а также механизмы спуска—подъема опорных колонн/связанные раскосы. Моделирование основания ограничено деталями конструкции этого подпункта; геотехнические аспекты представлены в А.9.

Из-за взаимодействия моделей массы и жесткости, например эффекта моделирования влияния массы на прогиб понтона, рекомендуется, чтобы специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, перед началом моделирования имел представление о всех элементах, указанных в данном подпункте.

А.8.2 Общие факторы

А.8.2.1 Общие положения

Указания отсутствуют.

А.8.2.2 Философия моделирования

Модель конструкции должна точно отражать сложный механизм СПБУ. Для большинства конфигураций СПБУ это предусматривает использование компьютерной модели КЭ. В А.8.3 — А.8.5 описаны конструктивные аспекты модели. В А.8.6 описано взаимодействие модели конструкции с основанием. В А.8.7 описано моделирование массы, а в А.8.8 — применение воздействий.

А.8.2.3 Уровни моделирования КЭ

Хотя и желательно полностью смоделировать все СПБУ при оценке прочности его конструкции, но это редко требуется для оценки с учетом условий площадки постановки. Слишком сложная модель может внести ошибки и слишком усложнить оценку с учетом условий площадки постановки. Поэтому при построении модели для оценки с учетом условий площадки постановки часто могут вноситься допущения и упрощения, такие как эквивалентный понтон, эквивалентная опора, и т. п. С учетом этого может использоваться один из различных уровней моделирования, описываемых ниже в a) — d). Следует признать, что некоторые из этих методов имеют ограничения в отношении точности оценки адекватности конструкции СПБУ. В таблице *А.7* приведены ограничения различных методик моделирования и необходимо пользоваться ей, чтобы убедиться, что выбранная модель рассматривает все аспекты, необходимые для оценки с учетом условий площадки постановки. Когда используются упрощенные модели, такие как модели, описанные в b) и d), то, как правило, может быть целесообразным откалибровать их по более подробной модели.

a) Полностью детализированная модель опоры

Модель состоит из детализированных опор, понтона, соединений опор с понтоном и башмаков опор, смоделированных в соответствии с А.8.3.2, А.8.4, А.8.5 и А.8.6 соответственно. Результаты из этой модели могут использоваться для изучения всех аспектов оценки с учетом условий площадки постановки СПБУ с учетом местных условий, включая устойчивость основания, сопротивление опрокидыванию, прочность опор и адекватность подъемной системы/системы фиксации.

b) Эквивалентная опора (реберная модель)

Модель состоит из реберной модели опор (см. А.8.3.3), конструкции понтона, смоделированных с использованием балочных элементов (см. А.8.4.3), соединений опор с понтоном (см. А.8.5) и башмаков опор, смоделированных как жесткие или неупругие удлинения эквивалентных опор. Результаты такого моделирования могут использоваться для исследования устойчивости основания и сопротивления опрокидыванию. Эта модель может использоваться для получения реакций башмака опоры, а также внутренних сил и моментов в опоре вблизи нижней направляющей для применения в модели детализированной опоры и модели соединения опоры с понтоном d).

c) Комбинированная эквивалентная/детализированная модель опоры и понтона

Модель состоит из комбинации детализированной опоры для верхней части опор и реберной модели для нижней части опор (см. А.8.3.4). Понтон, соединения опор с понтоном и соединения с башмаками опор моделируются в соответствии с А.8.4, А.8.5 и А.8.6 соответственно. Результаты этого моделирования могут использоваться для исследования устойчивости основания, сопротивления опрокидыванию, прочности опоры на участке соединений опоры с понтоном и адекватности систем подъема и/или фиксации. См. рисунок *А.7*.

d) Детализированная модель одиночной опоры и соединения опоры с понтоном

Модель состоит из детализированной опоры или части детализированной опоры (см. А.8.3.2), соединения опоры с понтоном (см. А.8.5) и, когда требуется, башмака опоры (см. А.8.6). Результаты этого моделирования могут использоваться для исследования прочности опоры и адекватности систем подъема и/или фиксации.

Таблица А.7 — Применимость предлагаемых моделей

Тип модели	Применимость						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
	Горизонтальная сила в основании и момент опрокидывания	Проверки опрокидывания	Проверки основания	Глобальные усилия на опору	Усилия на элементы опоры	Реакции систем подъема/фиксации	Усилия на элементы понтона
a) Полностью детализированная модель опоры	Да	Да	Да	Да	Да	Да	См. примечание
b) Эквивалентная опора (реберная модель)	Да	Да	Да	Да	—	—	—
c) Комбинированная эквивалентная/детализированная модель опоры и понтона	Да	Да	Да	Да	Да	Да	См. примечание
d) Детализированная модель одиночной опоры и соединения опоры с понтоном	—	—	—	—	Да	Да	—
Примечание — Напряжения в понтоне имеются только в более сложных моделях понтона.							

А.8.3 Моделирование опоры

А.8.3.1 Общие положения

Для ферменных опор модели могут строиться в соответствии с А.8.3.2 — А.8.3.4, если это применимо. Одноколонные опоры могут моделироваться с балочными элементами (А.8.3.3) или посредством других соответствующих конечных элементов с надлежащим учетом локального и глобального изгибов и потери устойчивости.

А.8.3.2 Детализированная опора

Моделирование должно учитывать смещение между рабочими точками элементов и центроидами, поскольку пренебрежение такой деталью может привести к неустойчивости. Если смещения элементов не включается в модель, то при анализе соответствующих соединений следует учитывать их влияние. Горизонтальные угловые соединения (косынки), как правило, не включаются в модель конструкции опоры. Тем не менее их благоприятное влияние может быть учтено в расчете элемента и прочности соединения.

А.8.3.3 Эквивалентная опора (реберная модель)

Конструкция опоры может быть смоделирована в виде серии коллинеарных балок с эквивалентными свойствами поперечных сечений, вычисленных с использованием формул, указанных в таблицах *А.8* и *А.9* или полученных за счет применения подходящих схем удельных нагрузок на детализированную опору. Характеристики жесткости эквивалентной опоры должны соответствовать характеристикам модели детализированной опоры, описанной в А.8.3.2. Когда используется такая модель, соответствующие результаты анализа могут быть применены к модели детализированной опоры для определения напряжений элементов, усилий в системе фиксации/шестернях и т. п.

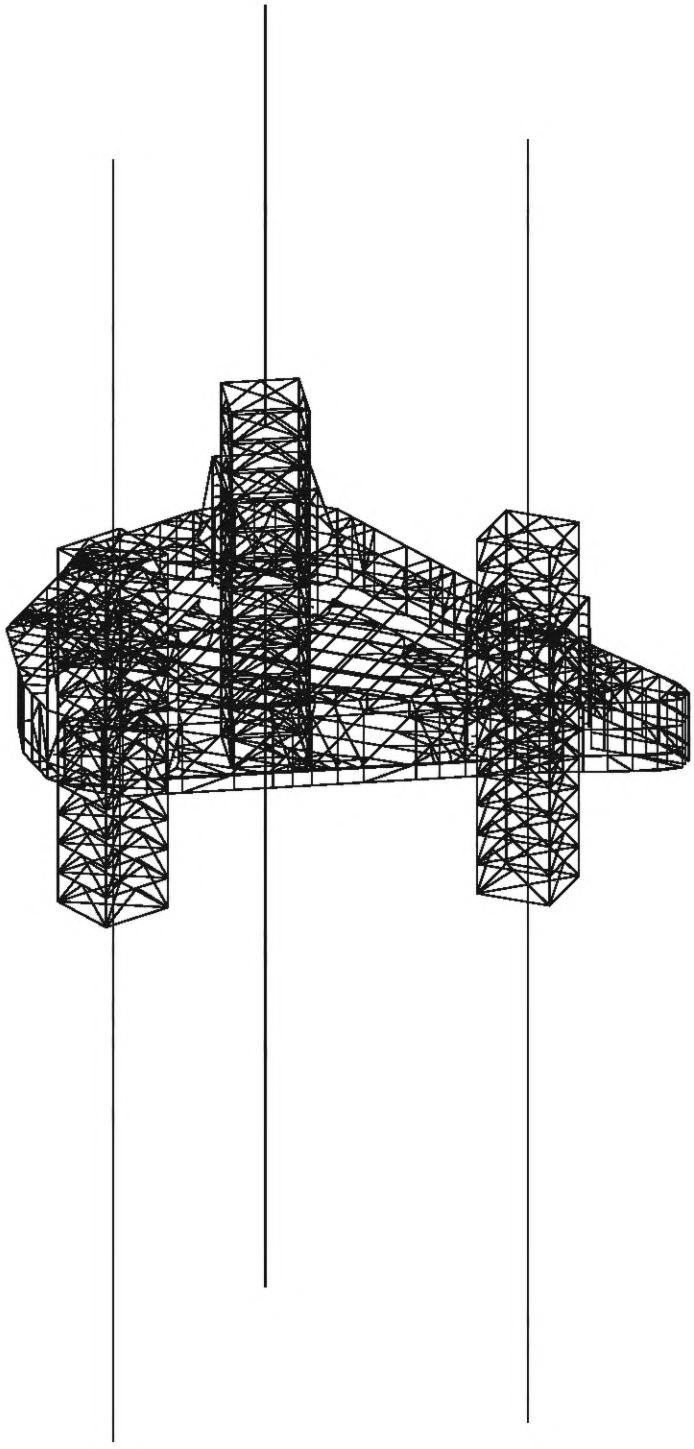


Рисунок *А.7* — Комбинированная эквивалентная/детализированная модель опоры и понтона

Определение жесткости для эквивалентной модели опоры может выполняться, как указано ниже:

а) Используют ручные расчеты с применением формул, представленных в таблицах *А.8* и *А.9*. Если размеры опоры меняются в различных секциях опор, то это изменение можно учесть, рассчитав свойства для каждой секции опоры и создав модель эквивалентной опоры соответственно. При условии, что отсутствуют существенные смещения между рабочими точками раскосов, расчеты будут вполне точны для вариантов А (боковые К-образные раскосы), С (Х-образные раскосы) и D (Z-образные раскосы). Вариант В (обычный К-образный раскос) должен использоваться с осторожностью, т. к. значения эквивалентной площади сдвига и осевого момента инерции сечения зависят от количества рассматриваемых пролетов.

b) После применения схемы нагружения узла в детализированной модели опоры, подготовленной в соответствии с 8.3.2 и 8.3.5, опора в большинстве случаев должна быть жестко зафиксирована в первой точке передачи боковых усилий между понтоном и опорой, даже несмотря на то, что удобней использовать другую точку отсчета, например уровень системы фиксации или нейтральную ось понтона. Переменные Δ, δ, θ_M и θ_P, используемые в формулах (*A.38*) — (*A.41*), получены из детализированной модели опоры. Следующие схемы нагружения должны быть рассмотрены при применении к основной и второстепенной осям опоры:

- схема нагружения осевого узла. Используется для определения осевой площади *A* эквивалентной балки в соответствии со стандартной теорией балки, как указано в формуле

$$\Delta = \frac{FL}{AE} \Rightarrow A = \frac{FL}{E\Delta}, \qquad (A.38)$$

где Δ — осевое отклонение (укорачивание) консоли в точке приложения силы;

F — прикладываемое осевое воздействие;

L — консольно-закрепленная длина от понтона до точки реакции на морском дне, см. А.8.6.2;

E — модуль Юнга;

- чистый момент, приложенный либо как момент, либо как пара на конце консоли. Его используют для получения момента инерции сечения *I* в соответствии со стандартной теорией балки, как указано в формуле

$$\delta = \frac{ML^2}{2EI} \Rightarrow I = \frac{ML^2}{2E\delta} \text{ и } \theta_M = \frac{ML}{EI} \Rightarrow I = \frac{ML}{E\theta_M}, \qquad (A.39)$$

где δ — боковое отклонение консоли в точке приложения момента;

M — прикладываемый момент;

θ_M — уклон консоли в точке приложения момента.

Следует учесть, что значение *I* как результат применения двух формул может несколько различаться.

- чистый сдвиг *P*, приложенный на конце консоли, который может использоваться для получения *I* в соответствии со стандартной теорией балки, как указано в формуле

$$\theta_P = \frac{PL^2}{2EI} \Rightarrow I = \frac{PL^2}{2E\theta_P}, \qquad (A.40)$$

где *P* — прикладываемый сдвиг;

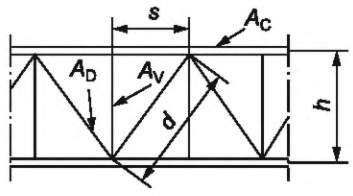
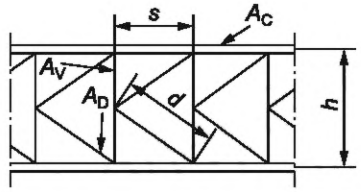
θ_P — уклон консоли в точке приложения сдвига.

Используется либо это значение *I*, либо значение, полученное из варианта чистого момента. Эффективная площадь сдвига A_s может затем быть определена по формуле

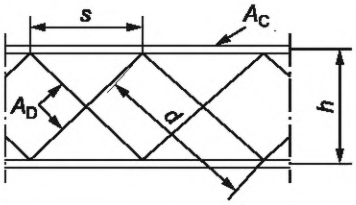
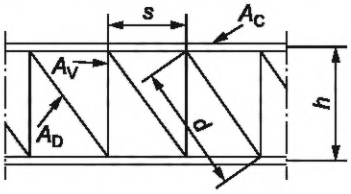
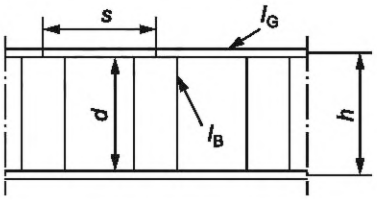
$$\delta = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{A_s G} \Rightarrow A_s = \frac{7{,}8PL}{3EI\delta - PL^3}, \qquad (A.41)$$

где *G* — это модуль сдвига стали, $G = E/2{,}6$ для коэффициента Пуассона 0,3.

Таблица *A.8* — Формулы для определения площади эффективного сдвига для 2-мерных конструкций

Конструкция		Площадь эффективного сдвига
A		$A_{si} = \frac{(1+\nu)sh^2}{\frac{d^3}{2A_D} + \frac{s^3}{6A_C}}$
B		$A_{si} = \frac{(1+\nu)sh^2}{\frac{d^3}{A_D} + \frac{h^3}{8A_V} - \frac{s^3}{NA_C}\left(\frac{N^3}{3} - \sum_{i=1}^{N} i^2\right)}$

Окончание таблицы А.8

Конструкция		Площадь эффективного сдвига
C		$A_{si} = \frac{(1+\nu)sh^2}{\frac{d^3}{4A_D} - \frac{s^3}{12A_C}}$
D		$A_{si} = \frac{(1+\nu)sh^2}{\frac{d^3}{2A_D} + \frac{h^3}{2A_V} + \frac{s^3}{6A_C}}$
E		$A_{si} = \frac{48(1+\nu)I_G}{s^2\left(1+\frac{2d^2}{sh}\frac{I_G}{I_B}\right)}$

s — высота пролета;
h — от центра до центра хорд на передней части;
d — длина диагонального раскоса на передней части;
A_C — площадь хорды;
A_D — площадь диагонального раскоса;
A_V — площадь горизонтального раскоса;
ν — коэффициент Пуассона (0,3 для стали);
I_G — самая большая инерция хорды;
I_B — самая большая инерция раскоса;
N — количество активных пролетов.

Примечания

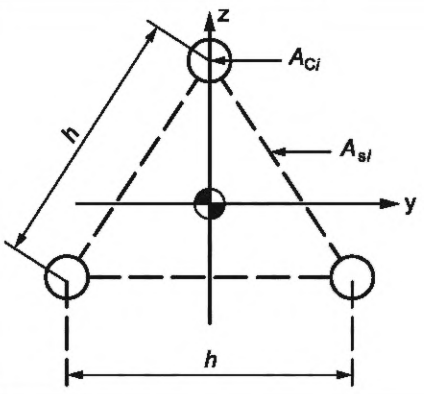
1 Свойства жесткости равны для всех направлений, если у хорд одинаковая площадь.

2 Формулы могут быть неточными, если существуют большие смещения между рабочими точками раскосов.

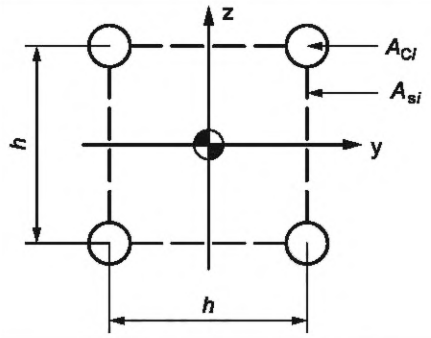
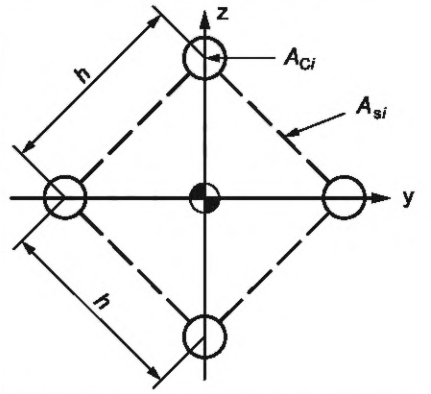
3 Эквивалентные вращения концов балки могут быть неточными для раскосов типа С. Это может быть важно, если это моделирование используется вместе с вращательной жесткостью опорной поверхности.

4 Скорректировано на основе [*23*].

Таблица *А.9* — Формулы для определения свойств эквивалентных секций трехмерных решетчатых опор

Тип опоры		Эквивалентные свойства
A		$A = 3A_{Ci}$ $A_{sy} = A_{sz} = \frac{3}{2}A_{si}$ $I_y = I_z = \frac{1}{2}A_{Ci}h^2$ $I_T = \frac{1}{4}A_{si}h^2$

Окончание таблицы А.9

Тип опоры		Эквивалентные свойства
B		$A = 4A_{Ci}$ $A_{sy} = A_{sz} = 2A_{si}$ $I_y = I_z = A_{Ci}h^2$ $I_T = A_{si}h^2$
C		$A = 4A_{Ci}$ $A_{sy} = A_{sz} = 2A_{si}$ $I_y = I_z = A_{Ci}h^2$ $I_T = A_{si}h^2$

A_{si} — эффективная площадь сдвига для 2-мерной конструкции (по таблице *А.8*);
A_{Ci} — отдельная площадь хорды;
A_s — эффективная площадь сдвига относительно репрезентативной оси (y или z);
I — второй момент площади относительно репрезентативной оси (y или z);
I_T — крутящий момент инерции.

Примечания

1 A_{Ci} может быть взято в качестве площади хорды, включая дополнение от зубьев рейки (см. 8.3.5).

2 Скорректированной на основе [*23*].

А.8.3.4 Комбинация из детализированной и эквивалентной опоры

Модель комбинированной детализированной и эквивалентной опоры должна быть построена с интересующими участками, смоделированными как детализированная опора, а остальная часть опоры моделируется как эквивалентная опора. Для облегчения получения детальных значений напряжений вблизи соединения опоры с понтоном (направляющие, системы фиксации/подъема, и т. п.) детализированная часть модели опоры должна простираться достаточно далеко над и под этим участком, чтобы обеспечить ситуацию, когда граничные условия на соединении детализированная опора/эквивалентная опора не влияют на напряжения на интересующих участках. Необходимо принять меры предосторожности, чтобы обеспечить соответствующее сопряжение на границах контакта и согласованность граничных условий на соединениях.

Плоскость соединения между детализированной опорой и эквивалентной опорами должна оставаться плоской и без деформации сдвига, когда опора изгибается. Соединение должно состоять из жестких элементов, контролирующих локальный изгиб и деформацию сдвига.

А.8.3.5 Регулирование жесткости

Указания отсутствуют.

А.8.3.6 Наклон опоры

Указания отсутствуют.

А.8.4 Моделирование понтона

А.8.4.1 Общие положения

Рекомендуемые методы моделирования конструкции понтона приведены в А.8.4.2 и А.8.4.3. Моделирование массы понтона приведено в А.8.7, а моделирование прогиба понтона в А.8.8.3.

А.8.4.2 Подробная модель понтона

Модель должна быть построена с использованием пластинчатых элементов, в которых должно быть включено соответствующее направленное моделирование влияния элементов жесткости на пластины. Элементы должны быть способны выдерживать плоский сдвиг и внеплоскостной момент.

А.8.4.3 Эквивалентная модель понтона

В эквивалентной модели понтона палуба, днище, бортовая обшивка и основные переборки моделируются как решетка из балок. Осевые и внеплоскостные свойства балок должны вычисляться на основе глубины переборок, бортовой обшивки и эффективной ширины палубной обшивки и обшивки днища. Элементы балок должны размещаться с их нейтральными осями на средней глубине понтона. Из-за непрерывности конструкции палубы и днища, а также размеров стандартной коробки понтона, плоскостная жесткость на изгиб может рассматриваться как большая по отношению ко внеплоскостной жесткости. Жесткость на кручение должна быть приближенно выражена из закрытой коробчатой секции понтона и распределена между элементами решетки.

А.8.5 Моделирование соединения опоры с понтоном

А.8.5.1 Общие положения

Моделирование соединения опоры с понтоном имеет исключительно важное значение для анализа, поскольку оно контролирует распределение изгибающих моментов опоры и сдвиги, передаваемые между верхними и нижними направляющими конструкциями, а также системой подъема или фиксации. Поэтому необходимо, чтобы эти системы были надлежащим образом смоделированы в отношении жесткости, ориентации и зазора. Упрощенное вычисление жесткости эквивалентного соединения опоры с понтоном опоры может использоваться для эквивалентной опоры (реберная модель).

Специфичная концепция проектирования СПБУ может быть описана комбинацией следующих компонентов (см. также рисунок *С.1*):

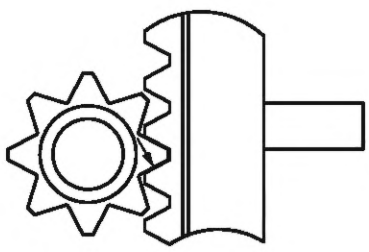
a) с/без системы фиксации;

b) с противоположно направленными подъемными шестернями [см. рисунок *А.8*a)];

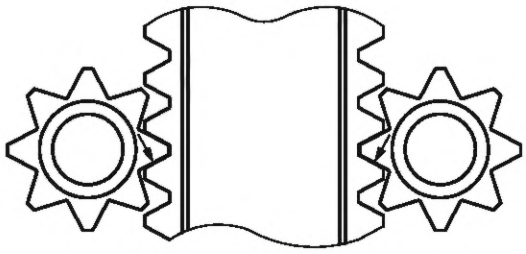
c) с подъемными шестернями, не направленными противоположно [см. рисунок *А.8*b)];

d) системой подъема с фиксирующими стержнями и хомутами [см. рисунок *А.8*c)];

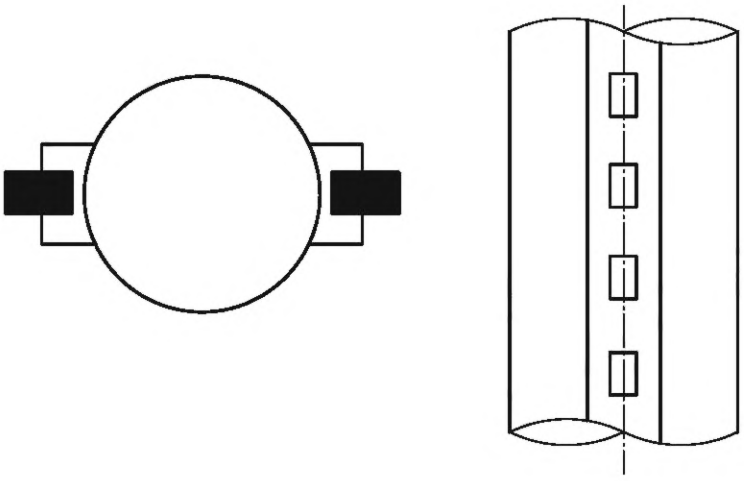
e) с фиксированной или плавающей системой подъема.



a) Односторонняя рейка и шестерня



b) Противоположно направленные рейка и шестерня



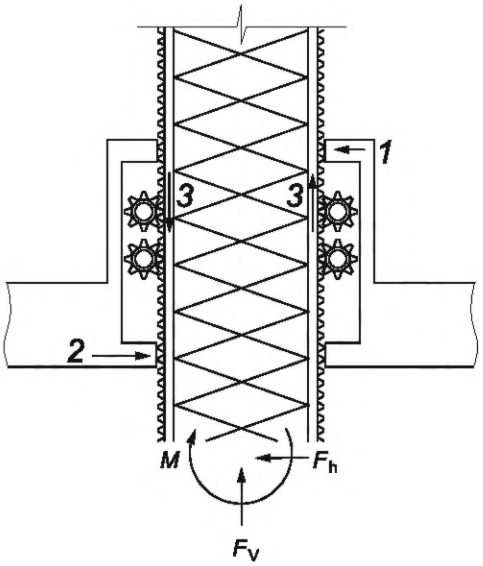
c) Фиксирующий стержень и хомут

Рисунок *А.8* — Типы подъемных систем

Типичные соединения опоры с понтоном показаны на рисунках *А.9*a) — *А.9*d). Основная функция соединения опоры с понтоном заключается в передаче усилий между опорой и понтоном следующим образом:

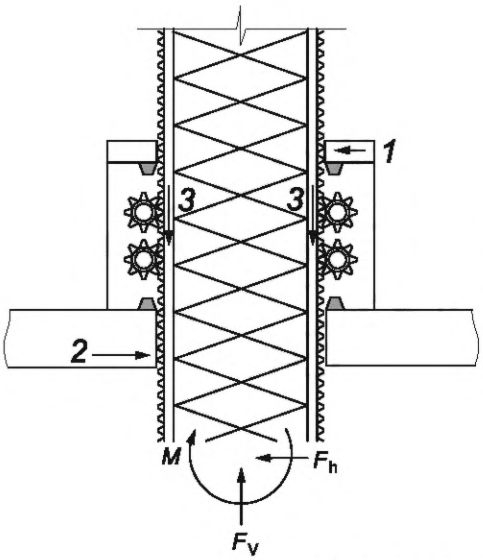
- горизонтальный сдвиг передается набором горизонтальных сил в нижних направляющих и/или системе фиксации;

- вертикальная сила передается через набор вертикальных сил в системе удержания;
- изгибающий момент передается комбинацией горизонтальных сил в верхних и нижних направляющих и/или набором вертикальных сил в системе удержания.



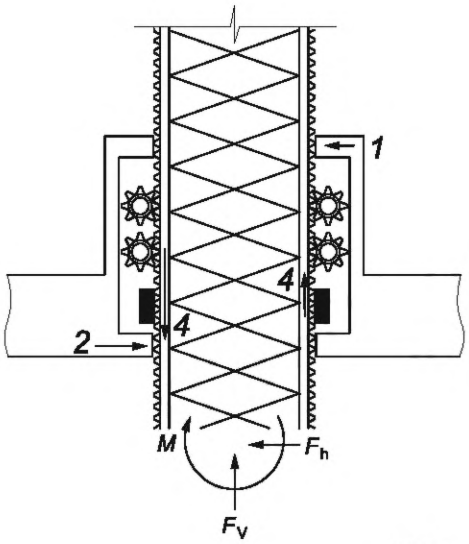
Система включает в себя следующее:
- механизм спуска/подъема опорной колонны;
- неподвижная подъемная система с противоположными или непротивоположными подъемными шестернями.

a) Неподвижная подъемная система без системы фиксации



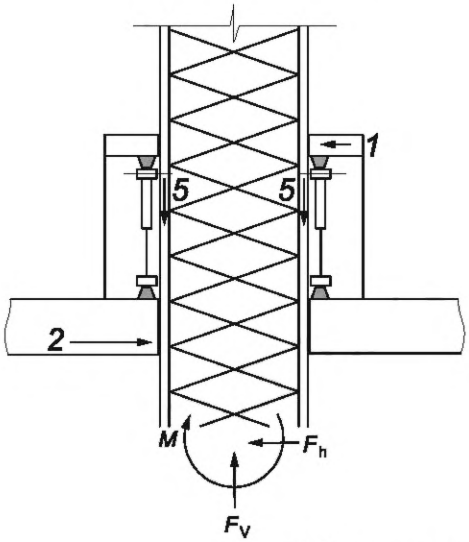
Система включает в себя следующее:
- механизм спуска/подъема опорной колонны;
- амортизирующие элементы;
- плавающая подъемная система с противоположными и непротивоположными подъемными шестернями.

b) Плавучая подъемная система без системы фиксации



Система включает в себя следующее:
- механизм спуска/подъема опорной колонны;
- подъемная система с противоположными или непротивоположными подъемными шестернями;
- система фиксации.

c) Подъемная система с системой фиксации



Система включает в себя следующее:
- портал системы спуска/подъема опорных колонн;
- верхний и нижний хомуты;
- верхние и нижние амортизирующие площадки;
- подъемные цилиндры;
- подъемные фиксирующие стержни.

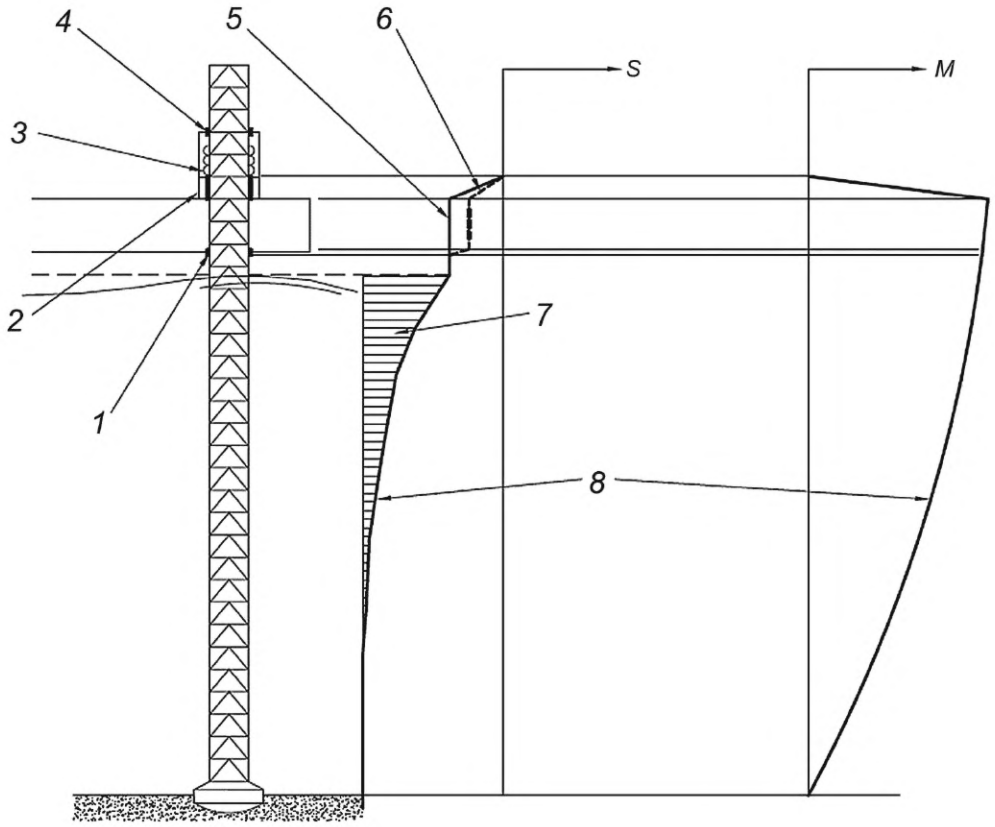
d) Подъемная система с фиксирующим стержнем и хомутом

1 — реакция верхней направляющей; *2* — реакция нижней направляющей; *3* — реакции шестерни; *4* — реакции системы фиксации; *5* — реакции подъемных фиксирующих стержней; F_V — осевая сила в опоре на нижней направляющей; F_h — сдвиговое усилие в опоре на нижней направляющей; *M* — изгибающий момент в опоре на нижней направляющей

Рисунок *A.9* — Типичные соединения опоры с понтоном

Для СПБУ с системой фиксации изгибающий момент опоры распределяется между верхней и нижней направляющими, системой подъема и системой фиксации. Обычно изгибающий момент опоры и осевое усилие в месте соединения опоры с понтоном из-за воздействия окружающей среды передаются, в значительной степени, системой фиксации из-за ее большой жесткости. В зависимости от указанных методов операции жесткость, начальные зазоры и величина приложенных сил, часть внешней нагрузки на опору также могут быть переданы подъемной системой и конструкциями направляющих. После включения (вхождения в зацепление) систем фиксации некоторые СПБУ высвобождают шестерни путем расцепления подъемной системы. В этих условиях изгибающий момент опоры будет распределяться между верхними и нижними направляющими и системами фиксации. Полная диаграмма типичной сдвигающей силы и изгибающего момента показана на рисунке *A.10*, с более подробным представлением, показанным на рисунке *A.11*a). Диаграмма под нижней направляющей не зависит от соединения опоры с понтоном.

Для СПБУ без системы фиксации изгибающий момент опоры распределяется между подъемной системой и направляющей конструкцией. Для СПБУ с неподвижной подъемной системой распределение момента опоры между подъемной системой и направляющей конструкцией в основном зависит от жесткости подъемных шестерен. Диаграммы типичной сдвигающей силы и изгибающего момента для этой конфигурации показаны на рисунках *A.11*b) и *A.11*c).



1 — нижняя направляющая; *2* — нижняя система фиксации; *3* — подъемная шестерня; *4* — верхняя направляющая; *5* — сдвигающая сила без контакта нижней направляющей; *6* — сдвигающая сила с контактом нижней направляющей; *7* — сдвиг из-за воздействия волн/течения; *8* — фактический сдвиг или изгибающий момент; *S* — сдвигающая сила; *M* — изгибающий момент

Рисунок *А.10* — Полная сдвигающая сила опоры и изгибающий момент — СПБУ с системой фиксации

Для плавающей подъемной системы распределение изгибающего момента опоры между подъемной системой и направляющей конструкцией зависит от комбинированной жесткости амортизирующих пластин (площадок) и шестерен. Диаграммы типичной сдвигающей силы и изгибающего момента для этой конфигурации показаны на рисунке *А.11*d).

Соединение опоры с понтоном должно моделироваться с учетом эффектов зазоров направляющей и системы удержания, износа, конструкционных допусков и зазора в зубчатом зацеплении (внутри зубчатой передачи и между ведущей шестерней и рейкой).

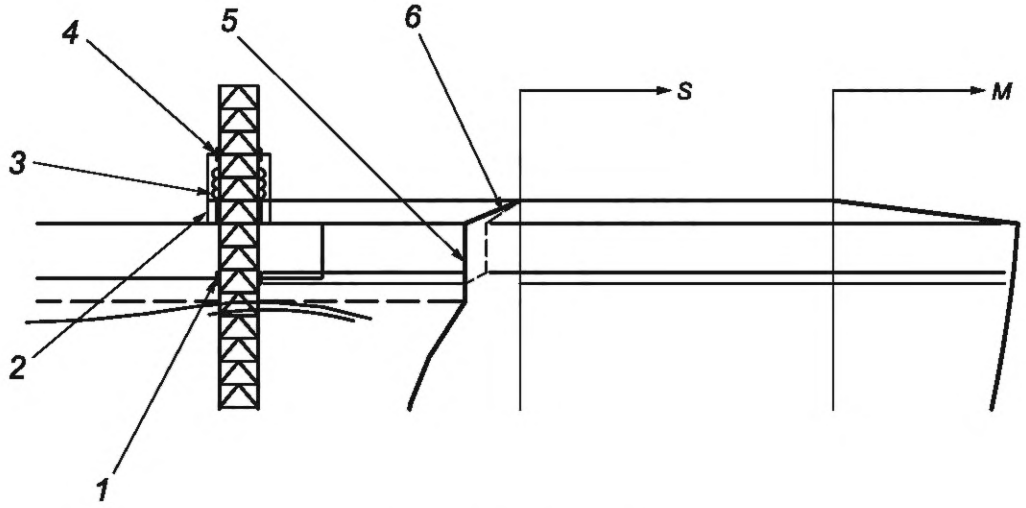
Если подъемная система имеет непротивоположные шестерни, то локальные моменты в хорде (стойке опоры) возникают:

- из-за горизонтальной составляющей усилия шестерни (из-за угла прижатия рейки/шестерни);
- вертикальной составляющей усилия шестерни, которое действует со смещением от нейтральной оси хорды (стойки опоры).

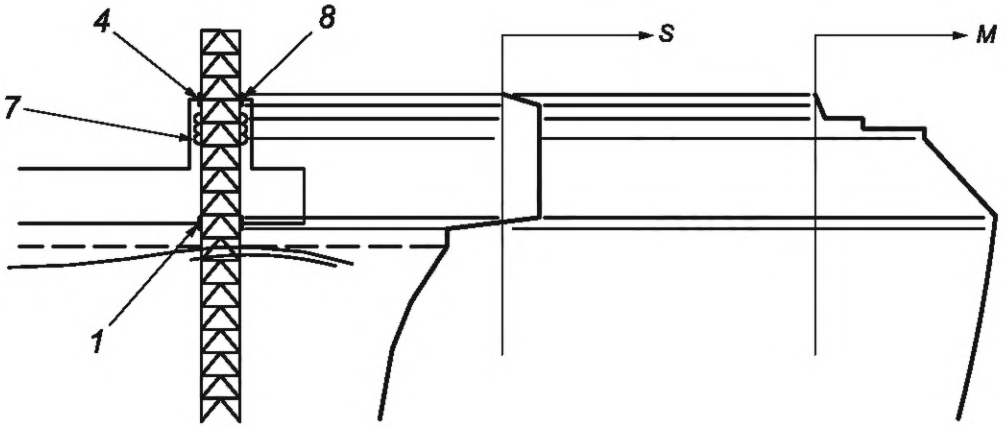
Методы, изложенные в А.8.5.2 — А.8.5.7, рекомендованы для моделирования соединений опоры с понтоном (конкретные данные для различных частей конструкции можно взять из проектных данных).

А.8.5.2 Системы направляющих

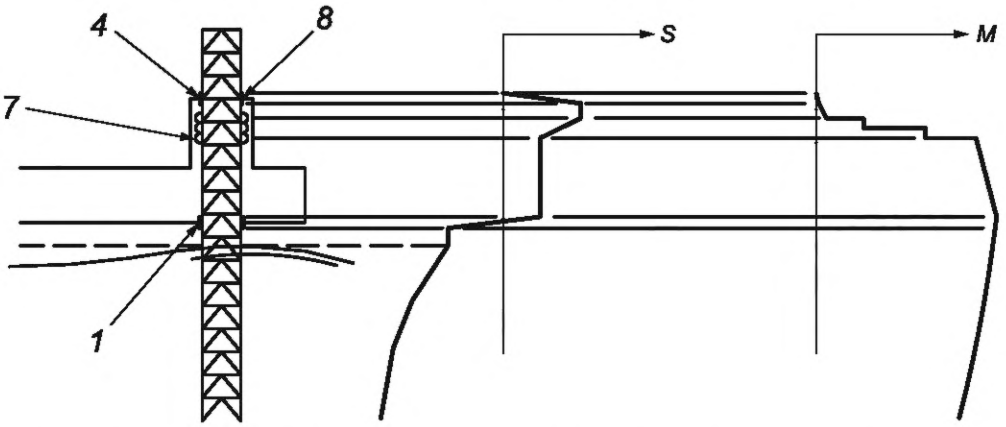
Направляющие конструкции должны быть смоделированы таким образом, чтобы удерживать хордовый элемент (элемент стойки) горизонтально только в тех направлениях, в которых возникает контакт с направляющими. Верхние и нижние направляющие могут рассматриваться как сравнительно жесткие по отношению к смежной конструкции, такой как механизм спуска/подъема опорной колонны и т. п. Номинальное положение нижней направляющей относительно опоры может быть получено на основе использования суммы проникновения (пенетрации) опоры, глубины моря и высоты подъема понтона. Однако рекомендуется, чтобы при оценке прочности опоры учитывалось не менее двух положений: одно в узловой точке, а другое в средней точке пролета. Это позволит учесть неопределенности при прогнозировании проникновения (пенетрации) опоры и возможную разницу глубины проникновения (пенетрации) разных опор.



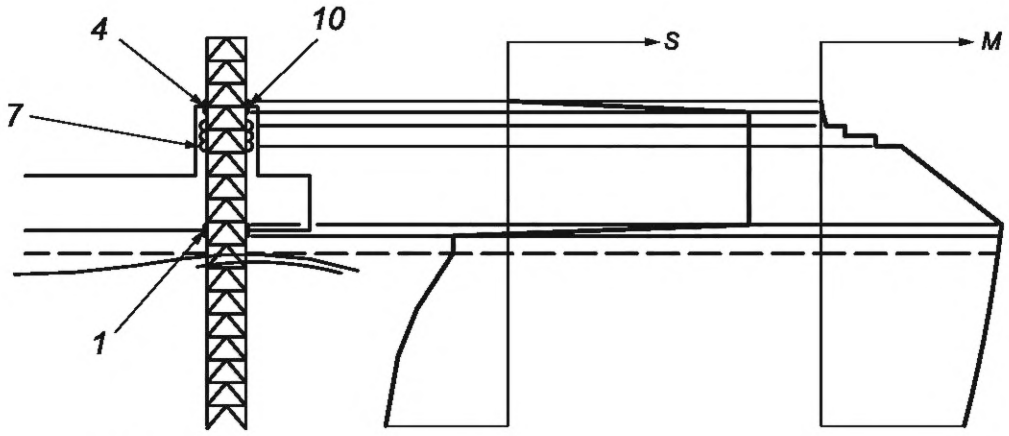
a) СПБУ с системой фиксации



b) СПБУ без системы фиксации и имеющие неподвижную подъемную систему с противоположными шестернями



c) СПБУ без системы фиксации и имеющие неподвижную подъемную систему с непротивоположными шестернями



d) СПБУ без системы фиксации и имеющие плавающую подъемную систему

1 — нижняя направляющая; *2* — нижняя система фиксации; *3* — подъемная шестерня; *5* — сила сдвига без контакта с нижней; *4* — верхняя направляющая; *6* — сила сдвига с контактом с нижней направляющей; *7* — противоположные шестерни; *8* — портал опорной колонны, жестко закрепленный на понтоне; *9* — непротивоположные шестерни; *10* — портал опорной колонны, плавающий на направляющей амортизирующих элементов; *S* — сдвиговая сила; *M* — изгибающий момент

Рисунок *A.11* — Сила сдвига опоры и изгибающий момент в соединении опоры с понтоном

Конечные длины направляющих могут быть включены в моделирование посредством ряда дискретных (отдельных) ограничительных (предохранительных) пружин/соединений на понтоне. Необходимые меры предосторожности должны быть приняты, чтобы обеспечить, что такие ограничения вызовут реакции только в тех направлениях, в которых они действуют. Иначе результаты расчетов, не учитывающих длину направляющих, могут быть скорректированы, при необходимости, путем модификации диаграммы локального изгибающего момента для обеспечения правильного распределения реакции направляющей. См. рисунок *A.12*. Изгибающие моменты в элементах хорды (стоек) на направляющих (в местах контакта с направляющими) определены посредством анализа конечных элементов, игнорирующего длину направляющей, как на рисунках *A.12*a)1) и b)1), и могут быть скорректированы на основе анализа балок на предмет упрощенной реакции направляющей, как это показано на рисунках *A.12*a)2) и b)2).

A.8.5.3 Подъемная система

A.8.5.3.1 Шестерни домкрата (или подъемные шестерни)

Подъемные шестерни должны быть смоделированы с учетом жесткости шестерен, указанной производителем, и таким образом, чтобы шестерни могли противостоять вертикальным и соответствующим горизонтальным силам. Для имитации подъемной шестерни может использоваться линейная пружина/консольная балка. Сила, необходимая для отклонения свободного конца консольной балки на единицу расстояния, должна соответствовать жесткости подъемной шестерни. Смещение точки контакта шестерни с рейкой от нейтральной оси хорды должна быть включена в модель.

A.8.5.3.2 Другие подъемные системы

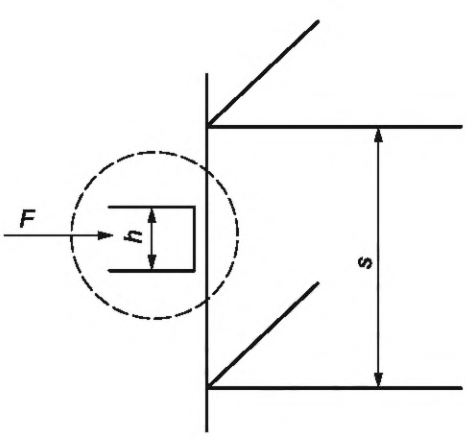
Конструкции подъемных систем, не указанные выше, должны моделироваться с использованием значений жесткости, полученных от производителя/конструктора, путем соответствующего системного тестирования или на основе логического анализа с надлежащим учетом зазоров при взаимодействии элементов конструкции и жесткости механических компонентов.

A.8.5.4 Система фиксации

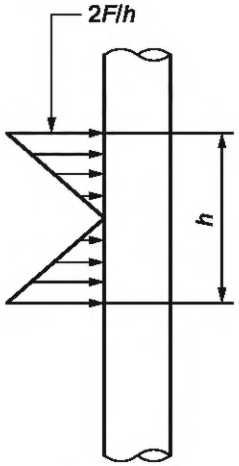
Система фиксации должна быть смоделирована таким образом, чтобы противостоять как вертикальным, так и горизонтальным силам при учете жесткости вертикальных и горизонтальных опорных элементов, и относительного местоположения связанных с ними оснований. Важно, чтобы модель отражала локальный момент прочности системы фиксации, возникающий от ее конечного размера, а также от количества и расположения опорных элементов.

A.8.5.5 Амортизирующая площадка — плавающие подъемные системы

Плавающие подъемные системы, как правило, имеют два набора амортизирующих площадок в каждом механизме спуска/подъема опорных колонн, один из которых расположен в верхней части, а другой в нижней части портала системы спуска/подъема опорных колонн. В качестве альтернативы для каждой шестерни или блока шестерен могут быть предусмотрены амортизирующие площадки. Подъемная система может свободно перемещаться вверх или вниз, пока она не соприкоснется с верхним или нижним амортизирующим элементом. Когда СПБУ пребывает в приподнятой конфигурации, подъемная система находится в контакте с верхней амортизирующей площадкой. Когда СПБУ пребывает в транспортной конфигурации, подъемная система находится в контакте с нижней амортизирующей площадкой. Жесткость амортизирующего элемента должна основываться на данных производителя, а амортизирующий элемент должен быть смоделирован так, чтобы противостоять только вертикальным силам. Следует также признать, что характеристики жесткости амортизирующих элементов в нормальных условиях нелинейные и могут значительно изменяться с течением времени.

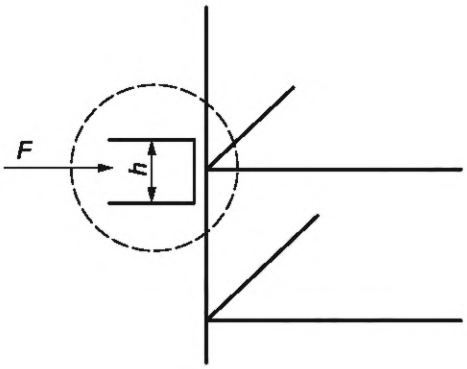


1) Реакция направляющей, не учитывающая длины направляющей

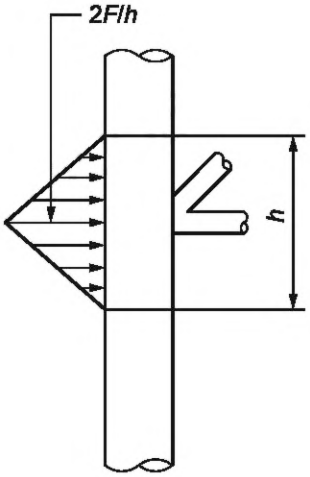


2) Упрощенное распределение реакции направляющей

a) Середина пролета направляющей



1) Реакция направляющей, не учитывающая длины направляющей



2) Упрощенное распределение реакции направляющей

b) Направляющая на узле

F — реакция направляющей; *h* — длина направляющей; *s* — высота пролета

Рисунок *A.12* — Корректировка модели направляющей, опирающейся на точку, для конечной длины направляющей

А.8.5.6 Корпус механизма спуска/подъема опорной колонны и связанные раскосы

Жесткость корпуса механизма спуска/подъема опорной колонны и связанных с ним растяжек должна быть точно смоделирована, поскольку она может напрямую влиять на распределение горизонтальных сил между направляющими и системой спуска/подъема СПБУ. Если понтон не моделируется, то, как правило, достаточно ограничить основание корпуса механизма спуска/подъема и связанных с ним растяжек, а также основание системы фиксации и конструкции нижней направляющей в местах их соединений с понтоном.

А.8.5.7 Жесткость эквивалентного соединения опоры с понтоном

Определение жесткости модели эквивалентного соединения опоры с понтоном может быть выполнено следующими средствами.

Применение схемы удельных нагрузок в детализированной модели опоры в сочетании с детализированной моделью соединения опоры с понтоном в соответствии с 8.3.2 и 8.5. Схемы удельных нагрузок применяют, как описано в А.8.3.3. Эффективная жесткость соединения может быть определена на основе различий между результатами расчета только детализированной модели опоры (см. А.8.3.3) и результатами расчета детализированной опоры плюс модели соединения опоры с понтоном следующим образом:

- схема осевой удельной нагрузки. Эта схема используется для определения вертикальной жесткости соединения опоры с понтоном K_{vh} в результате осевых смещений концов детализированной модели опоры Δ и осевых смещений концов комбинированной модели опоры, а также соединения опоры с понтоном, Δ_C, под воздействием той же схемы удельной нагрузки F, как указано в формуле

$$K_{vh} = F / (\Delta_C - \Delta); \quad (A.42)$$

- чистый момент, приложенный или как момент, или как пара. Этот случай используется для получения (расчета) вращательной жесткости соединения опоры с понтоном K_{rh} либо от концевых уклонов θ_M и θ_C, либо на концевых отклонениях (прогибах) δ и δ_C от двух моделей под воздействием того же концевого момента M, как указано в формуле

$$K_{rh} = M / (\theta_C - \theta_M) \text{ или } K_{rh} = ML / (\delta_C - \delta); \quad (A.43)$$

- чистый сдвиг, который может использоваться для определения горизонтальной жесткости соединения опоры с понтоном K_{hh}, аналогичным образом учитывается уже вычисленная вращательная жесткость. В нормальных условиях горизонтальная жесткость соединения с понтоном может быть принята как бесконечная.

Если модель содержит нелинейности, например за счет включения элементов зазора, то необходимо позаботиться о том, чтобы обеспечить, что подходящие величины схемы удельных нагрузок применяются, чтобы точно линеаризовать жесткость соединения для окончательно прогнозируемого смещения, включая ветровые воздействия и т. п.

А.8.6 Моделирование башмака опоры и основания

А.8.6.1 Конструкция башмака опоры

Когда моделируется башмак опоры, элементы жесткой балки считаются достаточными для достижения точной передачи реакции морского дна на хорды опор и растяжки (раскосы). Следует отметить, что из-за резкого изменения жесткости эти жесткие балки могут вызвать искусственно завышенные напряжения в соединениях опоры с башмаком опоры. Следовательно, моделирование и выбор типа элемента должны быть тщательно продуманы, когда требуется точное вычисление напряжений в элементах опор на этом участке.

Для анализа прочности башмака и его соединения с опорой должна быть построена подробная модель с соответствующими граничными условиями. Этот анализ может выполняться на независимой модели башмака опоры.

А.8.6.2 Точка реакции на морском дне

Если геотехнические анализы не демонстрируют иного, то вертикальное положение точки реакции на каждом башмаке опоры должно размещаться на расстоянии от наконечника башмака, эквивалентном:

a) половине максимального прогнозируемого проникновения (пенетрации) (когда башмак углублен (пенетрирован) частично; или

b) половине высоты башмака [когда башмак углублен (пенетрирован) полностью].

Опоры СПБУ с независимыми опорами могут приниматься либо как шарнирно закрепленные, либо как поддерживаемые поступательными и вращательными пружинами основания в точке реакции. Предполагаемые граничные условия должны быть четко определены вместе с допущениями в отношении любого момента фиксации, предоставляемого башмаку грунтом.

Геометрия башмаков опор, морское дно с уклоном, донные препятствия, существующие ямы от башмаков опор и т. п. могут приводить к горизонтальной эксцентричности опоры башмака. В таких случаях горизонтальное положение (эксцентричность) точки реакции, использованной в анализе, должно быть установлено посредством вычислений, учитывающих геометрию башмака и топологию морского дна под действием предварительного нагружения и, как правило, должно быть взято в расчет, лишь когда это отрицательно воздействует на результаты оценки с учетом условий площадки постановки. В таких случаях также должна учитываться прочность башмака.

Несимметричные геометрии (башмака) должны учитываться особо.

Дальнейшее рассмотрение реакции морского дна см. в разделе 9.

А.8.6.3 Моделирование основания

Методы определения степени ограничения вращения или неподвижности башмаков опор дополнительно рассмотрены в разделе 9 и А.9. Значения верхней или нижней границы должны учитываться соответственно для участков рассматриваемых конструкций.

Когда необходимо проверить башмак опоры, соединение опоры с башмаком и нижние части опоры, должны быть выполнены соответствующие расчеты для определения верхней границы момента на башмаке опоры с учетом взаимодействия грунта с конструкцией. Эти участки могут быть проверены консервативно путем допущения, что процент максимального момента опоры при шторме в месте нижней направляющей (полученный с допущением о шарнирном башмаке) применяется к башмаку вместе со связанными вертикальными/горизонтальными реактивными силами морского дна. Это значение процента в нормальных условиях должно быть не менее 50 %. Для таких упрощенных проверок взаимодействие башмака с грунтом может моделироваться с допущением, что грунт линейно-упругий и не может воспринимать растягивающее усилие.

Для скринингового анализа землетрясения, как правило, используются самые простейшие адекватные модели типа башмак—грунт. Эти модели должны включать максимально интерпретируемую жесткость при малой деформации и максимальные несущие способности (см. раздел 9). Снижение жесткости грунта, как правило, не должно включаться в скрининговый анализ землетрясения. Могут быть использованы и более подробные представления взаимодействий типа башмак—грунт.

А.8.7 Моделирование массы

Вертикальное распределение массы имеет важное значение для всех динамических анализов, поскольку оно влияет на все боковые инерционные воздействия. При моделировании массы понтона необходимо позаботиться о том, чтобы обеспечить правильное горизонтальное распределение массы, поскольку это влияет на реакцию отклонения от курса. Это особенно важно в усталостном анализе и анализе землетрясения. Позиция консоли должна быть учтена при распределении массы.

Для оценок землетрясения внутренняя захваченная масса башмака опоры должна быть включена в модель массы. Добавленная масса башмака опоры (окружающая вода и/или грунт) должна быть включена в модель там, где она значительна.

Обычно правильные функциональные воздействия не могут быть просто получены из модели массы понтона и опор с использованием силы тяжести, поскольку невозможно последовательно учесть плавучесть, обрастание, добавленную массу, захваченную воду и т. п. Если модель массы используется для разработки функциональных воздействий и динамической реакции, то особое внимание должно быть уделено тому, чтобы обеспечить внесение надлежащих корректировок в функциональные воздействия. См. А.8.8.2 и А.8.8.3.

А.8.8 Применение воздействий

А.8.8.1 Оценочные воздействия

Оценка с учетом условий площадки постановки придерживается формата частных коэффициентов. Частные коэффициенты воздействия применяют в отношении воздействий, которые определены в других разделах (т. е. коэффициенты воздействия, а не коэффициенты эффектов воздействия). Реакция СПБУ не является линейной, поэтому применение комбинированных факторизованных воздействий, как правило, не дает такой же результат, как факторизованное сочетание отдельных эффектов воздействий.

Воздействия и эффекты воздействий приведены поочередно ниже.

А.8.8.2 Функциональные воздействия за счет статической и переменной нагрузок

Воздействия на понтон за счет статической и переменной нагрузок должны применяться в модели таким образом, чтобы представить их правильное вертикальное и горизонтальное распределение. Функциональные воздействия на понтон представляют собой массы понтона, умноженные на вертикальное гравитационное ускорение. Распределение массы понтона может быть представлено комбинацией собственной массы и приложенными в узловых точках модели точечными массами. Когда перераспределение веса понтона используется для корректировки момента прогиба понтона (см. А.8.8.3), то правильное горизонтальное распределение веса может быть нарушенным. Если это нежелательно, то должен использоваться один из альтернативных подходов А.8.8.3.

Моделирование массы и веса опор является более сложным, чем понтона (см. А.8.7). Отдельные модели массы и модели функциональных воздействий должны согласованно учитывать плавучесть, обрастание, добавленную массу, захваченную воду и т. п.

В зонах с мягким климатом условия ПСКНС окружающей среды иногда находятся в рамках ограничений, определенных ПСКЭП для СПБУ, а оцениваемые гидрометеорологические условия не превышают пределов ограничений для перехода в штормовой приподнятый режим (см. 5.3). В таких случаях оценка с учетом условий площадки постановки должна быть проведена для условий ПСКНС окружающей среды и предлагаемых конфигураций эксплуатационного режима, например с увеличенной переменной нагрузкой, выдвинутой консолью и неравномерными нагрузками на опоры. Реакции отдельных опор под действием функциональных воздействий могут приблизиться к реакции предварительного нагружения. Небольшая дополнительная реакция опоры за счет воздействия окружающей среды может затем привести к дополнительному проникновению (пенетрации) башмака опоры.

Когда руководство по эксплуатации допускает увеличение переменной нагрузки при смягчении гидрометеорологических условий, то СПБУ должно быть оценено до значений ПСКНС для эксплуатационных условий и/или с уменьшенными периодами повторяемости (см. 5.3). Это особенно важно в районах, где возможно значительное дополнительное проникновение (пенетрация).

А.8.8.3 Прогиб понтона

Когда СПБУ устанавливается на площадке, опоры, как правило, входят в зацепление с морским дном, при этом понтон поддерживается за счет собственной плавучести в выгнутом состоянии. Затем, когда понтон чуть освободится от воды, балласт предварительного нагружения загружается на борт, таким образом осуществляя предварительное нагружение опор для того, чтобы они достигли окончательного проникновения (финальной пенетрации). Обычно это приводит к крайнему прогибу понтона. Затем балласт предварительного нагружения сбрасывается и понтон поднимается на необходимую высоту относительно площадки. В этой конфигурации понтон прогибается под собственным весом и переменной нагрузкой. Моменты сдвигового и изгибающего напряжений опор, вызванные прогибом понтона, сильно зависят от зазоров направляющих опор, конструкции и рабочих параметров системы спуска/подъема опорных колонн и т. п. Такие моменты (сдвигового и изгибающего напряжения опор) должны учитываться при анализе оценки с учетом условий площадки постановки, так как они больше проявлены на мелководье, где выдвижение опор ниже уровня понтона является небольшим и поэтому присутствует повышенная жесткость опоры на изгиб.

Модель КЭ с распределенной жесткостью понтона и распределенными функциональными воздействиями включает эффекты прогиба понтона, если функциональные воздействия прикладываются к СПБУ, когда его форма первоначально не имеет отклонений при подъеме понтона на высоту, соответствующую эксплуатационному режиму. Момент прогиба понтона, как правило, переоценивается в этом методе моделирования и может быть уменьшен на 75 % от значения, которое было бы получено на основе анализа модели понтона:

а) с максимальным весом для режима экстремального шторма, распределенным в соответствии с А.8.8.2;

b) зазором направляющих, установленных на ноль;

c) нагрузками подъемной системы, уравновешенными в каждой опоре.

Снижение момента прогиба понтона должно достигаться следующими мерами (одной или несколькими):

- приложением корректирующих моментов к понтону вблизи каждой опоры;
- перераспределением веса понтона при сохранении правильного центра тяжести;
- включением реалистичных зазоров направляющих;
- регулированием положения точки реакции башмака опоры (заданное смещение).

Методы, влияющие на жесткость модели, такие как увеличение жесткости понтона или увеличение гибкости у основания опор, должны быть исключены.

Если СПБУ должна будет эксплуатироваться в районе, где шторм с параметрами, принимаемыми для оценки, находится в пределах эксплуатационных ограничений СПБУ (в отличие от ограничений между эксплуатационными пределами и пределами выживания, см. 5.3), то для всех оценок на случай землетрясения момент прогиба понтона должен основываться на условиях эксплуатации. Окончательные эффекты прогиба связаны с увеличением и перераспределением веса понтона, например 25 % начального прогиба понтона плюс 100 % прогиба обусловленные условиями эксплуатации.

А.8.8.4 Гидрометеорологические воздействия

А.8.8.4.1 Ветровые воздействия

Ветровые воздействия определяют согласно 7.3.4. Ветровые воздействия на опоры выше и ниже понтона должны моделироваться так, чтобы представлять их правильное вертикальное и горизонтальное распределение. Воздействия могут применяться как распределенные или как точечные. Когда используют точечные воздействия, то должно быть применено достаточное их количество, чтобы отразить распределенный характер воздействий. При этом необходимо обратить внимание на то, чтобы на каждой опоре были достигнуты правильные значения суммарного сдвига и опрокидывающего момента.

Аналогичным образом ветровые воздействия на понтон и связанные конструкции могут применяться как распределенные или как точечные. Применение таких воздействий также должно гарантировать, что были достигнуты правильные значения суммарного сдвига и опрокидывающего момента на понтон.

А.8.8.4.2 Воздействия волн/течения

Воздействия волн/течения определяются согласно 7.3.3. Воздействия волн/течения на опору и конструкции башмака опоры выше морского дна должны моделироваться для представления их правильного вертикального и горизонтального распределения. Когда используются точечные воздействия, их применение должно обеспечить достижение правильных значений суммарного сдвига и опрокидывающего момента на каждую опору и отражать распределенную природу воздействий.

А.8.8.5 Инерционные воздействия

Детерминированный динамический анализ шторма предусматривает явное (точное) определение набора инерционных нагрузок F_{in} (см. раздел 10). Этот набор нагрузок должен применяться к модели в сочетании с другими воздействиями.

Для подхода СОСС F_{in} применяется к понтону как боковая(ые) сила(ы), действующая(ие) через центр тяжести понтона.

Когда набор инерционных нагрузок получен на основе вероятностного динамического анализа, применяемый набор нагрузок должен соответствовать как инерционному сдвигу основания, так и инерционному опрокидывающему моменту. Это может быть достигнуто с помощью комбинации:

a) боковой силы, действующей на понтон;

b) боковой силы, действующей равным образом на все опоры выше верхней направляющей в направлении гидрометеорологических воздействий;

c) корректирующего(их) момента(ов), приложенного(ых) как горизонтальная или вертикальная пара к понтону.

Отношение суммарных боковых сил, действующих на опоры выше понтона, к боковым силам, действующим на понтон, не должно превышать отношение массы опор выше верхней направляющей к общей массе понтона. Момент, обусловленный боковыми силами, приложенными к опорам выше верхней направляющей, не должен превышать корректирующий момент, необходимый для совпадения с опрокидывающим моментом. Т. е., если при приложении сил момент, обусловленный боковыми силами, в перечислении b) выше, то корректирующий момент в перечислении c) должен увеличить момент опрокидывания.

Силы или моменты, обусловленные инерционными воздействиями, как правило, должны прикладываться только к конструкции выше нижней направляющей. Внутренние силы опор и силы основания являются важными аспектами оценки с учетом условий площадки постановки, поэтому применение инерционных воздействий к опорам ниже нижней направляющей непосредственно влияет на указанные силы, снижая их реалистичность.

Примечание — Применение набора инерционных нагрузок с использованием сосредоточенных сил может привести к возникновению ложных локальных напряжений.

А.8.8.6 Эффекты значительных смещений

Существует два эффекта смещения, которые необходимо зафиксировать:

- боковое смещение понтона вызывает функциональные воздействия по увеличению глобального ОМ (глобальные эффекты P-Δ);
- усиление Эйлера локальных сил в элементах увеличивает напряжения в элементах (локальные эффекты p-δ).

Специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, должен быть осведомлен о том, как специальное программное обеспечение учитывает эти эффекты. Обычно эффекты глобального смещения учитываются, как это описано ниже. Усиление Эйлера часто учитывается в проверках программы элемента посредством использования коэффициента *B* усиления момента элемента (см. А.12.4). Некоторые методы учитывают только глобальные эффекты, а другие учитывают и глобальные, и локальные эффекты:

a) методы значительного смещения

В методах значительного смещения решение можно получить за счет пошагового применения схемы нагрузки (в приращениях) и формирования матрицы жесткости для последующего шага схемы нагрузки из отклоненной формы предыдущего приращения, повторяя ее на каждом шаге, при необходимости. Этот метод учитывает и глобальное смещение, и эффекты усиления Эйлера, так что $B = 1{,}0$ в формуле усиления момента (см. А.12.4);

b) методы геометрической жесткости

Методы геометрической жесткости включают в себя линейную коррекцию матрицы жесткости на основе осевых сил, присутствующих в элементах. Важно, чтобы специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, понимал на профессиональном уровне, какие эффекты значительного смещения аппроксимирует программное обеспечение (глобальные, возможно, локальные), чтобы было выбрано правильное значение *B* для использования в формуле усиления момента (см. А.12.4);

c) метод отрицательной стрелы прогиба пружины

Упрощенный подход геометрической жесткости допускает линейно-упругое включение эффектов P-Δ в программу КЭ без обращения к итерации. В этом подходе перед началом анализа вводится поправочный элемент в матрицу глобальной жесткости. Когда анализ завершен, отклонения понтона, осевые силы опор и изгибающие моменты опор включают глобальные эффекты P-Δ. Вывод метода описан в [3], А.8.

Поправочный элемент имеет вид $-P_g/L$, где P_g — сумма сил, действующих на опору за счет функциональных воздействий на опоры в понтоне, включая вес опор выше понтона; L — расстояние от точки реакции башмака опоры до вертикального центра тяжести понтона.

Этот поправочный элемент отрицательной жесткости, примененный к понтону, создает дополнительную боковую силу на понтон, пропорциональную прогибу конструкции. Результирующий (дополнительный) базовый опрокидывающий момент равен P_g, умноженный на смещение понтона.

Отрицательная жесткость включена в глобальную матрицу жесткости путем добавления к узлу(ам) ортогональных горизонтальных поступательных пружинных элементов, представляющим центр тяжести понтона. Если наборы ортогональных пружин прикреплены к понтону вблизи каждой из опор, то при использовании общей жесткости пружин, деленной на количество опор, жесткость при кручении также корректируется.

Если отрицательная(ые) пружина(ы) заземлена(ы), то дополнительная боковая сила (из-за элемента отрицательной жесткости) вызывает завышение горизонтальных реакций опор. Обычно это не столь важно, и горизонтальные реакции на каждой опоре могут быть уменьшены на величину, равную силе в пружине и деленную на количество опор. Тем не менее, когда используются нелинейные элементы опорной поверхности, подход, связанный с заземленными пружинами, завышает горизонтальные реакции опорной поверхности и в результате реакции опорной поверхности становятся ошибочными. Завышения горизонтальных реакций опорной поверхности можно избежать, если наборы отрицательных горизонтальных пружин определены для каждой опоры и соединены между понтоном и башмаком опоры.

Применение отрицательных пружин в модели учитывает эффекты глобального смещения, но не включает локальные эффекты Эйлера для отдельных элементов, поэтому проверка программы должна включать соответствующие условия для учета усиления локальных моментов (см. А.12.4).

А.8.8.7 Воздействия направления

Воздействия направления могут применяться как статичные силы. Реакция, вызванная натяжением и гидродинамическим воздействием на направление, должна быть включена в модель глобального анализа СПБУ и применяться с использованием точки опоры на понтоне.

Эффекты жесткости и демпфирования в направлении, как правило, не моделируются в оценке конструкции СПБУ, поскольку, как правило, они оказывают незначительное влияние на глобальную реакцию СПБУ.

Оценка конструктивной целостности отдельного направления выходит за рамки применения настоящего стандарта.

А.8.8.8 Воздействия землетрясения

Указания отсутствуют.

А.9 Основания

А.9.1 Область применения

Указания отсутствуют.

А.9.2 Общие положения

Указания отсутствуют.

А.9.3 Геотехнический анализ опорных поверхностей башмаков автономных опор

А.9.3.1 Моделирование и оценка опорной поверхности башмака

А.9.3.1.1 Общие положения

В 9.3.1 и А.9.3.1 описаны подходы к моделированию основания:

- для анализа реакции;
- оценочной проверки основания.

Анализ реакции должен включать динамические эффекты с использованием совместимой или консервативной модели основания. Динамические эффекты могут либо применяться посредством набора добавленных инерционных воздействий, либо быть напрямую включены в анализ. Существует специальный набор оценочных проверок основания с учетом условий площадки постановки для каждой из моделей основания, которые могут быть отобраны для анализа реакции, как показано в таблице *А.10*.

Опорные поверхности башмаков СПБУ с автономными опорами представляют собой большие перевернутые вершиной вниз конусы, которые называются башмаками опор. Приблизительно круглые в плане башмаки опор, как правило, имеют пологую коническую поверхность (под углом приблизительно 15° — 30° к горизонтали) и могут иметь острую выступающую вершину. Достаточно часто встречаются башмаки опор другой геометрической формы (см. рисунок *А.13*). Башмаки опор СПБУ большого размера могут превышать 20 м в диаметре и могут иметь различную форму у различных изготовителей СПБУ. Башмаки опор некруглой формы могут быть представлены в форме диска с эквивалентным диаметром. Формула несущей способности основания, приведенная в А.9.3.2, применяется для круглых башмаков опор. Трение боковой поверхности опор или башмаков опор зачастую не учитывается. Соответствующее внимание должно быть уделено конической геометрии большинства башмаков опор при оценке несущей способности основания с учетом условий площадки постановки.

Примечание — Обозначения, которые не представлены в тексте, см. А.4.9.

А.9.3.1.2 Подходы к оценке основания

СПБУ и ее основание могут оцениваться с использованием любых вариантов неподвижности по таблице *А.10*. Общая процедура оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки показана на рисунке *А.33*.

Существуют определенные случаи, которые не указаны в проверках, описанных выше, которые учитываются отдельно. Некоторые наиболее часто встречающиеся типы указаны ниже:

- когда долгосрочная (дренированная) несущая способность грунта менее краткосрочной (недренированной) способности, например для переуплотненных глин или связанных алевритов со значительными прослойками песка;
- когда уменьшение прочности грунта возникает из-за циклического нагружения. Это может быть очень важно для алевритовых грунтов и/или карбонатных материалов;
- когда происходит увеличение пенетрации башмака опоры и существует вероятность протыкания, например за счет циклического нагружения;
- когда горизонтальные прослои слабых грунтов расположены под башмаками опор и это может привести к неприемлемому горизонтальному сползанию и последующей потере устойчивости.

При наличии хотя бы одного из вышеописанных случаев необходимо выполнить дальнейший анализ.

В случае частичного вдавливания конического башмака, например в песчаные грунты, дополнительное вдавливание башмака после предварительного нагружения может привести к значительному увеличению несущей способности грунта, который может использоваться в оценочных проверках с учетом условий площадки постановки.

А.9.3.1.3 Простое шарнирное основание

Режим шарнирного башмака опоры (основания) включает в себя простое предварительное нагружение и проверку сползания (обе имеют ограничения). В противном случае необходимо выполнить проверку несущей способности основания по условиям вертикальной/горизонтальной способности и способности к сползанию.

А.9.3.1.4 Линейная вертикальная, линейная горизонтальная несущие способности и способность к сползанию

Этот режим устойчивости основания включает проверку несущей способности основания с точки зрения вертикальной/горизонтальной несущей способности и способности к сползанию. Величина вращательной неподвижности прямо не включена в контрольную формулу. Тем не менее взаимосвязь момента несущей способности и возможности сползания неявно проверяется посредством использования функции поверхности сдвига. Вертикальные/горизонтальные несущие способности и способность к сползанию должны быть проверены детально с помощью процедур, описанных в А.9.3.6.

А.9.3.1.5 Нелинейная вертикальная, горизонтальная и вращательная жесткость

Вертикальное, горизонтальное взаимодействие, а также взаимодействие момента детально проверяются посредством использования модели взаимодействия текучести, как описано в А.9.3.4.2.4. Другие проверки не требуются при условии, что сползание включено в модель.

А.9.3.1.6 Нелинейная модель сплошного основания

Эта модель не должна использоваться, если только один из более простых вышеуказанных аналитических методов не применялся как критерий для сравнения результатов. Модель грунта должна быть способна описать нелинейное поведение для уровней деформации в ожидаемой реакции. Поверхность сопряжения башмака опоры и грунта должна моделироваться для учета эффектов, таких как сползание из-за недостаточного трения.

А.9.3.2 Пенетрация опоры в ходе предварительного нагружения

А.9.3.2.1 Аналитический метод

А.9.3.2.1.1 Общие положения

Общепринятая процедура оценки зависимости нагружения/пенетрации башмака опоры приведена в следующих шагах:

a) выполняют моделирование башмака опоры;

b) вычисляют общую предельную вертикальную несущую способность Q_V открытого отверстия под башмаком для различных глубин несущей площади ниже поверхности морского дна, используя решения по несущей способности замкнутой формы для наилучшей оценки профиля прочности грунта. Нижняя и верхняя границы профилей прочности грунта также должны использоваться для оценки результатов диапазона пенетрации башмака опоры;

Размеры в метрах

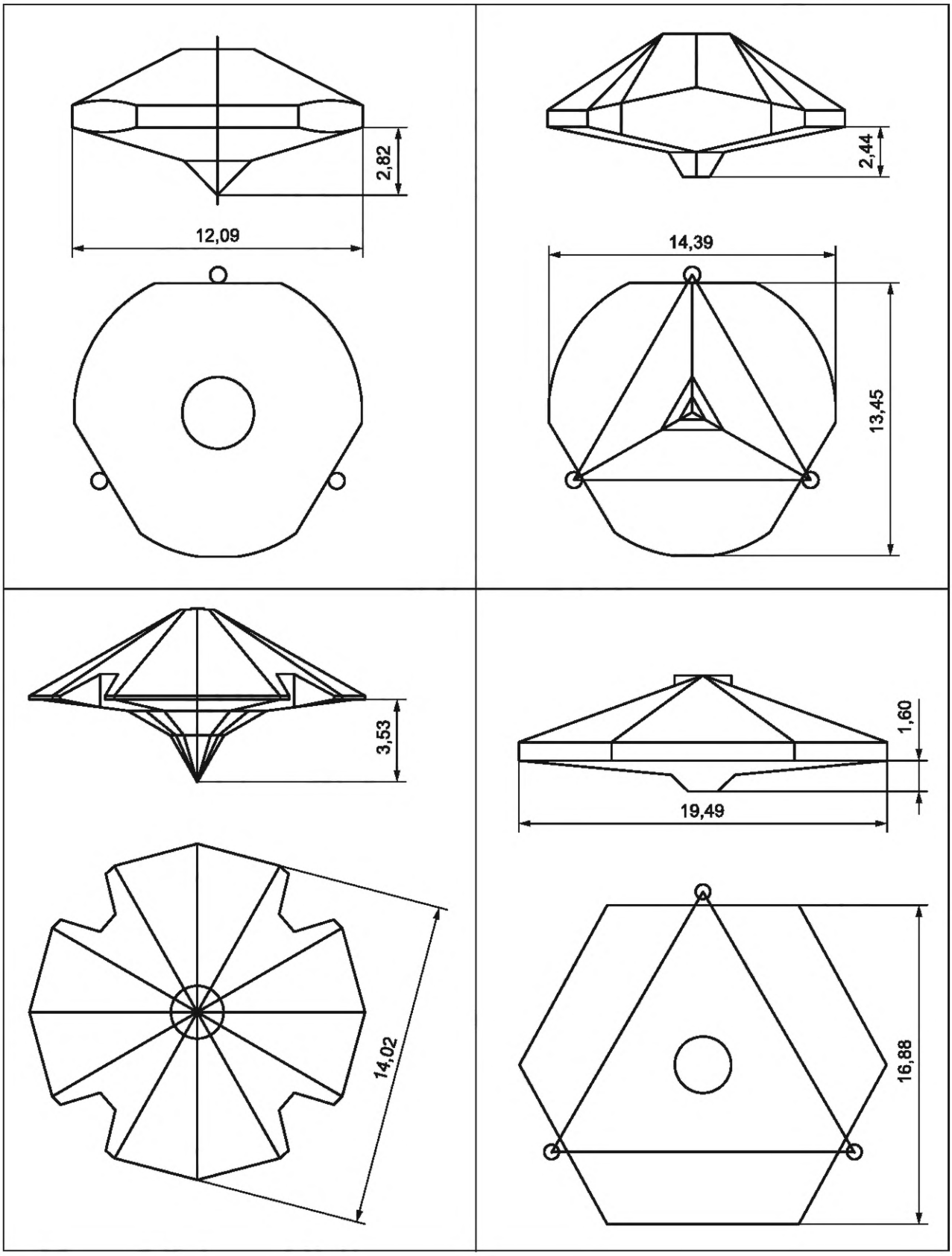


Рисунок *А.13* — Типичная геометрия башмаков опор

Таблица *A.10* — Подходы к оценке основания с учетом условий площадки постановки

Вариант неподвижности в анализе реакции		Оценка с учетом условий площадки постановки основания	Категория приемки	Пункт
Шарнирная		Простая проверка предварительным нагружением, проверка извлечения опоры (обе имеют ограничения)	Уровень 1, шаг 1a Уровень 1, шаг 1b	A.9.3.6.2 A.9.3.6.3
		Проверка несущей способности и сползания, используя предел вертикальной/горизонтальной способности	Уровень 2, шаг 2a	A.9.3.6.4
		Проверка смещения, используется предел вертикальной/горизонтальной способности и кривая пенетрации—нагрузки; также необходимо соответствие проверкам сползания (уровень 2, шаг 2a)	Уровень 3, шаг 3a	A.9.3.6.6
Неподвижная	Поверхность простого взаимодействия (секущая модель)	Проверки несущей способности и сползания (используется та же процедура, что и в уровне 2, шаг 2a)	Уровень 2, шаг 2b	A.9.3.6.5
		Проверка смещения, используется предел вертикально-горизонтальной способности и кривая нагрузки—пенетрации; также необходимо соответствие проверкам сползания (уровень 2)	Уровень 3, шаг 3a	A.9.3.6.6
	Поверхность полного взаимодействия (модель взаимодействия текучести)	Проверки основания являются неявными в нелинейной модели; также должны соответствовать проверкам сползания (уровень 2, если только они не включены неявно)	Уровень 2, шаг 2c, или уровень 3, шаг 3b	A.9.3.6.5 A.9.3.6.6
	Сплошная среда	Проверки основания неявные в нелинейной модели	Уровень 3, шаг 3b	A.9.3.6.6

c) используют формулу (*A.44*) для преобразования общей предельной вертикальной несущей способности на каждой конкретной глубине для допустимой реакции конструкции башмака опоры V_L путем вычитания, когда это целесообразно, веса засыпки в воде W_{BF} и добавления выталкивающей силы опорной площади грунта под башмаком B_S, вычисленной как $B_S = \gamma' V_D$, как описано в A.9.3.2.1.5.

$$V_L = Q_V + B_S \text{ (без засыпки)},$$

$$V_L = Q_V - W_{BF} + B_S \text{ (с засыпкой)}. \qquad (A.44)$$

См. A.9.3.2.1.4;

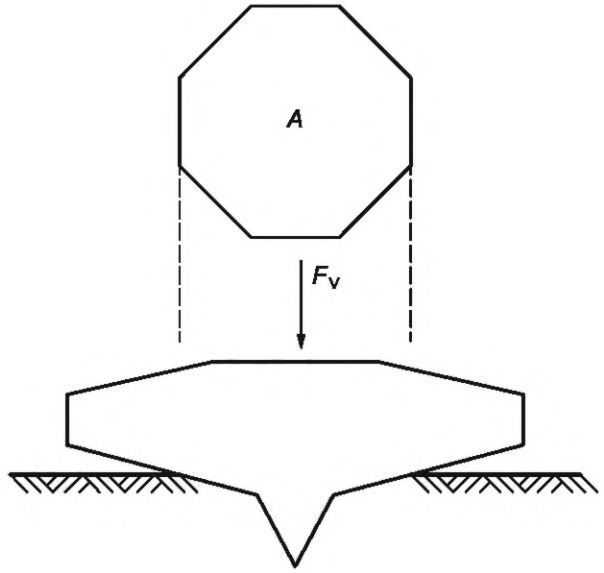
d) Строят график полученной реакции конструкции башмака опоры *V*L как кривой по сравнению с пенетрацией, учитывая расстояние от наконечника башмака опоры ниже глубины несущей площади путем увеличения глубины пенетрации, использованной в расчете несущей способности по длине этого расстояния. Кривая должна быть построена до приемлемой глубины за пределами ожидаемой пенетрации. Эта глубина, как правило, должна составлять увеличенную в 1,5 раза предполагаемую глубину пенетрации или пенетрацию, соотнесенную с 1,5-кратной реакцией при предварительном нагружении;

e) выводят кривую зависимости имеющейся реакции конструкции башмака опоры от глубины пенетрации башмака при максимальной реакции при предварительном нагружении на башмаках и снимают показания прогнозируемой пенетрации башмака.

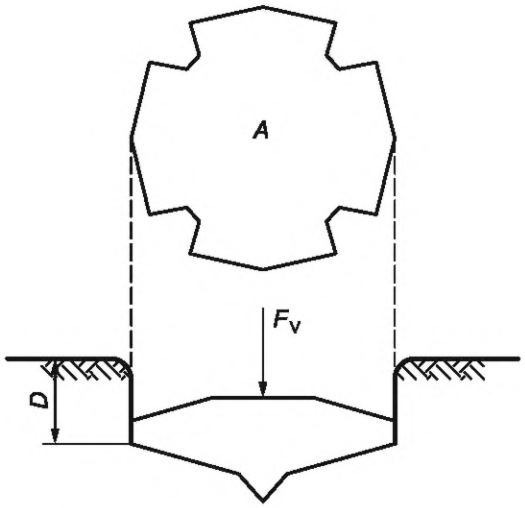
A.9.3.2.1.2 Моделирование башмака опоры

В рамках стандартных методов расчета основания башмак опоры может моделироваться как плоское круглое основание. Эквивалентный диаметр определяется как площадь фактического поперечного сечения башмака, находящегося в контакте с поверхностью дна моря, или как самая большая площадь поперечного сечения в плане, когда башмак полностью заглублен в дно (см. рисунок *A.14*). Затем выполняют анализы основания для этой круглой опорной поверхности на более значительной глубине *D* для максимальной площади поперечного сечения, контактирующей с грунтом.

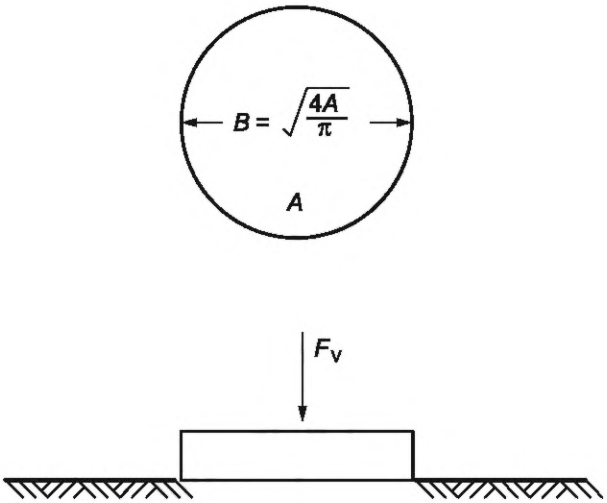
Поскольку глубина пенетрации башмака в нормальных условиях записывается и представляется как расстояние от наконечника башмака до поверхности дна моря, то необходимо соблюдать осторожность в использовании соответствующих значений в анализе и представлении результатов.



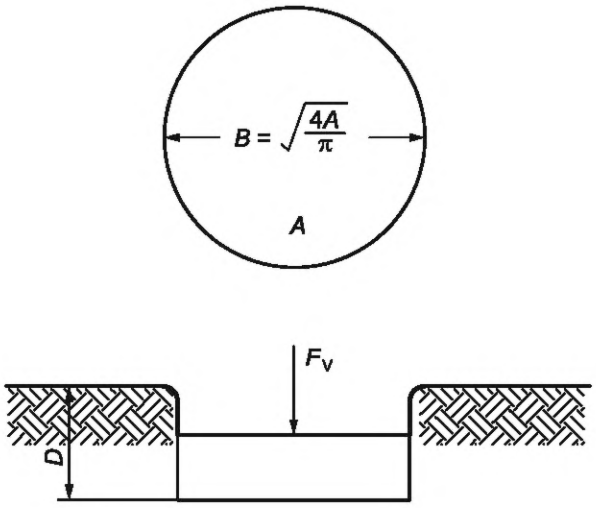
a) Реальный башмак опоры — частично погруженный



b) Реальный башмак опоры — полностью погруженный



c) Эквивалентная модель — частично погруженная



d) Эквивалентная модель — полностью погруженная

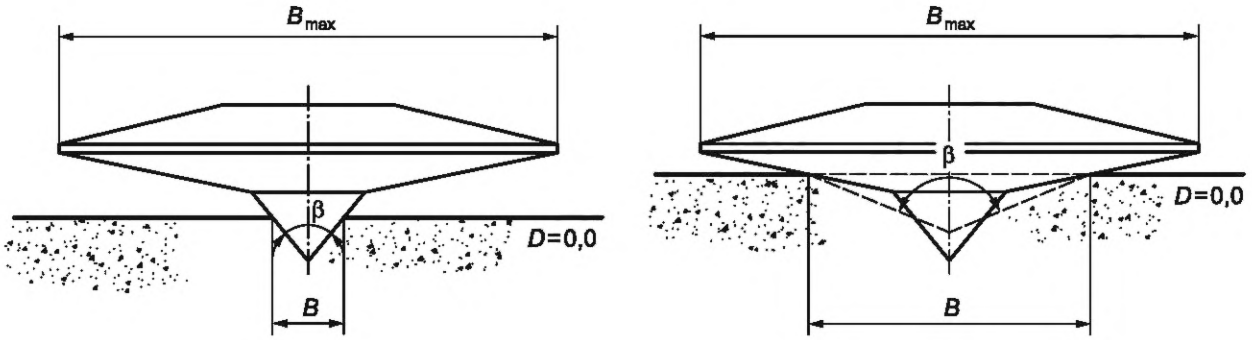
A — эффективная несущая площадь на основе поперечного сечения, взятого в самой верхней части несущей площади, контактирующей с грунтом; *B* — эффективный диаметр башмака опоры; *D* — наибольшая глубина максимальной несущей площади поперечного сечения башмака ниже поверхности дна моря; F_V — общая вертикальная сила, действующая на грунт под башмаком за счет оцениваемой схемы нагружения

Рисунок *A.14* — Модель основания башмака опоры

Конические формы приведены в приложении Е. Другие конфигурации, например прямоугольные башмаки или опоры со значительным трением обшивки, могут потребовать альтернативной обработки.

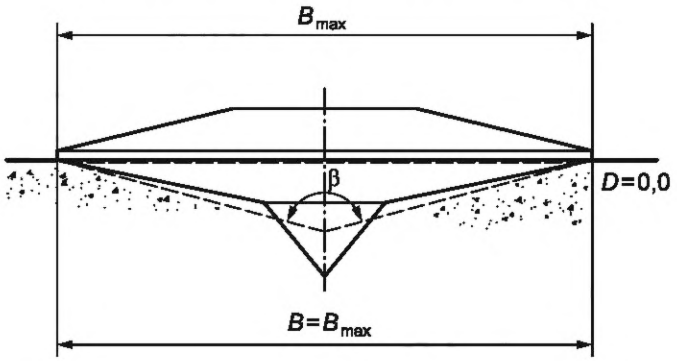
Когда в анализе пенетрации используют коэффициенты несущей способности, учитывающие коническую нижнюю поверхность башмака опоры, на каждой глубинной отметке эквивалентного угла конуса (β, рисунок *A.15* и приложение Е) величина проникновения башмака должна быть оценена. Эквивалентный конус должен быть принят следующим образом (см. рисунок *A.15*):

- диаметр конуса *B* в его верхней точке определяет площадь, равную самой большой площади поперечного сечения, контактирующей с грунтом поверхности;

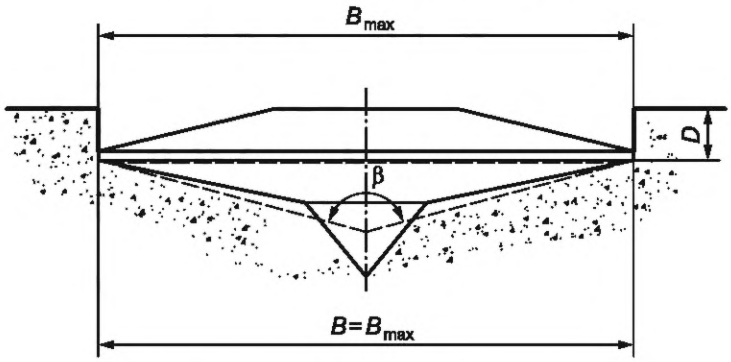


a) Пенетрация только наконечника

b) Частичная пенетрация основного конуса



c) Полное прилегание к поверхности морского дна



d) Полное прилегание ниже поверхности морского дна

Примечания

1 Эффективный угол конуса, указан пунктирными линиями.

2 См. [*28*].

B_{max} — максимальный эффективный диаметр башмака опоры; B — эффективный диаметр башмака опоры; D — наибольшая глубина максимальной несущей площади поперечного сечения башмака опоры ниже поверхности дна моря; β — эффективный угол конуса

Рисунок *A.15* — Вычисление эквивалентного конического башмака для различных погружений (вдавливаний)

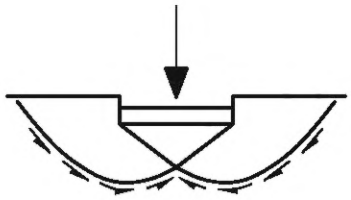
- конический угол определяется так, чтобы включать тот же объем, что и у башмака ниже поверхности дна моря; и

- после задействования основной части площади поперечного сечения объем и эквивалентный конический угол остаются постоянными.

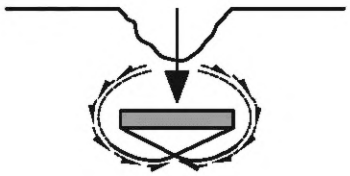
A.9.3.2.1.3 Моделирование грунта

Грунт под башмаком опоры разрушается при приложении нагрузки к основанию в ходе предварительного нагружения, пока не будет достигнуто равновесие в конце операции предварительного нагружения. На рисун-

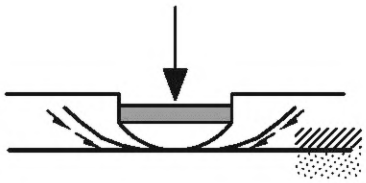
ке *А.16* показаны различные механизмы разрушения для различных грунтовых условий, которые варьируются от стандартной потери несущей способности в однородном грунте, потенциальных протыканий в слоистых грунтах, вдавливания и до комбинации всех этих механизмов. Грунтовая модель должна быть достаточно точной и представлять поведение башмака и характеристики грунта в ходе предварительного нагружения.



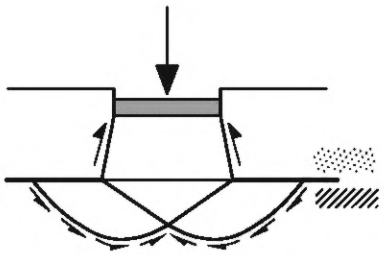
a) обычная потеря несущей способности: однородный грунт



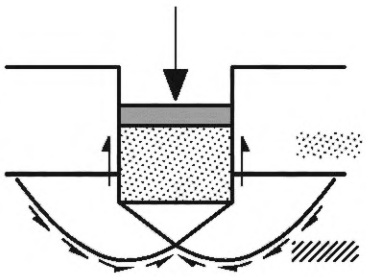
b) Глубокая несущая способность: однородный грунт



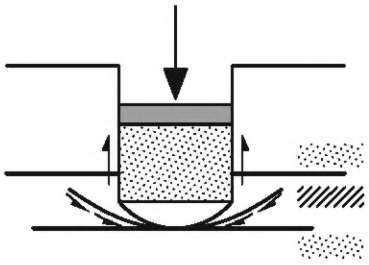
c) Вдавливание



d) Протыкание



e) Протыкание (с уловленной грунтовой пробкой)



f) Протыкание (с уловленной грунтовой пробкой) и продавливанием

Рисунок *А.16* — Механизмы потери несущей способности башмака опоры

Соответствующая грунтовая модель должна быть использована для слоистых грунтов с учетом эффектов протыкания или вдавливания, например локального разрушения слабого слоя между двумя более прочными слоями. Искусственное протыкание может быть создано в результате уплотнения грунта за счет пауз в пенетрации опоры, пока башмак опоры нагружен на величину, меньшую, чем величина полного предварительного нагружения. Такие паузы могут возникать в ходе операций постановки (СПБУ на площадку) или геотехнического исследования с СПБУ перед приложением полного предварительного нагружения.

Аналитические методы по А.9.3.2.1.4 — А.9.3.2.6.6 рассматривают механизмы разрушения, показанные на рисунке *А.16*.

А.9.3.2.1.4 Засыпка

Засыпка полости над верхом башмака опоры грунтом может произойти в результате противотока или заполнения (см. рисунок *А.17*). Независимо от механизма этот грунт:

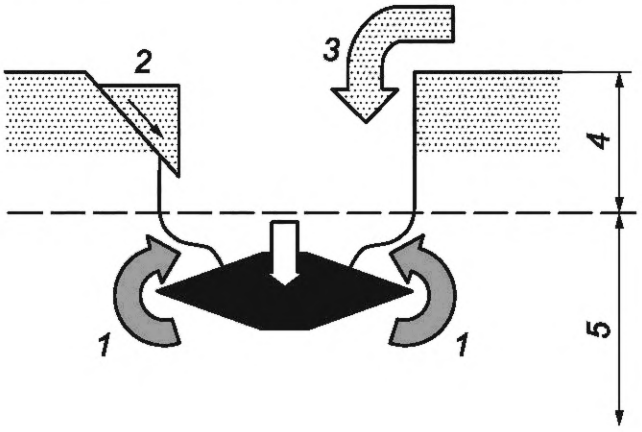
a) увеличивает пенетрацию, если это возникает в ходе предварительного нагружения;

b) увеличивает способность поддержания нагрузок на конструкцию сверху вниз на башмаке, если это возникает после предварительного нагружения;

c) всегда увеличивает сопротивление подъему опоры вверх.

Грунт выдавливания — это грунт, перемещающийся из-под низа башмака по бокам и наверх башмака. Противоток в этом случае скорее возникает в глинах, чем в песчаных грунтах. Противоток может возникнуть и при незначительных пенетрациях, но его возникновение более вероятно при значительных глубинах пенетрации. В очень

мягких глинах, скорее всего, возникнет полный противоток. В глинах от твердых до плотных и в гранулированных материалах, где ожидается неглубокая пенетрация башмака, вероятность противотока уменьшается. В целом противоток за счет дополнительной пенетрации в ходе операций, когда понтон поднят из воды, не предполагается. Если противоток все же прогнозируется, то такие эффекты должны учитываться.



Примечание — Засыпка включает противоток и заполнение.

1 — противоток; *2* — заполнение — обрушение стенок; *3* — заполнение — перемещение отложений; *4* — район, подверженный процессам заполнения; *5* — район, подверженный противотоку

Рисунок *A.17* — Противоток и заполнение

Заполнение — это грунт, попавший на верхнюю часть башмака в результате обрушения стенки каверны или перемещения отложений, например там, где тонкие отложения песчаников лежат поверх глины. Обрушение стенок каверны происходит в процессе или после предварительного нагружения. Перемещение отложений имеет значение только после предварительного нагружения. Обрушение стенок каверны может происходить медленно или внезапно. Если обрушение происходит внезапно в ходе предварительного нагружения, то это может вызвать быстрое увеличение глубины пенетрации.

Вес засыпки в воде $W_{BF,o}$ в ходе предварительного нагружения создает дополнительную нагрузку на верхнюю часть башмака опоры, что в результате приводит к дополнительной пенетрации.

Засыпка, возникающая после предварительного нагружения, которая осела и осталась на башмаке $W_{BF,A}$, создает дополнительный вес на башмак опоры. Эта засыпка уменьшает вертикальную реакцию, которую основание может поддерживать для сопротивления моменту опрокидывания. С другой стороны, любая дальнейшая засыпка увеличивает имеющуюся подъемную способность опоры, находящейся с наветренной стороны.

Минимальное значение веса засыпки за счет противотока в ходе предварительного нагружения $W_{BF,omin}$ зависит от предельной глубины каверны H_{cav}, которая остается незаполненной поверх башмака в ходе пенетрации, как указано в формуле

$$W_{BF,omin} = \gamma'\left[A\left(D - H_{cav}\right) - \left(V_{spud} - V_D\right)\right] \text{ (с противотоком, т. е. } W_{BF,omin} \text{ всегда положительная),}$$

$$W_{BF,omin} = 0 \text{ (без засыпки),} \qquad (A.45)$$

где V_{spud} — общий объем башмака опоры под засыпкой;

V_D — объем башмака опоры ниже максимальной несущей площади, который проникает в грунт, это ноль для башмака с плоской опорой, см. рисунок *A.18*;

Следует соблюдать осторожность при вычислении V_{spud}, когда башмак не полностью закрыт материалом противотока, см. рисунок *A.18*.

Для однослойной глины с одинаковым пределом прочности при сдвиге или пределом прочности при сдвиге, увеличивающемся с глубиной со скоростью ρ, формула (*A.46*) из [*29*] может использоваться для расчета H_{cav}. Это выражение и вспомогательные данные графически представлены на рисунке *A.19*. Формула (*A.47*) из [*29*] может использоваться для расчета H_{cav} для многослойных глин с умеренными изменениями прочности путем интегрирования с целью определения согласованных значений для H_{cav}/B и s_{uH}

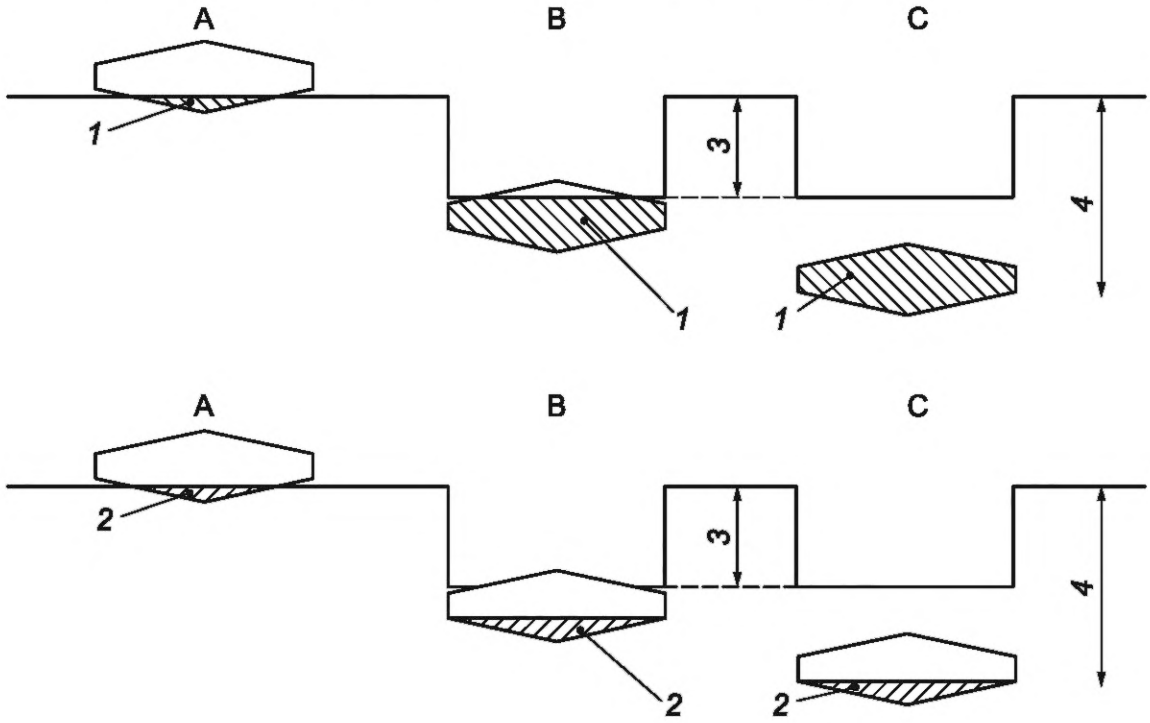
$$H_{cav} / B = S^{0,55} - 0,25S, \qquad (A.46)$$

$$H_{cav}/B = \left[s_{uH}/(\gamma' B)\right]^{0,55} - 0,25\left[s_{uH}/\gamma' B\right], \qquad (A.47)$$

$$S = \left(\frac{s_{um}}{\gamma' B}\right)^{\left(1-\frac{\delta}{\gamma'}\right)}, \qquad (A.48)$$

где s_{uH} — прочность на сдвиг недренированного грунта на глубине H_{cav} ниже поверхности дна моря;

s_{um} — прочность на сдвиг недренированного грунта на поверхности дна моря.



A — частичная пенетрация башмака опоры; B — полная пенетрация башмака опоры с частичной засыпкой; C — полная пенетрация башмака опоры с полной засыпкой; *1* — общий объем башмака опоры ниже засыпки V_{spud}; *2* — объем башмака опоры ниже максимальной несущей площади, заглубленной в грунт V_D; *3* — глубина каверны, остающейся открытой выше башмака опоры H_{cav}; *4* — наибольшая глубина *D* максимальной площади поперечного сечения башмака ниже поверхности дна моря

Рисунок *A.18* — Определение объемов башмака опоры

Наслоение противотока означает переход от поверхностного к локализованному механизму обрушения. Помимо воздействия на вертикальную реакцию под башмаком опоры в ходе предварительного нагружения, количество противотока влияет на состояние и степень погружения башмака опоры и, поэтому, на сопротивление при его подъеме (см. A.9.4.5), на горизонтальные ограничения и ограничение момента и, поэтому, на поверхности сдвига (см. A.9.3.3.3).

В кварцевом песке при конической форме башмака опоры пенетрация редко находится в широких пределах. Тем не менее если это прогнозируется, то потенциал для заполнения грунтом поверх башмака должен рассматриваться в ходе предварительного нагружения (т. к. грунт имеет собственный угол естественного конуса).

A.9.3.2.1.5 Необходимая несущая способность

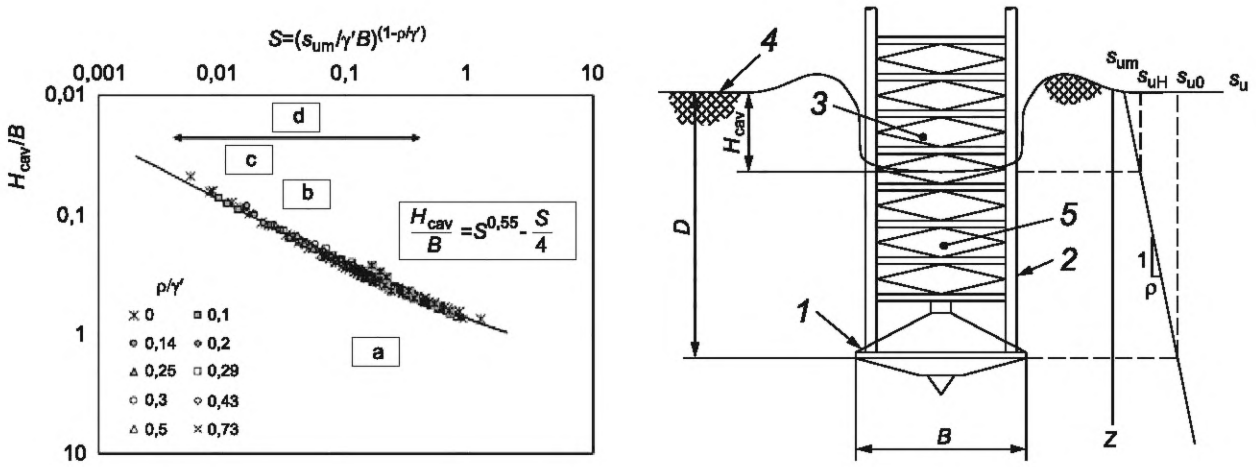
При максимальном предварительном нагружении начальная общая предельная несущая способность Q_{Vo} под башмаком опоры равна реакции на нагружение V_{Lo} (см. *3.58*) плюс вес в воде любой засыпки на башмаке опоры, который менее выталкивающей силы грунта, расположенного ниже несущей площади башмака, как указано в формуле

$$Q_{Vo} = V_{Lo} + W_{BF,o} - B_S, \qquad (A.49)$$

где $W_{BF,o}$ — вес в воде засыпки в ходе предварительного нагружения, которое не менее $W_{BF,omin}$;

$B_S = \gamma' V_D$ — подъемная сила грунта башмака опоры ниже несущей площади, т. е. вес в воде грунта, вытесненного башмаком опоры ниже *D*, наибольшая глубина максимальной площади поперечного сечения башмака ниже дна моря;

V_D — объем башмака опоры ниже наименьшего уровня максимальной несущей площади, проникшей в грунт. V_D равно нулю для башмака опоры с плоской опорной поверхностью.



a) Экспериментальные данные и кривая подбора

b) Идеализированный сценарий

1 — башмак опоры; *2* — ферма опоры; *3* — каверна; *4* — *поверхность* морского дна; *5* — противоток грунта; *B* — эффективный диаметр башмака опоры (как правило, 11 — 20 м); *D* — глубина максимального поперечного сечения, контактирующего с грунтом; *H* — расстояние от максимальной несущей площади башмака до поверхности дна моря; H_{cav} — предельная глубина каверны поверх понтона, остающейся не заполненной в ходе пенетрации; s_{uH} — прочность на сдвиг недренированного грунта в основании каверны; s_{um} — прочность на сдвиг недренированного грунта на поверхности дна моря; s_{u0} — прочность на сдвиг недренированного грунта на глубине максимальной несущей площади башмака; s_u — прочность на сдвиг недренированного грунта; *Z* — глубина ниже поверхности дна моря; γ' — вес единицы грунта в воде; ρ — скорость увеличения прочности на сдвиг недренированного грунта с глубиной; a — данные испытаний в центрифуге; b — анализы КЭ (конечного элемента) значительной деформации: неоднородная прочность; c — анализы КЭ (конечного элемента) при значительной деформации: однородная прочность; d — стандартный расчетный диапазон

Рисунок *A.19* — Оценка предельной глубины каверны H_{cav} за счет противотока в ходе постановки СПБУ на площадке

Начальная общая предельная вертикальная несущая способность Q_{Vo} выявляется в ходе операций предварительного нагружения и относится к V_{Lo}. Тем не менее в некоторых случаях последующие воздействия могут вызвать дальнейшее увеличение глубины пенетрации и соответствующее увеличение Q_V, согласующееся с формулами нагрузки—пенетрации, приведенными в А.9.3.2.2 — А.9.3.2.6.

А.9.3.2.2 Пенетрация в глины

Общая предельная вертикальная несущая способность основания, состоящего из глин, в отношении прочности на сдвиг однородного грунта (обрушение в недренированной глине, $\phi = 0°$) на конкретной глубине может быть выражена, как указано в формуле

$$Q_V = \left(s_u N_c s_c d_c + p'_o\right)\pi B^2/4, \qquad (A.50)$$

где p'_o — эффективное геостатическое (горное) давление на глубине *D* максимальной несущей площади;

d_c — коэффициент глубины несущей способности, $d_c = 1 + 0{,}2\ (D/B) \le 1{,}5$.

Для круглых опорных поверхностей (башмаков) произведение N_c и s_c должно быть принято равным 6,0.

Для выбора расчетной прочности на сдвиг недренированного грунта s_u должен быть выполнен анализ метода отбора проб, типа лабораторного испытания и промыслового опыта по прогнозированию и фактически наблюдавшейся пенетрации башмаков опор.

Консервативное значение *Nc* определяется на основе решений для ленточного залегания грунта (основания) на однородной глине с коэффициентами глубины и формы, основанных на данных [*30*]. Однако эти коэффициенты испытывают сильное воздействие градиента прочности на сдвиг по мере увеличения глубины (см. [*31*] и [*32*]).

Теоретические решения для круглых конических опорных поверхностей для однородных глин и глин с увеличивающейся с глубиной их прочности представлены в [*32*], как описано в приложении Е.1. Эти решения дают теоретическую нижнюю границу сопротивления грунта и должны поэтому обеспечить прогноз верхней границы пенетрации.

Коэффициенты общей несущей способности для шероховатых башмаков опор, смоделированные как шероховатые круглые диски, приведены в таблице *A.11*. Добавочные коэффициенты несущей способности приведены в приложении Е.1 для следующих диапазонов параметров (см. рисунки *A.14*, *A.15* и *A.19*):

- углов конусности β между 60° и плоской плитой 180°;
- глубины погружения *D* между 0 и 2,5 диаметра;
- значений градиента прочности на сдвиг $\rho B/s_{um}$ между 0 и 5, где ρ — скорость увеличения прочности на сдвиг недренированного грунта с глубиной в зависимости от значения s_{um} на поверхности морского дна.

Примечание — Для слоев грунта, не простирающихся до поверхности морского дна, s_{um} относится к прочности на сдвиг недренированного грунта в верхней части слоя.

В таблицах приложения Е представлена теоретическая нижняя граница общего несущего коэффициента $N_c \cdot s_c \cdot d_c$ для применения к прочности на сдвиг на уровне опорной поверхности башмака, s_{uo}, для полного диапазона вышеуказанных параметров. Альтернативный способ приведен в [*32*]. Использование прочности на сдвиг s_u на глубине 0,09*B* ниже опорной поверхности башмака вместе с коэффициентами несущей способности, приведенными в таблице *A.11* для основания, состоящего из однородной по прочности глины, дает результаты, которые находятся в пределах ±12 % от теоретической нижней границы решений.

Кроме того, промысловый опыт в Мексиканском заливе показывает (см. [*31*]), что для градиентов прочности на сдвиг и размеров башмаков опор, типичных для Мексиканского залива, глубина пенетрации башмаков опор в глину хорошо прогнозируется путем выбора s_u в качестве усредненной глубины ниже самого широкого поперечного сечения *B*/2 в сочетании с несущей способностью и формулой упрощенного коэффициента глубины (см. [*30*]), приведенной в формуле (*A.50*). Сравнение сделано в [*33*] между измеренными нагрузками—пенетрациями на 13 глинистых площадках в Мексиканском заливе с линейно увеличивающимися профилями прочности на сдвиг и прогнозами глубины пенетрации башмаков опор на основе четырех формул расчета несущей способности, а именно приведенных в [*30*], [*32*], [*34*] и [*35*]. Сравнение показывает, что метод, приведенный в [*32*], обеспечивает хороший прогноз нижней границы нагрузки—пенетрации и указывает более глубокую пенетрацию. Метод, приведенный в [*35*], обеспечивает прогноз верхней границы нагрузки—пенетрации и, как правило, прогнозирует меньшую глубину пенетрации в сравнении с измеренной. Коэффициенты несущей способности, приведенные в [*30*] и [*34*], обеспечивают обоснованные прогнозы средних пенетраций.

Для слоев глины с четкими различиями прочности должны использоваться методы для слоистых грунтов; см. А.9.3.2.6.

Таблица *A.11* — Коэффициенты несущей способности для шероховатой круглой плиты, состоящей из однородной глины [*32*]

Соотношение заглубления *D*/*B*	Коэффициент несущей способности $N_c \cdot s_c \cdot d_c$
0	6,0
0,1	6,3
0,25	6,6
0,5	7,0
1,0	7,7
≥ 2,5	9,0

Примечание — Коэффициент несущей способности является нелинейным по отношению к коэффициенту заглубления. Необходимо соблюдать осторожность при расчете соответствующего коэффициента несущей способности для коэффициентов заглубления, отличных от тех, которые приведены в таблице *A.11*.

А.9.3.2.3 Пенетрация в грунт с частичным дренированием

Рекомендуется выполнять анализы для дренированных (моделируется как песчаник) и недренированных условий (моделируется как глина) с целью определения диапазонов пенетраций. Циклическое нагружение может значительно влиять на несущую способность ила (алеврита).

Пенетрация в грунты с частичным дренированием может оцениваться с использованием подходов, описанных в [*36*] и [*37*].

А.9.3.2.4 Пенетрация в кварцевые песчаники

Пенетрация башмака опоры в кварцевые песчаники, как правило, анализируется как дренируемый процесс, в процессе которого не создается избыточное давление воды в порах. В условиях дренирования общая предельная вертикальная несущая способность круглого основания в материале с однородными фрикционными свойствами может быть выражена, как указано в формуле

$$Q_V = \gamma' d_\gamma N_\gamma \pi B^3/8 + p'_o d_q N_q \pi B^2/4, \qquad (A.51)$$

где d_γ — коэффициент глубины как дополнительная нагрузка для дренированных грунтов, равный 1,0;

d_q — коэффициент глубины для дренированных грунтов, $d_q = 1 + 2\tan\phi' (1\text{-}\sin\phi')^2 \arctan(D/B)$;

B — эффективный диаметр башмака опоры, контактирующий с грунтом;

γ' — вес единицы грунта в воде;

N_γ и N_q — безразмерные коэффициенты несущей способности, вычисленные для осесимметричного варианта (добавочный коэффициент формы применяться не должен).

Если башмак опоры проникает далеко за пределы его самой широкой точки, то геостатическое (горное) давление грунта выше этой точки создает эффективное дополнение p'_o на уровне самой широкой точки, что ведет к возникновению дополнительной несущей способности.

Теоретические значения N_γ и N_q, вычисленные с использованием метода линий скольжения для плоского, шероховатого круглого основания в [*38*], приведены для углов трения грунта от 20° до 40°в таблице *А.12*. Эти коэффициенты N_γ и N_q могут также применяться к коническим башмакам опор (с притупленной вершиной), с шероховатой опорной поверхностью не по всей площади, так как погрешность невелика по сравнению с той, которая возникает в случае неопределенности при выборе угла трения грунта. Например, в таблице *А.12* показано, что при изменении в 1° ϕ' дает не менее 20 % изменения N_γ. Более подробный анализ пенетрации может быть выполнен с использованием значения N_γ для конических опорных поверхностей (оснований), сведенных в таблицу в приложении Е. Это охватывает диапазон углов при вершине конуса и коэффициентов шероховатости на поверхности контакта.

Необходимое (особое) внимание должно уделяться выбору соответствующего угла трения грунта (см. Е.2).

Таблица А.12 — Коэффициенты несущей способности для плоского, шероховатой круглой опорной поверхности основания [*38*]

Угол трения ϕ', град	Коэффициент несущей способности N_γ	Коэффициент несущей способности N_θ
20	2,4	9,6
21	2,9	10,9
22	3,5	12,4
23	4,2	14,1
24	5,1	16,1
25	6,1	18,4
26	7,3	21,1
27	8,8	24,2
28	10,6	27,9
29	12,8	32,2
30	15,5	37,2
31	18,8	43,2
32	22,9	50,3
33	27,9	58,7
34	34,1	68,7
35	41,9	80,8
36	51,6	95,4
37	63,7	113,0
38	79,1	134,4
39	98,7	160,5
40	123,7	192,7

А.9.3.2.5 Пенетрация в карбонатные песчаники

А.9.3.2.5.1 Общие положения

Пенетрации в карбонатные песчаники в высшей степени непредсказуемы и могут быть минимальными в сильно сцементированных материалах или большими в несцементированных материалах. Цементирование, дробящиеся частицы, высокая пористость массива породы, а также его сжимаемость, являются некоторыми характеристиками известковых осадков, которые позволяют сделать заключение, что стандартные методы расчета несущей способности, связанные с грунтом со значительным внутренним трением, являются неприменимыми [*39*] — [*41*]. Необходимо соблюдать исключительную осторожность при работе с этими материалами.

А.9.3.2.5.2 Несцементированные карбонатные материалы

Сравнительно большие глубины пенетрации башмаков опор были зафиксированы в слабосцементированных карбонатных материалах, несмотря на большие углы внутреннего трения при лабораторных исследованиях [*42*]. Это характерное свойство возможно либо из-за высокой сжимаемости этих материалов, либо из-за низкого значения прочности на сдвиг значительной пористости и сминающейся структуры.

Пенетрация опор подвержена влиянию как прочностных характеристик, так и способности грунтов к деформации. Сжимаемость карбонатных песчаников выше, чем у кварцевых песчаников. Следовательно, можно ожидать более глубокую пенетрацию в карбонатных песчаниках, чем в кварцевых, несмотря на аналогичные или более высокие углы трения в лабораторных условиях. Это подтверждается экспериментальными данными [*39*], [*43*] — [*45*], а также теоретическими исследованиями [*46*] моделей оснований.

А.9.3.2.5.3 Сцементированные карбонатные материалы

Естественная цементация в известковых осадочных отложениях образуется за счет карбонатных осадков. Модельные эксперименты с башмаками опор на искусственно сцементированных известковых грунтах показали, что бесприсадочная вертикальная несущая реакция круглых оснований также может быть описана как билинейная с пределом текучести, аналогичным пределу пластической деформации при одномерном сжатии [*39*], [*47*] — [*49*]. Сопротивление смятию затем возрастает с продолжением смещения без четкой точки обрушения. Такое поведение является следствием локального обрушения или протыкания. В [*49*] эта билинейная форма объяснена связью с очень малым оседанием, ожидаемым до превышения предела текучести.

А.9.3.2.5.4 Методы прогнозирования

Прогнозы пенетрации башмаков опор в карбонатные песчаники, скорее всего, будут менее точными, чем прогнозы по кварцевым песчаникам, поскольку карбонатные песчаники в целом более пористые и имеют меняющуюся степень цементации.

Пенетрация башмака опоры происходит из-за комбинации сжатия грунта и обрушения грунта. Поэтому использование общей стандартной модели разрушения от сдвига для песчаника с целью прогнозирования глубины пенетрации не подходит. Эта модель, тем не менее, в целом приемлема для прогнозирования глубины пенетрации в карбонатных песчаниках, но требует точной оценки проектного угла трения. Уменьшение углов трения, как правило, находится в пределах 3° — 7° для сцементированных и несцементированных карбонатных песчаников.

Особое внимание следует уделить площадкам с поверхностью из сцементированного грунта, которая залегает поверх слабого, несцементированного слоя. При этом необходимо надлежащим образом учесть тип механизмов протыкания.

В [*41*] и [*50*] описан метод несущего модуля для несцементированных известковых песчаников. Он основан на результатах серии экспериментов в центрифуге со смоделированными основаниями, которые указывают, что вертикальная несущая способность увеличилась с глубиной линейно. Оценка давления смятия может быть выполнена как функция геостатического (горного) давления, которое более, чем давление собственного веса грунта, как это указано в формуле

$$q_u = \gamma' z N_q, \qquad (A.52)$$

где z — глубина пенетрации;

N_q — коэффициент несущей способности.

Также было обнаружено, что $N_q \approx 50$ обеспечивает обоснованные прогнозы данных испытаний в центрифуге, хотя его использование и может завысить несущую способность башмака опоры в несцементированных карбонатных грунтах. Формула (*A.52*) может быть адаптирована для вычислений вертикальной несущей способности для конических башмаков опор. Для этого необходимо выполнить подразделение геометрии башмаков опор вертикально на ряд эквивалентных круглых/кольцевых опорных поверхностей, как показано на рисунке *A.20*. Несущая способность площади у основания каждого кольцевого сектора, контактирующего с грунтом, может быть суммирована для повторного вычисления общей несущей способности конической опорной поверхности для различных значений пенетрации опорной поверхности.

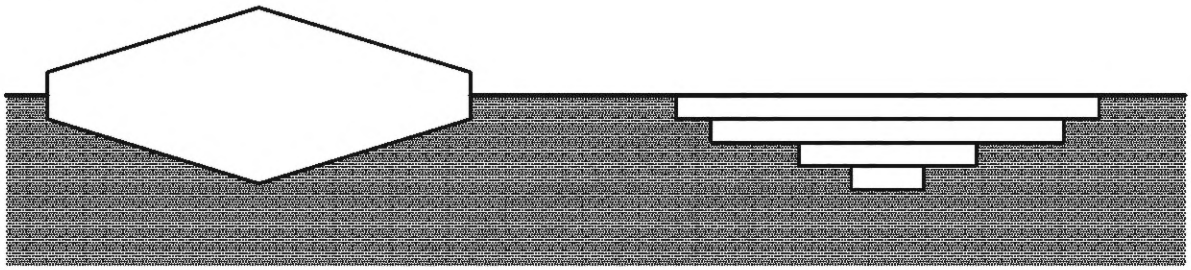


Рисунок *A.20* — Представление конического башмака опоры с использованием кольцевых секторов эквивалентного круглого основания для вычисления вертикальной несущей способности в карбонатных песчаниках

Другие методы прогнозирования для круглых башмаков как для сцементированных, так и для несцементированных известковых песчаников приведены в [*41*], [*47*], [*50*] — [*54*]. В заключение необходимо отметить, что реакция на смятие поверхностных оснований, сложенных известковыми песчаниками, лучше моделируется с помощью механизма компрессионной деформации и схемы протыкания образца. В [*53*], [*54*] приведена простая формула для расчета реакции поверхностных оснований из сжимаемых песчаников.

А.9.3.2.6 Пенетрация в слоистые грунты

А.9.3.2.6.1 Общие положения

Три различных механизма обрушения основания должны учитываться при прогнозировании пенетрации башмаков опор в слоистых грунтах:

a) общий сдвиг;

b) вдавливание;

c) протыкание.

Первый механизм обрушения возникает, когда прочность последующих слоев грунта сильно не варьирует. Таким образом, среднее значение прочности грунта (либо s_u или ϕ) может быть определено ниже башмака опоры. Соотношение глубины пенетрации башмака опоры по сравнению со способностью основания затем формируется с использованием критериев по А.9.3.2.2 — А.9.3.2.5.

Критерии по двум другим механизмам обрушения (вдавливание и протыкание) приведены в А.9.3.2.6.2 — А.9.3.2.6.6. Протыкание имеет важное значение, поскольку оно касается потенциально опасной ситуации, когда прочный слой накрывает слабый. В этой ситуации небольшая дополнительная пенетрация башмаков опор может быть сопряжена со значительным снижением вертикальной несущей способности, что вызывает быструю пенетрацию опоры.

Должны быть рассмотрены противоток и заполнение.

А.9.3.2.6.2 Вдавливание глины

На мягкой глине, подверженной вдавливанию в нее вышележащего значительно более прочного слоя (см. рисунок *А.21*), общая предельная вертикальная несущая способность башмака может быть проанализирована методами, приведенными в [*55*] и [*56*], вместе с коэффициентами несущей способности и глубины, приведенными в [*30*], как это указано в формуле

$$Q_V = A\left\{\left(a_s + \frac{b_s B}{T} + \frac{1{,}2D}{B}\right)s_u + p'_o\right\} \geq A\left\{N_c s_c d_c s_u + p'_o\right\}, \qquad (A.53)$$

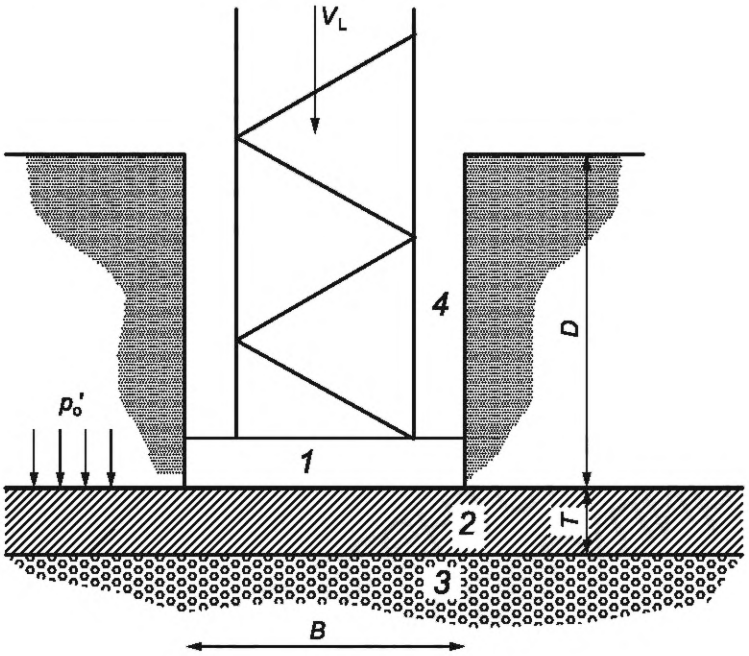
где $d_c = 1 + 0{,}2\ D/B$

и рекомендуемые константы коэффициентов анаморфирования:

$a_s = 5{,}00$;

$b_s = 0{,}33$;

s_u — прочность на сдвиг недренированного грунта в слое мягкой глины.



1 — башмак с эффективной несущей площадью *A; 2* — слой более мягкой глины с прочностью на сдвиг s_u; *3* — более твердый грунт; *4* — отсутствуют противоток и заполнение (т. е. нет засыпки); *B* — эффективный диаметр башмака опоры; *D* — глубина башмака опоры ниже поверхности дна моря; V_L — допустимая реакция башмака опоры; см. формулу (*А.44*); p'_o — эффективное геостатическое (горное) давление на глубине *D; T* — толщина более слабого слоя глины под башмаком

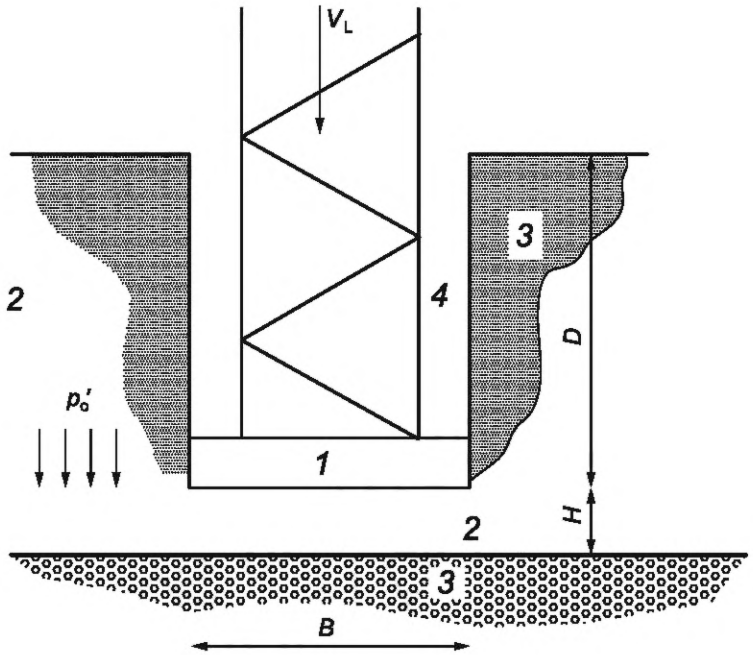
Рисунок *А.21* — Анализ несущей способности башмака опоры — вдавливание в слой глины

Следует отметить, что нижняя граница вертикальной несущей способности основания указывается по общему обрушению в слое глины [правая часть формулы (*A.53*)], и что вдавливание происходит, когда $B \geq 3{,}45T(1 + 1{,}025D/B)$ для $D/B \leq 2{,}5$. Верхняя граница несущей способности (для $T << B$) определяется предельной несущей способностью нижележащего слоя твердого грунта.

А.9.3.2.6.3 Протыкание: два слоя глины

Общая предельная вертикальная несущая способность башмака на поверхности слоя твердой глины, перекрывающего слой слабой глины, вычисляется с учетом [*55*], как указано в формуле (*A.54*), (см. рисунок *A.22*):

$$Q_V = A\left[3\frac{H}{B}s_{u,t} + N_c s_c\left(1 + 0{,}2\frac{D+H}{B}\right)s_{u,b} + p'_o\right] \leq A\left\{N_c s_c d_c s_{u,t} + p'_o\right\}. \qquad (A.54)$$



1 — башмак с эффективной несущей площадью *A; 2* — слой более твердой глины с прочностью на сдвиг $s_{u,b}$; *3* — слой более слабой глины с прочностью на сдвиг $s_{u,b}$; *4* — отсутствует противоток и заполнение (т. е. нет засыпки); *B* — эффективный диаметр башмака; *D* — глубина башмака ниже поверхности дна моря; V_L — предельная реакция башмака опоры, см. формулу (*A.44*); p'_o — эффективное геостатическое (горное) давление на глубине *D; H* — расстояние от башмака опоры до более слабого нижнего слоя

Рисунок *A.22* — Анализ несущей способности башмака опоры — два слоя глины

Формула (*A.54*) применяется в отношении слоев глины с прочностью на сдвиг однородного недренированного грунта.

А.9.3.2.6.4 Протыкание — песок, перекрывающий глину

Общая предельная вертикальная несущая способность башмака на слое песка, перекрывающего слой слабой глины, может быть вычислена с использованием модели распространения нагрузки (см. рисунок *A.23*). В этой модели несущая способность башмака Q_V вычисляется путем рассмотрения воображаемой опорной поверхности, расположенной на границе между слоями песка и глины. Следует принять во внимание, что это удобный метод выражения несущей способности башмака в рамках профиля слоистого грунта, а не представления фактического механизма обрушения—протыкания.

Воображаемая опорная поверхность имеет эквивалентный диаметр, как указано в формуле

$$B' = B + 2H/n_s. \qquad (A.55)$$

Применительно к песку, перекрывающему глину, то коэффициент распределения нагрузки n_s, равный трем (см. рисунок *A.23*) был рекомендован в [*57*] для оснований СПБУ. При этом в работах, использовавших данные испытаний моделей [*58*] — [*60*], предлагается диапазон n_s от 3 до 5. Также существуют и фактические данные о пенетрации башмака, которые предлагают более низкие значения n_s [*61*]. Поэтому рекомендуется, чтобы использовались коэффициенты распределения нагрузки в диапазоне от 3 до 5, согласующиеся с современными отраслевыми практиками.

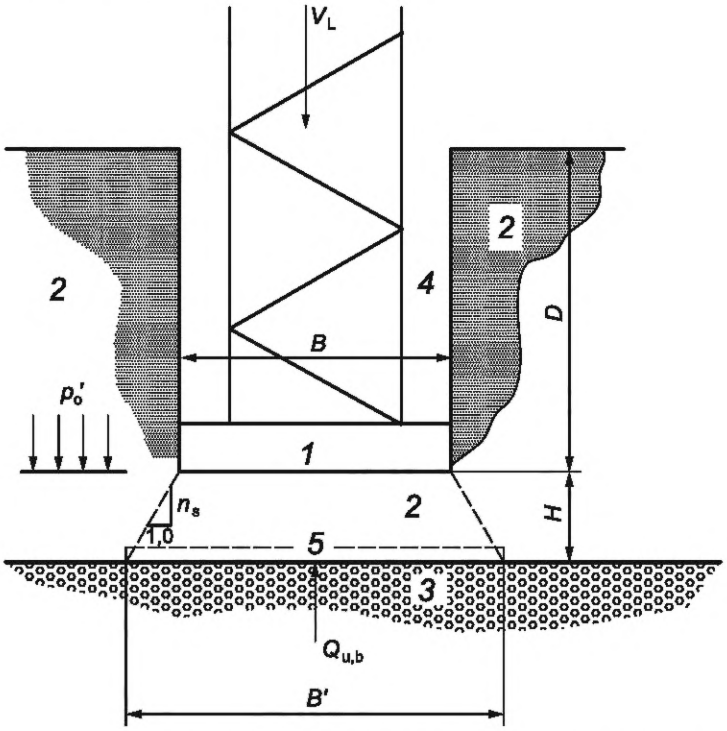
Вычисление несущей способности воображаемой опорной поверхности должно включать в себя учет веса песка W между нижней опорной поверхностью реального башмака и воображаемым основанием на поверхности нижнего слоя (глины), как указано в формуле

$$W = 0{,}25\pi\left(B + 2H/n_s\right)^2 H\gamma'. \qquad (A.56)$$

Общая несущая способность поэтому вычисляется по формуле

$$Q_V = Q_{u,b} - W, \qquad (A.57)$$

где $Q_{u,b}$ — предельная вертикальная несущая способность основания применительно к воображаемой опорной поверхности, расположенной на границе между слоями песка и глины без засыпки, которую можно вычислить с помощью формулы (*A.50*).



1 — башмак опоры с эффективным диаметром B; *2* — слой песка с удельным весом в воде γ'; *3* — слой глины; *4* — незаполненное пространство выше башмака опоры, т. е. отсутствует противоток и заполнение (нет засыпки); *5* — воображаемый башмак с эффективным диаметром B' на границе между верхним и нижним слоями; *D* — глубина реального башмака ниже поверхности морского дна; V_L — допустимая реакция башмака опоры, см. формулу (*A.44*); *H* — расстояние от башмака опоры до нижнего слоя (глины); n_s — коэффициент распределения нагрузки для песка, перекрывающего глину (как правило, 3 — 5); p_o' — эффективное геостатическое (горное) давление на глубине *D*

Рисунок *A.23* — Анализ несущей способности башмака опоры — песок перекрывает глину

Альтернативным способом общая предельная начальная несущая способность может быть вычислена с помощью формулы (*A.58*), полученной по [*62*]:

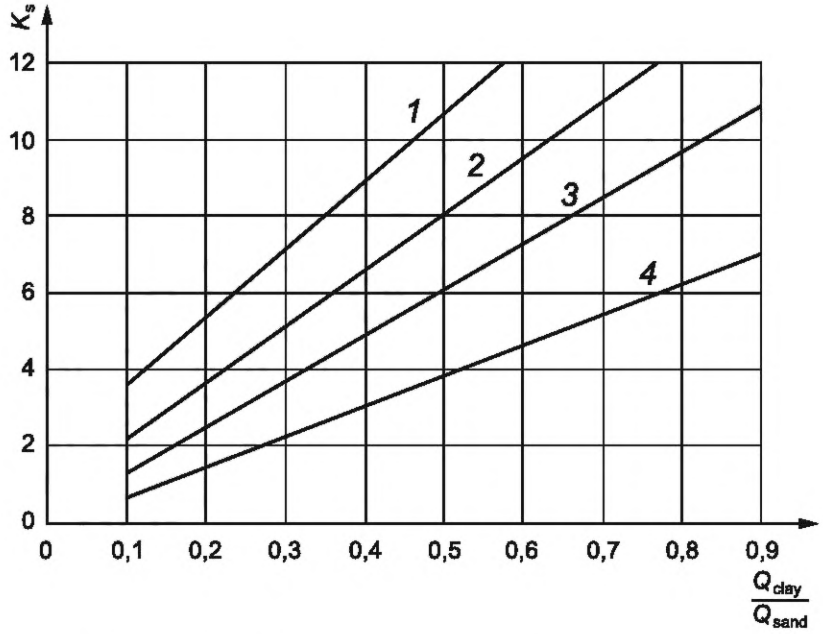
$$Q_V = Q_{u,b} - AH\gamma' + 2AH\left(H\gamma' + 2p_o'\right)K_s \tan\left(\varphi/B\right), \qquad (A.58)$$

где $Q_{u,b}$ — определен в соответствии с А.9.3.2.2 при допущении, что башмак создает нагрузку на кровлю нижнего слоя (глины) без засыпки.

Коэффициент сдвига при продавливании (протыкании) K_s зависит от прочности и слоя песка и слоя глины, который может быть определен по графикам в [*62*]; см. рисунок *A.24*.

Несущая способность для значений Q_{clay}/Q_{sand} менее, чем 0,1 и может быть вычислена с использованием методов, описанных либо в А.9.3.2.6.4, либо в приложении Е.3.

Новый подход на основе исследований с использованием центрифуги предложен в [*63*]. Отношение нагрузки—пенетрации, типичное для условия протыкания, представлено упрощенным графиком для трех характерных несущих способностей, а именно: несущей способности на морском дне Q_0 (при $d = 0$), максимальной несущей способности Q_{peak} (при $d = d_{crit}$) и несущей способности в слое глины, залегающем ниже песка (для $d \geq H$). Краткое описание подходов приведено в приложении Е.3.



1 — $\phi' = 40$; *2* — $\phi' = 35$; *3* — $\phi' = 30$; *4* — $\phi' = 25$; K_s — коэффициент сдвига при продавливании (протыкании); Q_{clay} — несущая способность глины для поверхностной ленточной опорной поверхности шириной, равной диаметру башмака опоры *B;* Q_{sand} — несущая способность песка для поверхностной ленточной опорной поверхности шириной, равной диаметру башмака опоры *B;* ϕ' — эффективный угол внутреннего трения для песка, град

Рисунок *A.24* — Отношение несущей способности основания и коэффициента сдвига при продавливании для башмаков опор

А.9.3.2.6.5 Протыкание — сцементированная корка поверх слабого грунта

Залегание сцементированной корки поверх слабого слоя глины или рыхлого песка, или ила должно быть тщательно изучено. Анализ основывается на точной информации в отношении толщины и прочности нижележащего слоя. Анализ может быть выполнен с использованием упрощенных моделей распределения нагрузки или передовых вычислительных моделей. На потенциальную возможность протыкания может оказать сильное воздействие форма башмака опоры и его наконечника.

А.9.3.2.6.6 Трехслойные системы

Общая предельная вертикальная несущая способность башмака на вершине трехслойной грунтовой системы может быть вычислена с использованием критериев вдавливания и протыкания для двух систем слоистости. Сначала вычисляется несущая способность башмака с диаметром *B,* находящегося выше двух нижних слоев (слои 2 и 3 на рисунке *A.25*). Эти два слоя учитываются как один (нижний) слой в последующем анализе двухслойной системы, включая верхний слой (слой 1 на рисунке *A.25*). Анализ верхнего слоя может включать эффекты распределения нагрузки.



a) Анализ 1; слой 2 перекрывает слой 3

b) Анализ 2; слой 1 перекрывает слои 2 и 3

1 — слой 1; *2* — слой 2; 3 — слой 3; V_L — допустимая реакция башмака опоры, см. формулу (*A.44*)

Рисунок *A.25* — Анализ несущей способности башмака — трехслойный вариант

А.9.3.3 Взаимодействие текучести

А.9.3.3.1 Общие положения

В ходе предварительного нагружения грунта под башмаком опоры происходит пластическое обрушение, и башмак погружается до тех пор, пока несущая способность не приходит в равновесие с реакцией на предварительное нагружение. Когда предварительное нагружение прекращается, грунт разгружается на небольшом участке кривой деформации при разгрузке — повторной нагрузке. Геометрия башмака и свойства грунта при погруженном положении башмака используются затем для определения максимального момента и горизонтальных составляющих несущей способности, которые, в совокупности с вертикальной несущей способностью, являются основными значениями, определяющими размер поверхности взаимодействия сдвига.

Ограничительные сочетания момента (реакции) башмака, а также его вертикальной и горизонтальной реакций определяются с помощью поверхности взаимодействия сдвига; см. рисунок *А.26*. Внутри поверхности сдвига поведение основания считается упругим при небольших деформациях, но становится все более неупругим по мере приближения к пределу прочности на сдвиг. На поверхности сдвига основание испытывает жесткую деформацию, поскольку предел текучести почти достигнут. При условии, что способность предварительного нагружения СПБУ соответствует условиям площадки постановки, большинство отклонений состояния основания при деформации под нагрузкой в шторм должны быть, в основном, упругими и только несколько экстремальных событий в некоторых экстремальных случаях вызывают уменьшение жесткости.

Когда основание считается шарнирным, поверхность сдвига переходит в область вертикальных — горизонтальных нагрузок.

А.9.3.3.2 — А.9.3.3.6 применимы в отношении консервативных конструкций башмаков. Требования по поведению основания башмаков опор, снабженных юбками, приведены в А.9.4.1.

Подход к моделированию взаимодействия вертикальных, горизонтальных и вращательных сил, действующих на башмак, первоначально разработан для поверхностных оснований на основе пластического взаимодействия, см. [*64*] — [*68*]. Отношение пластичности может учитывать ослабление момента при высоких уровнях нагрузок, поведение при разгрузке и эффекты механического упрочнения. Форма поверхности сдвига для поверхностных оснований является параболической.

Глубоко погруженный в глину башмак может испытывать более высокий момент, обусловленный нагрузкой, чем башмак с неглубокой пенетрацией, см. [*69*] — [*71*]. Кроме того, конфигурация кривой поверхности сдвига меняется от параболической до постепенно более эллипсоидной с увеличением глубины пенетрации. Это было впервые показано экспериментально в [*72*], затем обосновано путем цифрового анализа в [*73*] и подтверждено через анализ методом конечных элементов в [*70*]. Этот эффект может быть принят во внимание при интерполяции между параболоидной формой поверхности сдвигов при неглубоком погружении [полученной за счет установления $a = 0$ в формулу (*А.59*)] и эллипсоидной формой для глубоких погружений ($D > 2{,}5B$) при использовании интерполяционного параметра глубины a. Выполнение необходимой интерполяции посредством линейной вариации одиночного параметра коэффициентов было показано как достаточно точное в [*71*].

Эта модель не включает сползание. Там, где сползание важно, оно должно включаться в расчеты отдельно с применением метода, описанного в А.9.3.5.

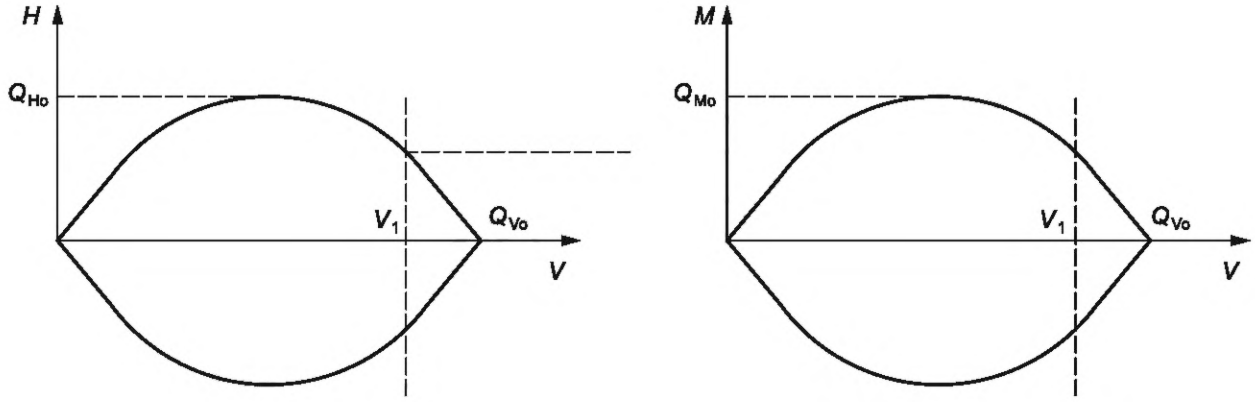
Не имеется данных в отношении глубоко погруженных башмаков в песок. Применение поверхности сдвигов, откалиброванной для незначительной глубины пенетрации, вероятно, будет консервативным для вариантов глубокой пенетрации.

В формуле текучести общая предельная вертикальная несущая способность Q_V первоначально определялась операциями предварительного нагружения и относилась к V_{Lo}, как указано в формуле (*А.49*). Тем не менее в некоторых случаях последующие внешние воздействия могут привести к дальнейшей пенетрации и соответствующему увеличению Q_V в таком виде, как это согласуется с формулой нагрузки—пенетрации в А.9.3.2.2 — А.9.3.2.6. В анализах оценки с учетом условий площадки постановки, включающих деформационное упрочнение, такие возможные увеличения Q_V могут включаться автоматически. В других типах анализов эффекты таких увеличений в Q_V могут быть учтены посредством вычислений на основе формулы нагрузки—пенетрации вместе со значениями любой дополнительной пенетрации. В любом случае необходимо соблюдать осторожность при включении любых дополнений, относящихся к эффектам P-Δ, связанным с наклоном за счет дополнительной пенетрации. Необходимо учитывать возможность чрезмерной пенетрации, быстрой пенетрации и/или протыкания.

Силы F_H и F_V и момент F_M, действующий на башмак, являются силами, передаваемыми на основание СПБУ в эксплуатационном, экстремальном штормовом состоянии или в условиях сейсмической активности за счет оцениваемого варианта приложенной нагрузки F_d по 8.8. Они включают квазистатические эффекты за счет факторизованных воздействий, а также эффекты за счет динамической реакции, обусловленной конкретными условиями, в соответствии с процедурами раздела 10:

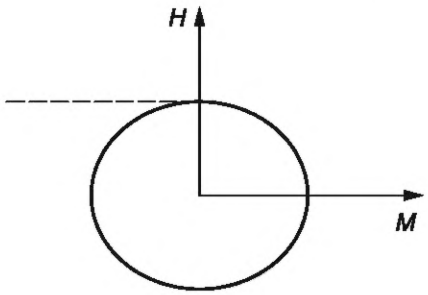
- F_H — горизонтальная сила, приложенная к башмаку за счет оцениваемого варианта приложенной нагрузки F_d (см. 8.8).
- F_V — общая вертикальная сила, действующая на грунт под башмаком опоры за счет оцениваемого варианта приложенной нагрузки F_d (см. 8.8).
- F_M — момент, приложенный к башмаку опоры за счет оцениваемого варианта приложенной нагрузки F_d (см. 8.8).

Если сочетание сил (F_V, F_H, F_M) удовлетворяет формуле (*А.59*) для взаимодействия поверхности сдвига, то это сочетание лежит на поверхности сдвига. Сочетание сил (F_V, F_H, F_M) лежит вне поверхности сдвигов, если левая часть формулы (*А.59*) имеет значение более нуля. С другой стороны, сочетание сил лежит на поверхности сдвигов, если левая часть формулы имеет значение менее нуля.



a) *H*—*V* сектор, когда $M = 0{,}0$

b) *M*—*V* сектор, когда $H = 0{,}0$



c) *H*—*M* сектор, когда $V = V_1$

H — горизонтальная нагрузка; *M* — нагрузка из-за вращательного момента; *V* — вертикальная нагрузка

Рисунок *A.26* — Три сектора в трехмерной поверхности сдвига (при постоянных $M = 0{,}0$; $H = 0{,}0$ и $V = V_1$)

A.9.3.3.2 Функция взаимодействия предельной вертикальной / горизонтальной / вращательной нагрузки для башмаков опор в песке и глине

Общая формула (*A.59*) по [*71*] может использоваться для полной, или частичной пенетрации башмаков:

$$\left[\frac{F_H}{Q_H}\right]^2 + \left[\frac{F_M}{Q_M}\right]^2 - 16(1-a)\left[\frac{F_V}{Q_V}\right]^2\left[1-\frac{F_V}{Q_V}\right]^2 - 4a\left[\frac{F_V}{Q_V}\right]\left[1-\frac{F_V}{Q_V}\right] = 0, \qquad (A.59)$$

где для вертикального направления:

Q_V — общая предельная вертикальная несущая способность грунта под башмаком опоры. При отсутствии дополнительной пенетрации $Q_V = Q_{Vo}$ — нагрузка, достигнутая в ходе предварительного нагружения, определяется как в A.9.3.2.1.5;

F_V — общая вертикальная сила, действующая на грунт под башмаком за счет оцениваемого варианта приложения нагрузки, F_d (см. 8.8), как указано в формуле

$$F_V = V_{st} - B_S \text{ (без засыпки)},$$

$$F_V = V_{st} + W_{BF,o} + W_{BF,A} - B_S \text{ (с засыпкой)}, \qquad (A.60)$$

V_{st} — вертикальная сила, приложенная к башмаку за счет оцениваемого варианта приложения нагрузки F_d (см. 8.8), которая включает квазистатические дополнения за счет факторизованных воздействий и дополнений от динамической реакции с учетом конкретных условий и в соответствии с разделом 10. Она также включает вес опоры и выталкивающую силу воды, но исключает вес засыпки в воде ($W_{BF,o} + W_{BF,A}$) и выталкивающую силу башмака опоры B_S;

где для горизонтального направления и момента:

F_H — горизонтальная сила, приложенная к башмаку опоры за счет оцениваемого варианта приложения нагрузки F_d (см. 8.8);

F_M — изгибающий момент, приложенный к башмаку опоры за счет оцениваемого варианта приложения нагрузки F_d (см. 8.8).

a) Вариант расчетов для глин приведен в формулах (*A.61*) — (*A.68*) [переменные для песка см. в b)].

$$Q_H = C_H(Q_V - p'_o\,\pi B^2/4) = C_H\,Q_{Vnet} \text{ (см. примечания 1 и 2)}, \qquad (A.61)$$

$$Q_M = [0,1 + 0,05a(1+b/2)]\ (Q_V - p'_o\,\pi B^2/4)\ B = [0,1 + 0,05a(1 + b/2)]\ Q_{Vnet}\,B \quad \text{(см. примечание 1)}, \qquad (A.62)$$

$$a = D/2,5B \text{ для } D < 2,5B \text{ (см. примечание 3)} = 1,0 \text{ для } D \geq 2,5B \quad \text{(см. примечание 3)}, \qquad (A.63)$$

где p'_o — эффективное геостатическое (горное) давление на глубине D на максимальной несущей площади башмака опоры;

$$b = (D_b\ s_{u,a})/(D\ s_{uo}) \text{ (см. примечание 4)}, \qquad (A.64)$$

$$Q_{Vnet} = (s_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c)\ \pi B^2/4, \qquad (A.65)$$

$$C_H = C_{Hshallow} + (C_{Hdeep} - C_{Hshallow})\ D/B \text{ для } D < B \quad \text{(см. примечание 4)}, \qquad (A.66)$$

$$C_H = C_{Hdeep} \text{ для } D \geq B \quad \text{(см. примечание 4)},$$

где D_b — глубина противотока (см. А.9.3.2.1.4), равная $(D - H_{cav})$; заполнение не должно учитываться;

s_u — прочность на сдвиг ненарушенного недренированного грунта;

$s_{u,a}$ — прочность на сдвиг недренированного материала засыпки выше башмака опоры с учетом нарушения и восприимчивости грунта;

$s_{u,l}$ — прочность на сдвиг ненарушенного недренированного грунта на наконечнике башмака;

s_{uo} — прочность на сдвиг ненарушенного недренированного грунта на наибольшей глубине максимальной несущей площади (D ниже поверхности дна моря);

$$C_{Hshallow} = [s_{uo}A + (s_{uo} + s_{u,l})\ A_s]/Q_{Vnet}, \qquad (A.67)$$

$$C_{Hdeep} = [1,0 + (s_{u,a}/s_{uo})]\ [0,11 + 0,39(A_s/A)]. \qquad (A.68)$$

Формула (*A.68*) действительна лишь для вариантов, включающих засыпку. В вариантах без засыпки значение $C_{H,deep}$ должно быть взято как $C_{Hshallow}$ в соответствии с формулой (*A.67*).

Примечание — Вариант расчетов, представленный в формуле (*A.68*) для варианта значительной глубины пенетрации в глину, частично основан на результатах с использованием метода конечных элементов по [*74*] и сводится к формуле 2 в этой работе, когда $s_{u,a} = s_{uo}$.

где A — эффективная несущая площадь башмака опоры на основе поперечного сечения, взятого в самой высокой части несущей площади, контактирующей с грунтом (см. рисунок *A.14*);

A_s — боковая проекция площади погруженной части башмака опоры (проекция площади, контактирующей с грунтом).

b) Вариант расчетов для песка приведен в формулах (*A.69*) и (*A.70*)

$$Q_H = 0,12\left(Q_V - p'_o\pi B^2/4\right) = 0,12\ Q_{Vnet} \quad \text{(см. примечание 1)}, \qquad (A.69)$$

$$Q_M = 0,075B\left(Q_V - p'_o\pi B^2/4\right) = 0,075BQ_{Vnet} \quad \text{(см. примечание 1)}, \qquad (A.70)$$

$$a = 0,0,$$

где p'_o — эффективное геостатическое (горное) давление на глубине D на максимальной несущей площади башмака опоры;

$Q_{Vnet} = (\gamma' d_\gamma N_\gamma \pi B^3/8) + (p'_o d_q N_q \pi B^2/4) - (p'_o\ \pi B^2/4)$;

d_γ — коэффициент глубины по добавочной нагрузке (перегрузке) для дренируемых грунтов, равный 1,0;

B — максимальный эффективный диаметр башмака опоры, контактирующий с грунтом;

γ' — удельный вес единицы грунта в воде (эффективный);

N_γ — безразмерный коэффициент несущей способности грунта, вычисленный для осесимметричного варианта (коэффициент формы не должен применяться).

Для песка значения $0,12Q_{Vnet}$ и $0,075BQ_{Vnet}$ основаны на экспериментальных данных, которые включают работы [*45*], [*75*] — [*80*]. Не имеется данных по башмакам опор, глубоко погруженным в песок. Применение этих параметров, которые калиброваны на незначительную глубину пенетрации, вероятно, будет консервативным для вариантов глубокой пенетрации.

При нулевой вертикальной нагрузке неглубокое основание в песке не имеет горизонтальной несущей способности или момента нагрузки, поскольку они не взаимосвязаны и согласуются с формулой взаимодействия сдвигов в опорной поверхности. Напротив, для башмаков в глине, когда имеет место адгезия и/или засасывание, горизонтальная несущая способность и момент нагрузки могут иметь место в дополнение к поверхности взаимодействия сдвигов, указанной выше, когда $F_V < 0,5\ Q_V$. В таких случаях может использоваться расширение поверхности текучести, указанной в А.9.3.3.3. Для случаев глубокой пенетрации, где существует всасывающая способность, Q_V может иметь значение ниже нуля и поверхность текучести может быть расширена. Тогда упрощенное расширение, указанное в А.9.3.3.3, не должно использоваться.

Примечания

1 Моменты нагрузки вычисляются как функция произведения полезной вертикальной несущей способности и эффективного диаметра башмака опоры. Горизонтальная способность в песке или глине вычисляется как функция полезной вертикальной несущей способности. Для глины полезная вертикальная несущая способность используется, поскольку вес грунта наверху башмака опоры не влияет на горизонтальную несущую способность и момент нагрузки. Для песка использование полезной несущей способности является консервативным, поскольку она пренебрегает увеличением несущей способности за счет веса любого грунта, находящегося на башмаке опоры, который оказывает полезное воздействие на горизонтальную несущую способность и момент нагрузки. Для варианта неглубокого погружения в глину консервативное значение для *C*H может быть установлено с учетом минимального погружения башмака опоры с плоской опорной поверхностью на очень твердой глине. В этом варианте горизонтальная несущая способность на единицу площади основания обусловлена прочностью на сдвиг, а также вертикальной несущей способностью на единицу площади основания и приблизительно в шесть раз меньше прочности на сдвиг, поэтому: $Q_H = 0{,}16Q_{Vnet}$. Это значение может быть использовано как альтернативное приемлемое выражение горизонтальной несущей способности для неглубокого погружения в глину.

2 Согласно данным разработок [*81*] для глин, подверженных циклической деградации (т. е. с КП, $R_{OC} \geq 4$), циклическая деградация снижает горизонтальную несущую способность на 30 %, т.е. горизонтальная несущая способность, рассчитанная на основе статических свойств грунта, должна умножаться на понижающий коэффициент 0,7.

3 Параметр интерполяции глубины *a* представлен как функция погружения *D*, которое измерено как глубина ниже самого нижнего сечения башмака, имеющего максимальной диаметр. Технически $D = 0$ не встречается, пока пенетрация башмака не достигает зоны (сечения) башмака, имеющей максимальный диаметр. На практике пенетрации на меньшую глубину в глине, чем таковая существует в нормальных условиях, не предполагаются, но при необходимости рассмотрения таких неглубоких пенетраций, может использоваться значение $a = 0$.

4 *D* (глубина погружения) и D_b (глубина противотока) измеряются вверх от самого нижнего сечения башмака, имеющего максимальной диаметр. D_b принимается равной нулю, если только поверхность башмака эффективно покрыта грунтом.

Во многих случаях могут использоваться более простые образцы формулы расчета взаимодействия текучести. Результаты анализа методом конечных элементов (см. [*70*] или [*71*]) показывают, что незначительная погрешность возникает за счет использования значения $a = 0$ для погружения менее $0{,}3B$ или за счет использования значения $a = 1$ для погружения более $1{,}7B$.

В варианте $a = 0$ формула взаимодействия текучести сводится к параболической зависимости, указанной в формуле

$$\left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 + \left(\frac{F_M}{Q_M}\right)^2 - 16\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 = 0. \qquad (A.71)$$

В варианте $a = 1$ формула взаимодействия текучести сводится к полностью эллипсоидальному виду, указанному в формуле

$$\left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 + \left(\frac{F_M}{Q_M}\right)^2 - 4\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right) = 0. \qquad (A.72)$$

Формула (А.59) для поверхности текучести может быть преобразована, чтобы представить максимальный имеющийся момент на башмаке F_M, как функцию приложенных горизонтальных и вертикальных сил, как это указано в формуле

$$F_M = Q_M\left[16(1-a)\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 - \left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 + 4a\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)\right]^{0,5}. \qquad (A.73)$$

Эта формула применяется лишь тогда, когда $0 < F_V < Q_V$ и условие, указанное в формуле (*A.74*), удовлетворено:

$$0 < 16(1-a)\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 - \left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 + 4a\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right). \qquad (A.74)$$

А.9.3.3.3 Башмаки опор в глине с $F_V < 0{,}5Q_V$

Поверхность текучести в пределах $0 < F_V/Q_V < 0{,}5$ (как правило, применимая к опорам с наветренной стороны) может быть заменена на зону адгезии, обеспечивающую дополнительную горизонтальную несущую способность и момент нагрузки за счет адгезии башмака-грунта. Граница адгезии применима для уровней вертикальной нагрузки менее $(F_V/Q_V)_t$, которая определяет пересечение тангенциального участка между границей адгезии и стандартной формой поверхности текучести и зависит от коэффициента адгезии α и параметра *a*, который определяет форму поверхности текучести. Граница адгезии может быть выражена, как это указано в формуле

$$\left(\frac{F_H}{f_1 Q_H}\right)^2 + \left(\frac{F_M}{f_2 Q_M}\right)^2 - 1{,}0 = 0, \qquad (A.75)$$

где

$$f_1 = \alpha + m_\alpha \left(\frac{F_V}{Q_V}\right), \quad (A.76)$$

$f_2 = f_1$, где имеет место засасывание (т. е. сопротивление подъему) или (*A.77*)

$$f_2 = \sqrt{16(1-a)\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 + 4a\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)}, \quad \text{где не предполагается засасывание;} \quad (A.78)$$

$\alpha = 1{,}0$ для мягких глин ($s_u = 20$ до 40 кПа), или
$\alpha = 0{,}5$ для твердых глин ($s_u = 75$ кПа до 150 кПа), или
α — определяется линейной интерполяцией, когда $40 < s_u < 75$;
m_α — градиент границы адгезии.
На рисунке *A.27* дано графическое представление границы адгезии и определений параметров m_α и $(F_V/Q_V)_t$.

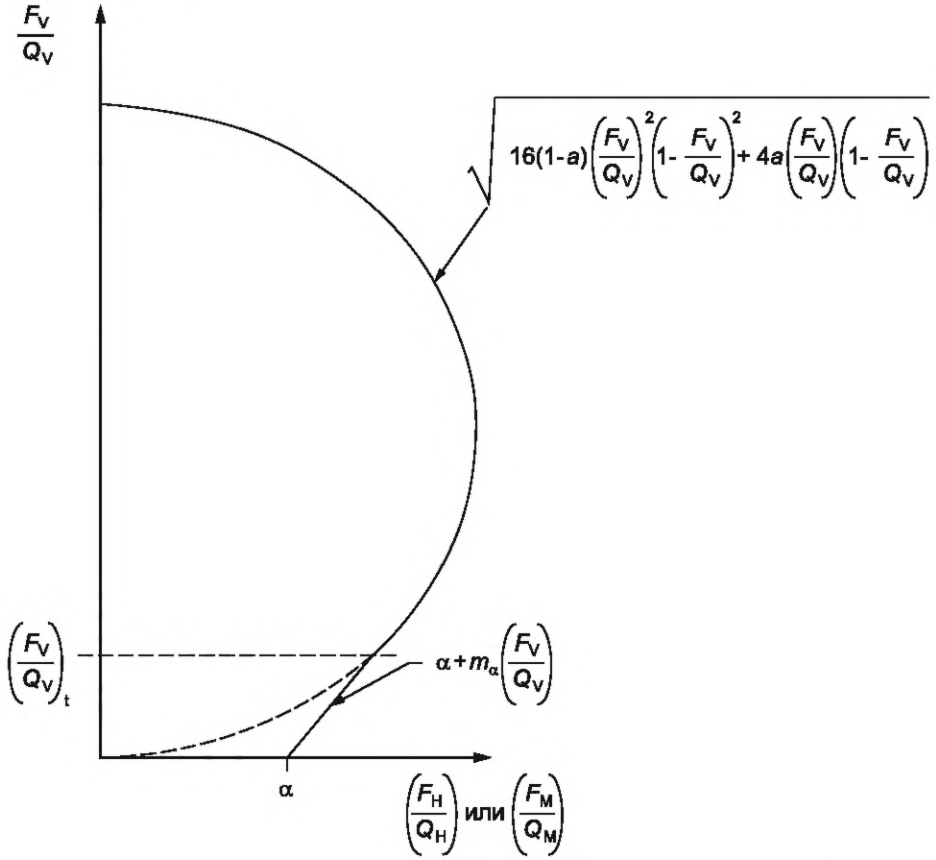


Рисунок *A.27* — Иллюстрация модификации границы адгезии в отношении стандартной поверхности текучести

для $F_V < \left(\frac{F_V}{Q_V}\right)_t$

α — коэффициент адгезии, учитывающий степень адгезии. Специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, должен рассматривать значения α в пределах диапазона 0,5 — 1,0 в зависимости от грунтовых данных на оцениваемой площадке, шероховатости поверхности соприкосновения башмака/грунта, и т. п. Когда поверхность со значением α ниже 0,5 состоит из твердой глины, должна использоваться стандартная форма поверхности текучести [формула (*A.59*)].

Значения для m_α и $(F_V/Q_V)_t$ были определены для $a = 0{,}0$ (параболоидальное), как указано в формулах (*A.79*) и (*A.80*), а также для $a = 1{,}0$ (эллипсоидальное), как указано в формулах (*A.81*) и (*A.82*)

- для $a = 0$:

$$m_\alpha = 4\left(1-\sqrt{\alpha}\right), \quad (A.79)$$

$$\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)_t = \sqrt{\frac{\alpha}{4}}, \quad (A.80)$$

- для $a = 1$:

$$m_\alpha = \frac{1-\alpha^2}{\alpha}, \qquad (A.81)$$

$$\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)_t = \frac{\alpha^2}{\alpha^2+1}. \qquad (A.82)$$

Значения m_α и $(F_V/Q_V)_t$ для промежуточных значений a могут быть решены итеративно (множественно).
Выбранные значения $(F_V/Q_V)_t$ приведены в таблице *A.13*.
Выбранные значения m_α приведены в таблице *A.14*.

Таблица *A.13* — Значения $(F_V/Q_V)_t$ для различных значений a и α

α	a						
	0,0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
0,5	0,354	0,334	0,308	0,293	0,276	0,238	0,200
0,6	0,387	0,373	0,354	0,343	0,331	0,300	0,265
0,7	0,418	0,408	0,396	0,388	0,379	0,357	0,329
0,8	0,447	0,441	0,433	0,428	0,423	0,409	0,390
0,9	0,474	0,471	0,468	0,465	0,463	0,457	0,448
1,0	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500

Таблица *A.14* — Значения m_α для различных значений a и α

α	a						
	0,0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
0,5	1,172	1,200	1,239	1,264	1,295	1,378	1,500
0,6	0,902	0,917	0,937	0,950	0,965	1,006	1,067
0,7	0,653	0,661	0,670	0,676	0,683	0,701	0,729
0,8	0,422	0,425	0,429	0,431	0,434	0,440	0,450
0,9	0,205	0,206	0,207	0,207	0,208	0,209	0,211
1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Формула (*A.75*) может быть записана, чтобы обеспечить максимальный момент на башмаке, как функцию горизонтальной силы, как указано в формуле

$$F_M = f_2 Q_M \left[1-\left(\frac{F_H}{f_1 Q_H}\right)^2\right]^{0,5}. \qquad (A.83)$$

Эта формула применяется только, когда удовлетворены условия формул (*A.84*) и (*A.85*)

$$0 < \frac{F_V}{Q_V} < \left(\frac{F_V}{Q_V}\right)_t, \qquad (A.84)$$

$$F_H < f_1 Q_H. \qquad (A.85)$$

Для сочетания вертикальной и горизонтальной силы, находящихся внутри поверхности текучести, указанной выше, момент на башмаке опоры ограничен максимально допустимым моментом нагрузки Q_M.

А.9.3.3.4 Модификация поверхности текучести для частичной пенетрации в песок

На морском дне, сложенном кварцевыми песками, где конические опоры не полностью установлены, могут проявляться увеличенные моменты нагрузки за счет вращения башмака опоры, что вызывает эксцентрическую реакцию морского дна, которая создает полезный момент сопротивления.

Этот эффект может учитываться для башмаков с $F_V/Q_V > 0,5$. Увеличенный предельный момент нагрузки Q_{Mp} за счет эксцентрической реакции морского дна оценивается как минимальный от Q_{Mps} и Q_{Mpv}, вычисленных с помощью формул (*A.86*) и (*A.87*) соответственно, см. [*82*]:

$$Q_{Mps} = 0,075 B Q_{Vnet} (B_{max}/B)^3, \qquad (A.86)$$

$$Q_{Mpv} = 0{,}15BF_V. \qquad (A.87)$$

Следует учитывать, что на горизонтальную несущую способность влияние не оказывается.

Комбинированная несущая способность должна быть проверена по сравнению с модифицированной поверхностью взаимодействия сдвигов, указанной в формуле

$$\left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 + \left(\frac{F_M}{Q_{Mp}}\right)^2 - 16\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 = 0. \qquad (A.88)$$

А.9.3.3.5 Расширение поверхности текучести для дополнительной пенетрации в песок

Дополнительная пенетрация башмака в песок может учитываться на основе законов пластичности. Рекомендации по уточнению жесткости и потока пластических деформаций в пределах механического упрочнения приведены в [*83*], [*84*] и [*79*].

Увеличение пенетрации может также приводить к увеличенным конструктивным нагружениям, которые должны быть оценены; см. А.9.3.6.6.

А.9.3.3.6 Расширение поверхности текучести для дополнительной пенетрации в глину

Для дополнительной пенетрации башмаков опор в глину в [*66*] и [*68*] приведены упрочняющие модификации в формулы поверхности текучести. Уточненные жесткости и несущие способности определяются на основе принципов пластичности.

А.9.3.4 Жесткость основания

А.9.3.4.1 Вертикальная, горизонтальная и вращательная жесткости

Вертикальная и горизонтальная жесткости основания базируются на подобранных решениях для шероховатых круглых жестких дисков с плоским основанием на упругом полупространстве с коэффициентами модификации для учета погружения башмака. В отношении эффектов погружения опоры см. А.9.3.4.6. Коэффициенты упругой жесткости необходимо рассчитывать, предполагая полный контакт башмака с морским дном. Если вертикальная реакция недостаточна для поддержания полного контакта при увеличении момента, то должна использоваться пониженная жесткость. Коэффициенты жесткости, определенные для однородного, линейного, изотропного грунта, указаны в формулах (*А.89*) — (*А.91*).

$$K_1 = K_{d1}\frac{2GB}{(1-\nu)} \text{ (вертикальная жесткость)}, \qquad (A.89)$$

$$K_2 = K_{d2}\frac{16GB(1-\nu)}{(7-8\nu)} \text{ (горизонтальная жесткость)}, \qquad (A.90)$$

$$K_3 = K_{d3}\frac{GB^3}{3(1-\nu)} \text{ (вращательная жесткость для сравнительно низких уровней нагружения); см. [85].} \qquad (A.91)$$

Жесткость опорной поверхности башмака при скручивании (т. е. для вращения башмака вокруг вертикальной оси) не должна использоваться.

Выбор модулей сдвига для несущей поверхности грунта *G* приведен в А.9.3.4.3 — А.9.3.4.5. Значение верхней или нижней границы должно выбираться в соответствии с условиями выполняемого анализа. Верхнее значение, например, применимо к анализу усталости. На модуль сдвига влияет уровень напряжения и амплитуда деформации. В общем модули сдвига уменьшаются при увеличении амплитуды деформации. В настоящем стандарте предлагается рассматривать последствия путем снижения жесткости.

Примечание — Хотя перекрестная жесткость K_4, которая связывает горизонтальное и вращательное смещение опорной поверхности башмака с крутящим моментом и горизонтальными нагрузками соответственно, однозначно не рассчитывается, т. к. она комбинируется в определенной степени путем выбора точек реакции морского дна, как это описано в А.8.6.2.

А.9.3.4.2 Варианты жесткости

А.9.3.4.2.1 Погружение

В таблице *А.15* приведены значения для коэффициентов жесткости в зависимости от глубины K_{d1}, K_{d2} и K_{d3}, для учета воздействия погружения (башмака) на жесткость круглых, плоских и конических опорных поверхностей (оснований), находящихся на упругом полупространстве согласно [*86*]. Представленные в таблицах значения для варианта частичной засыпки могут быть интерполированы из ряда значений для полной и отсутствующей засыпки. В [*87*] также приведены коэффициенты жесткости в зависимости от глубины для опорных поверхностей типичных для формы башмаков опор в недренированной глине (коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}5$) на основе профиля показателя постоянной жесткости в зависимости от глубины. В других случаях необходимо соблюдать осторожность при использовании этого подхода для профилей грунта, например, когда коэффициент переуплотнения не является постоянным, а изменяется с увеличением глубины.

Для глубин погружения $2D/B$ выше 4,0 должны использоваться коэффициенты жесткости в зависимости от глубины для $2D/B = 4{,}0$ (экстраполирование данных не рекомендуется).

Таблица *A.15* — Коэффициенты жесткости в зависимости от глубины

2*D*/*B*	K_{d1}		K_{d2}		K_{d3}	
	Нет засыпки	Полная засыпка	Нет засыпки	Полная засыпка	Нет засыпки	Полная засыпка
Коэффициенты жесткости для ν = 0,0						
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,15	1,21	1,33	1,49	1,28	1,64
1,0	1,28	1,41	1,44	1,71	1,43	2,05
2,0	1,42	1,70	1,51	1,92	1,51	2,31
4,0	1,59	2,00	1,61	2,06	1,57	2,41
Коэффициенты жесткости для ν = 0,2						
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,11	1,18	1,32	1,47	1,23	1,54
1,0	1,21	1,34	1,42	1,67	1,37	1,90
2,0	1,34	1,59	1,48	1,85	1,44	2,15
4,0	1,49	1,85	1,58	1,98	1,51	2,25
Коэффициенты жесткости для ν = 0,4						
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,08	1,14	1,31	1,45	1,18	1,43
1,0	1,16	1,27	1,41	1,64	1,31	1,76
2,0	1,27	1,48	1,48	1,80	1,39	2,01
4,0	1,41	1,72	1,57	1,92	1,47	2,13
Коэффициенты жесткости для ν = 0,5						
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,07	1,10	1,32	1,44	1,18	1,39
1,0	1,15	1,23	1,44	1,62	1,31	1,71
2,0	1,25	1,44	1,51	1,78	1,40	1,99
4,0	1,40	1,69	1,59	1,91	1,51	2,16

A.9.3.4.2.2 Циклическое нагружение

Согласно данным [*81*], для глин (с КП, $R_{OC} \geq 4$), подвергающихся циклическому воздействию, циклическая жесткость основания может быть получена за счет умножения статической жесткости основания с коэффициентами 1,25 для горизонтальной, 1,25 для вращательной и 3—8 для вертикальной жесткости. Относительные статические жесткости основания являются первыми нагружениями с небольшими значениями деформации и не включают эффекты разгрузки/повторного нагружения.

A.9.3.4.2.3 Линейная вертикальная, линейная горизонтальная и секущая вращательная жесткости

За исключением простых динамических расчетов с линеаризованными основаниями, которые приведены в A.10.4.4.1.2 в варианте 1, если уменьшение вращательной жесткости не включено в модель грунта, то должен использоваться следующий метод. Этот метод заключается в снижении жесткости в простой форме для реакций в пределах поверхности текучести.

Если сочетание сил (F_V, F_H, F_M) лежит за пределами поверхности текучести, то линеаризованная вращательная жесткость башмака должна быть уменьшена с использованием множественного анализа, пока сочетание сил приложено к поверхности текучести.

Если сочетание сил (F_V, F_H, F_M) приложено к поверхности текучести, то начальная оценка линеаризованной вращательной жесткости также должна быть уменьшена с помощью процедуры множественного анализа, описанной в A.10.4.4.1.2, а также с использованием коэффициента уменьшения вращательной жесткости основания f_r, который имеет усиливающийся эффект по мере приближения к поверхности текучести. Этот коэффициент может быть получен из формулы (*A.92*), см. [*88*]:

$$f_r = (1 - n)\, r_f / \ln[(1 - n r_f)/(1 - r_f)]. \qquad (A.92)$$

Параметр n представляет собой кривые сопротивления башмака опоры вращению с различной интенсивностью изменения кривизны. На практике значение этого параметра должно быть установлено так, чтобы соответствовать наилучшим имеющимся данным (эмпирическим или аналитическим), применимым к СПБУ и площадке. Анализ методом конечных элементов для глин в Мексиканском заливе [*88*] демонстрирует, что диапазон n — от –0,25 до –1,0, с $n = –0,5$ обеспечивает наилучшее общее представление. При отсутствии явно приемлемых данных значение n может быть установлено как 0. В таком случае выражение с коэффициентом снижения вращательной жесткости принимает упрощенную форму, приведенную в формуле

$$f_r = -r_f / \ln(1 - r_f). \qquad (A.93)$$

Если n приближается к 1,0, то выражение для снижения жесткости может быть записано как в формуле (*A.94*), которая дает наиболее консервативную трактовку снижения жесткости:

$$f_r = 1 - r_f. \qquad (A.94)$$

Переменная r_f в выражении для снижения жесткости является интенсивностью отказов, определяемых по формуле

$$r_f = \frac{\left[\left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 + \left(\frac{F_M}{Q_M}\right)^2\right]^{0,5}}{\left[16(1-a)\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 + 4a\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)\right]^{0,5}} \le 1,0, \qquad (A.95)$$

где a имеет вид, как это определено в А.9.3.3.2.

Примечание — $r_f > 1,0$ подразумевает, что сочетание сил F_V, F_H, F_M приложено вне границ поверхности текучести. В таких условиях коэффициент уменьшенной жесткости не применяется, а вращательная жесткость уменьшена, пока сочетание сил находится в границах поверхности текучести.

Для полностью погруженных оснований в глине при соотношении вертикальных сил $F_V / Q_V < \left(\frac{F_V}{Q_V}\right)_t$ коэффициент интенсивности отказов может быть выражен по формуле

$$r_f = \left[\left(\frac{F_H}{f_1 Q_H}\right)^2 + \left(\frac{F_M}{f_2 Q_M}\right)^2\right]^{0,5} \le 1,0, \qquad (A.96)$$

где $\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)_t$, f_1 и f_2 имеют вид, как это определено в А.9.3.3.3.

А.9.3.4.2.4 Нелинейная вертикальная, горизонтальная и вращательная жесткости

Всеобъемлющая модель взаимодействия поверхности текучести, которая включает в себя нелинейную вертикальную, горизонтальную и вращательную жесткости, в скрытой форме включает в себя необходимое снижение жесткости как следствие механического (деформационного) упрочнения при пластическом смещении и вращении [*89*] — [*91*]. Коэффициент снижения жесткости не должен применяться.

А.9.3.4.2.5 Нелинейная модель сплошного основания

Модель сплошного основания, которая включает нелинейное поведение грунта, например упруго-пластичное механическое (деформационное) упрочнение, в скрытой форме включает в себя необходимое снижение жесткости. Коэффициент снижения жесткости не должен применяться.

Нелинейная модель сплошного основания не должна использоваться за исключением случаев, если использовался один из упрощенных аналитических методов для получения исходных данных для получения последующих результатов.

А.9.3.4.3 Выбор модуля сдвига G для глины

Значение исходных модулей сдвига при небольшой деформации для глины G должно основываться на значении сопротивления недренированного грунта сдвигу s_u, измеренному на глубине $z = D + 0,15B$, где B является эффективным диаметром башмака, контактирующего с грунтом, а D — это прогнозируемая глубина ниже поверхности дна моря самой нижней точки башмака опоры с диаметром B. Там, где имеется значительное переслаивание глин, их средняя прочность находится в пределах от $z = D$ до $z = D + 0,3B$. За исключением районов с карбонатными глинами или глинистыми сланцами (алевритами), модуль сдвига может быть вычислен по формуле (*A.97*), см. [*92*] и [*93*]:

$$G = G_{max} = s_u \frac{600}{(R_{OC})^{0,25}} \text{ с } G < s_u I_{rNC} \text{ и ограничениями, представленными ниже,} \qquad (A.97)$$

где G_{max} — максимальное значение модуля сдвига, которое возникает при небольшой деформации.

Примечание — При формировании оценок жесткости основания на основе линейных упругих решений для представления нелинейного поведения грунта в одном общем методе используют линейную упругую жесткость с модулями сдвига, взятыми в виде функции уровня деформации. В другом методе используется нелинейная функция жесткости, которая изменяется по мере изменения амплитуды воздействия и постоянных модулях упругости при сдвиге. В первом методе сделано различие между составляющей G_{max} (максимальное значение модуля сдвига, которое возникает при малой деформации) и составляющей G (общий модуль сдвига, который изменяется в зависимости от величины деформации). Во втором методе используется максимальное значение модуля сдвига и такого различия в составляющих нет. В результате в настоящем стандарте составляющая G относится к максимальному значению, которое возникает при малой деформации;

R_{OC} — коэффициент переуплотнения;

Ir_{NC} — индекс жесткости нормально уплотненных глин.

Для ситуаций экстремального нагружения и при отсутствии других данных I_{rNC} должно быть обычно ограничено до 400, см. [*93*].

Примечание — Рекомендации [*93*] основаны на переуплотненных глинах с индексами пластичности до 60 %. Надлежащее внимание должно быть уделено возможности определения модуля сдвига для конкретной площадки со связным грунтом, отличным от переуплотненных глин и/или, когда индексы пластичности превышают 60 %.

$I_{rNC} = 600$ подтверждается промысловыми данными для реакции СПБУ в Мексиканском заливе; см. [*71*].

В некоторых случаях были отмечены более высокие индексы I_{rNC}. Данные на рисунке *A.28* обосновывают использование более высоких значений (возможно между 1000 и 2500) для индексов пластичности менее 20 %.

Следует отметить, что I_{rNC} в целом уменьшается при увеличении индекса пластичности ([*81*], рисунок *10.2*), как показано на рисунке *A.28*. Для глин с индексами пластичности менее 20 % или выше 60 %, и когда модуль сдвига не подтверждается данными по конкретной площадке, специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, должен учитывать эту тенденцию при определении *G*.

Рекомендации, приведенные выше [*92*], предназначены для использования в оценках с учетом условий площадки постановки для экстремального нагружения и случаев, включающих небольшие деформации непосредственно под башмаком. При вычислении степени неподвижности (защемленности) для экстремального нагружения вращательная жесткость на основе значений небольших деформаций *G* снижается. Это происходит либо в явной форме в линеаризованной модели основания с использованием формулы снижения жесткости, приведенной в А.9.3.4.2.3, либо в скрытой форме при использовании нелинейных моделей основания. В варианте применения для случаев с малой деформацией, таких как анализы усталости конструкций, уменьшения жесткости не применяются и могут быть целесообразными для принятия верхних граничных значений *G*.

А.9.3.4.4 Выбор модуля сдвига G для песка

Для песков начальный модуль сдвига с малой деформацией вычисляют по формуле

$$G/p_a = j\left(V_{sw}/Ap_a\right)^{0,5}, \qquad (A.98)$$

где j — безразмерный коэффициент жесткости, $j = 230\left(0,9 + \frac{D_R}{500}\right)$;

p_a — атмосферное давление, как правило, установленное равным 101,3 кПа;

D_R — относительная плотность, %;

V_{sw} — общая вертикальная реакция башмака, включая засыпку, в условиях тихой воды (реакция, которая должна быть получена, если СПБУ была бы размещена на бесконечно твердом основании, плюс реакция за счет веса в воде какой-либо засыпки на башмаке опоры минус вес грунта в воде, который вытеснен башмаком ниже глубины *D*, наибольшей глубины максимальной опорной площади поперечного сечения башмака опоры ниже поверхности дна моря).

Рекомендации, приведенные выше [*92*], предназначены для использования в оценках с учетом условий площадки постановки для экстремального нагружения и применений, включающих небольшие деформации грунта непосредственно под башмаком. При расчете неподвижности для экстремального нагружения вращательная жесткость на основе значений небольших деформаций *G* снижается либо однозначно в линеаризованной модели основания с использованием формулы снижения жесткости, приведенной в А.9.3.4.2.3, либо неявным образом, если используются нелинейные модели основания. В вариантах, применяемых для небольшой деформации, таких как усталостные анализы конструкций, уменьшения жесткости не применяются. Тогда будет целесообразно принять верхние граничные значения *G*.

А.9.3.4.5 Выбор модуля сдвига для слоистых грунтов

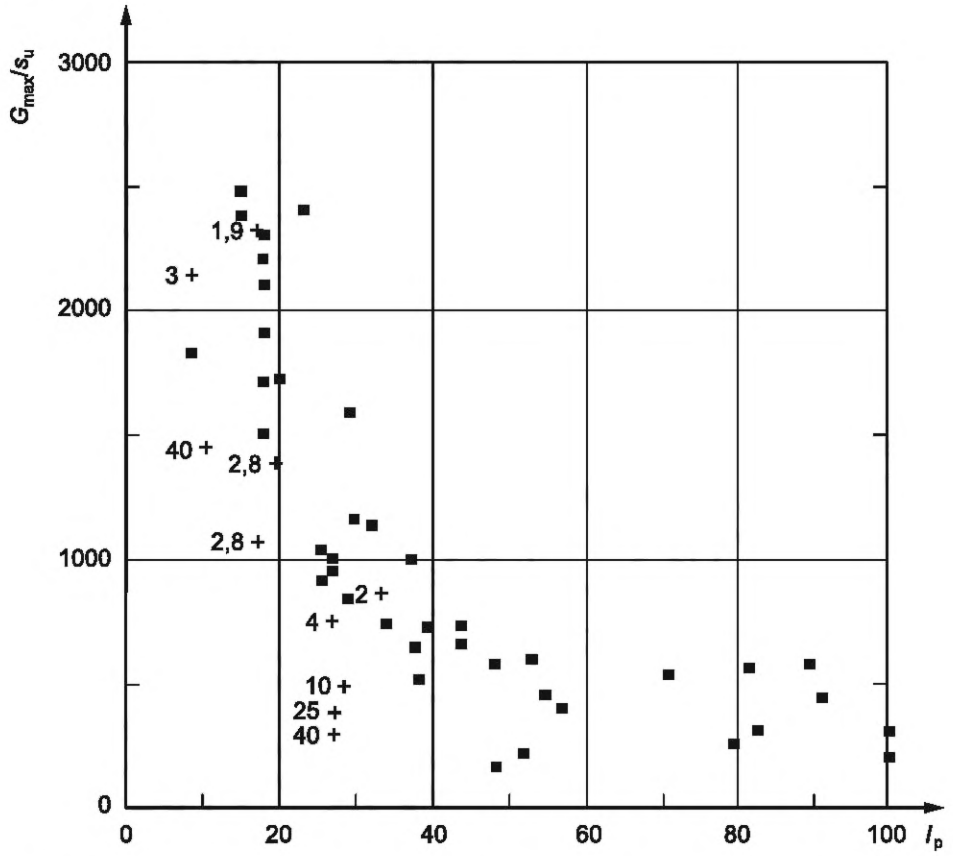
В [*94*] приведена формула для вертикальной, горизонтальной, вращательной и скручивающей жесткостей жестко закрепленного диска на слое с ограниченной толщиной с учетом эффекта погружения в этот слой. Указания по модулю грунта в многослойных системах см. в [*95*].

А.9.3.4.6 Взаимодействие грунта с опорой

Для глубоких пенетраций, как правило, достигаемых в условиях мягкой глины, вычисление неподвижности основания может быть дополнено включением бокового сопротивления грунта на элементы опоры [*96*].

Боковое сопротивление грунта материала засыпки может моделироваться на основе концепций, предложенных в [*97*] для бокового сопротивления грунта свай. Опора СПБУ может быть смоделирована как эквивалентная свая для определения *p-y* или кривых нагрузки—отклонения.

Диаметры отдельных элементов (т. е. хорды и раскосы опор) определяют соответствующие характерные размеры для кривых *p-y*. Кривые *p-y* для каждого элемента направленно комбинируются для формирования эквивалентных кривых *p-y* вдоль опоры с учетом слоистости грунта и изменений в геометрии опор. Любая внешняя сторона каждой опоры, находящаяся в условиях контактного сжатия с грунтом, может вносить определенный вклад в боковое сопротивление. Обычно эквивалентные пружины на каждой высотной отметке пролета используются для упрощения расчетов.



\+ — $R_{oc} > 1,5$ (со значением R_{oc}, указанным в точке данных); ■ — $1,0 < R_{oc} < 1,5$; I_p — индекс пластичности в процентах; R_{oc} — коэффициент переуплотнения; G_{max} — максимальные модули сдвига грунта; s_u — сопротивление недренированного грунта сдвигу из прямого простого испытания на сдвиг

Примечания

1 Определение G_{max} посредством использования индекса жесткости является по сути приближенным. Изменчивость прочности на сдвиг, которая определена различными методами испытаний, не является значительной по сравнению с неопределенностью в этом приближении. Поэтому такой подход может использоваться, когда результаты прямого испытания грунта на сдвиг отсутствуют.

2 См. [*81*], рисунок 10.2.

Рисунок *A.28* — Нормализованный начальный модуль сдвига как функция индекса пластичности I_p для 11 различных типов глин

A.9.3.5 Границы вертикальной/горизонтальной несущей способности основания

A.9.3.5.1 Общая граница предельной вертикальной/горизонтальной несущей способности основания

Общая граница полной предельной вертикальной/горизонтальной несущей способности основания для опор СПБУ представляет собой двухмерную часть полной границы вертикально-горизонтального момента, как указано в A.9.3.3.2. Если момент нагрузки башмака опоры равен нулю (т. е. $F_M = 0$), то граница предельной вертикальной/горизонтальной несущей способности основания имеет вид, как указано в формуле

$$\left(\frac{F_H}{Q_H}\right)^2 - 16(1-a)\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)^2\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right)^2 - 4a\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1-\frac{F_V}{Q_V}\right) = 0. \qquad (A.99)$$

Для небольших погружений (в пределах $a \to 0$) эта формула сокращается до формулы

$$\left(\frac{F_H}{Q_H}\right) - 4a\left(\frac{F_V}{Q_V}\right)\left(1 - \frac{F_V}{Q_V}\right) = 0, \qquad (A.100)$$

где Q_V — равно полной предельной вертикальной несущей способности основания грунта под башмаком (достигнутой при предварительном нагружении), оцененной, как описано в А.9.3.2.2 — А.9.3.2.6, и Q_H как определено в А.9.3.3.2.

А.9.3.5.2 Границы предельной вертикальной/горизонтальной способности оснований для башмаков опор на песках

Поверхность текучести, используемая для проверки вертикальной/горизонтальной несущей способности основания в песках, представлена в А.9.3.5.1.

Граница разрушения сдвигом, использованная для проверки способности башмака к сползанию в песке, приведена в формуле

$$Q_{Hs} = F_V \tan(\delta) + 0{,}5\gamma'(k_p - k_a)(h_1 + h_2) A_s, \qquad (A.101)$$

где F_V — полная вертикальная сила, действующая на грунт под башмаком за счет оцениваемой схемы приложения нагрузки F_d (см. 8.8):

$$F_V = V_{st} - B_S \text{ (без засыпки)},$$
$$F_V = V_{st} + W_{BF,o} + W_{BF,A} - B_S \text{ (с засыпкой)}, \qquad (A.102)$$

h_1 — глубина погружения до самой верхней части башмака опоры (если полностью не заглублен, то $h_1 = 0$);

h_2 — глубина погружения наконечника башмака опоры;

k_a — коэффициент активного давления грунта (для $s_u = 0$), $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$;

k_p — коэффициент пассивного давления грунта, $k_p = 1/k_a$;

δ — угол трения стали/грунта в градусах:

$$\delta = \phi' - 5° \text{ (для башмака с плоским днищем, } \beta = 180°),$$
$$\delta = \phi' - 0{,}5\,(\beta - 170°) \text{ (для } 170° < \beta < 180°), \qquad (A.103)$$
$$\delta = \phi' \text{ (для башмака конической формы, } \beta \le 170°),$$

где β — эффективный угол конус, град (см. рисунок *А.15*);

φ' — эффективный угол внутреннего давления для песка, град.

А.9.3.5.3 Границы предельной вертикальной/горизонтальной способности оснований для башмаков опор в глине

Поверхность текучести, используемая для проверки вертикальной/горизонтальной несущей способности основания для башмаков опор в глине, представлена для $F_V > 0{,}5Q_V$ в А.9.3.5.1 и для $F_V < 0{,}5Q_V$ в А.9.3.3.3.

Способность к сползанию Q_{Hs} в глине может быть принята как Q_H, как это определено в А.9.3.3.2.

А.9.3.5.4 Границы предельной вертикальной/горизонтальной несущей способности оснований для башмаков опор на слоистых грунтах

Несущая способность основания, сложенного слоистыми грунтами, может быть определена с использованием принципов анализа предельного равновесия или анализа методом конечных элементов. В качестве альтернативы формула, указанная в А.9.3.5.2 и А.9.3.5.3, может быть использована для выполнения консервативной оценки соотношения предельной вертикальной/горизонтальной способности для слоистых грунтов путем рассмотрения прохода через самые слабые зоны профиля такого грунта.

А.9.3.6 Проверки приемлемости

А.9.3.6.1 Общие положения

На рисунке *А.29* показан общий подход к проведению проверок основания на приемлемость.

А.9.3.6.2 Уровень 1, шаг 1а — проверка предельной несущей способности для вертикального нагружения подветренной опоры — проверка предварительного нагружения (шарнирный башмак опоры)

Проверка предварительного нагружения может применяться только тогда, когда горизонтальная сила на башмак подветренной опоры F_H не более, чем F_{H1} (см. таблицу *А.16*) и когда силы определены на основе модели анализов с шарнирным вариантом для башмаков всех опор. В этом случае максимальная общая вертикальная сила F_V должна соответствовать ограничению, которое приведено в соответствующей формуле (*А.104*) или (*А.105*):

$$F_V \le V_{Lo} / \gamma_{R,PRE} - B_S \text{ (без засыпки)}, \qquad (A.104)$$

$$F_V \le V_{Lo} / \gamma_{R,PRE} + W_{BF,o} - B_S \text{ (с засыпкой)}, \qquad (A.105)$$

где $\gamma_{R,PRE}$ — коэффициент сопротивления при предварительном нагружении, равный 1,10;

$W_{BF,o}$ — вес в воде любого противотока и заполнения, прогнозируемого в ходе предварительного нагружения;

F_V — общая вертикальная сила, действующая на грунт под башмаком опоры при выполнении схемы приложения расчетной нагрузки F_d (см. 8.8), во время оценки с учетом условий площадки постановки, как указано в формуле

$$F_V = V_{st} - B_S \text{ (без засыпки)},$$
$$F_V = V_{st} + W_{BF,o} + W_{BF,A} - B_S \text{ (с засыпкой)}, \qquad (A.106)$$

где V_{st} — вертикальная сила, приложенная к башмаку опоры за счет схемы приложения расчетной нагрузки F_d (см. 8.8). Она включает в себя квазистатические составляющие за счет факторизованных воздействий, а также дополнения за счет динамической реакции, как правило, в соответствии с процедурами раздела 10, а также включает вес опоры и выталкивающую силу воды, но исключает вес засыпки в воде ($W_{BF,o} + W_{BF,A}$) и выталкивающую силу грунта под башмаком опоры ниже несущей площади B_S;

$W_{BF,A}$ — вес в воде любого противотока и заполнения, прогнозируемого после приложения и удержания максимального предварительного нагружения.

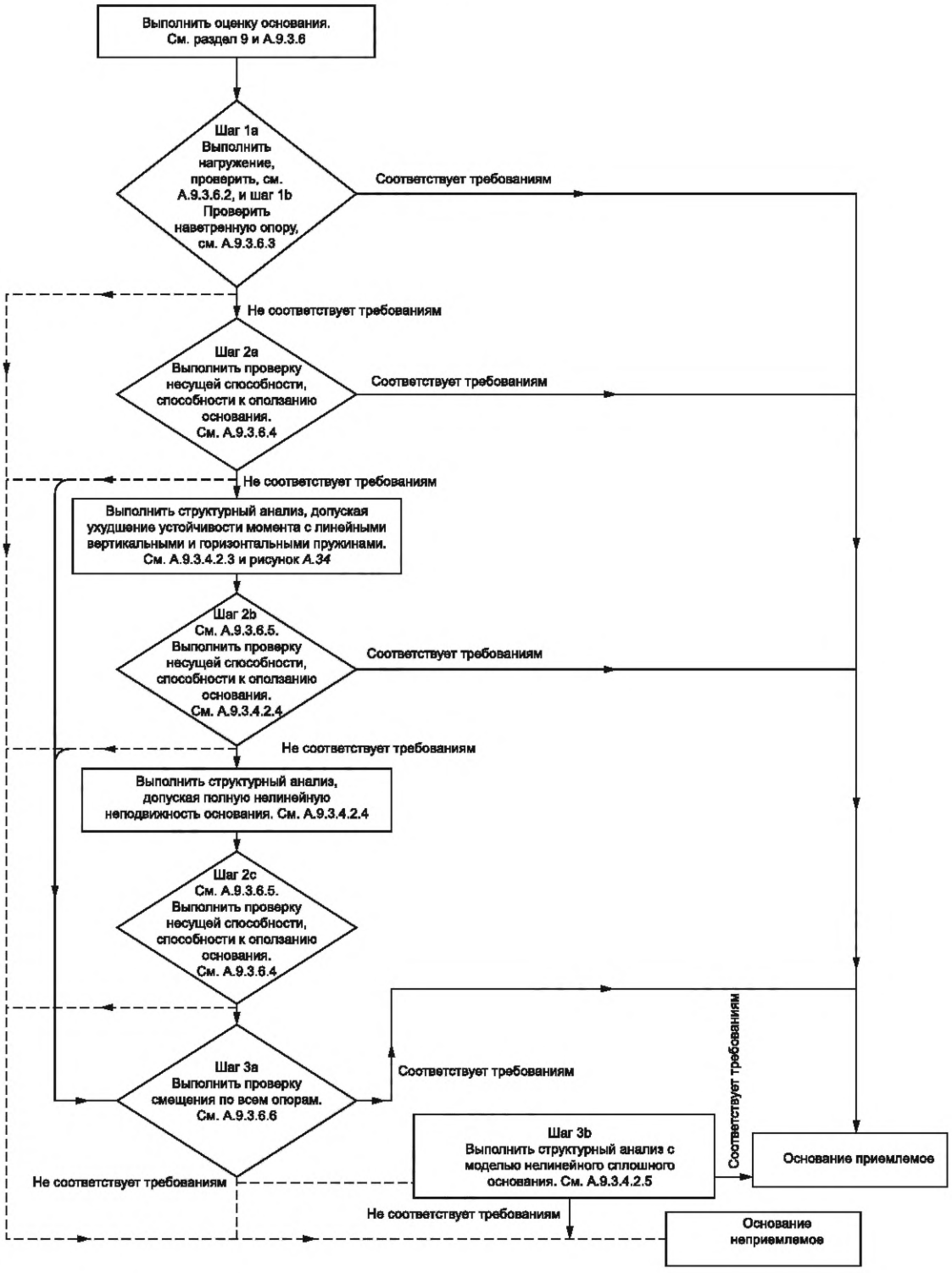


Рисунок *A.29* — Подход к проведению проверок приемлемости основания

Таблица *A.16* — Предельная горизонтальная несущая способность F_{H1} для шага 1а проверки несущей способности

Тип грунта	Погружение	Предельная горизонтальная способность, F_{H1} для применения шага 1а
Песок	частичное	$[0,1 - 0,07\ (B/B_{max})^2]\ Q_{Vnet}$
	полное	$0,03\ Q_{Vnet}$
Глина	любое	$0,03\ Q_{Vnet}$

Примечания

1 Постоянные в формулах (*A.104*) и (*A.105*) включают эффекты, когда $\gamma_{R,PRE} = 1,10$. Предельная горизонтальная несущая способность F_{H1} для шага 1а была определена из пересечения нефакторизованной границы вертикальной/горизонтальной несущей способности и максимально допустимой общей вертикальной реакции $Q_{V,max}$ с некоторым ослаблением, примененным для устойчивости. Если считать, что $a = 0$, предельная горизонтальная способность F_{H1}, соответствующая максимальной вертикальной несущей способности $Q_{V,max}$, может быть вычислена по формуле

$$F_{H1} = 4\left[1 - \frac{(\gamma_{R,PRE} - 1)V_{Lo}}{\gamma_{R,PRE}Q_V}\right]\left[\frac{(\gamma_{R,PRE} - 1)V_{Lo}}{\gamma_{R,PRE}Q_V}\right]Q_H. \qquad (A.107)$$

Для $\gamma_{R,PRE} = 1,10$, формула (*A.107*) может быть приближенно выражена с помощью $F_{H1} \approx 0,33V_{Lo}\ Q_H/Q_V$ и является эквивалентной $F_{H1} \approx 0,04Q_{Vnet}$ для неглубоких пенетраций в песке. Консервативное значение 0,03 использовано для ограничений, приведенных в таблице *A.16* (см. также примечание 2).

2 Для неглубоких пенетраций башмака и вертикальной реакции $0,9Q_{Vnet}$ имеющаяся нефакторизованная горизонтальная несущая способность составляет приблизительно $0,04Q_{Vnet}$. Если горизонтальная реакция превышает $0,04Q_{Vnet}$, может произойти дополнительная пенетрация. Поэтому использование $0,03Q_{Vnet}$ в проверке выполняется с некоторой осторожностью. Если башмак погружен полностью, дополнительная пенетрация может быть значительной. Дополнительная пенетрация может увеличить сопротивление грунта, но, чтобы увеличить горизонтальную несущую способность до $0,1\ V_{Lo}$, дополнительная пенетрация должна быть порядка 10 % от диаметра башмака и выходить за допустимые ограничения. В противном случае, когда башмак опоры погружен частично (т. е. когда максимальная несущая площадь башмака опоры не задействована), любая дополнительная пенетрация приводит к существенному увеличению несущей способности за счет быстрого увеличения несущей площади. Увеличение погруженной площади приблизительно на 10 % увеличивает вертикальную несущую способность таким образом, что одновременно увеличивается горизонтальная несущая способность основания до $0,1V_{Lo}$.

3 Для частичной пенетрации башмака в песок Q_{Vnet} может быть принято равным V_{Lo} для проверки шага 1а.

A.9.3.6.3 Уровень 1, шаг 1b — проверка наветренной опоры — шарнирный башмак опоры

Проверка наветренной опоры выполняется, когда горизонтальная сила на башмаке наветренной опоры F_H не выше F_{H1} (см. таблицу *A.16*). В этом случае устойчивость к сползанию наветренной опоры проверяется путем обеспечения условия, что вертикальная реакция соответствует формуле

$$F_V > (1 - 1/\gamma_{R,PRE})\ Q_V, \qquad (A.108)$$

где $\gamma_{R,PRE}$ — коэффициент сопротивления предварительному нагружению, равный 1,10.

В случае основания, состоящего из песка, эта проверка действительна для угла трения песка $\phi' \geq 25°$. Для углов трения $\phi' < 25°$ в шаге 2 должна выполняться проверка сползания.

A.9.3.6.4 Уровень 2, шаг 2a — проверка несущей способности и сползания основания — шарнирный башмак опоры

A.9.3.6.4.1 Шаг 2a — проверка несущей способности основания

Уменьшение предельной вертикальной несущей способности Q_V опорной поверхности башмака происходит, когда она одновременно подвергается действию горизонтальной силы F_H и момента F_M. Последний не учитывается в анализах для шага 2a, поскольку башмаки считаются шарнирными. В следующем пункте описывается построение границы факторизованной горизонтальной/вертикальной границы несущей способности основания и проверки несущей способности основания для шага 2a, которая также применима к шагу 2b.

Вертикальная/горизонтальная несущая способность основания для песчаных и глинистых грунтов может быть сформирована в соответствии с A.9.3.5, реакции башмака должны оцениваться для каждого башмака. Если силы реакции на башмаке находятся в рамках границы факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности и границы факторизованного разрушения при сдвиге (см. A.9.3.6.4.2), то основание считается удовлетворительным. Для получения границы факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности граница вертикально-горизонтальной способности масштабирована путем использования коэффициента сопротивления $\gamma_{R,VH}$ от точки нулевой фактической реакции, т. е. ($F_H = 0$, $F_V = W_{BF,o} - B_S$). На практике граница сокращается в направлении этого источника масштабирования.

Степень нагружения основания (см. раздел 13) может быть получена путем оценки близости точки предварительного нагружения (F_H, F_V) к границе факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности. При проведении проверки значение (модуль) вектора к точке нагружения должно сравниваться со значением (модулем) вектора к границе факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности. Начальная точка векторов является произвольной. Тем не менее для соблюдения последовательности и помощи в определении показательного значения для использования результатов начальная точка векторов $(F_H, F_V)_{ORG}$ должна быть взята на вертикальной оси несущей способности (при нулевом сдвиге) на 0,5 $Q_V/\gamma_{R,VH}$ (см. рисунок *A.30*). Соответственно, каждая опорная поверхность башмака должна удовлетворять условиям проверки несущей способности по формуле

$$| (F_H, F_V) - (F_H, F_V)_{ORG} | \le | Q_{VH,f} - (F_H, F_V)_{ORG}, \quad (A.109)$$

где (F_H, F_V) — точка реакции на окружающие условия (определена на основе факторизованных воздействий);

$(F_H, F_V)_{ORG}$ — исходная точка, используемая для установления степени нагружения; должна быть принята как $H = 0,0$; $V = 0,5Q_V/\gamma_{R,VH}$;

Q_V — общая предельная вертикальная несущая способность основания;

$Q_{VH,f}$ — точка, где вектор, возникающий из $(F_H, F_V)_{ORG}$ и проходящий через (F_H, F_V), пересекает применимую поверхность факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности. Поверхность факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности получена путем деления координат применимой опорной поверхности по А.9.3.5 с использованием коэффициента сопротивления $\gamma_{R,VH}$ по отношению к точке нулевой фактической реакции $(0, W_{BF,o} - B_S)$;

$\gamma_{R,VH}$ — частный коэффициент сопротивления для вертикально-горизонтальной несущей способности основания, равный 1,10;

|…| — представляет величину (модуль) вектора.

А.9.3.6.4.2 Шаг 2a — проверка сползания основания

В шаге 2a должна быть также выполнена оценка основания с использованием проверки на способность к сползанию, поскольку факторизованная поверхность разрушения от сдвига может находиться в пределах границы факторизованной вертикально-горизонтальной несущей способности. Такая же процедура применяется в шаге 2b.

Горизонтальная несущая способность оснований наветренной(ых) опоры (опор) должна проверяться на наличие горизонтальных сил, действующих на башмаки опоры (опор) F_H совместно с общей вертикальной силой F_V. Наиболее неблагоприятный вариант, вероятно, будет иметь место у одной из наветренных опор при минимальной переменной нагрузке и центром тяжести, смещенным в подветренную сторону. При этом правильным будет оценивать горизонтальную способность для всех опор и вариантов приложения нагрузок без исключения.

Основание должно удовлетворять проверке несущей способности, указанной в формуле

$$| (F_H, F_V) - (F_H, F_V)_{ORG} | \le | Q_{VH,f} - (F_H, F_V)_{ORG} |, \quad (A.110)$$

где $Q_{VH,f}$ — точка, где вектор, возникающий из $(F_H, F_V)_{ORG}$ и проходящий через (F_H, F_V), пересекает применимую поверхность факторизованной способности к сползанию, полученную путем деления горизонтальных координат применимой поверхности Q_{Hs} из А.9.3.5.2 (для песка) или А.9.3.5.3 (для глины) на коэффициент сопротивления $\gamma_{R,Hfc}$;

Q_{Hs} — способность основания к сползанию; см. А.9.3.5.2 (песок) или А.9.3.5.3 (глина);

$\gamma_{R,Hfc}$ — частный коэффициент сопротивления для горизонтальной способности основания, где $\gamma_{R,Hfc} = 1,25$ для песка, на основе условий дренирования и эффективного напряжения или $\gamma_{R,Hfc} = 1,56$ для глины на основе недренированных условий и общего напряжения;

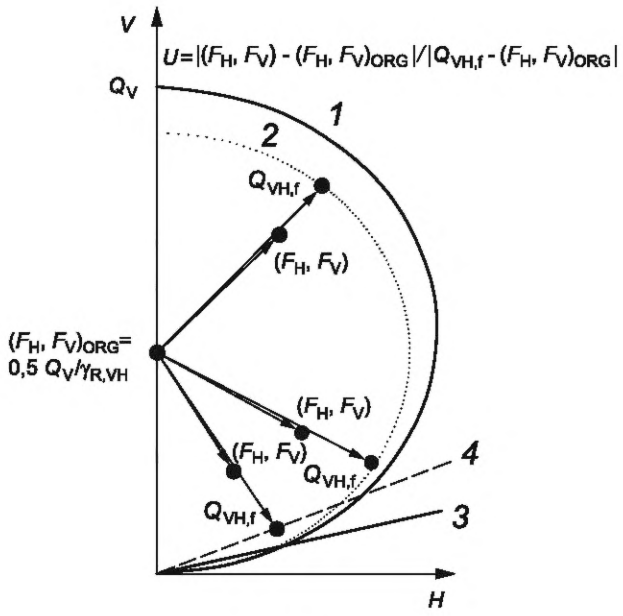
|…| — представляет величину (модуль) вектора.

А.9.3.6.5 Уровень 2, шаги 2b и 2c — проверка несущей способности основания и способности к сползанию (скольжению) — башмак опоры с моментом фиксации и вертикальной и горизонтальной жесткостью

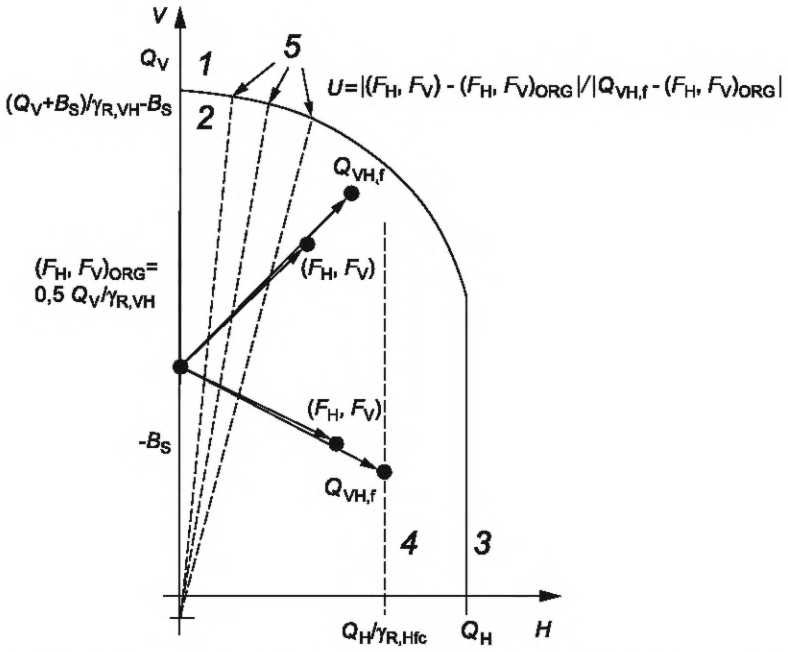
Анализ основания на этапах шагов 2b и 2c обеспечивает соответствие с нефакторизованной поверхностью сдвига основания за исключением того, что в шаге 2b соответствие анализа более не обеспечивается, когда момент фиксации уменьшается до нуля, т. е. башмак опоры становится шарнирным.

Проверки способности (основания), выполняемые в шаге 2b оценки с учетом условий площадки постановки, идентичны тем, которые выполняются в шаге 2a, в котором вертикальная/горизонтальная (несущая) способность и способность к сползанию (скольжению) для песков и глин может быть выполнена в соответствии с А.9.3.5, а реакции башмака опоры оцениваются для каждого башмака. Если вертикальные и горизонтальные реакции из анализа реакции (который учитывает неподвижность момента фиксации башмака с уменьшением жесткости) находятся в пределах границ факторизованной способности основания, то основание удовлетворительно.

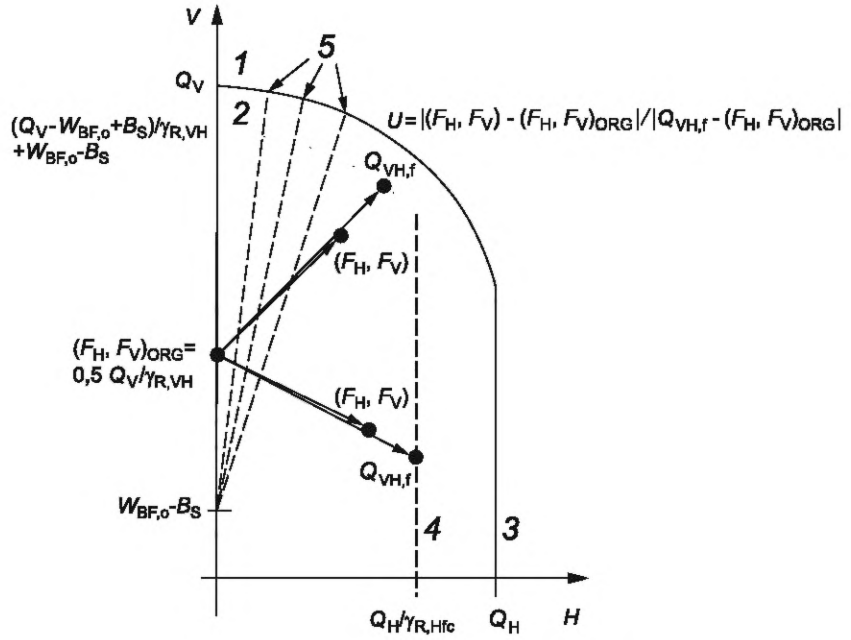
Шаг 2c анализа неявно включает проверку соответствия с нефакторизованной поверхностью сдвигов (текучести) основания. Когда поверхность трения скольжения пересекается с границей зоны (несущей) способности основания, то сползание может произойти до того, как реакция достигнет поверхности сдвига (текучести). Когда этот эффект сползания включен в анализ реакции, не требуется проверок уровня 2. Когда этот эффект сползания не включается, проверка на сползание должна выполняться в соответствии с А.9.3.6.4.2. Во всех случаях должна выполняться проверка смещения уровня 3, шага 3a.



a) Песок



b) Глина с выталкивающей силой, действующей на башмак без засыпки на башмаке опоры



c) Глина с выталкивающей силой и засыпкой на башмаке опоры

1 — вертикально-горизонтальная несущая способность основания; *2* — факторизованная вертикально-горизонтальная несущая способность основания (координаты, умноженные на $1/\gamma_{R,VH}$) по отношению к источнику масштабирования, как определено выше; *3* — способность к сползанию (см. А.9.3.6.4.2); *4* — факторизованная способность к сползанию (нефакторизованная горизонтальная способность к сползанию, координаты, умноженные на $1/\gamma_{R,Hfc}$); *5* — векторы, указывающие начальную точку для построения границы факторизованной несущей способности V-H; |…| — представляет величину (модуль) вектора; *H* — горизонтальная реакция или горизонтальная несущая способность; Q_V — общая предельная вертикальная несущая способность основания (с нулевой горизонтальной нагрузкой); $Q_{VH,f}$ — начальная точка вектора из $(F_H, F_V)_{ORG}$ проходящего через (F_H, F_V), где он пересекается с поверхностью факторизованной вертикальной/горизонтальной несущей способности, полученной путем деления координат применяемой поверхности из А.9.3.5 на коэффициент сопротивления $\gamma_{R,VH}$; *U* — степень нагружения для точки реакции на воздействие окружающих условий (F_H, F_V), как указано в А.9.3.6.4; *V* — вертикальная реакция или вертикальная несущая способность; $\gamma_{R,VH}$ — частный коэффициент сопротивления для несущей способности основания; $\gamma_{R,Hfc}$ — частный коэффициент сопротивления для горизонтальной способности (к сползанию)

Рисунок *А.30* — Границы с выталкивающей силой, действующей на башмак без засыпки на башмаке опоры

А.9.3.6.6 Уровень 3, шаги 3a и 3b — проверка смещения — проседание из-за превышения несущей способности основания

Вертикальное оседание и/или сползание башмака опоры может возникнуть, если силы, действующие на башмак за счет экстремального события, выходят за пределы поверхности сдвига при взаимодействии, рассчитанной для башмака опоры при пенетрации, достигнутой при установке на площадку. Такое проседание часто приводит к усилению несущей способности за счет увеличения поверхности сдвига при взаимодействии. Тем не менее целостность основания может уменьшиться в ситуации, когда существует вероятность протыкания, например, когда плотный песок перекрывает мягкую глину. Для таких случаев и для сложных и/или потенциально опасных условий оснований, перечисленных в А.9.3.2.5 и А.9.3.2.6, должны выполняться более тщательные анализы.

Проверка шага 3a может быть выполнена путем выявления эквивалентного уровня предварительного нагружения, который потребуется для расширения поверхности сдвигов *V-H*, использованной в шаге 2, так что факторизованная несущая способность превысит силы, действующие на башмак. Добавленная пенетрация, связанная с этим эквивалентным предварительным нагружением вычисляется, используя каждую из трех прогнозируемых кривых нагружения — пенетрации [используя наилучшие оценочные значения, верхние и нижние границы профилей прочности грунта и отдельные анализы глобальной реакции в зависимости от ситуации; см. А.9.3.2.1.1 b)]. Если какие-либо из этих трех дополнительных пенетраций значительны, то эффекты влияния на основание башмака опоры и конструкцию должны быть оценены, затем процедура итерируется (повторяется) для установления того, являются ли последствия смещения приемлемыми для использования в других проверках.

Проверка шага 3a также может быть выполнена, когда проверка на уровне 2a или 2b для сползания или проверка несущей способности наветренной опоры не является удовлетворительной или более не является удовлетворительной из-за наличия дополнительной пенетрации подветренной опоры, как это описано выше. В варианте наветренной опоры сползание (скольжение) может произойти, когда факторизованная нагрузка превышает факторизованную несущую способность, что приводит к перераспределению горизонтальной реакции на основания подветренных опор. Этот эффект может быть оценен путем ограничения факторизованной горизонтальной

реакции до факторизованного ограничения (пределов) сползания (зависимого от *F*V) и итеративного определения перераспределения нагрузки, а также связанного нелинейного смещения конструкции.

Следует оценивать эффекты воздействия на все основания башмаков опор и конструкций, а процедура должна итерироваться для установления того, являются ли приемлемыми последствия смещения для всех других проверок использования, включая несущую способность оснований других опор.

Анализ шага 3b включает проверку прямых последствий смещения башмака опоры. Поэтому никаких проверок основания не требуется, хотя следует показать, что результаты не зависят от допущений в отношении зависимости нагрузка — пенетрация, т. е., что небольшие изменения сил, действующих на башмак, или предполагаемая прочность грунта не приводят к значительному увеличению пенетрации.

При оценке приемлемости смещений надлежащее внимание должно быть уделено эксплуатационным ограничениям, например подъемным операциям для выравнивания буровой установки и повторному безопасному подъему понтона или для покидания площадки. Ограничения зависят от типа СПБУ и ее расположения на площадке.

А.9.3.6.7 Оседание основания, специально не рассматриваемое в других структурных элементах настоящего стандарта

Оседание башмаков должно быть оценено и проверено. Если необходимо, то принимаются корректирующие меры. Оседание установленных опор может быть оценено на основе сочетания следующего:

- эластичная осадка грунта;
- осадка грунта за счет уплотнения;
- осадка грунта за счет циклического нагружения;
- осадка грунта за счет неустойчивости морского дна.

Упругие просадки и просадки за счет уплотнения можно вычислить, используя стандартные аналитические или численные геотехнические модели. Упругие осадки появляются одновременно с прикладываемыми воздействиями и могут вычисляться как функция базовых упругих свойств грунта (ν и G) и приложенных воздействий. Осадки, вызванные уплотнением связных грунтов, можно вычислить, используя стандартные модели, учитывающие временные эффекты.

Циклические воздействия окружающей среды или эксплуатационные вибрации могут вызвать дальнейшие осадки. Особое внимание стоит уделять циклическому нагружению в илистом песке или иле. Циклическое нагружение может также включать снижение прочности грунта. Это может вызвать просадки из-за разрушения от смятия.

Нестабильность морского дна из-за размыва грунта или газопроявлений вызывает уменьшение эффективной несущей способности. Это может вызвать осадки из-за локальных разрушений от смятия.

Осадки должны проверяться регулярно. При необходимости следует откорректировать уровень или принять защитные меры от развития размыва (см. А.9.4.7).

А.9.4 Другие аспекты

А.9.4.1 Башмаки опор с юбками

Юбки добавляются к башмакам с целью обеспечения дополнительной способности основания и жесткости по сравнению со стандартной конической геометрией башмаков опор.

В пределах юбки стандартная геометрия днища башмака опоры с юбкой либо относительно плоская, либо коническая. В некоторых случаях хорды опоры могут выступать ниже наконечника юбки и первыми вступать в контакт с морским дном, таким образом защищая юбку в момент прибытия/убытия на/с площадку(и). При наличии башмаков опор с юбками с плоским днищем требуется ровная горизонтальная и ненарушенная поверхность морского дна, чтобы свести к минимуму возможность эксцентриситета реакции основания.

Чтобы получить максимальную пользу от использования башмака опоры с юбкой, днище башмака с юбкой должно полностью соприкасаться с поверхностью морского дна. Должны быть выполнены расчеты с целью определения сопротивления пенетрации юбки, включая любые переборки и внутренние или внешние ребра жесткости, чтобы знать, является ли приложенное предварительное нагружение достаточным для обеспечения достижения полного контакта.

Методы вычисления составляющих трения наконечника и обшивки юбки при сопротивлении юбки пенетрации описаны в [*98*]. В случаях, когда наконечник юбки имеет большую толщину, чем ее остальная часть юбки, должна быть рассмотрена возможность создания зазора над наконечником юбки в ходе пенетрации в морское дно, особенно пенетрации в связных грунтах.

Если сопротивление пенетрации превышает имеющуюся реакцию опорной поверхности при предварительном нагружении, вследствие чего происходит частичная пенетрация юбки, следует рассматривать применение таких мер как засасывание для увеличения пенетрации или заполнение образующихся пустот в юбке подходящим материалом, подаваемым по трубам с запорной арматурой, которые проникают в пустоты юбки. Если после предварительного нагружения юбка частично пенетрирована, то оценка с учетом условий площадки постановки должна быть пересмотрена для определения результатов, включая оценку прочности юбки.

Необходимо также обратить внимание на эффекты уплотнения и/или упрочнения грунта в пределах юбки или любого материала заполнения, используемого в ходе предварительного нагружения.

Если пустоты в юбке не заполнены полностью, то следует рассмотреть эффект движения закрытой морской воды внутри юбки из-за вращения башмака опоры, особенно применительно к разделенным на отсеки юбкам в несвязных грунтах, где может возникнуть эффект трубопровода и разрушение грунта гидродинамическим давлением из-за течения окруженной воды вокруг пластин жесткости или переборок.

После достижения полного контакта вертикальная несущая способность башмака опоры с юбкой, в основном, соответствует несущей способности, погруженной в грунт опорной поверхности. Поскольку грунт в юбке башмака опоры является фактически частью башмака, вес заключенного внутри юбки грунта должен включаться в вычисления сопротивления пенетрации.

В местах со сравнительно твердыми грунтами и когда днище башмака опоры с юбкой плоское, конечная несущая способность основания может быть значительно больше приложенного предварительного нагружения. Существуют методы определения такой дополнительной виртуальной способности, см. [*98*].

Зоны с несущей способностью, соответствующей опорным поверхностям с юбками, были предметом многочисленных исследований, см. [*64*], [*99*] — [*111*]. Башмак опоры с юбкой обычно моделируется как твердое основание, однако следует соблюдать осторожность, прежде чем делать подобное предположение, т. к. более слабый грунт с поверхности морского дна, захваченный в юбку башмака, может повлиять на развитие механизма разрушения, уменьшая имеющуюся дополнительную несущую способность, см. [*101*].

При достижении полного контакта башмака с морским дном заглубление башмака с юбкой в грунт может позволить использовать коэффициент упругой жесткости основания в зависимости от глубины, соответствующий твердой опорной поверхности, как описано в [*86*].

Сопротивление извлечению башмака опоры с юбкой может быть существенным. Поэтому башмаки опор с юбкой, как правило, не используются в местах, где может возникнуть засыпка грунта на верхнюю часть башмаков. Для облегчения извлечения можно использовать дренирование и/или применение воды под давлением в юбке, чтобы минимизировать развитие всасывания в грунте ниже башмака опоры.

После извлечения башмака с юбкой на площадке со связным грунтом в юбках может оставаться грунт, который может повлиять на реакцию пенетрации в ходе последующей постановки.

А.9.4.2 Слои с сильным уклоном

Слои с сильным уклоном могут сформироваться благодаря песчаным волнам, песчаным банкам, размыву вокруг платформы и заглубленными геоморфологическими объектами, такими как фарватеры, следы от предыдущих размещений СПБУ, последствия человеческой деятельности на дне или сочетанием вышесказанного. Такие уклоны могут вызывать эксцентричность реакции башмака, которая может привести к трудностям при постановке и снятии СПБУ, особенно для опор с гибкими раскосами, как в следующих примерах:

- эксцентричная реакция может привести к сильному изгибающему моменту в опоре на участке понтона. Там, где этот изгибающий момент воспринимается направляющими опор, большая сила сдвига может вызвать перенапряжение в элементах опоры;

- если система фиксации упорной колодкой зубчатой рейки используется на стыке опоры и понтона, появляется изгибающий момент во время введения в зацепление (включения) системы фиксации и блокирования опоры. Если эксцентричность реакции башмака опоры затем усиливается (например, при размыве вокруг башмака), эффективный изгибающий момент опоры на участке понтона может увеличиться. Позже, когда система фиксации отключается, перераспределение момента в опоре в отношении измененного состояния поддержки, обеспечиваемое шестернями и направляющими, может вызвать перенапряжение.

Прогнозируемые напряжения, которые могут возникнуть при выполнении операций при установке СПБУ, должны учитываться в оценке с учетом условий площадки постановки (см. 5.4.8). Реакции основания должны оцениваться по сравнению с несущей способностью и способностью к оползанию пласта с сильным уклоном.

Необходимо учесть потенциальные преимущества подготовки морского дна перед постановкой СПБУ.

А.9.4.3 Рассмотрение влияния отпечатков (следов) подошв опорных поверхностей

Отпечатки (следы) на поверхности или заглубленные отпечатки (следы) от предыдущей работы СПБУ на предлагаемом месторождении могут вызвать эксцентрические реакции или боковое перемещение башмака опоры. Одной из профилактических мер является избежание (т. е. размещение башмаков опор на некотором минимальном расстоянии от следов СПБУ), при этом смягчающие меры включают работу опорными колоннами, утаптывание морского дна опорами, восстановление морского дна и т.п.

Информация по взаимодействию башмака опоры — опорной поверхности основания (следа) содержится в [*10*], [*112*] — [*118*].

А.9.4.4 Неустойчивость при наклоне

Расчет нижней границы устойчивости при наклоне может быть получен с использованием [*119*]. Тем не менее для таких расчетов доказана их общая консервативность из-за игнорирования положительных эффектов, таких как зафиксированность (защемление) башмака и боковое сопротивление грунта в направлении опор.

На глубоководных участках может возникнуть потенциально небезопасное состояние (в сравнении с ситуацией протыкания). Вероятность возникновения таких происшествий может быть снижена, если принять соответствующие меры при установке. В качестве варианта можно проводить предварительное нагружение башмаков по отдельности.

А.9.4.5 Трудности извлечения опоры

Трудности извлечения опоры могут быть обусловлены следующими условиями:

- башмак глубоко проник (пенетрирован) в мягкую глину или рыхлые отложения;

- башмак с юбкой или башмак кессонного типа, где сопротивление подъему может быть больше, чем реакция монтажа;

- площадки, где грунт демонстрирует упрочнение со временем.

СПБУ извлекает свои опоры из морского дна за счет опускания понтона в воду, таким образом создавая подъемную силу за счет плавучести и индуцируя силы натяжения в опорах. Усилия, необходимые для извлечения опоры, подвергаются воздействию нескольких факторов, включая характер грунта, глубину пенетрации, геометрию башмаков, а также ситуации возможной засыпки грунта. Имеющиеся в наличии силы для извлечения опор часто меньше, чем силы, прикладываемые при постановке. В случае, когда произошла значительная пенетрация опор, часто на то, чтобы их извлечь уходит несколько дней, а в отдельных случаях требуется намного больше времени.

Когда проблемы с извлечением опор прогнозируемы, соответствующее предупреждение должно быть включено в отчет по оценке с учетом условий площадки постановки.

Потенциальные меры по смягчению последствий включают в себя размыв и/или выемку поверхностного грунта. При этом эти меры могут изменить прочность грунта и топографию морского дна, которая может повлиять на постановку СПБУ на этой площадке в будущем.

Более подробную информацию см. в [*37*], [*120*] — [*124*].

А.9.4.6 Циклическая подвижность

Общие указания по оценке с учетом условий площадки постановки вероятности разжижения грунта и/или циклической подвижности приведены в [*125*] и [*126*]. В [*127*] представлены приблизительные методы расчета просадки погруженных оснований, подверженных нагружению, зависящему от времени (временным нагрузкам).

А.9.4.7 Размыв

Основными условиями для размыва являются:

- гидродинамические условия;
- возмущение потока из-за наличия препятствий;
- потенциал эрозии материала морского дна.

В отношении гидродинамических условий сочетание скоростей приливных и неприливных течений (например, нагонные штормовые течения) является основными параметрами, поэтому эффекты размыва могут быстро увеличиться в ходе штормов, особенно, когда эти два действия совпадают.

Максимальная глубина размыва рядом с башмаком опоры связана с размерами имеющегося препятствия либо самого башмака, либо башмака вместе с конструкцией опоры.

Размер частиц сильно влияет на эрозионность; см. рисунок *А.31*. Частицы размером более, чем те, которые были первоначально на морском дне, такие как гравий и крупная галька, могут быть полезны при защите от размыва.

Учитывать вероятность размыва более важно для башмаков опор с ограниченной пенетрацией в морское дно, поскольку извлечение грунта может привести к следующему:

- перераспределению сил на опоры или утрате равномерного распределения нагрузки понтона СПБУ;
- снижению несущей способности основания и стабильности морского дна;
- эксцентричности в реакции башмака опоры;
- увеличения существующей вероятности протыкания в слоистых грунтах.

Не существует конкретной процедуры оценки вероятности размыва, однако существует полезный справочный материал, см. [*128*] — [*130*]. Предшествующий эксплуатационный опыт может помочь в управлении размывом, либо при разработке защитных мер от размыва либо в обеспечении информацией о критичной комбинации приливных и неприливных (нагонных штормовых) течений, которые могут вызвать размыв. Меры по защите от размыва включают следующее:

a) отсыпка гравия перед постановкой СПБУ при условии, что выбранный размер гравия не вызывает повреждений башмаков опор СПБУ. Для более крупных материалов необходимо соблюдать особенную осторожность, чтобы эти мероприятия не оказали отрицательного воздействия для будущих размещений СПБУ в этом месте;

b) использование матов из растений, мешков с гравием, отсыпки гравия или укладки бетонных матов после монтажа. Эффективность мер оценивается на основе мониторинга размыва;

c) мониторинг и регулирование высоты поднятия понтона.

А.9.4.8 Взаимодействие башмака опоры с примыкающей инфраструктурой

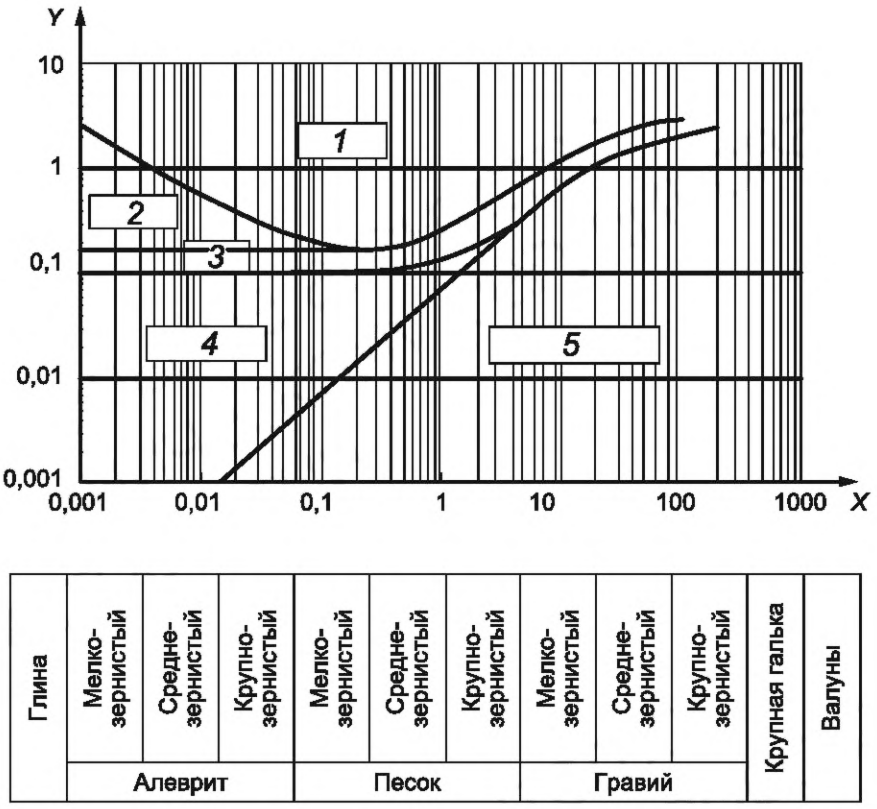
Взаимодействие башмака опоры с примыкающей инфраструктурой рассматривается в других источниках, например [*132*] — [*135*].

А.9.4.9 Геологические опасности (геоопасности)

В определенных регионах земного шара, включая США, существуют требования проведения исследований на наличие геологических опасностей в верхней части разреза и публикации документов, которые могут предоставить некоторые полезные рекомендации по этой проблеме. Такие требования выдвигаются, например, Министерством внутренних ресурсов США [*136*] и [*137*]. Важно, чтобы такая работа планировалась, выполнялась и обеспечивалась квалифицированными специалистами в области геологических опасностей (геоопасностей), чтобы гарантировать ее пригодность для целевого использования и соответствия нормативным требованиям принимающей страны.

А.9.4.10 Карбонатный материал

Указания отсутствуют.



X — размер частиц в миллиметрах; *Y* — средняя скорость потока в метрах в секунду; *1* — эрозия; *2* — транспортирование/эрозия; *3* — транспортирование; *4* — седиментация/транспортирование; *5* — седиментация

Рисунок *A.31* — Размер частиц грунта и подвижность морского дна [*131*]

A.10 Реакция конструкции

A.10.1 Область применения

Указания отсутствуют.

A.10.2 Общие аспекты

Реакции (противодействия) на ПСКНС, как правило, включают опрокидывающие моменты СПБУ, реакции и смещения в башмаках опор, горизонтальное отклонение понтона, внутренние силы в элементах опор, а также силы в системе удержания. Реакции необходимо получать с использованием соответствующих комбинаций функциональных воздействий, гидрометеорологических или сейсмических воздействий, а также динамических эффектов (моментов инерции) второго порядка, эффектов наклона опоры с коэффициентами воздействия по приложению В. Применение воздействий описано в 8.8 и А.8.8. В 5.4.3 требуется выполнение анализа воздействий для диапазона направлений (курсов) по отношению к СПБУ, чтобы определить наиболее неблагоприятные нагрузки для каждой реакции, указанной выше.

При определении реакции ПСКУП кумулятивное количество циклов напряжения должно использоваться для оценки усталостной долговечности стальных элементов (см. 10.6). Раздел 10 специально сфокусирован на краткосрочных операциях, когда усталость, как правило, не рассматривается. Тем не менее усталостная реакция может быть важна для долгосрочной эксплуатации СПБУ (см. раздел 11).

A.10.3 Типы анализов и соответствующие методы

Реакция (противодействия) на ПСКНС для условий экстремального шторма может быть определена или с помощью двухступенчатого детерминированного анализа шторма на основе квазистатического анализа, включающего набор инерционных нагрузок (см. А.10.5.2), или с помощью процедуры более детального полностью интегрированного (вероятностного) динамического анализа на основе вероятностного анализа шторма (см. А.10.5.3).

В таблице *A.17* приведен перечень некоторых источников, используемых в анализе реакции на экстремальный шторм. Обычный подход может заключаться в том, чтобы начать с относительно простого анализа и повышать уровень сложности, если простой метод показывает, что СПБУ не подходит для площадки.

A.10.4 Общие параметры

А.10.4.1 Общие положения

Реакция на ПСКНС может быть вычислена либо используя процедуру квазистатического анализа, включая набор инерционных нагрузок, либо за счет использования более подробного (вероятностного) динамического анализа.

Таблица *А.17* — Перекрестные источники для вычислений реакций на экстремальный шторм

Тема	Структурный элемент	Комментарии и дополнительные ссылки
Процедура вычисления гидрометеорологических воздействий	Таблица *А.3*	В А.7 приведены воздействия. В таблице *А.3* приведен общий обзор процедуры вычисления и приведены ссылки на необходимые входные данные, методы вычисления воздействий и факторы воздействий
Модель конструкции	А.8	В таблице *А.7* приведены уровни детализации различных моделей конструкции и информация, которая может быть из них получена. В А.8.3 — А.8.5 приведено моделирование опор (включая некоторые упрощенные методы вычисления свойств жесткости эквивалентной опоры), понтон и соединение опоры с понтоном соответственно. В А.8.7 приведено моделирование массы
Коэффициенты воздействия	8.8	Коэффициенты воздействия указаны для двухступенчатого и одноступенчатого вероятностного анализа шторма.
Применение воздействий	А.8.8	Воздействия ветра и волн/течения определены посредством использования положений А.7.3. В А.8.8 указано применение воздействий, включая функциональные воздействия, прогиб понтона, гидрометеорологические и инерционные воздействия. Дополнительная расчетная нагрузка, которая должна учитываться, когда (T_n/T_p) > 0,9, указана в А.10.5.2.2.3
Эффекты значительного смещения	А.8.8.6	Обсуждаются различные методики моделирования, включая методы значительного смещения, методы геометрической жесткости и отрицательные пружины
Воздействие направления	А.8.8.7	—
Демпфирование	А.10.4.3	В таблице *А.18* указаны рекомендуемые явные уровни демпфирования. В А.7.3.3.2 описана относительная скорость гидродинамического демпфирования, а в формуле (*А.30*) приведены конкретные ограничения использования формулировки относительной скорости. В А.10.4.3.3 описано гистерезисное демпфирование основания, которое может использоваться в определенных случаях
Двухступенчатый детерминированный анализ шторма	А.10.5.2	В этом методе вычисляется КДУ и используется для разработки набора инерционных нагрузок, который комбинируется с максимальным квазистатическим воздействием волн. КДУ может быть получен на основе анализа СОСС (А.10.5.2.2.2) или вероятностного динамического анализа (А.10.5.2.2.3). На рисунке *А.33* приведен обзор двухстадийного подхода, включающего неподвижность основания, которая, как правило, включается в анализ. В А.10.4.4.1.2 приведено моделирование основания для двухстадийного анализа
Анализ СОСС	А.10.5.2.2.2	Этот метод очень простой и часто используется для первоначальной оценки с учетом условий площадки постановки, но имеет ограниченную применимость и, являясь консервативным, может недооценивать КДУ
Вероятностный динамический анализ	А.10.5.2.2.3	Обычно используется для разработки динамической реакции и затем КДУ в двухстадийном анализе. Устанавливает гидрометеорологические компоненты и компоненты набора инерционных нагрузок базовой схемы предварительного нагружения, который должен оцениваться для всех значений (T_n/T_p), и дополнительных схем предварительного нагружения, которые должны рассматриваться, когда (T_n/T_p) > 0,9. В таблице *А.5* приведены определенные рекомендации по качественной оценке моделирования шторма. В А.6.4.2.3 приведена информация по распространению волн, используя либо трехмерный анализ или коэффициент снижения кинематики. В *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт 9.3 и А.8.3)* приведена информация по истинным и кажущимся периодам волн, а также дается методика изменения спектра волн с истинного на кажущийся.

Окончание таблицы А.17

Тема	Структурный элемент	Комментарии и дополнительные ссылки
		В А.10.5.3.3 приведена дополнительная информация по всем динамическим анализам вероятностных волн, независимо от того предназначены они для одноступенчатой или двухступенчатой оценки с учетом условий площадки постановки. В А.10.5.3.4 приведена информация по расчету реакции НВМКЗ, которая является результатом вероятностного анализа. В таблице *А.19* даются рекомендации по вычислению НВМКЗ и продолжительности шторма, используемой при моделировании
Вероятностный анализ шторма	А.10.5.3	В этом методе НВМКЗ интересующих реакций (например, использований элементов) прямо определены в одностадийном анализе, хотя может потребоваться несколько одностадийных динамических анализов (10.5.3). КДУ специально не разрабатываются. В А.10.5.3.2 описано определение и применение частных коэффициентов для гидродинамических параметров, как предусмотрено в 10.5.3. На рисунке *А.37* показана процедура одностадийного вероятностного анализа шторма, включая неподвижность основания. В А.10.5.3.4 описано определение реакций НВМКЗ
Наклон опор	А.10.5.4	Эффект наклона опоры включен в коды проверки конструкции, но не в глобальный анализ реакций

В разделе 8 и А.8 выявляются факторы, которые влияют на жесткость конструкции СПБУ и обсуждается моделирование жесткости конструкции на различных уровнях сложности. Воздействия обсуждаются в разделе 7 и А.7.

На величину прироста динамической реакции воздействуют следующие факторы:

a) динамические характеристики (естественные периоды) конструктивной системы, сформированные СПБУ на его основании;

b) характеристики воздействия. Для гидрометеорологического воздействия на площадках с сильным течением может быть внесен значительный вклад со стороны гармоник более высокого порядка в дополнение к тем, которые, как правило, связаны с периодами квадратичного сопротивления и влиянием свободной поверхности воды.

Факторы, влияющие на указанные две характеристики, приведены в А.10.4.2 — А.10.4.5.

А.10.4.2 Периоды собственных колебаний и влияющие на них факторы

А.10.4.2.1 Общие положения

Период собственных колебаний СПБУ на его основании в основной (или первой) форме колебания является важным индикатором степени ожидаемой динамической реакции. Первая и вторая колебательные формы в нормальных условиях представляют собой нагонный режим и режим поперечных колебаний. Периоды собственных колебаний этих колебательных форм, как правило, близки друг к другу. Высота периодов зависит от того, какое из направлений менее жесткое. В тех случаях, когда собственный период или период волн изменяется в зависимости от направления (курса), следует позаботиться о том, чтобы используемые периоды были применимы к направлению, рассматриваемому в анализе. Третья колебательная форма, как правило, является режимом кручения, трехмерные эффекты которого могут быть важны, особенно для направлений (курсов), где опоры и, следовательно, воздействия волн, не симметричны относительно направления распространения волн.

Период собственных колебаний диктуется характеристиками конструктивной системы, которые определяются общей (глобальной) конструктивной жесткостью, массой и распределением массы, а также демпфированием.

Недемпфированный период собственных колебаний определяют по формуле

$$T_{\text{п}} = 2\pi\sqrt{(M / K)}, \qquad (A.111)$$

где $T_{\text{п}}$ — первый период собственных колебаний нагонного или колебательного движения СПБУ;

M — эффективная масса системы;

K — эффективная жесткость системы.

В [3] приведена методика расчета периода собственных колебаний. Метод не рекомендован для использования в анализах, но может быть полезным для демонстрации некоторых факторов, влияющих на период собственных колебаний СПБУ.

А.10.4.2.2 Жесткость

СПБУ на своем основании представляет собой систему с множественными степенями свободы. Если имеется возможность, то для получения различных периодов собственных колебаний и форм (режимов) следует использовать конструктивную модель конечных элементов, включающую свойства массы и жесткости СПБУ. Конструктивное моделирование различных уровней сложности приведено в А.8 и должно учитывать вклад в жесткость следующих факторов:

a) деформация изгиба опор;

b) деформация опор при сдвиге;

c) осевая (продольная) деформация опор;

d) деформация изгиба понтона;

e) горизонтальная, вертикальная и вращательная жесткости соединения опоры с понтоном;

f) горизонтальная, вертикальная и вращательная жесткости основания;

g) P-Δ второго порядка за счет бокового смещения понтона.

Модель может содержать ряд нелинейных элементов, в частности соединения опоры с понтоном и область взаимодействия башмак—основание.

Жесткость системы для основной формы колебаний может быть оценена на основе идеализированной системы с одной степенью свободы, как это описано в [3]. Метод не рекомендован для использования в анализах, но полезен для демонстрации некоторых факторов, влияющих на период собственных колебаний СПБУ.

A.10.4.2.3 Масса

Указания отсутствуют.

A.10.4.2.4 Изменчивость периода собственных колебаний

Указания отсутствуют.

A.10.4.2.5 Гашение и усиление (волны)

A.10.4.2.5.1 Общие положения

Если опоры СПБУ были бы объединены вместе в одном положении, то волны, проходящие через них, будут формировать одну и ту же историю приложения сил для каждой опоры, и функция преобразования сдвига в основании сооружения (базовый сдвиг в сравнении с периодом волн) будет иметь более плавный вид. При наличии предположения, что кинематические параметры опоры осесимметричны, эта функция преобразования будет одинаковой для всех курсов волн. Как только опоры расставлены в стороны, в какой-то момент времени положение волны по отношению к каждой опоре будет различным для каждого периода волны. Поскольку каждая опора находится в разной фазе по отношению к каждому периоду волны, то амплитуда функции преобразования сдвига в основании сооружения в каждый период ограничена значением, когда все опоры расположены рядом. По существу, имеет место некоторое гашение сил почти для всех периодов (меньшие амплитуды, чем, когда все опоры расположены рядом). Поскольку расстояние между опорами меняется в зависимости от направления приближения волн, то различные курсы волн также приводят к различным функциям преобразования сдвига в основании сооружения, даже если кинематические свойства по-прежнему осесимметричные.

На рисунке *A.32* показаны периоды гашения и усиления. Их допускается использовать для первичной оценки позиции вычисленного периода собственных колебаний по отношению к точкам гашения и усиления в глобальном нагружении. Это можно охарактеризовать общим горизонтальным нагружением волн или опрокидывающим моментом. Точки гашения и усиления для этих явлений могут возникнуть в несколько разные периоды волн.

Специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, должен стремиться максимизировать общие реакции СПБУ, а не только, например, КДУ.

КДУ, вычисленный посредством СОСС, не зависит от гашения и усиления.

A.10.4.2.5.2 Квазистатические детерминированные волны

Особое внимание должно быть уделено тому, чтобы не допустить гашения квазистатического детерминированного воздействия волн. Обычно это не является проблемой. Очень редко, когда период волн экстремального шторма близок к периоду гашения, но если близок, необходимо исследовать диапазон периодов волн (см. A.6.4.2.9 и A.6.4.2.3).

A.10.4.2.5.3 Вероятностная динамическая реакция волн

Период собственных колебаний, используемый в динамическом анализе, должен выбираться таким образом, чтобы можно было получить реалистичное, но консервативное значение динамической реакции для конкретного прогнозируемого применения. Необходимо соблюдать осторожность, чтобы обеспечить условие максимизации реакции, причем не только путем динамического усиления. Можно иметь высокий КДУ, который в сочетании с низким за счет гашения гидрометеорологическим возбуждением, приводит к низкой комбинированной реакции. Когда КДУ определяется посредством вероятностного анализа, особое внимание должно быть уделено минимизации гашения (см. также A.7.3.3.3.3), поскольку это может привести к существенной недооценке КДУ. В двухстадийном вероятностном анализе КДУ определяется как отношение реакций двух моделей (см. A.10.5.2.2.3): одна реакция, включающая динамические эффекты, и одна, исключающая. Значительный процент динамического эффекта происходит за счет возбуждения периода собственных колебаний СПБУ той составляющей волнового следа, которая имеет тот же период. Если в этот период есть гашение, то возбуждение мало, поэтому вычисленный КДУ нереалистично мал.

Особое внимание должно быть уделено тому, что значительная скорость течения может привести к появлению немного отличных эффектов гашения. При комбинировании течения с циклическим волновым нагружением по Морисону период сопротивления вызывает гармоническое возбуждение полупериода волны. Эта вторая гармоника может привести к значительному динамическому возбуждению, особенно, когда течение сильное и период второй гармоники такой же, как и период собственных колебаний. Если происходит гашение вторых гармонических воздействий, то КДУ может быть сильно недооценен.

Чтобы не допустить гашения, которое приводит к потенциальной недооценке КДУ, диапазон возможных периодов собственных колебаний должен быть ограничен и сопоставлен с имеющими отношение точками гашения в глобальном нагружении волн и второй гармоники периода волн. Когда возникает период собственных колебаний в

точке гашения в функциях преобразования, то масса или жесткость должны быть скорректированы логически для перемещения периода собственных колебаний от точки гашения. Это, в общем, обеспечивает то, что динамическая реакция максимизируется в разумных пределах.

Рекомендуется, чтобы окончательный выбор периода(ов) собственных колебаний основывался на форме глобального горизонтального волнового нагружения (сила сдвига в основании сооружения) и функциях преобразования опрокидывающего момента для рассматриваемого варианта.

Если анализ предназначен для шарнирных башмаков опор с максимальной массой понтона, то должна быть выполнена корректировка путем снижения массы понтона (в пределах нормального диапазона) и/или путем введения степени вращательной фиксации на морском дне.

Если анализ предназначен для варианта со степенью фиксированности момента башмака, то корректировку наиболее правильно сделать, меняя степень вращательной фиксации на морском дне.

С другой стороны, если гидрометеорологические данные всенаправленные, то эффекты распространения волн могут быть использованы для уменьшения эффектов гашения путем выполнения динамического анализа курса одиночной волны вдоль оси, которая не является ни параллельной, ни перпендикулярной к линии, проходящей через центры двух соседних опор. Таким образом, для СПБУ с тремя опорами с равносторонними положениями опор и одной опоры в носовой части анализ приемлемых курсов постановки для приближающихся погодных явлений будет приблизительно составлять 15° или 45° к курсу постановки СПБУ. КДУ должны быть определены для одного или обоих указанных курсов. КДУ (или более консервативные КДУ) могут затем быть применены в отношении окончательного квазистатического анализа для всех курсов.

В одностадийном вероятностном анализе необходимо проявить аналогичный подход, чтобы избежать эффектов гашения как в периоде собственных колебаний, так и в преобладающей спектральной энергии волн.

На рисунке *А.32* представлены периоды, в которых первые и вторые гашения и усиления возникают при общих воздействиях волн. Это действительно для основных направлений волн для СПБУ с тремя и четырьмя опорами при глубине воды, превышающей 30 м. Также должна быть учтена вероятность увеличенной реакции из-за короткогребневых волн (см. А.7.3.3.3.3).

А.10.4.3 Демпфирование

А.10.4.3.1 Общие положения

Основными компонентами системы демпфирования являются основание, гидродинамическое и конструктивное демпфирование. Каждый из них может моделироваться как линейно, так и нелинейно и может быть рассчитан как часть анализа или входных данных в процентах от критического демпфирования (см. таблицу *А.18*).

Конструктивное демпфирование, как правило, моделируется линейно и вводится как процент от критического демпфирования, однако имеются нелинейные компоненты (например, зазоры в направляющих шестернях).

Гидродинамическое демпфирование, в основном, обусловлено эффектами относительной скорости в системе жидкость—конструкции (см. А.7.3.3.2). С другой стороны, может применяться процент от критического демпфирования.

Демпфирование основания состоит из трех компонентов: материал с малой деформацией, гистерезисное демпфирование и затухание распространения (волн). Демпфирование грунтового материала с малой деформацией, как правило, незначительное. При более значительных деформациях может также возникнуть гистерезисное демпфирование, зависящее от амплитуды. Если для анализа динамической реакции принята нелинейная модель основания, то учитываются непосредственно гистерезисное демпфирование основания, а также снижение жесткости грунта. Когда во временном анализе используется линеаризованная жесткость грунта, не следует учитывать гистерезисное демпфирование.

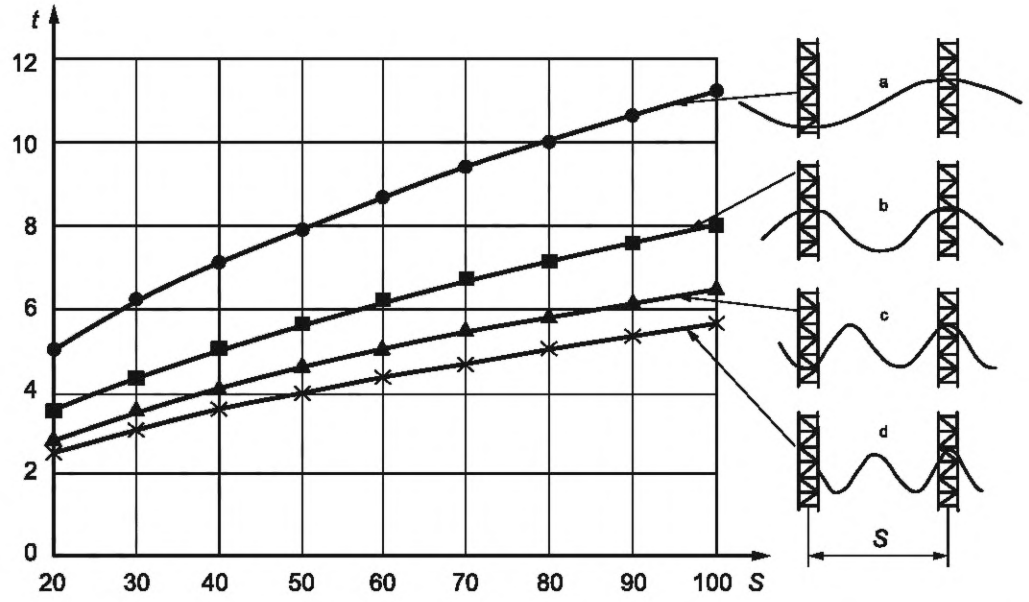
А.10.4.3.2 Демпфирование линейной системы

В тех случаях, когда модель основана на демпфировании, определяемом в процентах от критического, общее демпфирование линейной системы не должно превышать 7 % без достоверного, приемлемого обоснования. Более низкие значения могут подойти для усталостного анализа, а также более спокойных состояний моря. Особое внимание должно быть уделено недопущению дублирования компонентов демпфирования, когда явные и неявные представления одновременно используются в анализах. В таблице *А.18* приведены типичные верхние границы с использованием процентных соотношений от критического демпфирования.

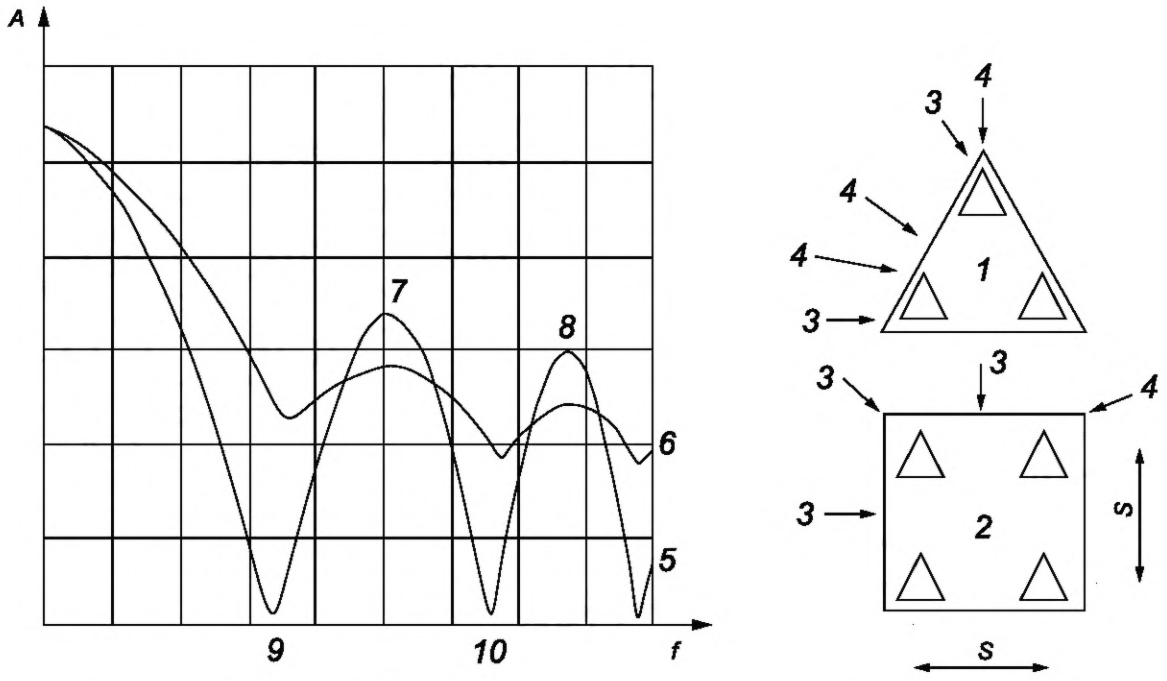
А.10.4.3.3 Гистерезисное демпфирование

Гистерезисное демпфирование основания может в определенных ситуациях повысить 2 % демпфирования основания с малой деформацией, указанное в таблице *А.18*, см. [3].

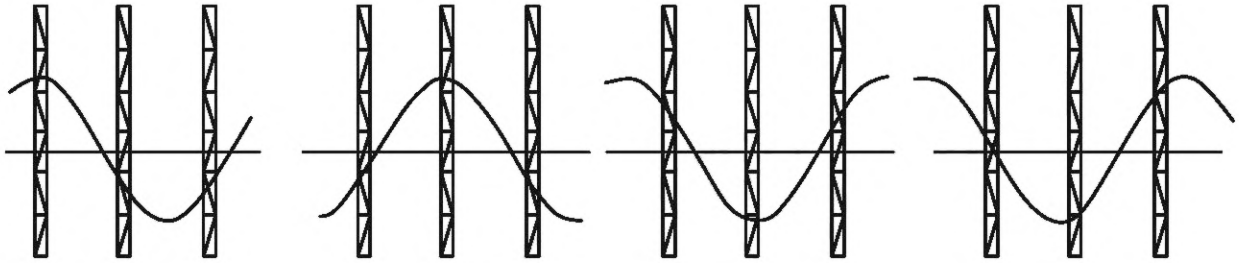
Размеры в метрах



a) Образец периода волны по отношению к гашению и усилению силы волны при всех фазовых углах, включая схематическое расположение опор СПБУ с длиной волны



b) Горизонтальное воздействие на СПБУ по сравнению с частотой волны, показывающее усиление и гашение



c) Схематическое расположение опор на СПБУ с тремя опорами в бортовых волнах, перпендикулярных к курсу СПБУ, которая может привести к полному горизонтальному гашению воздействия волн при всех фазовых углах волн

---

[a] Гашение силы первой волны для всех фазовых углов; глубина моря ≥ 50 м.
[b] Гашение силы первой волны для всех фазовых углов; глубина моря ≥ 30 м.
[c] Гашение силы второй волны для всех фазовых углов; глубина моря ≥ 30 м.
[d] Усиление силы второй волны для всех фазовых углов; глубина моря ≥ 30 м.

Примечания

1 Рисунок *A.32*a) был подготовлен только для эффективных глубоководных вариантов. Уменьшенная длина волны на мелководье приводит к чуть удлиненным периодам волн, образующим первое гашение.

2 На СПБУ с четырьмя опорами возможно получить полное гашение горизонтальных воздействий волн определенной длины (например, в волне определенной длины, которая приходит к двум опорам на гребне волны и двум опорам во впадине волны, как показано линией [a] на рисунке *A.32*a). Невозможно получить полное гашение горизонтальных воздействий на СПБУ с тремя опорами, когда две опоры ориентированы параллельно гребню волны. Есть частичное гашение в волне, которое приводит к тому, что одна опора находится во впадине, а две опоры находятся в гребне, как показано линией *6* рисунка *A.32*b), однако отсутствует достаточное гашение при любой длине волны, чтобы получить линию 5. Существует возможность получить полное гашение на СПБУ с тремя опорами, ориентированное двумя любыми опорами параллельно направлению распространения волн, как показано на рисунке *A.32*c), но оно не будет точным для периодов волн, указанных на рисунке *A.32*a).

1 — СПБУ с тремя опорами; *2* — СПБУ с четырьмя опорами; *3* — направление волны в зависимости от местоположения опоры, связанное с кривой *5* волнового воздействия; *4* — направление волны в зависимости от местоположения опоры, связанное с кривой *6* волнового воздействия; *5* — индикативная кривая волнового воздействия на СПБУ в зависимости от частоты волн в направлении *3*; *6* — индикативная кривая волнового воздействия на СПБУ в зависимости от частоты волн в направлении *4*; *7* — первая точка усиления; *8* — вторая точка усиления; *9* — первая точка гашения; *10* — вторая точка гашения; *A* — статическое волновое на СПБУ; *f* — частота волн; *t* — период волн; *S* — расстояние между опорами СПБУ

Рисунок *A.32* — Периоды гашения и усиление силы волны как функция расстояния между опорами

Таблица *A.18* — Рекомендуемое явное демпфирование из различных источников

Источник демпфирования	Глобальное линейное демпфирование, не превышающее процент от критического демпфирования
Конструкция, система удержания и т. п.	2
Основание с малой деформацией	2[a]
Гидродинамический	3 или 0[b]

[a] Демпфирование материала грунта с небольшой деформацией, как правило, незначительное; в отсутствие специальных данных, 2 % считается обоснованным.

[b] В случаях, когда используется определение относительной скорости [α = 1 в формуле (*A.30*)], гидродинамическое демпфирование учитывается напрямую и не должно включаться как процент критического демпфирования.

A.10.4.3.4 Вертикальное волновое демпфирование (затухание излучения) в анализе землетрясений

При анализе землетрясений волновое демпфирование (затухание излучения) основания от распространения волн может быть включено в вертикальное движение башмака опоры в дополнение к другому демпфированию основания. Волновое демпфирование (затухание излучения), как правило, не должно использоваться в оценках с учетом условий площадки постановки при условии экстремального шторма или усталостной оценке СПБУ. Эффекты волнового демпфирования (затухания излучения) в неявной форме включены при выполнении динамического анализа основания с использованием метода непрерывного анализа конечных элементов с моделью, которая

может точно фиксировать эффекты распространения волн в грунте основания. Дополнительная информация по волновому демпфированию (затуханию излучения) приведена в [3]. В более простых анализах вертикальное волновое демпфирование (затухание излучения) основания может быть оценено на основе [*138*], как указано в формуле

$$C_{rd} = R\left[0,85B^2/(1-\nu)\right]\sqrt{(G_o\rho)}, \qquad (A.112)$$

где C_{rd} — коэффициент волнового демпфирования (затухания излучения) демпфера (сила на единицу скорости);

R — понижающий коэффициент, применяемый во избежание неконсервативного подхода, который в нормальных условиях устанавливают равным 0,5;

B — эквивалентный диаметр башмака опоры в самой верхней части опорной площади, контактирующей с грунтом;

ν — коэффициент Пуассона для грунта основания;

G_o — модуль сдвига грунта основания [для глины $G_o = G_{max}$ — максимальное значение модуля сдвига, возникающего при малой деформации (см. А.9.3.4.3); для песка $G_o = G$ — исходный модуль сдвига при малой деформации (см. А.9.3.4.4)];

ρ — общая насыщенная (масса) плотность грунта основания.

При нелинейных динамических анализах или при линейных динамических анализах во временных интервалах, использующих прямую интеграцию, формулу (*А.112*) допускается использовать непосредственно для установления коэффициентов демпфирования для демпферов колебаний основания.

При линейных модальных динамических анализах дополнительный вклад вертикального волнового демпфирования (затухания излучения) в коэффициент линейного демпфирования для вертикального режима может вычисляться только, как указано в формуле

$$\zeta_{rd} = R \cdot 0,213 \cdot N_s \cdot B \cdot \omega_n \sqrt{(\rho / G_o)}, \qquad (A.113)$$

где ζ_{rd} — коэффициент волнового модального демпфирования (затухания излучения) для учета вертикального движения башмака опоры;

N_s — количество башмаков опор;

w_n — собственная угловая частота вертикального режима, выраженная в радианах в секунду.

Примечания

1 Предлагаемое значение 0,5 для *R* является снижением величины волнового демпфирования (затухания излучения) и сопоставимо со значениями, используемыми в других отраслях. Уменьшение предназначено для учета частотной зависимости и пространственных вариаций (например, стратиграфия) грунтовых условий ниже башмака опоры.

2 Формула (*А.112*) получена путем комбинирования определения коэффициента демпфирования *С* с коэффициентом демпфирования формулы (*А.113*) и соответствующей формулой для жесткости, приведенной в [*138*].

3 Волновое демпфирование (затухание излучения) увеличивается по мере увеличения частоты возбуждения. Ожидается, что уровни волнового демпфирования (затухание излучения) от возбуждения океанской волны будут составлять менее 1 %, тогда как коэффициент волнового демпфирования (затухание излучения) для воздействий от землетрясений может быть высоким (>10 %). Значения волнового демпфирования (затухания излучения) такого высокого уровня могут вызывать значительные эффекты динамической реакции.

А.10.4.4 Основания

А.10.4.4.1 Основания для оценки с учетом условий площадки постановки при условии экстремального шторма

А.10.4.4.1.1 Общие положения

В А.10.4.4.1 описан анализ конструкции и оценка, которая может выполняться двумя различными способами:

- вариант 1: детерминистический двухстадийный подход;
- вариант 2: вероятностный одностадийный подход.

А.10.4.4.1.2 Вариант 1. Детерминистический двухстадийный подход

На рисунке *А.33* процедура иллюстрируется схематично.

В этом подходе для того, чтобы определить набор инерционных нагрузок, динамическая реакция конструкции оценивается на основе либо простого линейного анализа, либо более сложного упругопластического анализа. Динамический анализ может включать линеаризованные пружины. Как правило, начальная линеаризованная вращательная (переменная) (чередующаяся) жесткость для динамического анализа может быть взята как 80 % от значения, определенного на основе А.9.3.4.1. Этот упрощенный подход не учитывает временных снижений жесткости, которые происходят во время событий пластичности (обычно с отрицательным воздействием). Кроме того, он не учитывает повышенное демпфирование, связанное с этими событиями (с положительным воздействием).

Оценка основания и конструкции с учетом условий площадки постановки затем выполняется с использованием техники квазистатического итеративного анализа, для которого уже определены динамические воздействия. Этот квазистатический анализ может быть выполнен посредством либо упруго-пластичной модели основания, либо упрощенного применения анализа полной пластичности, как описано ниже. Этот простой подход используется для приложения моментов к башмаку опоры путем включения простой линейной вращательной (переменной/

чередующейся) пружины. Применяемые таким образом моменты ограничены способностью, основанной на соотношении взаимодействия текучести между общей вертикальной силой F_V, горизонтальной силой F_H и моментом F_M, действующими на башмак опоры.

a) Эта простая процедура описана в следующих шагах (см. правую часть рисунка *A.33*).

b) Включают вертикальную, горизонтальную и (начальную) вращательную жесткости (используя линейные пружины, см. A.9.3.4.1) в аналитическую модель и применяют факторизованные функциональные и факторизованные гидрометеорологические воздействия вместе со связанным и отдельно вычисляемым набором инерционных нагрузок из линеаризованного динамического анализа для определения результирующих сил F_H, F_V и момента F_M на каждый башмак опоры.

c) Вычисляют значение функции взаимодействия текучести (см. A.9.3.3), используя результирующие силы на каждый башмак опоры. Если значение равно нулю, то комбинация сил приходится на поверхность текучести; для значений больше нуля, комбинация находится вне поверхности, для значений меньше нуля, комбинация находится внутри поверхности текучести.

d) Если комбинация сил первоначально попадает в пределы поверхности текучести, то вращательная (переменная) жесткость должна проверяться далее для удовлетворения условиям пониженной жесткости по A.9.3.4.2.

e) Если комбинация сил первоначально выходит за пределы поверхности текучести, то вращательная (переменная) жесткость должна быть произвольно уменьшена, и анализ должен быть повторен, пока комбинация сил на каждом башмаке опор не будет лежать существенным образом на поверхности текучести. Если в этой точке момент снижается до нуля, и сочетание сил находится все еще за пределами поверхности текучести, то это показывает разрушение от смятия (вертикальное или горизонтальное).

f) Дополнительная пенетрация за счет разрушения от смятия может привести к увеличению несущей способности основания, которая, в свою очередь, расширяет поверхность взаимодействия текучести. См. A.9.3.3.5 и A.9.3.3.6 в отношении указаний по расширению поверхности взаимодействия текучести и A.9.3.6.6 в отношении указаний по проверке смещения.

A.10.4.4.1.3 Вариант 2. Вероятностный одностадийный подход

Рисунок *A.37* иллюстрирует процедуру схематично.

В этом подходе динамический анализ прочности конструкции и оценка с учетом условий площадки постановки выполняются с использованием одной модели. Полный детальный нелинейный анализ во временном интервале выполняется с учетом упруго-пластичного поведения основания.

Эффекты неподвижности основания на динамическую реакцию и на реакции основания учитываются одновременно. Этот подход является более полным и часто требует выполнения сложной инкрементной и итеративной процедуры вычислений. Может использоваться следующая процедура (краткая):

a) используют вероятностный динамический анализ во временном интервале для определения реакции конструкции и сил в основании при каждом шаге;

b) определяют поведение основания, используя нелинейную упругопластическую модель, так чтобы при каждом временном шаге были учтены (зафиксированы) упругие и пластическая части поведения. При желании эта модель может включать гистерезис. Вероятно, что это потребует использования итеративной процедуры;

c) поскольку на динамическую реакцию влияет динамика изменения воздействий во времени, следует выполнить ряд вероятностных динамических анализов для различающихся входных динамик изменения волн, а НВМКЗ определены на основе процедуры, описанной в A.10.5.3.4.

Если из-за эффектов гашения сил волн небольшие изменения жесткости основания приведут к существенным изменениям реакции, то жесткость основания должна быть выбрана с осторожностью, чтобы максимизировать реакцию (см. A.10.4.2).

A.10.4.4.2 Основания для оценки с учетом условий площадки постановки в случае землетрясения

Для простой скрининговой оценки с учетом условий площадки постановки основание должно моделироваться с максимально интерпретируемым модулем сдвига по разделу 9 без ухудшения качества и с соответствующими корректировками индекса.

Для более подробных оценок должна использоваться полностью нелинейная связанная модель взаимодействия текучести или модель сплошной среды с эффектами деградации.

A.10.4.5 Возбуждение шторма

Течения меняются медленно по сравнению с собственными периодами колебаний, при которых СПБУ совершают колебания, поэтому они могут рассматриваться как устойчивые явления. Изменения скорости ветра охватывают широкий диапазон периодов, но основная энергия ветра связана с периодами, которые значительно продолжительнее, чем собственные периоды колебаний СПБУ. Поэтому ветер в целом может быть представлен как устойчивый поток воздуха. Периоды волн, как правило, лежат между 3 и 20 с. Поскольку собственные периоды колебаний СПБУ, при стандартных применениях, лежат в этом диапазоне, то основным источником динамических возбуждений являются волны.

Морские волны не являются регулярными и по своей природе случайны с более преобладающей периодичностью при наличии зыби. Это имеет важные последствия, которые необходимо учитывать в отношении динамического возбуждения и результирующей динамической реакции.

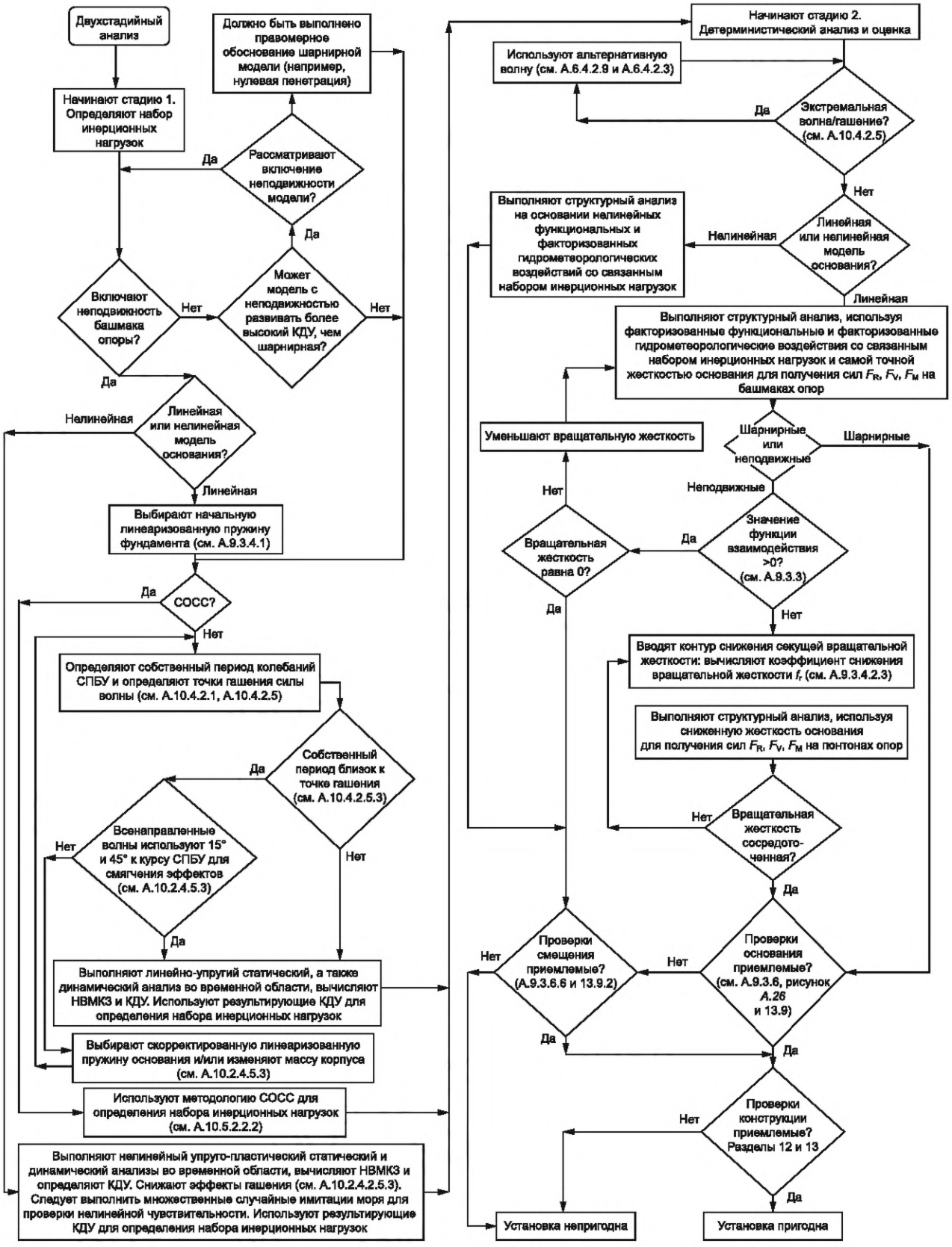


Рисунок *А.33* — Процедура анализа двухстадийной оценки с учетом условий площадки постановки при неподвижности основания — вариант 1

А.10.5 Анализ штормовых воздействий

А.10.5.1 Общие положения

Указания отсутствуют.

А.10.5.2 Двухстадийный детерминированный анализ шторма

А.10.5.2.1 Общие положения

На первой стадии набор инерционных нагрузок определяется на основе КДУ с использованием либо аналогии с одной степенью свободы $K_{КДУ,СОСС}$, см. А.10.5.2.2, либо вероятностного динамического анализа вероятностной волны во временном интервале $K_{КДУ,случ}$, см. А.10.5.2.2.3. На второй стадии максимальное квазистатическое воздействие волн/течения определяется путем пропускания пошагово максимальной волны сквозь конструкции. Максимальное воздействие волн/течения затем комбинируется с набором инерционных нагрузок для определения реакций. Максимальная волна определяется в 6.4, а методология вычисления квазистатического воздействия волн/течения описана в 7.3. Расчетные нагрузки и сочетания приведены в 8.8.

Граница раздела башмака опоры — основания может моделироваться, как описано в 9.3.1.

А.10.5.2.2 КДУ для наборов инерционных нагрузок

А.10.5.2.2.1 Общие положения

При использовании детерминистического анализа для вычисления реакций СПБУ динамическая реакция представляется эквивалентными инерционными воздействиями, как описано в А.8.8.5. Набор инерционных нагрузок может быть получен на основе классической аналогии СОСС, описанной в А.10.5.2.2.2 или на основе более сложного вероятностного динамического анализа, описанного в А.10.5.2.2.3; см. рисунок *А.34*. Необходимо признать, что динамическое усиление является результатом инерционных воздействий, над которыми доминирует масса понтона. Поэтому усиление гидродинамических воздействий не является правильным физическим представлением.

Примечание — Разница между высотой приложенных волновых воздействий и высотой центра масс системы означает, что глобальная реакция (например, горизонтальная сила в основании сооружения, опрокидывающий момент, деформация понтона) и локальная реакция (например, усилия в элементах конструкции, реакции системы удержания, реакции башмака опоры) усиливаются не в равной степени за счет инерционных воздействий.

А.10.5.2.2.2 Типичная аналогия СОСС ($K_{КДУ,СОСС}$)

Данное представление предполагает, что СПБУ на своем основании может быть смоделирована как эквивалентный механизм пружинно-амортизирующего демпфирования с одной степенью свободы. Самый (большой) период собственных колебаний от вибрационных режимов СПБУ может быть определен, как это описано в А.10.4.2. Торсионная форма колебаний и соответствующие трехмерные эффекты не могут быть включены в данное представление.

Метод СОСС в своей основе эмпирический, поскольку:

- воздействие волн/течения не возникает у понтона;
- возбуждение является непериодическим (случайным) и нелинейным.

Метод, описанный ниже, как правило, дает приблизительное представление о реальном характере работы конструкции СПБУ, которая была откалибрована с помощью более строгих методов. При использовании метода СОСС необходимо соблюдать следующие меры предосторожности.

a) если соотношение собственного периода колебаний СПБУ к периоду возбуждения волны Ω находится в диапазоне 0,4 — 0,8, а скорость течения небольшая по отношению к скоростям частиц воды, то метод СОСС дает обоснованные результаты, с учетом перечислений b) — d);

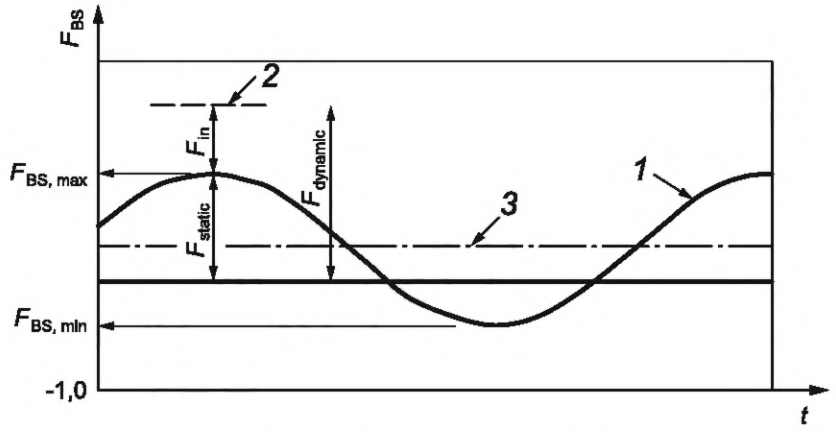
b) метод СОСС не учитывает усиление, как это обсуждалось в А.10.4.2.4, и это может сделать метод неконсервативным, особенно когда $\Omega > 0{,}5$. Когда $\Omega > 0{,}5$, возможно значительное усиление воздействия при нерегулярном волнении в периоде собственных колебаний СПБУ, и это не учитывается в методе СОСС, поскольку КДУ не зависит от какой-либо периодичности, кроме возбуждения при $0{,}9T_p$. Это отсутствие возбуждения особенно важно, когда период собственных колебаний СПБУ близок к опорной точке волны. В этом случае резонансная реакция, объединенная с усилением, может вызвать значительно более существенное воздействие, чем вычисленное в соответствии с методом СОСС. При расчете периода собственных колебаний следует учитывать диапазон неподвижности основания, т. к. эта изменчивость может смещать период собственных колебаний СПБУ в пределах функции преобразования сдвига в основании сооружения, что может привести к различным динамическим усилениям;

c) метод СОСС может быть неконсервативным для случаев, когда скорость течения высокая относительно скоростей частиц волны. Если результаты оценки с учетом условий площадки постановки близки к критериям приемлемости, рекомендуется выполнить дальнейший детальный анализ;

d) метод СОСС может быть неконсервативным и, как правило, не должен использоваться для оценки с учетом условий площадки постановки для условий экстремального шторма, когда Ω выше 1,0 т. е., когда $T_n > 0{,}9T_p$. Однако аналогия СОСС может использоваться, когда вычисленное Ω выше 1,0 при условии, что Ω принимают равной 1,0.

Когда используется метод СОСС, минимальное значение 1,2 должно быть принято в качестве КДУ в оценке с учетом условий площадки постановки для условий экстремального шторма, независимо от КДУ, вычисленного на основе метода СОСС.

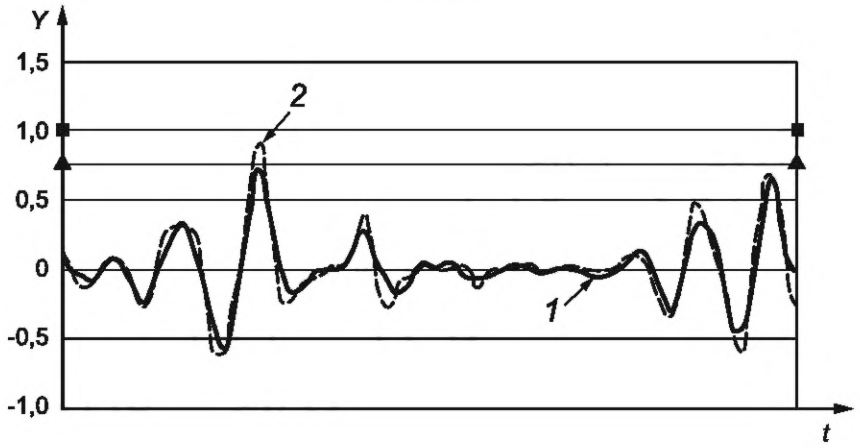
Примечание — КДУ, вычисленный по аналогии СОСС ($K_{КДУ,СОСС}$) не должен прямо сравниваться с КДУ, который определен на основе вероятностной оценки волны ($K_{КДУ,случ}$). Поскольку методы определения соответствующего набора инерционных нагрузок различаются, то одни и те же значения $K_{КДУ,СОСС}$ и $K_{КДУ,случ}$ дают различные общие глобальные реакции (см. рисунок *А.34*).



$F_{in} = (K_{КДУ,СОСС} - 1)[A_{BS(t)static}]$

где $A_{BS(t)static}$ — амплитуда BS $(t)_{static}$, равная $0,5(BS_{max} - BS_{min})$

a) СОСС



$K_{КДУ,СЛУЧ} = R_{НВМКЗ,dynamic}/R_{НВМКЗ,static}$

$F_{in} = (K_{КДУ,\ СЛУЧ} - 1)\ F_{static}$

b) Вероятностный/случайный

1 — статическая реакция; *2* — динамическая реакция; *3* — среднее значение статической реакции; *t* — время; *Y* — нормализованная вероятностная реакция; *BS* — горизонтальная сила в основании сооружения; $F_{BS,min}$ — минимальная статическая горизонтальная сила в основании сооружения; $F_{BS,max}$ — максимальная горизонтальная сила в основании сооружения; F_{in} — величина набора инерционных нагрузок; $F_{dynamic}$ — величина общего набора динамических нагрузок; F_{static} — величина общего набора статических нагрузок; R_{BS} — реакция горизонтальной силы в основании сооружения ▲ — $R_{MPME,static}$ — вероятностная реакция; ■ — $R_{MPME,dynamic}$ — вероятностная реакция

Рисунок *А.34* — Коэффициенты динамического усиления

Соотношение (амплитуды) динамической реакции к квазистатической как функция частоты ω или периода *T* динамического равновесия, периодического или синусоидного возбуждения вычисляется посредством классического коэффициента динамического усиления $K_{КДУ,СОСС}$, как указано в формуле

$$K_{DAF,SDOF} = \frac{1}{\sqrt{\left(1-\Omega^2\right)^2 + (2\zeta\Omega)^2}} \geq 1,20, \qquad (A.114)$$

где Ω — период собственных колебаний (T_n) СПБУ, деленный на период возбуждения волны $\Omega = \frac{T_n}{T_w} \leq 1,0$;

ζ — соотношение демпфирования или доля от критического демпфирования, $\zeta \leq 0,07$ (см. А.10.4.3);

$T_w = 0,9T_p$;

T_p — кажущийся максимальный период волны (модальный или наиболее вероятный период волнового спектра, скорректированный для учета скорости течения; см. А.7.3.3.5 и *ГОСТ Р 57148—2016 (пункт А.8.3)*;

T_n — период собственных колебаний, который определен в соответствии с А.10.4.2.1.

Параметр демпфирования ζ в этой модели представляет сумму всех элементов демпфирования (конструктивных, гидродинамических и демпфирования грунта). Для оценки экстремальных реакций СПБУ на основе метода СОСС рекомендуется использовать значение не более 0,07.

Вычисленный $K_{КДУ,СОСС}$ на основе аналогии СОСС используется для оценки набора инерционных нагрузок, который представляет собой вклад динамики выше квазистатической реакции, как это иллюстрируется на рисунке *А.34*а). Набор инерционных нагрузок следует применять в центре тяжести понтона в направлении распространения волн и вычислять по формуле

$$F_{in} = (K_{КДУ,СОСС} - 1)\, F_{BS,Amplitude}, \qquad (A.115)$$

где F_{in} — величина набора инерционных нагрузок;

$F_{BS,Amplitude}$ — одиночная амплитуда квазистатической горизонтальной силы в основании сооружения в течение одного цикла волны, $F_{BS,Amplitude} = [F_{BS,(QS)max} - F_{BS,(QS)min}]/2$;

$F_{BS,(QS)max}$ — максимальная квазистатическая горизонтальная сила в основании сооружения волн/течения;

$F_{BS,(QS)min}$ — минимальная квазистатическая горизонтальная сила в основании сооружения волн/течения.

Формула (*А.115*) является частью откалиброванной процедуры, и она не должна меняться. Более общая процедура набора инерционных нагрузок, использующая результаты вероятностного динамического анализа, описана в А.10.5.2.2.3.

А.10.5.2.2.3 Набор инерционных нагрузок на основе вероятностного динамического анализа $K_{КДУ,СЛУЧ}$

В процедуре вероятностного динамического анализа во временном интервале вычисляются два КДУ — один для ГС, а другой для ОМ. Набор инерционных нагрузок F_{in} вычисляется из этих КДУ. ГС и ОМ КДУ являются отношениями НВМКЗ динамического ГС/ОМ к НВМКЗ статического ГС/ОМ ($R_{MPME,dynamic}/R_{MPME,static}$), см. рисунок *А.34*b), определенных из соответствующих динамических и квазистатических анализов во временных интервалах для возбуждения вероятностной волны в соответствии с рекомендациями вероятностного анализа шторма в А.10.5.3. НВМКЗ определено в таблице *А.19*.

Эффекты демпфирования, включая эффекты относительной скорости, не должны включаться в квазистатический анализ (нулевая масса).

Эффекты *P*-Δ должны включаться в квазистатический (нулевая масса) и в динамический анализы. Когда эффекты *P*-Δ включены с использованием отрицательных пружин, то те же пружины должны использоваться в обоих анализах, хотя при вычислении ГС КДУ сдвиговая сила, вызванная отрицательной пружиной, должна исключаться. Когда эффекты *P*-Δ развиваются из гравитационных воздействий, то эффекты вертикальных гравитационных нагрузок должны моделироваться при анализе нулевой массы, т. е. вес включается даже при отсутствии массы.

Набор инерционных нагрузок F_{in}, как правило, должен быть таким, чтобы увеличивал как ГС, так и ОМ на основе детерминированного квазистатического анализа на те же отношения, которые определены между вероятностным квазистатическим (нулевая масса) анализом и вероятностным динамическим анализом. В таких случаях конструктивная модель (используемая для динамического анализа) может быть упрощена. Нет необходимости, чтобы эта модель содержала все конструктивные подробности, но она должна, тем не менее, быть моделью со множественными степенями свободы. См. А.8.8.5 для руководства по применению набора инерционных нагрузок в модели, которая соответствует как динамической ГС, так и ОМ.

Необходимо соблюдать осторожность, когда период волн приближается к вариантам резонанса и дополнительные схемы приложения расчетной нагрузки должны быть рассмотрены, когда T_n/T_p выше 0,9. Эти добавочные схемы приложения расчетной нагрузки учитывают изменение фазы между силовым воздействием и инерционным воздействием, поскольку T_n/T_p приближается и превышает 1,0 (см. рисунок *А.36* и примечание 1). Базовая схема приложения расчетной нагрузки является набором инерционных нагрузок, примененным в фазе и для увеличения реакции в отношении гидрометеорологических воздействий [формула (*А.117*)]. Эта схема приложения расчетной нагрузки требуется для всех отношений T_n/T_p. Три дополнительные схемы приложения расчетной нагрузки, формулы [(*А.118*) — (*А.120*)] следует учитывать, когда T_n/T_p выше 0,9. Четыре образца расчетных нагрузок показаны схематично на рисунке *А.36*. В каждом случае набор инерционных нагрузок должен быть применен к конструкции, как описано в А.8.8.5 с использованием той же направленной пары значений $K_{КДУ,СЛУЧ}$, вычисленный для горизонтальной силы в основании сооружения и опрокидывающего момента.

Примечание — Рисунок *А.36* показывает фазу между силовым воздействием и инерционным воздействием для системы СОСС для меняющихся значений T_n/T_p, и она представляет основную причину того, что дополнительные схемы приложения расчетной нагрузки должны быть оценены путем двухстадийного детерминистического анализа, когда T_n/T_p выше 0,9. По мере того, как значение T_n/T_p увеличивается более 0,9, фаза между возбуждающим воздействием и инерционным воздействием меняется от почти совпадающей по фазе для низких значений T_n/T_p, до 90° вне фазы, когда T_n/T_p = 1,0, и до приблизительно 180° вне фазы, когда T_n/T_p выше 1,2. Рисунок *А.36* применим для системы СОСС, аналогичная фазовая аналогия может быть сделана в вероятностном динамическом анализе, хотя и без той же степени высокой четкости. Именно потому, что фазирование не так хорошо определено в вероятностном состоянии моря, следует рассматривать дополнительные случаи, когда T_n/T_p выше 0,9.

Суммарная горизонтальная сила в основании сооружения и опрокидывающий момент такие же, как и в первых трех схемах приложения расчетной нагрузки. Формулы [(*A.117*) — (*A.119*)] обеспечивают совпадение с горизонтальной силой в основании, однако по-прежнему следует корректировать опрокидывающий момент. Горизонтальная сила в основании сооружения и опрокидывающий момент могут быть разными: формула (А.120), см. примечания 4 и 5.

Наборы инерционных нагрузок горизонтальной силы в основании сооружения вычисляются, как указано в формуле

$$F_{\text{in,PHASE(a)}} = K_{\text{КДУ,СЛУЧ}}\, F_{\text{STATIC}} - F_{\text{STATIC,PHASE(a)}} \qquad (A.116)$$

и применяются в схемах приложения расчетной нагрузки, как указано в формулах (*A.117*) — (*A.120*)

$$[E_e + \gamma_{f,D} D_e]_{(0)} = F_{\text{WIND}} + F_{\text{STATIC}} + \gamma_{f,D} F_{\text{in,PHASE(0)}}, \qquad (A.117)$$

$$[E_e + \gamma_{f,D} D_e]_{(90)} = F_{\text{WIND}} + \gamma_{f,D} F_{\text{in,PHASE(90)}}, \qquad (A.118)$$

$$[E_e + \gamma_{f,D} D_e]_{(180)} = F_{\text{WIND}} + F_{\text{STATIC.UP}} + \gamma_{f,D} F_{\text{in,PHASE(180)}}, \qquad (A.119)$$

$$[E_e + \gamma_{f,D} D_e]_{(-180)} = F_{\text{WIND}} + F_{\text{STATIC}} - \gamma_{f,D} F_{\text{in,PHASE(-180)}}, \qquad (A.120)$$

где $[E_e + \gamma_{f,D} D_e]_{(a)}$ — комбинированные гидрометеорологические воздействия и инерционные воздействия для использования как $(E_e + \gamma_{f,D} D_e)$ в формуле (*1*);

подстрочный индекс *a* — условное фазирование четырех различных схем приложения расчетной нагрузки, указанный в формулах (*A.117*) — (*A.120*) и равный 0, 90, 180 и –180 соответственно (см. примечание *3*);

F_{STATIC} — детерминированный квазистатический набор нагрузок волн/течения в направлении значений НВМКЗ;

F_{WIND} — набор ветровых нагрузок;

$F_{\text{STATIC,PHASE(a)}}$ — детерминированный квазистатический набор нагрузок волн/течения для соответствующей схемы приложения расчетной нагрузки:

он равен F_{STATIC} для нормального варианта $\text{PHASE}_{(0)}$, когда используется для вычисления $F_{\text{in,PHASE(0)}}$ в формуле (*A.117*), которая представляет нормальный вариант с инерционным подветренным нагружением и нагружением гребня волны [см. рисунок *A.35*a)];

если $T_n/T_p > 0{,}9$:

равен 0,0 для $\text{PHASE}_{(90)}$, когда он используется для вычисления $F_{\text{in,PHASE(90)}}$ в формуле (*A.118*), которая представляет схему приложения расчетной нагрузки только для инерционной нагрузки [см. рисунок *A.35*b)];

равен $F_{\text{STATIC.UP}}$ для варианта $\text{PHASE}_{(180)}$, когда используется для вычисления $F_{\text{in,PHASE(180)}}$ в формуле (*A.119*), которая представляет схему с инерционным подветренным нагружением и нагружением впадины волны [см. рисунок *A.35*c)];

равен $F_{\text{STATIC.UP}}$ для варианта $\text{PHASE}_{(-180)}$, когда используется для вычисления $F_{\text{in,PHASE(-180)}}$ в формуле (*A.120*), которая представляет схему с инерционным подветренным нагружением и нагружением гребня волны [см. рисунок *A.35*d)];

$F_{\text{STATIC.UP}}$ — детерминированный квазистатический набор нагрузок волн/течения в наветренном направлении (т. е. максимальный набор наветренных нагрузок, который в нормальных условиях направлен противоположно направлению действия ветра).

Формулы (*A.117*) — (*A.120*) представляют гидрометеорологические и динамические компоненты E_e и D_e в формуле (*1*). Гравитационные компоненты G_F и G_V также должны быть включены, когда разрабатывается полная схема приложения расчетной нагрузки F_d в формуле (*1*). Анализ реакции должен включать эффекты P-Δ и осадки понтона, а также должны учитываться эффекты наклона опоры (см. 7.8).

Примечания

1 Выполнять оценку с учетом условий площадки постановки СПБУ, когда T_n/T_p выше 1,0 не является общепринятым, однако такие ситуации случаются, например, в относительно благоприятных условиях на участке большой глубины и с низкой неподвижностью башмака опоры. Опыт показывает, что в некоторых случаях введение дополнительной неподвижности башмака опоры снижает естественный период ниже периода волн и такое воздействие приводит к увеличению КДУ.

2 Формула (*A.116*) является скалярной формулой. Она используется для определения величины набора инерционных нагрузок, но не имеет связанной точки воздействия или направления. Формулы (*A.117*) — (*A.120*) являются векторными формулами, в которых, например, набор инерционных нагрузок применяется в соответствующем направлении и на соответствующей высоте от морского дна.

3 Подстрочный индекс a — это не фактическая фаза. Она является воображаемой или индикативной фазой, взятой из аналогии СОСС, подобной той, которая указана на рисунке *A.36* (при полной уверенности, что оценка с учетом условий площадки постановки использует модель со множественными степенями свободы и нагружением). Например, $\text{PHASE}_{(0)}$ не обязательно находится в гребне волны. Она используется для представления фазы, когда

инерционное нагружение совпадает по фазе с максимальным воздействием подветренной волны/течения. Аналогично $PHASE_{(90)}$ используется для представления фазы, когда воздействие волны/течения равно нулю. $PHASE_{(180)}$ используется для представления варианта, когда инерционные и прямые воздействия волн/течения не совпадают по фазе с инерционными воздействиями, происходящими с подветренной стороны, и с воздействиями волн/течения, представленными действиями впадин волн и происходящими с наветренной стороны. $PHASE_{(-180)}$ проявляется наоборот; инерционные воздействия — навстречу ветру, а максимальные воздействия волн/течения — в направлении ветра.

4 Общая векторная сумма воздействий и моментов, которая составляет $(E_e + \gamma_{f,D}D_e)_{(a)}$ должна быть той же, что и в формулах (*А.117*) — (*А.119*). По существу, суммарная горизонтальная сила в основании сооружения и опрокидывающий момент такие же, как и в первых трех схемах приложения расчетной нагрузки: формулы (*А.117*) — (*А.119*). Это происходит, т. к. расчетные нагрузки предназначены представлять различные интерпретации одних и тех же результатов из вероятностного динамического анализа во временном интервале. Ниже рассмотрены результаты такого анализа. Процедура запроса результатов должна быть установлена таким образом, чтобы зафиксировать максимальную горизонтальную силу сдвига в основании сооружения и опрокидывающий момент. Тем не менее возможно, что связь между этими двумя значениями, неизвестна (т. е. максимальная горизонтальная сила в основании сооружения может возникать в другой части шторма, чем максимальный опрокидывающий момент). При этом известно, что значения обоих позиций максимальные. НВМКЗ затем вычисляют методом выбора, и значения $K_{КДУ,СЛУЧ}$ вычисляют для горизонтальной силы в основании сооружения и опрокидывающего момента. Эти КДУ точно определены, но не обязательно известно, из каких компонентов они состоят. Формулы (*А.117*) — (*А.119*) предназначены для представления трех различных наборов воздействий, которые могут привести к различным максимальным горизонтальным силам в основании сооружения и опрокидывающим моментам. Следует знать, что большие поправочные моменты, вероятно, потребуются в формуле (*А.118*) в схеме приложения только расчетной инерционной нагрузки. В формуле (*А.118*) точка приложения воздействий фактически переместилась от преимущественно близкой к ватерлинии (из-за волн/течения) с относительно малой инерционной составляющей с центром тяжести в понтоне к преобладающему воздействию, приложенному в центре тяжести понтона. С учетом того, что центр тяжести понтона значительно выше, чем точка приложения воздействия волн/течения, и существует требование иметь согласованную горизонтальную силу сдвига в основании сооружения и опрокидывающий момент, вероятно, потребуется введение больших корректирующих пар на понтоне.

5 Как отмечено в примечании 4, горизонтальная сила в основании сооружения и опрокидывающий момент одни и те же в формулах (*А.117*) — (*А.119*), поэтому маловероятно, что будут существенные различия в глобальной реакции СПБУ. Важность различных схем приложения расчетной нагрузки заключается в местоположении воздействий и составляющих их компонентов. Это может привести к различным нагрузкам и напряжениям на элементы.

6 Формула (*А.120*) может иметь отличную от указанных в формулах (*А.117*) — (*А.119*) комбинированную горизонтальную силу в основании сооружения и опрокидывающий момент. В формуле (*А.120*) значение $\gamma_{f,D}F_{in,PHASE(-180)}$ идентично для горизонтальной силы в основании и опрокидывающего момента значению $\gamma_{f,D}F_{in,PHASE(180)}$ в формуле (*А.119*), но она прикладывается в противоположном направлении. Эта схема приложения расчетной нагрузки представляет собой воздействие волн/течения с подветренного направления и инерционных воздействий с наветренного направления. В большинстве случаев величина вектора $(E_e + \gamma_{f,D}D_e)_{(-180)}$ менее, чем величина эквивалентного вектора в формулах (*А.117*) — (*А.119*). Тем не менее возможно, что внутреннее напряжение опоры может быть выше из-за изменений во внутренних сдвиговых и изгибающих моментах опоры.

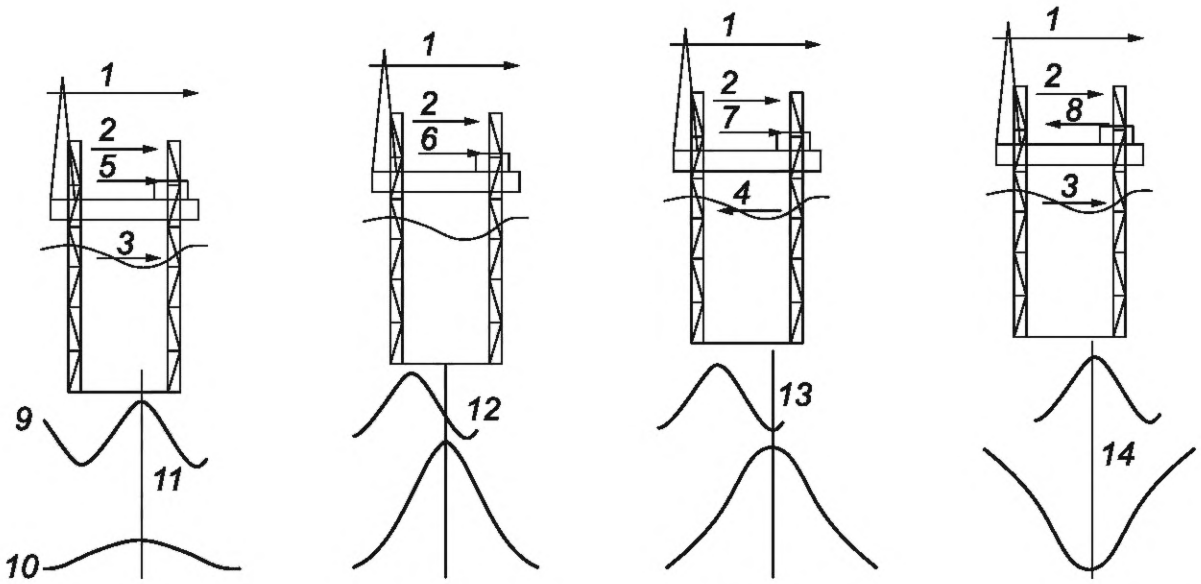
А.10.5.3 Вероятностный анализ шторма

А.10.5.3.1 Общие положения

В вероятностном анализе шторма экстремальная реакция может прогнозироваться вероятностными методами, цель которых — определить НВМКЗ интересующих реакций, используя статистические методы (см. А.10.5.3.4). В двухстадийном детерминированном анализе шторма НВМКЗ горизонтальная сила в основании сооружения и опрокидывающий момент используются для разработки КДУ. Для одностадийного вероятностного анализа шторма, цель которого — определить динамику изменения во времени использований, на основе которых могут быть вычислены использования НВМКЗ, см. рисунок *А.37*.

Во всех вероятностных анализах все коэффициенты воздействия установлены на 1,0 (см. 8.8.1.3). Когда вероятностный анализ шторма используется для определения КДУ (первая стадия двухстадийного анализа), то гидрометеорологические воздействия нефакторизованные и в динамическом, и в квазистатическом анализе. Соответствующий коэффициент гидрометеорологического воздействия $\gamma_{f,E}$ применяется на второй стадии. Однако при проведении полностью интегрированного одностадийного динамического вероятностного анализа шторма, который непосредственно влияет на динамику изменения во времени конструкции и основания, гидрометеорологические параметры (т. е. скорость ветра, высота волны и скорость течения) факторизованы; см. А.10.5.3.2.

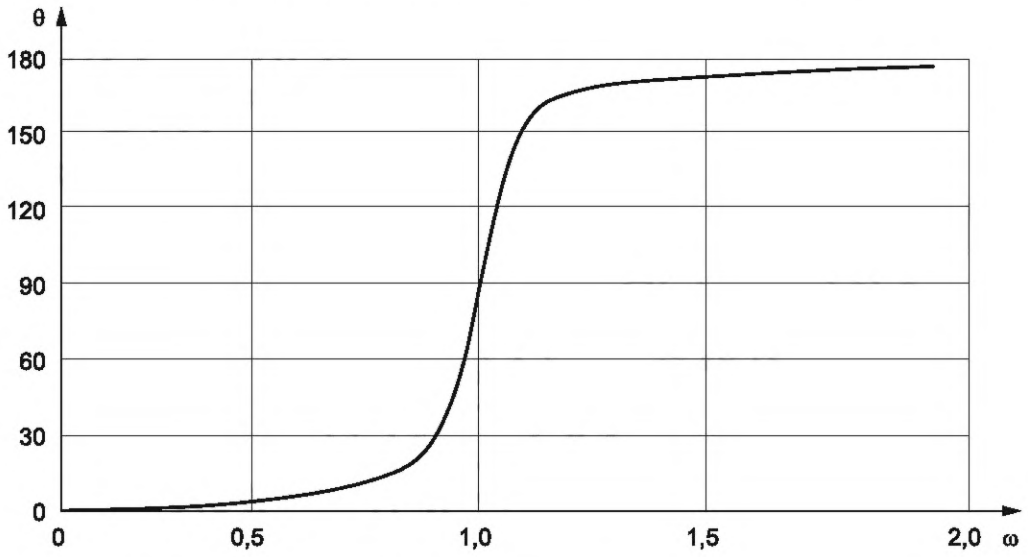
Волны могут моделироваться с использованием вероятностной модели наложения, которая полностью описана в А.7.3.3.3.2 и которая идентифицирует важные ограничения, связанные с этим методом динамического анализа вероятностных волн.



a) Представление формулы (*A.117*) b) Представление формулы (*A.118*) c) Представление формулы (*A.119*) d) Представление формулы (*A.120*)

1 — направление шторма; *2* — ветровое воздействия F_{WIND}; *3* — воздействие волн F_{STATIC}; *4* — Наветренное воздействие во впадине волны $F_{STATIC.UP}$; *5* — набор инерционных нагрузок $F_{in,PHASE(0)}$; *6* — набор инерционных нагрузок $F_{in,PHASE(90)}$; *7* — набор инерционных нагрузок $F_{in,PHASE(180)}$; *8* — набор инерционных нагрузок $F_{in,PHASE(-180)}$ с величиной горизонтальной силы в основании сооружения и опрокидывающим моментом, равным $F_{in,PHASE(180)}$, но приложенным в противоположном направлении; *9* — упрощенное представление воздействия волн/течения на СПБУ; 10 — упрощенное представление инерционного воздействия на СПБУ; *11* — линия, показывающая относительную фазу воздействия волн/течения и инерционное воздействие для $a = 0$; *12* — линия, показывающая относительную фазу воздействия волн/течения и инерционное воздействие для $a = 90$; *13* — линия, показывающая относительную фазу воздействия волн/течения и инерционное воздействие для $a = 180$; *14* — линия, показывающая относительную фазу воздействия волн/течения и инерционное воздействие для $a = -180$

Рисунок *A.35* — Схематичное представление вариантов приложения расчетной нагрузки на схеме СПБУ, указанной в формулах (*A.117*) — (*A.120*), показывающее воздействия и фазу между воздействием волн/течения и инерционным воздействием на нижерасположенных кривых



ω — отношение периода собственных колебаний T_n к периоду силового воздействия T_f; θ — фазовый угол в градусах между силовым воздействием и инерционным воздействием

Рисунок *A.36* — Фаза между силовым воздействием и инерционным воздействием для системы СОСС, изменяющихся соотношений собственного периода колебаний к периоду силового воздействия (T_n/T_f) и демпфированию 7 % от критического

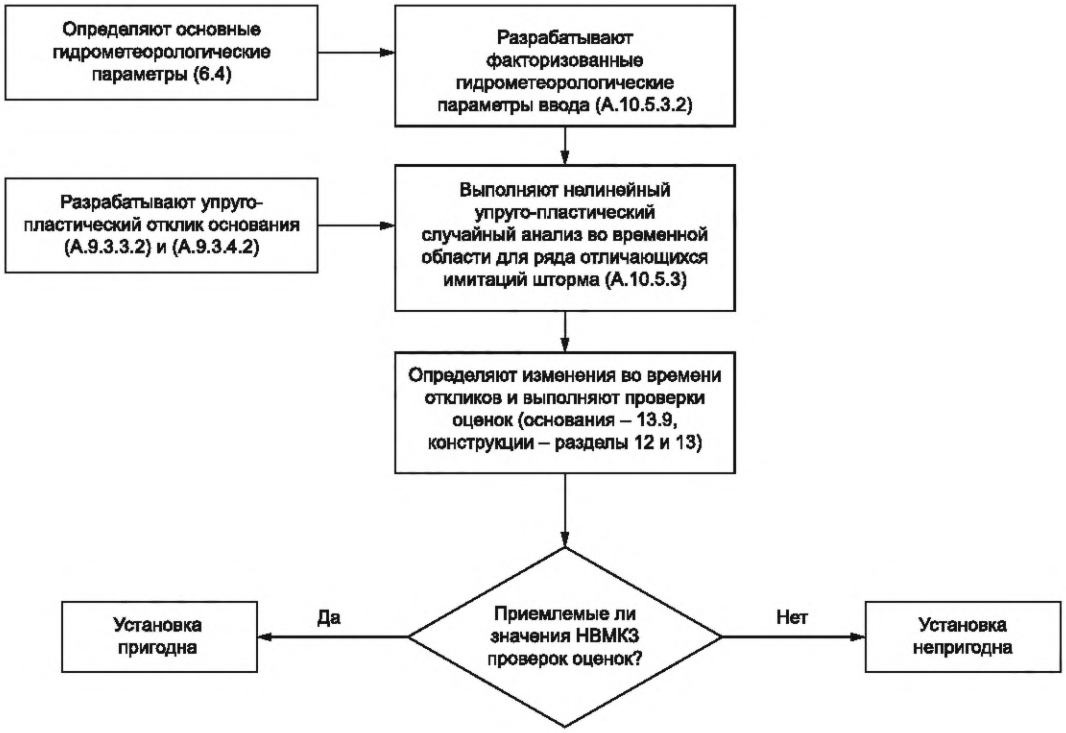


Рисунок *А.37* — Процедура анализа одностадийной оценки с учетом условий площадки постановки с неподвижным основанием — вариант 2

А.10.5.3.2 Применение парциальных коэффициентов в отношении гидрометеорологических параметров

При проведении одностадийного полностью интегрированного динамического вероятностного анализа шторма к гидрометеорологическим параметрам применяются парциальные коэффициенты. Для обеспечения согласованности между одностадийным вероятностным и двухстадийным детерминированным подходом парциальные коэффициенты по гидрометеорологическим параметрам должны формировать уровни гидрометеорологического воздействия, сопоставимые с факторизованными квазистатическими гидрометеорологическими воздействиями, используемыми в детерминированном методе.

Если используются динамические вероятностные анализы шторма для определения КДУ с целью применения в двухстадийном детерминированном анализе, то парциальные коэффициенты следует установить равными единице.

Парциальные коэффициенты гидрометеорологических параметров для полностью интегрированного одностадийного динамического вероятностного анализа шторма могут быть определены следующим образом.

Парциальный коэффициент скорости ветра: скорость ветра, используемая, когда формируются применяемые воздействия в соответствии с А.7.3.4.1, должна быть факторизована:

- $\sqrt{1{,}15}$, если используются автономные гидрометеорологические экстремальные штормовые воздействия с повторяемостью за 50 лет; или

- $\sqrt{1{,}25}$, если используются гидрометеорологические данные совместной вероятности с повторяемостью за 100 лет.

Парциальные коэффициенты для высоты волны и скорости течения при использовании в вероятностном анализе определяются посредством итеративного (повторного) процесса. Процесс включает факторизацию высоты волны и скорости течения, пока гидрометеорологический факторизованный параметр квазистатического вероятностного воздействия волн/течения совпадет с факторизованным воздействием квазистатического детерминированного воздействия волн/течения, вычисленным с использованием теории волн более высокого порядка (см. примечание ниже). Эффекты распространения волн (см. А.6.4.2.8) должны последовательно включаться или последовательно исключаться в вероятностных и детерминированных расчетах, используемых при калибровке. В качестве первого приближения те же парциальные коэффициенты могут использоваться как те, которые указаны выше для скорости ветра. Некоторые корректировки могут быть необходимы для достижения хорошего или устойчивого совпадения между следующими двумя парами значений воздействия:

- вероятностное НВМКЗ и детерминированный максимум;

- вероятностное среднее и детерминированное среднее, последнее определяется на основе интеграции полного цикла волны (т. е. не из среднего максимального и минимального значений).

Соотнесение НВМКЗ и средних детерминистических значений нагрузок необходимо для корректной оценки усталостной прочности. Данная процедура приведения обычно приводит к различающимся частным коэффициентам надежности для высоты волны и скорости течения.

Период волны, используемый в вероятностном анализе, должен быть модифицирован для поддержания той же крутизны волны, что и в нефакторизованном состоянии поверхности моря.

Примечание — Для двухстадийного подхода опорным уровнем для воздействий волн и течения является квазистатическое и детерминированное воздействие. Это воздействие относительного (опорного) уровня затем модифицируется посредством КДУ и коэффициента воздействия, чтобы получить окончательное факторизованное воздействие. Важным моментом является то, что окончательное воздействие основано на квазистатическом детерминированном воздействии волн/течения. И наоборот, в полностью интегрированном одностадийном анализе отсутствует простой эквивалентный репер. Поэтому необходимо определить вероятностный эквивалент факторизованного детерминированного квазистатического воздействия волн/течения. Это достигается вычислением вероятностных воздействий за 3 ч, пока не будут определены парциальные гидрометеорологические коэффициенты, которые совпадают с НВМКЗ и средними воздействиями с коэффициентами из факторизованного квазистатического детерминированного анализа воздействий. Эти парциальные гидрометеорологические коэффициенты могут затем быть использованы в полностью интегрированном вероятностном динамическом анализе.

А.10.5.3.3 Метод анализа динамики вероятностных волн

Моделирование во временной области требует, чтобы генерировались подходящие случайные состояния моря, чтобы была выполнена проверка сгенерированного состояния моря, чтобы временной шаг интегрирования уравнений движения был достаточно маленьким. Это также необходимо обеспечить, чтобы длительность модельного расчета была достаточной для определения НВМКЗ. Специальные рекомендации приведены в таблицах *А.5* и *А.19*.

Распространение волн может учитываться, либо с использованием трехмерного аналитического метода, либо путем использования понижающего коэффициента кинематики в двухмерном анализе (см. А.6.4.2.3). Учет распространения волн, как правило, приводит к меньшему КДУ.

А.10.5.3.4 Методы определения НВМКЗ

Экстремальная реакция, которая должна проверяться при проведении оценки с учетом условий площадки постановки, представляет собой реакцию на НВМКЗ, которая имеет вероятность превышения 63 % в трехчасовом шторме. Эта реакция на НВМКЗ определена в таблице А.19 как значение режима или высшая точка в функции плотности распределения вероятностей (ПРВ). Вероятностные волны, моделируемые с использованием модели вероятностного наложения, дают негауссовы реакции.

Четыре метода получения реакции на НВМКЗ включены в таблицу *А.19*. Значительное внимание должно быть уделено ситуации, когда $T_п/T_р > 0,8$, тогда использование любого метода определения реакции на НВМКЗ должно быть критически оценено. Когда $T_п/T_р > 0,8$, должны рассматриваться другие отношения $T_п/T_р$. Цель — максимально увеличить соответствующие реакции (см. А.10.4.2), но при этом они не должны быть слишком консервативными. Это может быть сделано с помощью:

- оценки других сочетаний высоты и периода волны (см. А.6.4.2.9); или
- включая или изменяя уровень неподвижности башмака опоры.

Для процедуры двухстадийного вероятностного динамического анализа используется отношение НВМКЗ динамических к квазистатическим ГС и ОМ для определения КДУ, которые используются для вычисления набора инерционных нагрузок (см. А.10.5.2.2.3).

Таблица *А.19* — Рекомендации по определению НВМКЗ

Метод	Рекомендации
Общий	НВМКЗ определяется, как крайнее значение с вероятностью превышения 63 % (как правило, это режим, или высшая точка на ПРВ). Это приблизительно эквивалентно 1/1000 наивысшего максимального уровня в трехчасовой шторм, а также крайнее значение с приблизительно 63 %-ной вероятностью превышения
Определение НВМКЗ на основе имитаций во временных интервалах	Приводят в соответствие распределение Вэйбулла к распределению максимумов реакции и определяют максимальное значение для уровня вероятности одного превышения за 3 ч. Применяют результаты как средние значения НВМКЗ не менее, чем от 5 имитаций. Каждая вводимая имитация волны должна иметь достаточную длину (как правило, более 60 мин, см. таблицу *А.5*). См. С.2.1; или используют несколько 3-часовых имитаций и приводят в соответствие распределение Гамбела под абсолютный максимум из каждой имитации. Следует использовать достаточное количество имитаций (как правило, 10 или более) для получения устойчивых значений реакции НВМКЗ. См. С.2.2; или используют эрмитовую полиномиальную модель Винтерштейна; когда эксцесс > 5 используют усовершенствования, предложенные Йенсеном. Имитации достаточной продолжительности для обеспечения устойчивой асимметрии и эксцесса реакций (как правило, превышающие несколько часов). См. С.2.3; или

Окончание таблицы А.19

Метод	Рекомендации
	используют метод сопротивления-инерции с соответствующим масштабированием на основе отношения периода для определения КДУ с целью использования двухстадийного детерминированного анализа шторма. Необходимы имитации достаточной продолжительности для получения стабильного стандартного отклонения реакций (как правило, более 60 мин). См. С.2.4.
Примечание — См. С.2.	

А.10.5.4 Начальный наклон опоры

Следует учитывать эффекты начального наклона опоры. Наклон опоры может произойти из-за зазоров между понтоном и опорами и наклона понтона. В целом, ограничения по наклону понтона установлены в руководстве по эксплуатации. Общее горизонтальное смещение за счет наклона опоры O_T можно оценить по формуле

$$O_T = O_1 + O_2, \qquad (A.121)$$

где O_T — общее горизонтальное смещение подошвы опоры по отношению к понтону;

O_1 — смещение за счет зазоров между опорами и понтоном;

O_2 — смещение за счет максимального наклона понтона, допускаемого руководством по эксплуатации.

Если подробная информация отсутствует, O_T должно быть определено как 0,5 % длины опоры ниже нижней направляющей.

Необходимо учитывать эффекты наклона опоры только при проверках конструктивной прочности. Это может быть достигнуто путем увеличения эффективного момента в опоре на нижней направляющей на величину, равную смещению O_T, умноженную на факторизованную вертикальную реакцию в подошве опоры из-за фиксированного, переменного, внешнего, инерционного и P-Δ воздействий.

А.10.5.5 Проверки предельного состояния

Реакции ПСКНС для оценки с учетом условий площадки постановки должны определяться, используя соответствующие сочетания воздействий за счет фиксированной и переменной нагрузок, воздействий волн/течения, воздействия ветра, как обусловлено приемочными критериями в разделе 13. Применение воздействий описано в 8.8. В 5.4.3 установлено, что анализ должен выполняться для диапазона курсов СПБУ таким образом, чтобы наиболее неблагоприятные силы для каждого элемента определялись по каждому пункту таблицы *А.20*. Соответствующие параметры реакции ПСКНС (эффекты воздействия) указаны в таблице *А.20*.

А.10.6 Усталостный анализ

Для относительно продолжительных операций СПБУ см. раздел 11.

А.10.7 Анализ землетрясения

А.10.7.1 Общие положения

Положения А.10.7 дополняют *ГОСТ Р 57123* путем представления специальных аспектов процедуры оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки при землетрясении. Общие процедуры в разделах 6—10 со связанными указаниями приложения А остаются действительными, где это целесообразно. Более конкретные ссылки на ситуации при землетрясении приведены в 6.6, 7.7, 8.6.3, 8.8, 9.4 и 10.3.

Таблица *А.20* — Эффекты воздействия при проверках предельных состояний

Проверка предельного состояния	Пункт	Параметры реакции[a]	Эффект воздействия				
			G_F	G_V^b		E_e	D_e
				min	max		
Прочность элементов	Раздел 12, 13.3	Векторы сил в элементах конструкции[c]	Y	Y[d]	Y	Y	Y
Прочность башмака опоры	13.4	Силы на башмак опоры	Y		Y	Y	Y
Система удержания	13.5	Вектор сил системы удержания	Y	Y[d]	Y	Y	Y
Устойчивость к опрокидыванию	13.8	Опрокидывающий момент				Y	Y
		Стабилизирующий момент	Y[e]	Y[d,e]			
Несущая способность основания:	13.9, 9.3.6						

Окончание таблицы А.20

Проверка предельного состояния	Пункт	Параметры реакции[a]	Эффект воздействия				
			G_F	G_V^b		E_e	D_e
				min	max		
- предварительное нагружение	А.9.3.6.2	Вертикальная реакция опоры	Y		Y	Y	Y
- сползание:							
на шарнире	А.9.3.6.3 или А.9.3.6.4.2	Вертикальные и горизонтальные реакции опоры	Y	Y		Y	Y
с моментом неподвижности	А.9.3.6.5 (А.9.6.3.4.2)	Вертикальные и горизонтальные (и момент) реакции опоры	Y	Y		Y	Y
- несущая поверхность:							
на шарнире	А.9.3.6.4.1	Вертикальные и горизонтальные реакции опоры	Y		Y	Y	Y
с моментом неподвижности	А.9.3.6.5	Вертикальные и горизонтальные (и момент) реакции опоры	Y		Y	Y	Y
- смещение	А.9.3.6.6	Смещения и реакции башмака опоры	Y	Y[f]	Y[f]	Y	Y

[a] Во всех случаях реакции оцениваются, включая эффекты деформации при функциональных воздействиях (прогиб понтона) и эффектов P-Δ сильного смещения.

[b] Размещается в наиболее неблагоприятном центре тяжести.

[c] Эффекты наклона опоры, которые могут добавляться после анализа глобальной реакции (см. А.10.5.4).

[d] Рассматривают минимальную переменную нагрузку, если она наиболее неблагоприятная.

[e] Фиксированная и переменная нагрузки включены в расчет реакции, чтобы зафиксировать эффекты *P*-Δ.

[f] В зависимости от рассматриваемого варианта: максимальная для несущей способности и минимальная для сползания.

G_F — воздействия за счет фиксированной нагрузки размещенной так, чтобы адекватно представлять вертикальное и горизонтальное распределения.

G_V — воздействия за счет максимальной или минимальной переменной нагрузки в зависимости от ситуации, размещенной в наиболее неблагоприятном центре тяжести, применимо к рассматриваемым конфигурациям.

E_e — гидрометеорологическое воздействие за счет экстремального штормового события.

D_e — эквивалентный набор инерционных воздействий, представляющих динамические эффекты экстремального шторма.

Самая большая угроза конструкции СПБУ от землетрясения, скорей всего, будет связана с вертикальными возбуждениями, которые возникают при неравномерной осадке башмаков опор, которые могут вызвать боковую неустойчивость СПБУ.

В ситуациях, когда с СПБУ выполняют работы над стационарной платформой, должны оцениваться относительные перемещения между платформой и СПБУ. Относительные перемещения могут влиять на направление (кондуктор) и также должны учитываться.

Примечание — Когда вероятность землетрясения вызывает опасения по поводу безопасных условий труда (например, подсвечник, выдвижной кантиливер и подвышечное основание, а также захватные приспособления буровой установки, буровое оборудование), то должна быть выполнена оценка рисков с учетом условий площадки постановки для определения мер по смягчению последствий.

А.10.7.2 Процедура оценки землетрясения с учетом условий площадки постановки

В *ГОСТ Р 57123* приведены альтернативные процедуры определения воздействий землетрясения, а также альтернативные методы оценки активности землетрясения. Выбор процедуры и метода оценки с учетом условий площадки постановки зависит от КСР. КСР зависит от уровня воздействия и сейсмической зоны, в которой будет размещаться СПБУ и указана в *ГОСТ Р 57123*. Следует учитывать эффекты возбуждения вблизи источника (см. А.10.7.5).

Упрощенная скрининговая методология ЗЭУ представлена ниже, и шаги a) и b) обобщены в таблице *А.21*.

a) Определяют воздействия землетрясения, используя либо упрощенную процедуру воздействий землетрясения, либо подробную процедуру воздействия землетрясения, указанную в *ГОСТ Р 57123* для разработки ускорения спектральной чувствительности для подстилающих (скальных) пород основания. Использование упрощенной процедуры (карты) для начального скрининга СПБУ приветствуется.

b) Оценивают сейсмическую активность и связанное с ней ускорение спектра реакции для оценки СПБУ с учетом условий площадки постановки по сравнению с возбуждением его основания за счет движений грунта, используя либо карты ИСО, региональные карты либо анализ опасности землетрясения для конкретных условий площадки, как указано в *ГОСТ Р 57123*. Поскольку ускорения на картах ИСО рассчитаны на период повторяемости за 1000 лет по скальным породам, то регулируют форму спектра для события с повторяемостью за 1000 лет, как это описано в *ГОСТ Р 57123*, на глубине башмака опоры как функцию характеристик грунта на площадке.

c) Выполняют спектральный анализ реакции в соответствии с А.10.7.3.

d) Оценивают параметры СПБУ, используя процедуры оценки с учетом условий площадки постановки при ПСКНС по разделу 13.

e) Если СПБУ не проходит упрощенную процедуру, то выполняют более подробную оценку с учетом условий площадки постановки в соответствии с А.10.7.4, используя альтернативные аналитические методы (см. 10.9) и процедуры *ГОСТ Р 57123* для ЗАУ.

Таблица *А.21* — Упрощенная процедура разработки скрининговой спектроскопии ЗЭУ с повторяемостью за 1000 лет, применяя *ГОСТ Р 57123*

Процедура разработки	Структурный элемент/положение
Ускорения с повторяемостью за 1000 лет — определяют $S_{a,map}$	Приложение В или информация по конкретной площадке
Определяют сейсмическую зону площадки	7.4, таблица 1
Упрощенная процедура сейсмического воздействия	Раздел 8
Определяют класс грунта на площадке	Раздел 8 и таблица 5
Параметры спектра C_a и C_v	Раздел 8 и таблицы 6 и 7
Рассчитывают горизонтальный спектр	Раздел 8 и рисунок 2
Рассчитывают вертикальный спектр	Раздел 8
Выбирают затухание	Раздел 8 — использовать 5 %, если не обосновано альтернативное значение
Процедура сейсмического воздействия	$N_{ALE} = 1$ и $C_r = 1$

А.10.7.3 Оценка ЗЭУ с учетом условий площадки постановки

А.10.7.3.1 Частные коэффициенты воздействия

Основание, элементы опор и соединение опоры с понтоном должны оцениваться для факторизованных оцениваемых воздействий, определенных в 8.8.1 для землетрясений. Инерционное воздействие, вызванное движениями грунта при ЗЭУ, должно определяться с использованием процедур динамического анализа, таких как анализ спектра реакции или анализ изменений во времени.

Примечание — В приложении В приведена информация обо всех применимых парциальных (частных) коэффициентах воздействия и коэффициентах сопротивления для анализа по конкретной площадке.

Сползание башмаков опор должно учитываться для минимальной вертикальной реакции (вариант подъема), когда воздействия землетрясения противостоят весу.

А.10.7.3.2 Моделирование конструкции и основания

Масса, используемая в динамическом анализе, должна состоять из массы конструкции, связанной:

- с фиксированной нагрузкой G_F;
- наилучшей оценкой переменных воздействий; вместо специальных данных допускается использовать 75 % максимальной переменной нагрузки G_V;
- массой захваченной воды (в башмаках опор);
- добавленной массой.

Добавленная масса может быть оценена как масса вытесненной воды при движении поперек продольной оси одиночных элементов конструкции и вспомогательных приспособлений (А.7.3.2). Для движений вдоль продольной оси конструктивных элементов и вспомогательных приспособлений добавленную массу можно не учитывать (за исключением башмаков опор).

Модель конструкции должна включать трехмерное распределение жесткости и массы конструкции.

Асимметрия распределения жесткости и массы СПБУ может привести к существенному кручению и должна учитываться в оценке с учетом условий площадки постановки. Модель СПБУ должна представлять эксплуатационную конфигурацию, однако эффекты колонны бурильных труб могут игнорироваться. Когда СПБУ поддерживает более одной водоотделяющей колонны (кондуктора), то их масса, добавленная масса и жесткость должны учитываться в модели.

При вычислении динамических характеристик СПБУ модальное отношение демпфирования до 5 % от критического может использоваться при построении спектра для события ЗЭУ. Кроме того, для основного вертикального режима волновое демпфирование в соответствии с А.10.4.3.4 может быть включено в определение спектра вертикальной реакции. Дополнительное демпфирование, включая гидродинамическое демпфирование или демпфирование, вызываемое грунтом (гистерезисное и волновое), должны быть обоснованы специальными исследованиями. Упругость грунта, полученная из начальной жесткости с малой деформацией, должна использоваться для определения периодов собственных колебаний.

Минимальная информация по грунту должна быть получена в соответствии с А.6.5, но до глубины на два диаметра башмака ниже самой глубокой пенетрации башмака опоры. Для связных грунтов эта информация должна быть подкреплена данными по сопротивлению сдвигу нарушенного грунта. Необходимая глубина — до коренной породы или до слоя прочной породы, затем она может быть оценена на основе рассмотрения региональных данных.

Параметры основания должны определяться на основе исследований, учитывающих оценочные воздействия, применяемые для оценки с учетом условий площадки постановки. За исключением упрощенного скринингового анализа, нелинейная жесткость и несущая способность основания должны рассматриваться в соответствии с разделом 9. Если на основе скринингового анализа указывается подъем или сползание, то могут использоваться нелинейные динамические изменения во времени или анализы прочности при толчках для оценки кумулятивных (совокупных) смещений и результирующего состояния конструкции.

Вертикальные воздействия на основание не должны в нормальных условиях превышать предварительное нагружение. Если вертикальные воздействия на основания превышают значения предварительного нагружения, и проверка смещения при шаге 3 ПСКНС (см. А.9.3.6.6) выявляет вероятность дополнительной чрезмерной пенетрации, то могут быть использованы нелинейные динамические анализы изменений во времени с циклическим ухудшением для оценки совокупного смещения и результирующего состояния конструкции, например нарушение габарита приближения к соседней стационарной платформе.

А.10.7.4 Оценка ЗАУ с учетом условий площадки постановки

Для СПБУ, не удовлетворяющих критериям ПСКНС в отношении скриниговой оценки ЗЭУ, может быть использована нелинейная оценка ЗАУ с учетом условий площадки постановки, чтобы попытаться продемонстрировать приемлемость установки. Это может быть достигнуто с помощью анализа прочности при толчках или анализами изменений во времени при использовании возбуждения ЗАУ.

Когда возможно существенное проседание башмака опоры или разжижение грунта, то рекомендуется выполнить полностью нелинейный циклический анализ деградации, используя наилучшие технологии моделирования грунтов.

А.10.7.5 Возбуждение вблизи источника

Если операции выполняют вблизи активно действующего сброса (сдвига пород) (как правило, в пределах 15 км), то может потребоваться учесть движения грунта вблизи источника. На таких расстояниях вблизи источника движения грунта могут демонстрировать эффекты значительного направленного разрушения и эффекты направленности с характеристиками движения, зачастую значительно превышающими нормальные расчетные значения, включая постоянные смещения, движения грунта с увеличенной амплитудой в течение сравнительно длительных периодов (например, $T \geq 1$ с) и вертикальные движения, равные или превышающие горизонтальные движения с более короткой продолжительностью (например, $T \leq 0{,}3$ с).

А.10.8 Аварийные ситуации

Указания отсутствуют.

А.10.9 Альтернативные аналитические методы

А.10.9.1 Анализ предельной прочности

Указания отсутствуют.

А.10.9.2 Типы анализа

Когда используются положения [2], 7.10 (анализ запаса прочности), то следует быть внимательным при моделировании нелинейного поведения хорд и системы удержания конструкции СПБУ.

А.11 Длительная эксплуатация

А.11.1 Область применения

Указания отсутствуют.

А.11.2 Оцениваемые данные

А.11.2.1 Данные по СПБУ

Следует составить список соответствующих модификаций СПБУ, где должна учитываться информация о весе, площади ее парусности и вспомогательных приспособлений, добавленных или удаленных, которые влияют на массу, приложенные воздействия и конструктивную целостность.

При длительной эксплуатации модификации, как правило, могут включать в себя:

- увеличенный вес и площадь парусности от таких элементов конструкции, как производственные модули, райзеры, стояки факелов, жилые блоки и направления;
- увеличенные воздействия волн и течения за счет райзеров, направлений или других конструкций, подверженных действию волн.

А.11.2.2 Гидрометеорологические данные

Данные, необходимые для усталостного анализа, должны включать долгосрочные данные волнения в форме диаграммы рассеивания или таблицы представительных состояний моря, см. А.6.4.2.10.

Гидрометеорологические данные по совместной вероятности и/или направленные данные могут использоваться для оптимизации оценки ПСКНС и ПСКУП с учетом условий площадки постановки для длительной эксплуатации.

А.11.2.3 Геотехнические данные

Эффекты размыва морского дна, неравномерная осадка, оседание в результате уплотнения, прогнозируемое оседание грунтов, песчаные волны и т. п. могут иметь большее значение при длительной эксплуатации СПБУ. По этой причине геотехнические данные по конкретной площадке должны включать информацию, необходимую для оценки этих явлений с учетом условий площадки постановки.

А.11.2.4 Другие данные

Могут потребоваться дополнительные данные, связанные с длительной эксплуатацией СПБУ. Могут потребоваться данные по возможному влиянию на геотехнические свойства из-за работ по строительству (бурению) верхней части ствола скважины, обрастание, эффекты воздействия соседних конструкций и т. п.

А.11.3 Специальные требования

А.11.3.1 Оценка усталости

А.11.3.1.1 Ретроспективный ущерб

В оценке с учетом условий площадки постановки должны учитываться усталостные изменения критичных деталей во времени перед их монтажом на планируемой площадке и фокусироваться на соединениях элементов, которые важны для общей целостности конструкции СПБУ. Чтобы оценить существующие усталостные повреждения, требуется специальная информация, имеющая отношение к предыдущим монтажам. Ее наличие зависит от информации, собранной и хранимой владельцем СПБУ на протяжении срока службы СПБУ. Качество базы данных влияет на ретроспективные результаты. Ретроспективные данные могут иметь большой разброс, требующий от специалиста, выполняющего оценку с учетом условий площадки постановки, делать предположения в ходе ретроспективной усталостной оценки. Оценка с учетом условий площадки постановки может включать подробный усталостный анализ на основе ретроспективных данных и/или оценку записей результатов инспекций. Параметры, идентифицированные как важные, при рассмотрении ретроспективных аспектов усталости СПБУ следующие:

- географический регион (например, Мексиканский залив, Северное море, Восточная Канада) и, если возможно, координаты предшествующих площадок, чтобы можно было разработать гидрометеорологические параметры для использования в ретроспективном анализе;
- высота поднятия понтона и ориентация;
- глубина моря;
- пенетрация;
- тип и характеристики грунта.

А.11.3.1.2 Участки, чувствительные к усталости

Участки, подверженные усталостному повреждению, включают в себя:

- элементы и стыки опор вблизи от верхних и нижних направляющих в месте установки опор/направляющих;
- систему удержания (крепления) опоры с понтоном;
- элементы и стыки опор, смежные с ватерлинией;
- элементы и стыки в нижней части опоры около башмака опоры; и
- соединение башмака опоры с опорой.

Как правило, нет необходимости, чтобы усталостная оценка включала рассмотрение конструкции понтона, поскольку долгосрочное циклическое нагружение аналогично тому, которому СПБУ подвергается во множественных краткосрочных операциях. В целом, понтон не является чувствительным к усталости.

А.11.3.1.3 Специальные аспекты оценки усталости

Специальные аспекты оценки усталости перечислены ниже:

- включение детальных моделей для определения локальных уровней напряжений.

Участки конструкции с высокими уровнями напряжений могут быть выявлены с использованием моделей, разработанных для глобального анализа и диапазонов напряжений, которые определены с использованием соответствующих ККН из специальной литературы. Альтернативно для определения диапазонов точек с повышенным напряжением допускается использовать более детальные модели конечных элементов с мелкими ячейками (подходящие методологии указаны в [*7*], [*139*] — [*144*]);

- эффект жесткости основания (неподвижность морского дна).

Жесткости основания являются функциями свойств грунта, амплитуд деформации и истории нагружений (см. А.9.3.4). Как следствие, при моделировании основания необходимо учитывать верхнюю и нижнюю границы жесткости (см. А.9.3.4.3 для глины и А.9.3.4.4 для песка). Как правило, усталостная оценка башмака опоры и нижней части опоры предусматривает использование верхней границы жесткости, в то время как усталостная оценка

верхней (части) опоры и границы сопряжения опоры с понтоном предусматривает нижнюю границу жесткости. Хотя жесткость основания изменяется в зависимости от реакций под башмаком опоры, это изменение вряд ли будет значительным, за исключением, возможно, усталости при низком цикле;

- включение нелинейностей и динамики

Конструктивная реакция СПБУ такова, что строгие линейные методики могут быть неадекватными. Поэтому анализ должен включать нелинейные эффекты конструкции. Это может включать:

гидродинамические воздействия;

эффекты значительного смещения (см. 8.8.6);

динамическое усиление (см. 10.5.2, 10.5.3);

сопряжение опоры с понтоном, например, обеспечение того, чтобы конструкции, которые передают усилие только при компрессионном контакте, были смоделированы должным образом.

А.11.3.1.4 Методология усталостного анализа

Метод анализа прочности должен использоваться для определения усталостного повреждения. Метод должен определить реакцию конструкции СПБУ на различные состояния моря, представляющие эксплуатационные условия. СПБУ должна рассматриваться в эксплуатационной конфигурации, которая включает уровни переменной нагрузки, поднятия понтона и положение выдвижной консоли (кантиливера).

Могут включаться эффекты распространения волн, эффекты направленности волн.

Жесткость основания, как правило, предполагается линейной в более спокойных состояниях моря. Проверка на нелинейность должна быть выполнена для подтверждения этого предположения для более сильных штормовых состояний моря.

Для получения рекомендаций по использованию подходящей методологии усталостного анализа кривых S-N и ККН специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, ссылается на один из интегральных методов, указанных в таблице А.22. Они должны быть использованы с учетом конкретных конструктивных характеристик СПБУ, как описано выше.

Для усталостного анализа парциальный коэффициент воздействия следует уменьшить до единицы при использовании кривых S-N при среднем значении минус два стандартных отклонения log (*N*).

Таблица *А.22* — Источники руководств по методологии усталостного анализа

Организация	Документ	Ссылка
DNV	Методы указаны в [*139*]. Технические указания по вычислениям усталости, например, методы вычисления, кривые SN, ККН приведены в [*140*]	[*139*], [*140*]
ABS	Методы приведены в руководстве по оценке усталости морских конструкций, см. [*141*], комментарии к руководству по оценке усталости морских конструкций — см. [*142*]	[*141*], [*142*]
API	Методы приведены в [*7*]	[*7*]
UK HSE	Указания приведены в [*143*] и [*144*]	[*143*], [*144*]
ИСО	Методы см. в [2]	—

А.11.3.1.5 Критерии приемлемости по параметрам усталости

Усталостный анализ должен определять усталостное повреждение в период до, а также в ходе длительной эксплуатации СПБУ. Запас прочности детали конструкции зависит от ее доступности для проведения инспекции, а также наличия одного или нескольких альтернативных путей нагружения (дублирование) после выхода из строя исследуемой детали. Критерий приемлемости по усталостной прочности имеет вид, как указано в формуле

$$f_{FD,e}D_{c,e} + f_{FD,s}D_{c,s} < 1{,}0, \qquad (A.122)$$

где $D_{c,e}$ — расчетное текущее усталостное повреждение до прибытия на площадку;

$D_{c,s}$ — расчетное усталостное повреждение в ходе плановых операций на площадке;

$f_{FD,e}$ — расчетный коэффициент усталостного повреждения, применимый к $D_{c,e}$; в общем, $f_{FD,e} = f_{FD,s}$, но $f_{FD,e}$ не должно быть более 2, если деталь была тщательно проинспектирована перед длительной эксплуатацией;

$f_{FD,s}$ — расчетный коэффициент усталостного повреждения, применимый к $D_{c,s}$; см. таблицу *А.23* или таблицу *А.24*.

Значения в таблице *А.24* дают более подробные указания для конструкций с полным дублированием, т. е. в конструкции отсутствуют отдельные элементы или соединения элементов, которые при повреждении могут вызвать отказ с существенными последствиями. Это типично для утвержденных ПКО СПБУ на опорах, усиленных раскосами.

Таблица *A.23* — Расчетный коэффициент усталостного повреждения $f_{FD,s}$

Расчетный коэффициент усталостного повреждения $f_{FD,s}$	Полный доступ для инспекции и ремонта	Доступ для инспекции, невозможность ремонта в ходе эксплуатации	Отсутствует доступ для инспекции, невозможность ремонта в ходе эксплуатации
Полное дублирование/незначительное последствие	2	3	5
Дублирование отсутствует/серьезные последствия	3	5	10

Таблица *A.24* — Расчетный коэффициент усталостного повреждения $f_{FD,s}$ — конструкция с дублированными элементами

Описание (предполагается наличие дублирования для каждого элемента и соединения элемента)			Расчетный коэффициент усталостного повреждения $f_{FD,s}$
Можно инспектировать и ремонтировать	Конструкция понтона	Основная конструкция понтона	1
		Конструкция сопряжения опоры с понтоном с доступом для инспекции и ремонта	2
	Конструкция опоры в воздухе	Хорды опор, стыки раскосов с хордами, стыки раскосов	2
Можно инспектировать, но не ремонтировать	Конструкция опоры в зоне периодического смачивания	Хорды опор, стыки раскосов с хордами, стыки раскосов	3
	Конструкция опоры под водой	Хорды опор, стыки раскосов с хордами, стыки раскосов, соединение опоры с башмаком	3
	Башмак опоры	Конструкция с доступом для инспекции/ремонта	3
Не допускается инспектировать, ремонтировать	Конструкция понтона	Конструкция сопряжения опоры с понтоном без доступа для инспекции и ремонта	5
	Конструкция опоры под дном моря	Хорды опор, стыки раскосов с хордами, стыки раскосов, соединение опоры с башмаком	5
	Башмак опоры	Конструкция без доступа для инспекции/ремонта	5

При необходимости допускается использовать методы повышения усталостной стойкости, такие как профилирование сварного шва, шлифовка наружной поверхности сварного шва и возможная поверхностная дробеструйная обработка при условии согласования с ПКО. Дробеструйная обработка должна применяться для повышения усталостной стойкости только после соответствующей инспекции.

А.11.3.2 Контроль веса

Процедура контроля веса должна подготавливаться стороной, ответственной за эксплуатацию/техобслуживание СПБУ в ходе длительной эксплуатации. Процедура должна использоваться для отслеживания изменений веса и обеспечения постоянного соответствия допущениям, использованным при оценке с учетом условий площадки постановки.

Процедура контроля веса должна быть достаточной для удовлетворения требований ПКО вместо периодического контроля полной грузоподъемности. Данная процедура должна включать мокрый вес там, где это применимо.

А.11.3.3 Защита от коррозии

Указания отсутствуют.

А.11.3.4 Обрастание

Обрастание должно учитываться при проведении оценки с учетом условий площадки постановки. Оценка может быть выполнена для обусловленного обрастания либо в период эксплуатации, либо для предварительно определенного ограничения. В любом случае реальное обрастание должно отслеживаться и удаляться, когда это необходимо, чтобы обеспечить соответствие допущениям в оценке с учетом условий площадки постановки.

А.11.3.5 Основания СПБУ

Осадка может произойти (см. 11.3.5 и А.11.2.3) и привести к потере воздушного зазора понтона или к отклонению понтона от горизонтального уровня. Последствия разрешения этих проблем должны учитываться в оценке с учетом условий площадки постановки, например эффект положения направляющих в усталостном или прочностном анализе, изменения в поддержке направления и т. п.

Уплотнение грунта из-за рассеивания порового давления в ходе длительной эксплуатации может вызвать изменения в прочности и жесткости основания. Это оказывает влияние на перераспределение моментов опор и изменение динамической реакции. Должно учитываться влияние на усталостную стойкость и прочность, особенно в соединении опоры с башмаком.

А.11.4 Требования к обследованиям

А.11.4.1 План инспекции перед началом выполнения работ

Требования ПКО к специальному обследованию перед длительной эксплуатацией могут быть более жесткие, чем требования к стандартному специальному обследованию. Поэтому желательно планировать обследования перед мобилизацией на верфь для выполнения модификаций. План инспекции должен определить места и типы инспекции с учетом мест, которые специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, идентифицировал как находившиеся в критическом напряжении во время экстремального шторма или ставшими чувствительными к усталости в ходе длительной эксплуатации. Участки, к которым отсутствует или затруднен доступ для проведения инспекции в ходе эксплуатации, должны быть тщательно проинспектированы перед началом выполнения работ и должны быть специально оценены (см. А.11.3.1).

А.11.4.2 Программа инспекции в процессе эксплуатации на конкретном проекте

ПТКПЭ должна разрабатываться путем модификации и уточнения существующей программы инспекции в ходе эксплуатации, которую, как правило, требует ПКО. ПТКПЭ должна отражать требования при планируемой длительной эксплуатации.

Примечание — ПТКПЭ, скорей всего, будет руководить и утверждать ПКО.

Участки, где необходимы специальные процедуры инспекции, такие как подводные участки, должны иметь документально оформленные процедуры инспекции с должным рассмотрением наиболее пригодных и целесообразных методов.

Результаты инспекций в ходе эксплуатации должны анализироваться и, при необходимости, включаться в ПТКПЭ, чтобы она отражала результаты рассмотрения. Эта информация может иметь существенное значение для подтверждения текущей действительности ПТКПЭ и для продления срока пребывания СПБУ на площадке сверх первоначально запланированного периода.

А.11.4.3 Альтернативная ПТКПЭ

Альтернативная программа может быть получена с использованием вероятностного подхода. Философия промышленной безопасности, помимо альтернативной ПТКПЭ, должна соответствовать философии промышленной безопасности ПКО, в которой должен поддерживаться уровень конструктивной надежности, присущий правилам ПКО. Разработанный подход должен быть документально оформлен.

При использовании вероятностного подхода необходимо признать неопределенности, связанные с прогнозированием усталостных параметров и применяемых методов инспекции. Основные неопределенности должны быть учтены в вероятностном анализе.

А.12 Прочность конструкции

А.12.1 Область применения

А.12.1.1 Общие положения

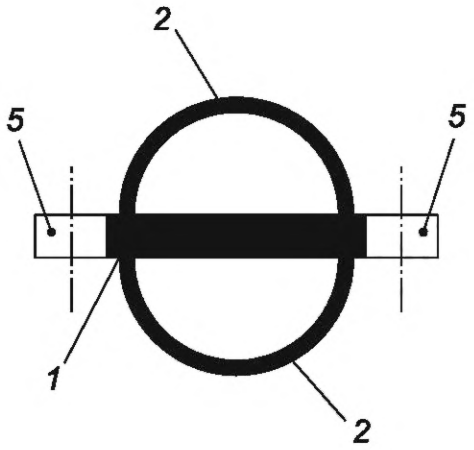
Положения А.12 относятся только к стальным конструкциям. При необходимости, формула, включенная в А.12, становится безразмерной с использованием модуля Юнга E, равного 205 000 Н/мм^2 (или 29 700 кфунт/дюйм^2).

Для оценки прочности с учетом условий площадки постановки необходимо рассматривать конструкцию опор ферменного типа как состоящую из конструктивных элементов. Как правило, каждый конструктивный элемент может быть представлен отдельным сжато-изогнутым элементом в соответствующей аналитической модели конструкции. Примерами конструктивных элементов являются раскосы и хорды в опорах ферменного типа и опоры коробчатого или трубчатого типа, каждая из которых формирует часть конструкции, свойства которой могут быть легко вычислены.

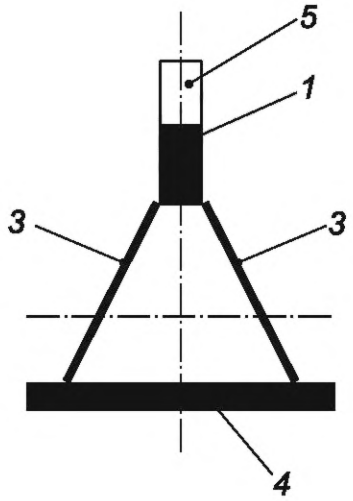
Поперечное сечение призматического конструктивного элемента некруглой формы, как правило, состоит из нескольких конструктивных компонентов. В таблице *А.25* показаны классификационные ограничения призматических элементов круглой и некруглой форм в типичных хордах СПБУ, представляющих разъемные трубчатые элементы, зубчатые рейки, бортовые пластины и задние пластины (см. рисунок *А.38*). Компонент по определению состоит только из одного материала. Поэтому, когда пластинчатый компонент усиливается накладной пластиной с другим пределом текучести (см. рисунок *А.38*), усилительная пластина должна рассматриваться как отдельный компонент. Призматические элементы некруглой формы должны оцениваться на основе положений А.12.6.

Трубчатые элементы должны оцениваться как конструктивные элементы на основе положений А.12.5.

В разделе 12 нижние индексы y и z служат для определения двух осей изгиба трубчатых и призматических элементов, при этом F_y используется для определения предела текучести в единицах напряжения.



a) Секция элемента хорды с разъемным трубчатым элементом с противоположным расположением зубчатой рейки



b) Секция элемента хорды треугольного типа

1 — зубчатая рейка; *2* — разъемный трубчатый компонент; *3* — бортовой лист; *4* — задний лист; *5* — зуб рейки

Рисунок *A.38* — Стандартные компоненты типичных поперечных сечений хорд СПБУ

Примечание — Коэффициенты сопротивления конструкции для трубчатых элементов в разделе 12 основаны на независимом толковании теоретических значений, полученных на основе данных калибровки [*7*] и данные, использованные в разработке формулировок прочности трубчатых элементов, см. [2]. Значения для трубчатых элементов непризматической формы были взяты из AISC; см. [*145*], в которых изменился эквивалентный коэффициент сопротивления с 1,18 на 1,1 между изданиями 1986 г. и 2005 г. из-за переоценки применимых данных, которые привели к эффективному снижению коэффициента вариаций.

A.12.1.2 Опоры ферменного типа

Указания отсутствуют.

A.12.1.3 Другие типы опор

Указания отсутствуют.

A.12.1.4 Система фиксации и/или система подъема

Указания отсутствуют.

A.12.1.5 Прочность башмака опоры, включая его соединение с опорой

Указания отсутствуют.

A.12.1.6 Общий обзор процедуры оценки с учетом условий площадки постановки

Указания отсутствуют.

A.12.2 Классификация поперечных сечений элементов

A.12.2.1 Тип элемента

Указания отсутствуют.

A.12.2.2 Предел текучести материала

Значение предела текучести, взятое из испытаний на растяжение, должно соответствовать 0,2 % величины смещения. Когда это значение более 90 % ППР, то предел текучести F_y, используемый в A.12, должен быть взят как 90 % от ППР. В A.12 используют следующие переменные:

F_y — предел текучести в единицах напряжения (минимум от предела текучести и 90 % от ППР);

F_{yi} — предел текучести *i*-го компонента поперечного сечения призматического элемента, в единицах напряжения (минимум от предела текучести и 90 % от ППР компонента *i*-го сечения);

F_{ymin} — минимальный предел текучести F_{yi} всех компонентов в поперечном сечении призматического элемента в единицах напряжения;

F_{yeff} — эффективный предел текучести поперечного сечения призматического элемента в единицах напряжения, определенный на основе пластической осевой прочности, деленной на минимальную площадь поперечного сечения.

A.12.2.3 Классификация определений

A.12.2.3.1 Классификация трубчатых элементов

Поперечное сечение трубчатого элемента является сечением класса 1, для него верно соотношение формулы

$$D/t \le 0{,}051\,7\,E/F_y, \qquad (A.123)$$

где D — наружный диаметр;

t — толщина стенок;

E — модуль Юнга стали (E = 205 000 Н/мм^2);

F_y — предел текучести в единицах напряжения.

Примечание — Соответствие классу 1 применимо только, когда выполняются анализы землетрясения, вероятностные или альтернативные анализы прочности (см. 10.7 — 10.9). Во всех других случаях отличие класса 1 (пластичный) от класса 2 (компактный) неприменимо к оценке с учетом условий площадки постановки.

А.12.2.3.2 Классификация призматических элементов некруглой формы

Призматические элементы некруглой формы, которые содержат изогнутые или трубчатые компоненты, могут иметь изогнутые компоненты, которые классифицированы на основе значений, указанных в таблице *А.25*, а их плоские компоненты классифицированы на основе таблиц *А.26* — *А.28*. Ограничения, указанные в таблице *А.25*, достаточно консервативны, поскольку в большинстве случаев для изогнутых компонентов существует дополнительная опора с помощью плоских компонентов (например, стойка в хорде разрезной трубы усиливает разрезную трубу и помогает предотвратить локальный изгиб). Когда ограничения таблицы *А.25* считают слишком жесткими, можно обосновать использование альтернативных ограничений путем анализа целесообразности.

Примечание — Использование таблиц *А.27* и *А.28* для классификации поперечных сечений по осевому сжатию и изгибу достаточно сложно и требует знаний в области распределения напряжений в поперечном сечении. Допустимо консервативно подойти к классификации поперечных сечений по варианту осевого сжатия.

Таблица *А.25* — Ограничения при классификации призматических элементов некруглой формы, содержащих изогнутые компоненты

Класс	Ограничение D/t	
	Сечение по изгибу	Сечение по сжатию
1	$D/t \le 0{,}052\ E/F_y$	$D/t \le 0{,}052\ E/F_y$
2	$D/t \le 0{,}103\ E/F_y$	$D/t \le 0{,}077\ E/F_y$
3	$D/t \le 0{,}220\ E/F_y$	$D/t \le 0{,}102\ E/F_y$
4	$D/t > 0{,}220\ E/F_y$	$D/t > 0{,}102\ E/F_y$

При классификации призматических компонентов некруглой формы в соответствии с таблицами *А.26* — *А.28* имеет место следующее различие между внутренними компонентами и выступающими компонентами, она включает в себя:

a) внутренние компоненты — это компоненты, поддерживаемые другими компонентами вдоль образующих, т. е. образующих, параллельных направлению приложения напряжения сжатия, и они включают следующее:

1) внутренние полочные компоненты: внутренние компоненты, параллельные оси изгиба;

2) внутренние рамные компоненты: внутренние компоненты, перпендикулярные к оси изгиба;

b) выступающие компоненты — это компоненты, которые поддерживаются другими компонентами вдоль одной продольной образующей, а также на обоих концах рассматриваемого элемента со свободной второй продольной образующей.

Когда поперечное сечение состоит из компонентов разных классов, оно классифицируется по наивысшему (наименее подходящему) классу его компонентов сжатия. Тонкие компоненты сечения могут не учитываться при условии, что остальные компоненты поперечного сечения используются для всех аспектов оценки. Тем не менее, если тонкий компонент, который не был учтен, необходим для восприятия локального нагружения, например горизонтальная треугольная косынка, то эффекты глобальных воздействий должны учитываться, когда такой компонент оценивается при локальном нагружении. Эффекты глобальных воздействий могут в нормальных условиях включаться путем учета глобальных деформаций элемента в дополнение к локальному нагружению.

При вычислении отношений по таблицам *А.26* — *А.28* должны использоваться размеры, указанные в соответствующей таблице. Компоненты, как правило, имеют постоянную толщину. Для конических компонентов должна использоваться средняя толщина по длине (конического) компонента.

Элементы, не удовлетворяющие упрощенному критерию, применимому для поперечного торсионного скручивания (БПУК), должны оцениваться дополнительно для определения уменьшенной представительной прочности при моменте изгиба M_b в соответствии с указаниями в А.12.6.2.6.

Критерий БПУК для отдельных симметричных разомкнутых секций приведен с учетом [*145*], как указано в формуле

$$\frac{L_b}{r_{ltb}} \le 1{,}76\sqrt{\frac{E}{F_{y,ltb}}}\ . \qquad (A.124)$$

Критерий БПУК для любой замкнутой секции приведен с учетом [*146*], как указано в формуле

$$\frac{L_b}{r_{ltb}} \le \frac{0,36 I_1 E}{Z_p F_{ymin}} \sqrt{\frac{AJ}{(I_1 - I_2)(I_1 - J/2,6)}}, \qquad (A.125)$$

где I_1 — осевой момент инерции основной оси общего поперечного сечения;

I_2 — осевой момент инерции малой оси общего поперечного сечения;

L_b — эффективная длина сжато-изогнутого элемента между точками опоры, т. е. длина между точками, которые имеют либо связи жесткости против бокового смещения сжатой полки, либо связи жесткости против скручивания поперечного сечения, в дополнение к боковой (горизонтальной) опоре;

A — общая площадь поперечного сечения;

J — постоянная скручивания, $J = \dfrac{4A_o^2}{\sum(b_w / t)}$,

где A_o — площадь, огражденная средней линией (медианой) периметра материала секции;

b_w — ширина каждого компонента (площадь сечения), образующего замкнутый периметр;

t — толщина каждого компонента (площадь сечения), образующего замкнутый периметр;

r_{ltb} — радиус вращения вокруг малой оси, как определено в формуле (*A.136*);

$F_{y,ltb}$ — предел текучести, F_y материала, который деформируется первым при изгибе относительно малой оси. При консервативном подходе F_y в формулах (*A.124*) и (*A.125*) может быть взят как максимальный предел текучести всех компонентов с призматическим поперечным сечением (некруглой формы);

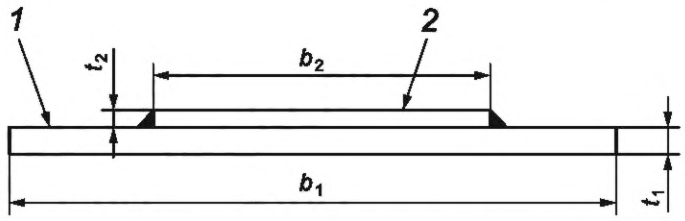
E — модуль Юнга;

Z_p — полностью пластический (эффективный) осевой момент сопротивления поперечного сечения относительно основной оси, определенный по формуле (*A.132*);

F_{ymin} — минимальный предел текучести F_{yi} всех компонентов поперечного сечения призматического элемента некруглой формы в единицах напряжения, как это определено в А.12.2.2.

А.12.2.3.3 Усиленные компоненты

Усиление поперечного сечения элемента часто выполняется в форме, показанной на рисунке *A.39*.



1 — основная пластина; *2* — пластина усиления; b_1 — ширина основной пластины; b_2 — ширина пластины усиления; t_1 — толщина основной пластины; t_2 — толщина пластины усиления

Рисунок *A.39* — Определения усиленной пластины

Чтобы рассматривать пластину как усиливающую, она, как правило, должна соприкасаться с основной пластиной по всей ширине и быть приваренной сплошным швом к основной пластине по всем кромкам.

Когда используется усиливающий компонент, должны быть выполнены четыре независимых проверки классификации поперечного сечения в соответствии с таблицами *A.26* — *A.28*:

a) пластины усиления (используя t_2) по ширине b_2, используя коэффициент продольного изгиба, увеличенный на коэффициент 1,573 (см. ниже в А.12.2.3.3);

b) комбинированной пластины, используя t_{check} по ширине b_1; см. формулу (*A.126*);

c) основной пластины (используя t_1) по ширине b_2, используя коэффициент продольного изгиба, увеличенный на коэффициент 1,573 (см. А.12.2.3.3);

d) основной пластины (используя t_1) по размеру не усиленных параметров ширины (консервативно взято как $b_1 - b_2$).

Если поперечное сечение считается тонким (класс 4), то эффективная ширина каждой основной пластины, пластины усиления и комбинированной пластины должна быть определена из таблицы *A.26*.

Поскольку пластина усиления приварена к основной пластине по всем кромкам, то их способность изгибаться по ширине b_2 независимо одна от другой ограничена. Поэтому коэффициенты в таблицах *A.26*, *A.28* и *A.29* могут быть умножены на 1,573 для вариантов a) и c), чтобы учесть эту ограниченную способность к изгибу.

Примечание — В качестве примера первое ограничение в таблице *A.29*, $0,72 t_f \sqrt{(E / F_y)}$ может быть увеличено на $1,13 t_f \sqrt{(E / F_y)}$ как это вычислено в выражении, т. е. 1,13 = 0,72 · 1,573.

Пластина усиления должна быть классифицирована как внутренний компонент сжатой полки или рамный внутренний компонент в соответствии с таблицами *A.26* и *A.28* в зависимости от типа продольного нагружения. Использованное значение предельного напряжения сдвига относится к пластине усиления.

Составная секция должна быть классифицирована как внутренний компонент сжатой полки, рамный внутренний компонент или выступающий компонент сжатой полки в соответствии с таблицами *A.26* — *A.28* в зависимости от типа продольного нагружения и условий поддержки. Значение толщины t_{check} для использования с шириной b_1 в формулах таблицы *A.26* и *A.28* должно определяться на основе формулы

$$t_{check} = (t^3_{eff}\, t_1)^{1/4}, \qquad (A.126)$$

где

$$t_{eff} = (12\, I/b_1)^{1/3}, \qquad (A.127)$$

$$I = [b_1(t_1 + t_2)^3 - (b_1 - b_2)t_2{}^3]/3 - A(t_1 + t_2 - y_1)^2, \qquad (A.128)$$

$$y_1 = [b_1 t_1{}^2 + b_2 t_2(2t_1 + t_2)]/(2A), \qquad (A.129)$$

$$A = b_1 t_1 + b_2 t_2. \qquad (A.130)$$

Значение предельного напряжения сдвига для использования в таблицах *A.26* — *A.28* является наибольшим из значений предельного напряжения сдвига для пластины усиления или основной пластины.

А.12.3 Свойства секций из призматических элементов некруглой формы

А.12.3.1 Общие положения

Свойства поперечного сечения, пригодные для оценки прочности призматических элементов некруглой формы всех классов, должны быть определены, как описано в А.12.3.2 — А.12.3.4. Номенклатура и определение переменных обобщены в А.12.3.5. Свойства, пригодные для оценки жесткости призматических элементов, должны основываться на аспектах упругих свойств.

Когда упругие свойства секции классов 1 и 2 определены вместо пластических свойств секции (например, для вычислений усиления Эйлера или как вводные данные для анализа конструкции по параметрам жесткости), то их определяют в соответствии с А.12.3.3.

Свойства поперечных сечений в нормальных условиях необходимы для основных и малых осей призматического элемента некруглой формы.

Свойства поперечного сечения для трубчатых элементов указаны в А.12.5.

Свойства поперечного сечения, используемые в модели жесткости (например, когда определяются структурные деформации и периоды собственных колебаний), могут отличаться от тех, которые использованы для оценки прочности элементов. Например, свойства хорды (угловой стойки) опоры могут включать 10 % от максимальной площади зубца рейки, когда определяется жесткость опоры. Этот дополнительный материал не должен включаться, когда вычисляются свойства секции применительно к оценке прочности кроме случаев, когда она может использоваться при определении прочности опоры при продольном изгибе (А.12.6.2.4) и усиления момента (А.12.4).

А.12.3.2 Пластические и компактные секции

А.12.3.2.1 Осевые свойства — секции классов 1 и 2

Для пластических секций класса 1 и компактных секций класса 2 свойства секций должны определяться, предполагая, что имеет место их полностью пластическое поведение. Свойства, необходимые для оценки прочности, должны быть определены с учетом физического распределения компонентов, составляющих поперечное сечение и их пределы текучести. Для простоты могут использоваться следующие приближения с целью определения соответствующих свойств.

Для осевого растяжения и сжатия полностью пластическая эффективная площадь поперечного сечения для использования в оценке прочности A_p имеет вид, как указано в формуле

$$A_p = (\Sigma\, F_{yi}\, A_i) / F_{ymin}, \qquad (A.131)$$

где F_{yi} — предел текучести i-го компонента поперечного сечения призматического элемента, как определено в А.12.2.2;

A_i — площадь поперечного сечения i-го компонента, представляющего конструктивный элемент;

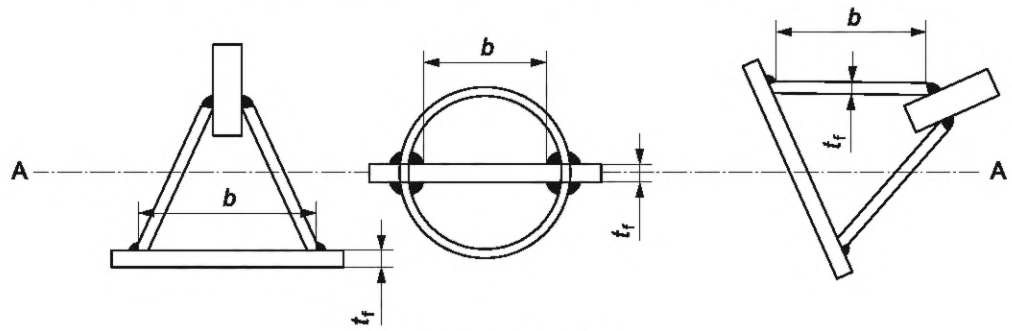
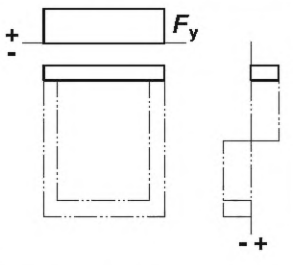
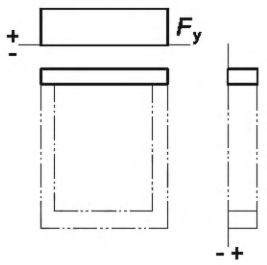
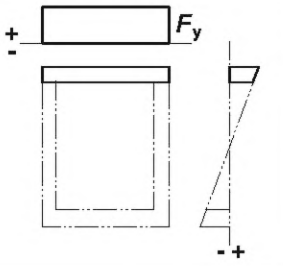
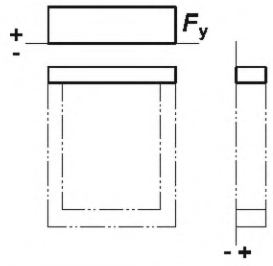
F_{ymin} — минимальный предел текучести F_{yi} всех компонентов поперечного сечения призматического элемента в единицах напряжения, как это определено в А.12.2.2.

Примечания

1 Центр тяжести пластического сечения (или центр сжатия) элемента, состоящего из компонентов с различным пределом текучести, может быть смещен от центра тяжести упругого сечения.

2 A_p может быть более физического поперечного сечения элемента.

Таблица *A.26* — Классификация поперечных сечений — внутренние компоненты полки

Ограничительные отношения ширины к толщине для внутренних компонентов			
 A-A — ось изгиба			
Класс	Тип	Сечение на изгиб	Сечение на сжатие
Распределение пластического напряжения в компоненте и в целом по поперечному сечению (на сжатие)			
Пластический — класс 1	Прокатный или сварной	$b / t_f \le 1{,}03\sqrt{(E / F_y)}$	$b / t_f \le 1{,}03\sqrt{(E / F_y)}$
Компактный — класс 2	Прокатный или сварной	$b / t_f \le 1{,}17\sqrt{(E / F_y)}$	$b / t_f \le 1{,}17\sqrt{(E / F_y)}$
Распределение упругого напряжения в компоненте и в целом по поперечному сечению (на сжатие)			
Полукомпактный — класс 3	Прокатный или сварной	$b / t_f \le 1{,}44\sqrt{(E / F_y)}$	$b / t_f \le 1{,}44\sqrt{(E / F_y)}$
Тонкий — класс 4	Прокатный или сварной	$b / t_f \le 1{,}44\sqrt{(E / F_y)}$	$b / t_f \le 1{,}44\sqrt{(E / F_y)}$

A.12.3.2.2 Гибкие свойства — секции классов 1 и 2

Второй момент площади I_f должен определяться с использованием полностью эффективного поперечного сечения.

Модуль Z_p полностью пластического эффективного сечения имеет вид, как указано в формуле

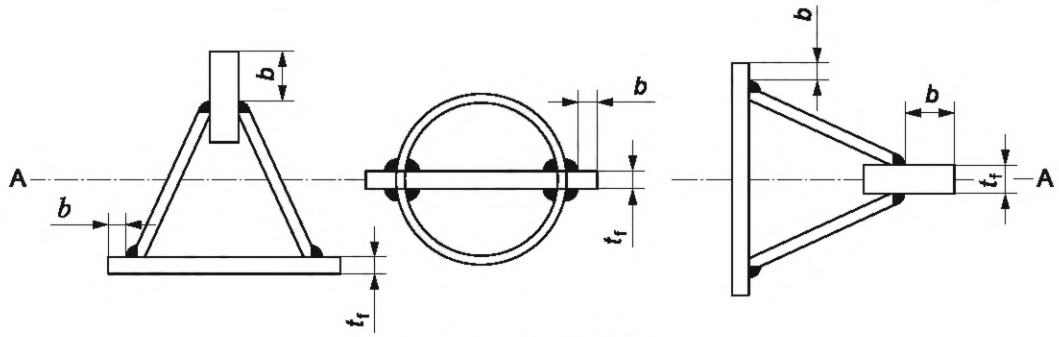
$$Z_p = (\Sigma F_{yi} d_i A_i)/F_{ymin}, \qquad (A.132)$$

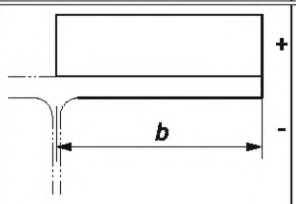
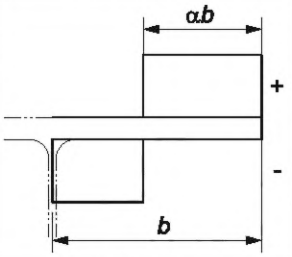
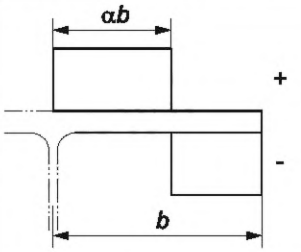
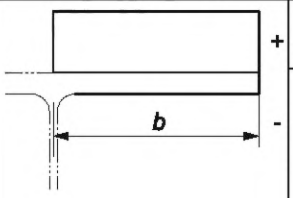
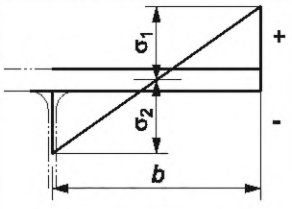
где d_i — расстояние между центром тяжести i-го компонента и пластической нейтральной осью.

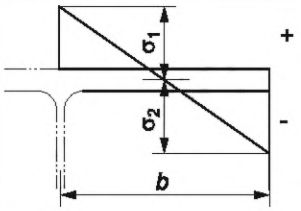
Примечание — Пластическая нейтральная ось не обязательно совпадает с осью равноценной площади для поперечных сечений, состоящих из элементов с различным пределом текучести.

При использовании определения Z_p значение предельного напряжения сдвига, которое должно использоваться при вычислении величин пластического момента, должно иметь вид F_{ymin}, как определено в A.12.2.2.

Таблица *A.27* — Классификация поперечных сечений — выступающие компоненты

<table>
<tr><td colspan="5">Ограничительные отношения ширины к толщине для выступающих компонентов</td></tr>
<tr><td colspan="5">

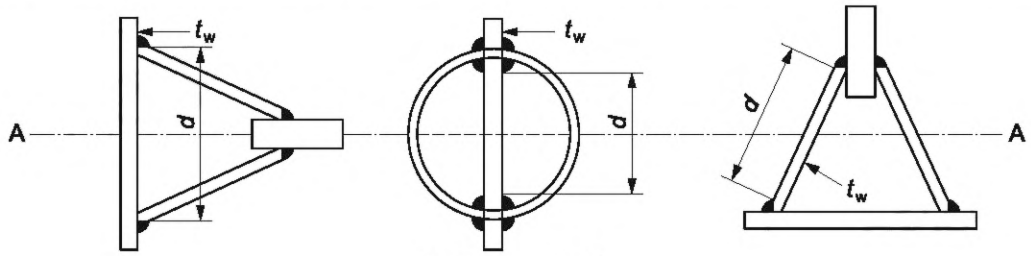
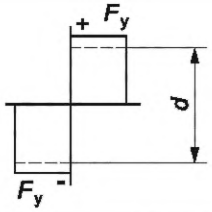
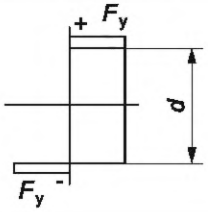
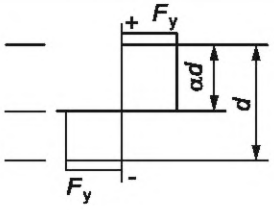
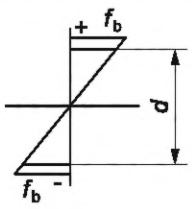
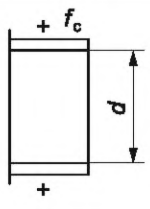
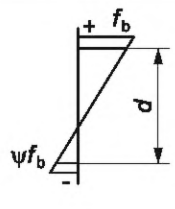
A-A — ось изгиба</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Класс</td><td rowspan="2">Тип</td><td rowspan="2">Выступ подвержен сжатию</td><td colspan="2">Выступ подвержен сжатию и изгибу</td></tr>
<tr><td>Наконечник на сжатие</td><td>Наконечник на растяжение</td></tr>
<tr><td>Распределение пластического напряжения в компоненте (на сжатие)</td><td></td><td>
</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Пластический — класс 1</td><td>Прокатный
Сварной</td><td>$b/t_f \le 0{,}33\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le 0{,}30\sqrt{(E/F_y)}$</td><td>$b/t_f \le (0{,}33/\alpha)\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le (0{,}30/\alpha)\sqrt{(E/F_y)}$</td><td>$b/t_f \le \left[0{,}33/\left(\alpha/\sqrt{\alpha}\right)\right]\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le \left[0{,}30/\left(\alpha/\sqrt{\alpha}\right)\right]\sqrt{(E/F_y)}$</td></tr>
<tr><td>Компактный — класс 2</td><td>Прокатный
Сварной</td><td>$b/t_f \le 0{,}37\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le 0{,}33\sqrt{(E/F_y)}$</td><td>$b/t_f \le (0{,}37/\alpha)\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le (0{,}33/\alpha)\sqrt{(E/F_y)}$</td><td>$b/t_f \le \left[0{,}37/\left(\alpha/\sqrt{\alpha}\right)\right]\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le \left[0{,}33/\left(\alpha/\sqrt{\alpha}\right)\right]\sqrt{(E/F_y)}$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Распределение упругого напряжения в компоненте (на сжатие)</td><td rowspan="2"></td><td rowspan="2">
</td><td>Максимальное сжатие на наконечнике</td><td>Максимальное сжатие на соединенной кромке</td></tr>
<tr><td>


</td></tr>
<tr><td>Полукомпактный — класс 3</td><td>Прокатный
Сварной</td><td>$b/t_f \le 0{,}55\sqrt{(E/F_y)}$
$b/t_f \le 0{,}50\sqrt{(E/F_y)}$</td><td>$b/t_f \le 0{,}84\sqrt{(k_\sigma E/F_y)}$
$b/t_f \le 0{,}76\sqrt{(k_\sigma E/F_y)}$
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$
$k_\sigma = 0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2$
для $1 \ge \psi \ge -1$</td><td>$b/t_f \le 0{,}84\sqrt{(k_\sigma E/F_y)}$
$b/t_f \le 0{,}76\sqrt{(k_\sigma E/F_y)}$
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$
$k_\sigma = 0{,}578/(\psi + 0{,}34)$
для $1 \ge \psi \ge 0$
$k_\sigma = 1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\psi^2$
для $0 > \psi \ge -1$</td></tr>
</table>

Окончание таблицы А.27

Класс	Тип	Выступ подвержен сжатию	Выступ подвержен сжатию и изгибу	
			Наконечник на сжатие	Наконечник на растяжение
Тонкий — класс 4	Прокатный или сварной	b/t_f более, чем для класса 3	b/t_f более, чем для класса 3	b/t_f более, чем для класса 3
На рисунках, относящихся к распределению напряжения, размер b иллюстрируют только для варианта прокатных секций. Для сварных секций b присваивается, как показано на диаграммах в верхней части таблицы.				
При определении α для элементов класса 1 и 2 нагрузки масштабируются, чтобы обеспечивать полностью пластическое распределение. Для всех классов следует консервативно использовать соответствующий вариант сжатия.				

Таблица *А.28* — Классификация поперечных сечений — рамные внутренние компоненты

Ограничительные отношения ширины к толщине для рамных внутренних компонентов			
 A-A — ось изгиба			
Класс	Рамный компонент подвержен изгибу	Рамный компонент подвержен сжатию	Рамный компонент подвержен изгибу и сжатию
Распределение пластического напряжения в компоненте (на сжатие)			
Пластический — класс 1	$\alpha = 0,5$ $d / t_w \le 2,56\sqrt{(E / F_y)}$	$\alpha = 1,0$ $d / t_w \le 1,03\sqrt{(E / F_y)}$	при $\alpha > 0,5$ $d / t_w \le \frac{5,18\sqrt{(E / F_y)}}{(6,043\,\alpha - 1)}$; при $\alpha \le 0,5$ $d / t_w \le 1,28\sqrt{(E / F_y)} / \alpha$
Компактный — класс 2	$d / t_w \le 3,09\sqrt{(E / F_y)}$	$d / t_w \le 1,17\sqrt{(E / F_y)}$	при $\alpha > 0,5$ $d / t_w \le \frac{4,82\sqrt{(E / F_y)}}{(5,12\,\alpha - 1)}$; при $\alpha \le 0,5$ $d / t_w \le \frac{1,55\sqrt{(E / F_y)}}{\alpha}$
Распределение упругого напряжения в компоненте (на сжатие)			

Окончание таблицы А.28

Класс	Рамный компонент подвержен изгибу	Рамный компонент подвержен сжатию	Рамный компонент подвержен изгибу и сжатию
Полукомпактный — класс 3	$d / t_w \le 4{,}14\sqrt{(E / F_y)}$	$d / t_w \le 1{,}44\sqrt{(E / F_y)}$	при $\psi > -1{,}0$ $d/t_w \le \dfrac{1{,}44\sqrt{(E / F_y)}}{(6{,}674 + 0{,}327\psi)}$; при $\psi \le -1{,}0$ $d / t_w \le 2{,}07(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}\sqrt{(E / F_y)}$
Тонкий — класс 4	d/t_w более, чем для класса 3	d/t_w более, чем для класса 3	d/t_w более, чем для класса 3
При определении α для элементов класса 1 и 2 нагрузки масштабируют, чтобы обеспечивать полностью пластическое распределение. Для всех классов следует консервативно использовать соответствующий вариант сжатия.			

А.12.3.3 Полукомпактные сечения

Для полукомпактных секций класса 3 свойства секций должны основываться на упругих свойствах при допущении, что полное поперечное сечение является эффективным. Соответствующие переменные представляют собой площадь поперечного сечения A_f, как указано в формуле (*А.133*), второй момент площади I_f и модуль упругости сечения S_f

$$A_f = \Sigma A_i. \qquad (A.133)$$

Свойства I_f и S_f должны быть определены при допущении, что полное поперечное сечение является эффективным для изгиба относительно основной и малой осей. При рассмотрении поперечного сечения, состоящего из компонентов, имеющих различные пределы текучести, модуль сечения, используемый в вычислениях, должен включать все критические точки на поперечном сечении.

Примечание — Места критического напряжения, как правило, располагаются на кромках компонентов и являются функцией усилий в элементах, предела текучести компонента и его положения в поперечном сечении элемента.

А.12.3.4 Тонкие секции

А.12.3.4.1 Общие положения

Класс 4 классификации определяют на основе таблиц *А.25* — *А.28*. Свойства поперечных сечений для тонких сечений класса 4 должны определяться с использованием принципов упругости. При растяжении должны предполагаться полностью эффективные сечения, т. е. A_f и S_f. При сжатии свойства поперечных сечений должны основываться на эффективных сечениях, как описано ниже.

При анализе конструкций, в которых есть сечения класса 4, необходимо соблюдать осторожность при определении распределения сил. Рекомендуется, чтобы анализы конструкции выполнялись с использованием полностью упругих свойств сечений, и чтобы сниженные свойства сечения были использованы только в отношении проверок прочности элемента. Поскольку это преувеличивает силы в элементах класса 4, необходимо соблюдать осторожность, когда использование сечений со сниженными свойствами вызывает значительно отличающееся распределение сил. В этом случае может потребоваться процесс итеративного (повторного) анализа.

Эффективные сечения должны основываться на фактической толщине стенки в сочетании с эффективной шириной накладной пластины. Эффективная ширина внутренних или выступающих компонентов сжатой полки должна быть определена в соответствии с формулами, указанными в таблице *А.29* a) или b) соответственно. Эффективная ширина рамных внутренних компонентов, подверженных сжатию и/или изгибу, должна быть определена, как показано в таблице *А.29* c), для которой применяют следующие определения (сжатие принимают как положительное, а растяжение — как отрицательное):

ψ — отношение сжимающего напряжения к напряжению изгиба;

σ_1 — напряжение при сжатии, если σ_2 растяжимо или более напряжения сжатия, если σ_2 также сжимающее;

σ_2 — напряжение при растяжении, если σ_2 растяжимо или менее напряжения сжатия, если σ_2 сжимающее;

k — коэффициент продольного изгиба;

ρ — коэффициент ослабления;

λ_p — параметр гибкости пластичной плиты (пластины);

λ_{plim} — коэффициент предельной гибкости плиты (пластины);

λ_{po} — коэффициент гибкости плиты (пластины).

Когда определяют эффективную ширину для рамных внутренних компонентов, то отношение напряжений ψ, используемое в таблице *А.29*, должно основываться на эффективной ширине внутреннего и выступающего компонентов сжатой полки, но могут использоваться и общие свойства рамного сечения.

Сокращение площади изогнутых компонентов должно определяться посредством использования А.12.5.2.3. Для этого необходимо выполнить следующие шаги:

a) представительная локальная прочность при продольном изгибе должна быть определена для трубчатого элемента с толщиной стенки и диаметром, эквивалентным изогнутому компоненту в призматическом элементе некруглой формы;

b) прочность трубчатого элемента того же диаметра и толщины стенки, который использован в шаге a), должна быть определена на основе полного поперечного сечения и предела текучести материала;

c) отношение прочностей должно быть определено как прочность в шаге a), деленная на прочность в шаге b);

d) это отношение прочностей должно быть затем использовано для определения эквивалентной уменьшенной площади изогнутого компонента в призматическом элементе некруглой формы.

Использование эффективной ширины накладных пластин, в целом, приводит к сдвигу нейтральной оси относительно той, которая определена на основе общих свойств сечения. Этот сдвиг должен быть учтен при определении эффективной ширины. Когда анализ конструкции выполнен с использованием общих свойств сечения, то дополнительный момент, вызванный сдвигом нейтральной оси, должен быть найден как произведение осевой силы, действующей на элемент, и значения сдвига нейтральной оси. Этот момент должен быть как дополнительный по отношению к другим моментам, действующим на эффективное сечение, если только не возникнут более тяжелые условия в случае пренебрежения этим аспектом.

А.12.3.4.2 Эффективные площади для сжимающего нагружения

Эффективная площадь $A_{eff,i}$ сжатого компонента должна быть найдена как результат умножения его толщины и эффективной ширины (которая не должна приниматься более чем его реальная ширина). Эффективная площадь изогнутого компонента, подвергающегося равномерному сжатию, должна быть определена на основе его фактической площади, уменьшенной на коэффициент его прочности, если он отнесен к трубчатому элементу класса 3 или класса 4 [формула (*A.143*), когда $0{,}170 < A\,F_y/P_{xe}$], и на основе сравнения с его прочностью, если он отнесен к трубчатым элементам класса 1 или класса 2 [формула (*A.143*), когда $A\,F_y/P_{xe} \le 0{,}170$], как указано в шагах a) — d) в А.12.3.4.1. Общая эффективная площадь A_{ec} является суммой эффективных площадей компонентов, как указано в формуле

$$A_{ec} = \Sigma\, A_{eff,i}. \qquad (A.134)$$

А.12.3.4.3 Модуль эффективности для изгибающего нагружения

Для рамных или внутренних компонентов сжатой полки, подвергающихся сочетаниям изгибающего или сжимающего нагружения, эффективная ширина должна быть определена по таблице *A.29* c). Для рамных или выступающих компонентов сжатой полки, подвергающихся сочетаниям изгибающего или сжимающего нагружения, эффективная ширина, которая не должна приниматься более его реальной ширины, должна определяться по таблице *A.29* b). Эффективная площадь изогнутого компонента, подверженная изгибающему воздействию, должна определяться по фактической площади, уменьшенной на коэффициент прочности, если он отнесен к трубчатым элементам класса 3 или класса 4 [формула (*A.148*), для $0{,}1034 < (F_y\,D)/(E\,t)$], и на основе сравнения с его прочностью, если он отнесен к трубчатым элементам класса 1 [формула (*A.148*) для $(F_y\,D)/(E\,t) \le 0{,}0517$], как указано в шагах a) — d) в А.12.3.4.1. Эффективный второй момент площади I_e должен быть определен путем вычисления свойств сечения на основе полностью эффективных площадей в отношении компонентов, подверженных растяжению на эффективных площадях, как определено в А.12.3.4.2 для компонентов, подверженных сжатию, и на основе полностью эффективных площадей, как определено в первом параграфе для компонентов, подверженных сочетанию воздействий сжатия и изгиба.

При применении в отношении поперечных сечений с тонкими компонентами, особенно когда сечение не является симметричным по отношению к конкретной оси, процедура для определения эффективных вторых моментов площади приводит к двум значениям I_e вдоль этой оси, в зависимости от знака изгибающего момента. С консервативной точки зрения, меньшее значение I_e может использоваться во всех шагах при выполнении анализов прочности.

При рассмотрении поперечного сечения, состоящего из компонентов, имеющих различные пределы текучести, уменьшенный эффективный момент сопротивления сечения S_e, использованный в вычислениях, должен включать все критические точки поперечного сечения:

$$S_e = I_e/y_i, \qquad (A.135)$$

где y_i — расстояние от нейтральной оси, связанное с I_e до критической точки *i*.

Примечание — Места критического напряжения, как правило, располагаются на кромках компонентов и являются функциями усилий в элементах, предела текучести компонента и его положения в поперечном сечении элемента.

А.12.3.5 Свойства поперечного сечения для оценки

А.12.3.5.1 Растяжение

При растяжении площадь поперечного сечения для использования в оценке должна быть A_t, где $A_t = A_p$ для пластических сечений класса 1 или компактных сечений класса 2, см. формулу (*A.131*),

$= A_f$ — для полукомпактных сечений класса 3, как определено в формуле (*A.133*),

$= A_f$ — как определено в формуле (*A.133*) для тонких сечений класса 4 при растяжении на всем поперечном сечении (включая изгиб); в ином случае используют A_{ec} для сечений класса 4, как определено в формуле (*A.134*).

Когда в поперечном сечении имеются вырезки (окна), проколы (отверстия) и т. п., то A_t должна быть определена по месту максимального поперечного сечения, если только сечение не оборудовано накладными пластинами, окружающими отверстие, которое компенсирует всю утраченную площадь.

А.12.3.5.2 Сжатие

При сжатии площадь поперечного сечения для использования в оценке должна быть A_c, где $A_c = A_p$ для пластического сечения класса 1 и компактного сечения класса 2, см. формулу (*А.131*),

$= A_f$ — для полукомпактных сечений класса 3, как определено в формуле (*А.133*),

$= A_{ec}$ — для тонких сечений класса 4, как определено в формуле (*А.134*).

А.12.3.5.3 Изгиб

При изгибе второй момент площади по отношению к осям y и z изгиба, который должен использоваться в оценке, должен определяться на основании следующего:

I_y, $I_z = I_f$ для пластического сечения класса 1 и компактного сечения класса 2, как определено в А.12.3.2.2,

$= I_f$ — для полукомпактных сечений класса 3, как определено в А.12.3.3,

$= I_e$ — для тонких сечений класса 4, как описано в А.12.3.4.3 по отношению к обоим выбранным осям и направлению изгиба.

Модуль (осевой момент сопротивления) сечения для двух осей изгиба должен определяться на основании следующего:

S_y, $S_z = Z_p$ для пластических сечений класса 1 или компактных сечений класса 2, см. формулу (*А.132*),

$= S_f$ — для полукомпактных сечений класса 3, как определено в А.12.3.3 для каждого места критического напряжения,

$= S_e$ — для тонких сечений класса 4, как это определено в А.12.3.4.3 для каждого места критического напряжения, по отношению к обоим выбранным осям и направлению изгиба.

Радиус вращения вокруг малой оси, которая должна использоваться для продольного изгиба с кручением, r_{ltb} должен определяться, как указано в формуле (*А.136*)

$$r_{ltb} = (I_f/A_c)^{0,5} \text{ — для сечений классов 1 — 3,} \qquad (А.136)$$

$$r_{ltb} = (I_e/A_{ec})^{0,5} \text{ — для сечений класса 4.}$$

А.12.4 Влияние осевой силы на изгибающий момент

А.12.4.1 Общие положения

Момент усиления (импульса) Эйлера (p-δ) применяют ко всем элементам в осевом сжатии.

Для поперечных сечений классов 1, 2 и 3 эксцентричность между упругими и пластическими центрами тяжести вызывает дополнительный момент. Это влияет и на растяжение, и на сжатие элементов.

Для элементов класса 4, помимо момента усиления (импульса) Эйлера, существует эксцентричность между площадью полного поперечного сечения, как правило, используемой при анализе конструкции, и эффективной нейтральной осью, используемой в проверке прочности элемента. Это может влиять и на растяжение, и на сжатие элементов.

А.12.4.2 Коррекция момента элемента за счет эксцентричности осевой силы

Пластический центр тяжести или центр сжатия определяется как место, в котором осевая сила не создает момента на полностью пластическое сечение. Для хорд с асимметрией материала (например, когда сечение включает компоненты с различными пределами текучести) центр сжатия может быть смещен от упругого центра тяжести. Перед проверкой сечения моменты должны быть скорректированы на величину момента за счет осевой силы, умноженного на эксцентричность между упругим центром тяжести (используемом при анализе конструкции) и центром сжатия в соответствии с формулой (*А.137*). Эксцентричность отсутствует для трубчатых элементов или призматических элементов некруглой формы с симметричной формой материала.

Скорректированный эффективный момент M_{ue} может быть вычислен для каждой оси изгиба, как указано в формуле

$$M_{ue} = M_u + eP_u, \qquad (А.137)$$

где M_u — момент в элементе за счет факторизованных воздействий, определенных при анализе, который включает глобальные эффекты P-Δ;

P_u — осевая сила в элементе за счет факторизованных воздействий, определенных при анализе, который включает глобальные эффекты P-Δ;

e — эксцентричность между осью, используемой для анализа конструкции и осью, используемой для проверок прочности конструкции, с надлежащим учетом знака в сочетании с правилом знаков для P_u:

e для элементов классов 1 и 2 — это дистанция между упругими и пластическими нейтральными осями, перпендикулярными к рассматриваемой оси изгиба. В приложении F представлены данные, включающие эту дистанцию смещения (вместе с другими геометрическими данными) для множества элементов каждой совокупности хорд,

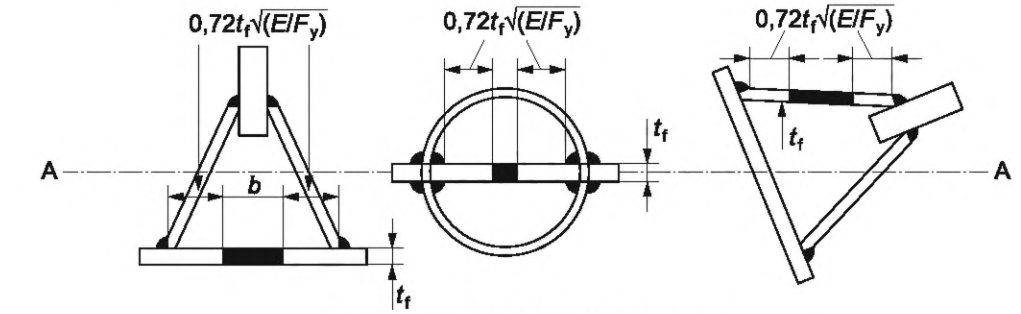
$e = e_a$ — для элементов класса 3, как определено в А.12.6.2.3,

e для элементов класса 4 — это дистанция между нейтральными осями полного и эффективного поперечных сечений, перпендикулярных к рассматриваемой оси изгиба,

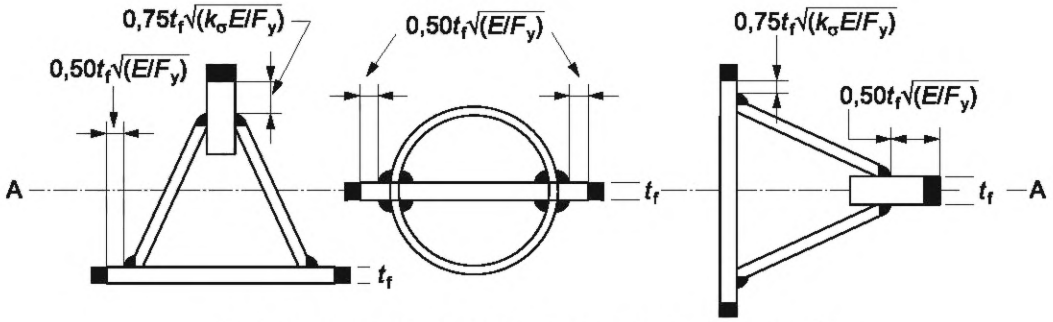
$e = 0$ — если модель конструкции полностью учитывает смещение между нейтральными осями моделируемого элемента в проверках прочности,

$e = 0$ — для трубчатых элементов; для других поперечных сечений классов 1, 2 и 3 с симметричной формой материала и когда проверка упругой прочности используется для оценки элементов классов 1, 2 и 3.

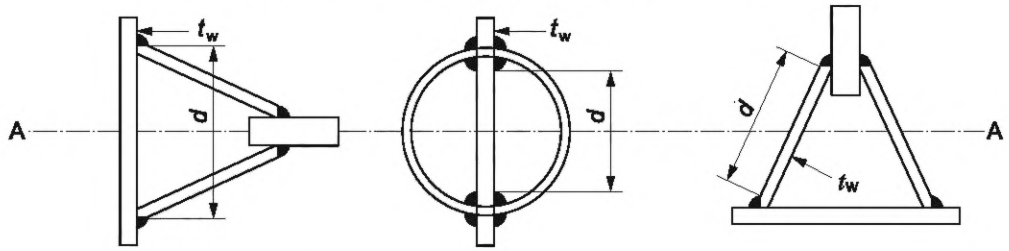
Таблица *A.29* — Свойства сечений. Эффективная ширина компонентов тонких сечений

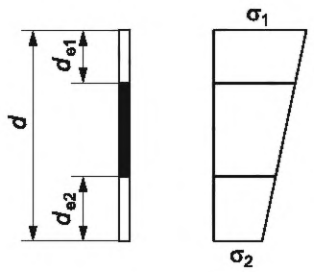


a) Сжатые внутренние компоненты



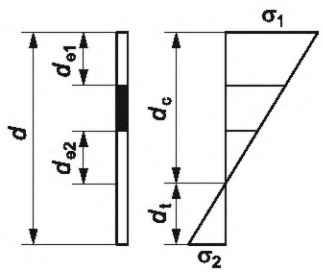
b) Выступающие компоненты при сжатии и/или изгибе





$1 \geq \psi \geq 0$
$d_{eff} = \rho\, d$
$d_{e1} = 2d_{eff}/(5 - \psi)$
$d_{e2} = d_{eff} - d_{e1}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$
$\rho = 1$ при $\lambda_p \leq 0{,}75$
$\rho = [\lambda_p - 0{,}047(3 + \psi)]/\lambda_p^2$ при $\lambda_p > 0{,}75$
и $(3 + \psi) \geq 0$



$\psi \leq 0$
$d_{eff} = \rho\, d_c = \rho\, d/(1 - \psi)$
$d_{e1} = 0{,}4 d_{eff}$
$d_{e2} = 0{,}6 d_{eff}$

$\lambda_p = 1{,}04(d / t_w)\sqrt{[F_y / (Ek)]}$

$k = 8{,}2/(1{,}05 + \psi)$ при $1 \geq \psi > 0$
$k = 7{,}81 - 6{,}29\,\psi + 9{,}78\,\psi^2$ при $0 \geq \psi > -1$
$k = 5{,}98\,(1 - \psi)^2$ при $-1 \geq \psi > -3$

c) Внутренние компоненты при сжатии и/или изгибе

A-A — ось изгиба;
■ — неэффективная площадь, игнорируемая при вычислении эффективных свойств сечения.

Примечание — Для a) — специальный случай; для c) — без изгиба, включен для ясности.

А.12.4.3 Усиление момента элемента и эффективные длины

Усиленный момент M_{ua} может быть вычислен для каждой оси изгиба, как указано в формуле

$$M_{ua} = B\,M_{ue}, \qquad (A.138)$$

где M_{ue} — имеет вид, как это определено в А.12.4.2;

B — коэффициент усиления момента элемента для рассматриваемой оси, равный одному из следующих:

- B = 1,0 для (i) элементов под действием растяжения или (ii) элементов под действием сжатия, где приложенные к элементу силы определяются на основе анализа второго порядка, т. е. условия равновесия формулируются на упруго деформированной конструкции, так чтобы локальные эффекты p-δ были уже включены в M_u;

- $B = \dfrac{C_m}{(1 - P_u / P_E)}$ для элементов при сжатии, когда локальные силы в элементах определены на основе линейного упругого анализа первого порядка, т. е. условия равновесия формулируются на недеформированной конструкции, и поэтому M_u не включает локальные эффекты p-δ элемента:

где $P_E = (\pi^2 E I)/(K L)^2$ и должны вычисляться для плоскости изгиба;

I — второй момент площади для плоскости изгиба, как определено в А.12.3.5.3 (включая зубцы рейки хорд, см. А.12.3.1);

K и C_m — указаны в таблице *А.30*;

K — коэффициент эффективной длины для плоскости потери устойчивости при изгибе;

L — длина без учета связей жесткости элемента для плоскости потери устойчивости при изгибе, которая обычно принимается, как одно из следующих:

- конструктивная длина раскосов,
- длина от жесткой точки до жесткой точки для хорд (угловых стоек опоры),
- длина более длинного сегмента Х-раскосов (одна пара при растяжении, если не усилена вне плоскости).

Когда анализ СПБУ с одноколонными трубчатыми или коробчатыми секциями опор выполнен с учетом эффектов усиления момента из-за глобальной P-Δ/качки понтона, то B может быть принято как 1,0, поскольку локальные p-δ и глобальные P-Δ являются идентичными. Для таких СПБУ локальная прочность за счет реакций направляющих должна быть оценена совместно с усилиями в элементах.

Таблица *А.30* — Коэффициенты эффективной длины и уменьшения момента

Элемент конструкции			K	C_m[a]
Трубчатые или коробчатые опоры в сборе			2,0[b]	A
Хорды с боковым нагружением			1,0	C
Хорды без бокового нагружения			1,0	B
Трубчатые раскосы	Основные диагональные/горизонтальные раскосы		0,7	B или C
	K-раскосы[c]		0,7	C
	X-раскосы[c]	Длина более длинного сегмента	0,8	C
		Полная длина[d]	0,7	C
	Вторичные горизонтальные раскосы		0,7	C

[a] Значение C_m может быть определено рациональным анализом. Вместо него можно использовать следующие значения:

a) для элементов, концы которых защищены от перекоса C_m = 0,85;

для элементов, концы которых незащищены от перекоса C_m = 1,0;

b) для элементов не подверженных существенной поперечной нагрузке, не учитывая их собственный вес, выталкивающую силу и прямые воздействия волн/течения и ветра:

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4\,M_1/M_2,$$

где M_1/M_2 — отношение меньшего неусиленного концевого момента сегмента элемента в рассматриваемой плоскости изгиба к большему. M_1/M_2 является положительным для сегмента, подверженного S-образному искривлению и отрицательным, когда подвержено одинарному искривлению.

$M_1 = M_{ue}$ на конце 1; аналогично для M_2;

Окончание таблицы А.30

с) Для элементов с существенной поперечной нагрузкой иной, чем собственный вес, выталкивающая сила и прямые воздействия волн/течения и ветра:

$C_m = 1,0 - 0,2\ P_u/P_E$ (см. [*145*], A.12.5-1, таблица C-C2.1)

$P_E = P_{Ey}$ или P_{Ez}, если уместно для рассматриваемой оси изгиба.

[b] В качестве альтернативы допускается использовать таблицу подгонки эффективной длины рисунка *A.40*.

[c] Для эффективной длины в плоскости или вне плоскости по крайней мере одна пара элементов, встроенных в K- или X-стыки при растяжении, если стык не скреплен вне плоскости.

[d] Для X-раскосов, когда все элементы подвержены сжатию, а также стык не скреплен вне плоскости.

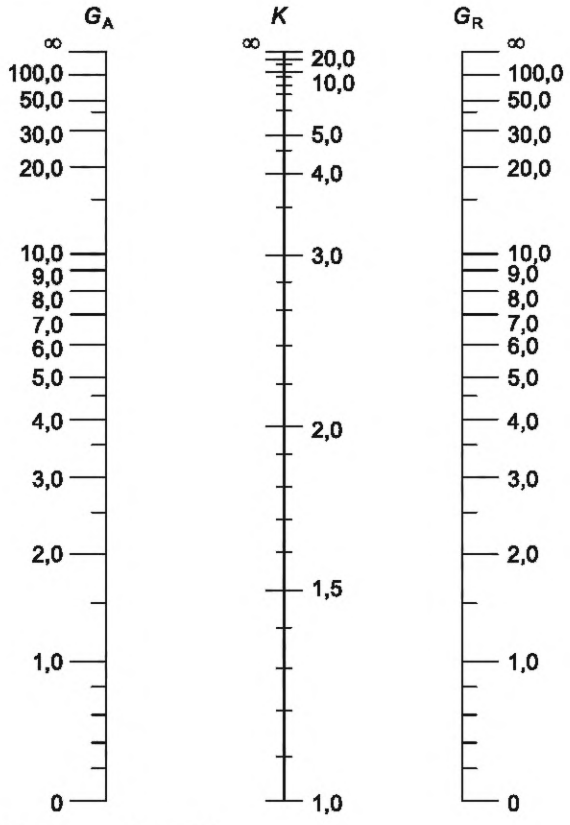
Для оценки эффективной длины колонны без связей жесткости, такой как трубчатая или коробчатая опора в сборе, номограмма на рисунке *A.40* обеспечивает упрощенный метод для определения адекватных значений K. Номограмма может быть модифицирована, чтобы обеспечить условия, отличные от тех, которые приняты как допущение при разработке номограммы.

Нижние индексы A и R относятся к стыкам на двух концах рассматриваемых секций колонн (опор). G определено как

$$G = \frac{\frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_0}{L_0}},$$

в котором $\sum$ показывает сумму всех элементов, жестко соединенных с этим стыком, лежащим в плоскости, в которой рассматривается изгиб колонны. I_c момент инерции и L_c неподдерживаемая длина секции колонны, а I_0 — момент инерции, L_0 — неподдерживаемая длина балки или другого связывающего элемента. I_c и I_0 взяты по осям, перпендикулярным к рассматриваемой плоскости изгиба.

Для концов колонн (опор), поддерживаемых шарнирным (пальцевым) закреплением, *G* теоретически бесконечно, за исключением случая отсутствия трения, где оно может быть принято как 10 в целях практического применения. Если конец колонны жестко закреплен, *G* можно принять как 1,0. Допускается использовать меньшие значения, если они подтверждены анализом.



Примечание — См. [2], рисунок A.13.5-4.

Рисунок *A.40* — Номограмма для определения эффективной длины нескрепленных колонн

А.12.5 Прочность трубчатых элементов

А.12.5.1 Область применения

Прочность неусиленных трубчатых элементов, соответствующих формуле (*А.139*), должна оцениваться в соответствии с А.12.5.

$$D/t < 120. \qquad (A.139)$$

Трубчатые элементы, не удовлетворяющие требованиям формулы (*А.139*), должны оцениваться с использованием альтернативных методов, которые обуславливают уровни надежности, сопоставимые с теми, которые подразумеваются в настоящем стандарте, такие как [*147*] и [*148*].

Формулы прочности, приведенные в А.12.5.1 — А.12.5.3 для $D/t < 120$ не консервативны в отношении трубчатых элементов с уменьшенными поперечными сечениями. Когда трубчатый элемент включает в себя поперечные сечения с окнами, отверстиями и т. п., он должен быть отнесен к элементам призматической некруглой формы, если только не усилен соответствующим образом. Усиление может представлять собой либо накладные пластины, которые окружают отверстие, либо ребра жесткости, которые выступают по крайней мере наполовину толщины отверстия поверх и ниже отверстия. Если усиление заменяет всю потерянную площадь трубчатого элемента, то может использоваться формула прочности по А.12.5.

Формулы прочности считаются применимыми для сталей с пределом текучести до 700 Н/мм^2. Используемый предел текучести должен соответствовать А.12.2.2.

Примечание — Формулы прочности для трубчатых элементов основаны на положениях [2], раздел 13. Тем не менее для использования в настоящем стандарте положения [2] были преобразованы в формулировки, в основе которых лежит сила, а не напряжение.

В формулах игнорируется эффект гидростатического давления. Условие, по которому игнорируют гидростатическое давление применительно к конкретному элементу, приведено в формуле

$$d_w \le \left(\frac{211}{D/t}\right)^{2,985}, \qquad (A.140)$$

где d_w — предельный эквивалентный столб воды, м, применимый в отношении рассматриваемых трубчатых элементов. Это глубина ниже поверхности воды (включая пенетрацию в морское дно, где применимо) плюс дополнительное давление грунта $p\gamma'/(\rho_w g)$,

где p — глубина ниже поверхности дна моря в метрах (ноль, если выше дна моря);

γ' — удельный (эффективный) вес грунта в воде;

ρ_w — плотность (удельный вес) воды;

g — ускорение под действием силы тяжести (ускорение свободного падения).

Для удобства некоторые стандартные максимальные значения D/t указаны для диапазона действительных столбов воды в таблице *А.31*.

Таблица *А.31* — Максимальные $(D/t)_m$ значения для указанного эквивалентного столба воды

Эквивалентный столб воды d_w, м	Максимальный трубчатый элемент (D/t)
43	60,0
50	56,9
75	49,7
100	45,1
125	41,9
150	39,4
200	35,8

Если элемент D/t превышает максимальное значение (D/t), то специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, должен учитывать положения [2], в основе формулировок которого лежит, в большинстве случаев, сила, а не напряжение.

А.12.5.2 Растяжение, сжатие и прочность на изгиб трубчатых элементов

А.12.5.2.1 Проверка осевой прочности при растяжении

Трубчатые элементы, подвергающиеся действию осевых растягивающих сил P_{ut} за счет факторизованных воздействий, должны соответствовать формуле

$$P_{ut} \le A F_y / \gamma_{R,Tt}, \qquad (A.141)$$

где F_y — предел текучести в единицах напряжения, как определено в А.12.2.2;

A — общая площадь поперечного сечения;

$\gamma_{R,Tt}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности на растяжение, равен 1,05.

А.12.5.2.2 Проверка осевого сопротивления при сжатии

Трубчатые элементы, подвергающиеся действию осевых сжимающих сил P_{uc} за счет факторизованных воздействий, должны соответствовать формуле

$$P_{uc} \le P_a / \gamma_{R,Tc}, \qquad (A.142)$$

где P_a — характерная осевая прочность при сжатии, как определено в А.12.5.2.4;

$\gamma_{R,Tc}$ — частный коэффициент сопротивления для осевого сопротивления при сжатии, равен 1,15.

А.12.5.2.3 Локальная прочность при продольном изгибе

Характерная локальная прочность при продольном изгибе P_{yc} должна быть определена, как указано в формуле

$$P_{yc} = AF_y \text{ (для } AF_y/P_{xe} \le 0{,}170),$$

$$P_{yc} = [1{,}047 - 0{,}274AF_y/P_{xe}]\, AF_y \text{ (для } 0{,}170 < AF_y/P_{xe} \le 200F_y/E), \qquad (A.143)$$

где в дополнение к переменным в А.12.5.2.1 P_{xe} —характерная упругая локальная прочность при продольном изгибе, вычисляемая по формуле

$$P_{xe} = 2\, C_x\, EA(t/D), \qquad (A.144)$$

где C_x — коэффициент критического продольного изгиба в пределах упругой устойчивости.

Теоретическое значение C_x для идеального трубчатого элемента равно 0,6. Тем не менее уменьшенное значение $C_x = 0{,}3$ рекомендуется использовать при определении P_{xe} для учета эффекта исходных геометрических дефектов. Уменьшенное значение $C_x = 0{,}3$ также подразумевается в границах для AF_y/P_{xe}, указанных в формуле (*А.143*).

А.12.5.2.4 Прочность колонны при продольном изгибе

Характерную осевую прочность при сжатии трубчатых элементов P_a следует определять по формулам (*А.145*) и (*А.146*)

$$P_a = (1{,}0 - 0{,}278\lambda^2)P_{yc} \text{ (для } \lambda \le 1{,}34),$$

$$P_a = 0{,}9\, P_{yc}/\lambda^2 \text{ (для } \lambda > 1{,}34), \qquad (A.145)$$

где

$$\lambda = (P_{yc}/P_E)^{0,5}, \qquad (A.146)$$

P_{yc} — характерная прочность при продольном изгибе (см. А.12.5.2.3);

λ — параметр гибкости колонны (опоры);

P_E — меньшая из прочностей при продольном изгибе Эйлера вдоль осей y или z, $P_E = \pi^2\, EI\, /(KL)^2$;

E — модуль Юнга, как определено в А.12.1.1;

K — коэффициент эффективной длины вокруг осей y или z; см. А.12.4.3;

L — длина без связей жесткости в плоскости продольного изгиба относительно осей y или z; см. А.12.4.3;

I — второй момент площади трубчатого элемента.

А.12.5.2.5 Проверка прочности на изгиб

Трубчатые элементы, подвергающиеся действию изгибающих моментов M_u, должны соответствовать формуле

$$M_u \le M_b / \gamma_{R,Tb}, \qquad (A.147)$$

где M_u — равен M_{uy} или M_{uz} — изгибающий момент за счет факторизованных воздействий вокруг осей y и z элемента, соответственно определенный при анализе, включающем глобальные эффекты P-Δ;

M_b — характерная прочность при изгибающем моменте, определенная, как указано в формуле

$$M_b = M_p \text{ для } (F_yD)/(Et) \le 0{,}0517,$$

$$M_b = [1{,}13 - 2{,}58\, (F_yD)/(E\, t)]\, M_p \text{ для } 0{,}0517 < (F_y\, D)/(E\, t) \le 0{,}1034, \qquad (A.148)$$

$$M_b = [0{,}94 - 0{,}76\, (F_yD)/(E\, t)]\, M_p \text{ для } 0{,}1034 < (F_y\, D)/(E\, t) \le 120\, (F_y/E),$$

M_p — величина момента предельной пластической прочности, как указано в формуле

$$M_p = F_y\, [D^3 - (D - 2t)^3]/6, \qquad (A.149)$$

$\gamma_{R,Tb}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности на изгиб, равный 1,05.

А.12.5.3 Проверки комбинированной прочности трубчатого элемента

А.12.5.3.1 Проверка осевого растяжения и прочности при изгибе

Трубчатые элементы, подвергающиеся комбинированному осевому растяжению и изгибу, должны удовлетворять условию, указанному в формуле (*А.150*), во всех поперечных сечениях вдоль своей длины:

$$\gamma_{R,Tt}\, P_{ut}/(A\, F_y) + \gamma_{R,Tb}\, (M_{uy}^2 + M_{uz}^2)^{0,5}/M_b \le 1{,}0, \qquad (A.150)$$

где P_{ut} — осевое растягивающее усилие за счет факторизованных воздействий;

A — общая площадь поперечного сечения;

F_y — предел текучести в единицах напряжения, как определено в А.12.2.2;

M_{uy}, M_{uz} — моменты изгиба за счет факторизованных воздействий вдоль осей y и z элемента, соответственно определенные путем анализа, включающего глобальные эффекты P-Δ;

M_b — характерная прочность при изгибающем моменте, как определено в формуле (*А.148*);

$\gamma_{R,Tt}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности на растяжение, равный 1,05;

$\gamma_{R,Tb}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности на изгиб, равный 1,05.

А.12.5.3.2 Проверка прочности при осевом сжатии и при изгибе

Трубчатые элементы, подвергающиеся действию комбинированного осевого сжатия и изгиба, должны удовлетворять условиям формул (*А.151*) и (*А.152*) по всем поперечным сечениям вдоль их длины:

Проверка сжатоизогнутого элемента:

$$(\gamma_{R,Tc}\, P_{uc}/P_a) + \gamma_{R,Tb}/M_b)\, (M^2_{uay} + M^2_{uaz})^{0,5} \le 1,0, \qquad (A.151)$$

И проверка локальной прочности:

$$(\gamma_{R,Tc}\, P_{uc}/P_{yc}) + (\gamma_{R,Tb}/M_b)\, (M^2_{uey} + M^2_{uez})^{0,5} \le 1,0, \qquad (A.152)$$

где P_{uc} — осевая сила сжатия за счет факторизованных воздействий;

P_{yc} — представительная локальная прочность при продольном изгибе по А.12.5.2.3;

P_a — представительное осевое сопротивление на сжатие, как определено в А.12.5.2.4;

M_{uey} — скорректированный эффективный изгибающий момент относительно оси y элемента за счет факторизованных воздействий, как определено в А.12.4.2;

M_{uez} — скорректированный эффективный изгибающий момент относительно оси z элемента за счет факторизованных воздействий, как определено в А.12.4.2;

M_{uay} — усиленный изгибающий момент относительно оси y элемента за счет факторизованных воздействий, как определено в А.12.4.3;

M_{uaz} — усиленный изгибающий момент относительно оси z элемента за счет факторизованных воздействий, как определено в А.12.4.3;

M_b — представительная величина изгибающего момента, как определено в формуле (*А.148*);

$\gamma_{R,Tb}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности на изгиб, равный 1,05;

$\gamma_{R,Tc}$ — частный коэффициент сопротивления для осевого сопротивления на сжатие, равный 1,15.

А.12.5.3.3 Проверка прочности балки при изгибе

Трубчатые элементы, подвергающиеся действию поперечных сил за счет факторизованных воздействий, должны удовлетворить условиям

$$V \le P_v/\gamma_{R,Tv}, \qquad (A.153)$$

где V — изгиб балки за счет факторизованных воздействий;

P_v — представительная прочность при изгибе, как указано в формуле

$$P_v = A \cdot F_y / (2\sqrt{3}), \qquad (A.154)$$

A — полная площадь поперечного сечения;

$\gamma_{R,Tv}$ — частный коэффициент сопротивления при скручивании и прочности при изгибе балки, равный 1,05.

А.12.5.3.4 Проверка прочности при скручивании

Трубчатые элементы, подвергающиеся действию напряжения сдвига при скручивании за счет факторизованных воздействий, должны удовлетворять условиям

$$T_u \le T_v / \gamma_{R,Tv}\,, \qquad (A.155)$$

где T_u — момент скручивания за счет факторизованных воздействий;

T_v — представительная прочность при скручивании, вычисляемая по формуле

$$T_v = 2 \cdot I_p F_y / (D\sqrt{3}), \qquad (A.156)$$

I_p — полярный момент инерции, вычисляемый по формуле

$$I_p = (\pi/32)\, [D^4 - (D - 2t)^4]. \qquad (A.157)$$

А.12.6 Прочность призматических элементов некруглой формы

А.12.6.1 Общие положения

Обеспечение структурной прочности для прокатных и сварных призматических элементов некруглой формы, как правило, основывается на [*145*]. Спецификация [*145*] для ПУКНС была интерпретирована и в некоторых случаях модифицирована для оценки конструкции передвижных СПБУ с учетом условий площадки постановки.

Формулы прочности для потери устойчивости применительно к низкопрочным сталям в А.12.6.2.4 были модифицированы для согласования с подходом, использованным в отношении высокопрочных сталей, которые были взяты из [*149*]. Интерпретация спецификаций была необходима для того, чтобы представить целенаправленный метод оценки сжатоизогнутых элементов с компонентами с переменным пределом текучести и/или с поперечными сечениями, имеющими только одну ось симметрии. Разработка спецификаций была необходима для обеспечения:

a) метода рассмотрения поперечных сечений элементов, представленных компонентами, изготовленными из стали с различным пределом текучести;

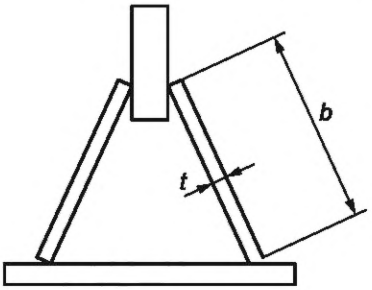
b) метода оценки сжатоизогнутых элементов при двухосном изгибе для преодоления устойчивости свойств, которые были определены в стандартной формуле взаимодействия AISC.

Предел текучести, использованный в А.12.6, должен иметь вид, как указано в А.12.2.2.

Следует учитывать эффекты гидростатического нагружения призматических элементов некруглой формы. Критические условия для гидростатического нагружения призматических элементов хорды некруглой формы чаще всего возникают, когда высокая неподвижность башмака опоры приводит к высоким осевым нагрузкам на хорду в глубоководном месте.

Эффекты гидростатического давления на трубчатый элемент с продольным вырезом и аналогичные элементы должны рассматриваться, как это описано в А.12.5.1. Если сечение не соответствует условиям проверки неусиленных трубчатых элементов, то может использоваться дополнительный анализ с целью определения эффектов усиления жесткости, которой обладают компоненты нетрубчатой формы.

Эффекты гидростатического давления на компоненты плоской пластины элементов должны оцениваться, как показано на рисунке *А.41* для значений β менее 2,0. Если компонент используется в условиях с эквивалентным столбом воды выше предельного эквивалентного столба воды, указанного на рисунке *А.41* или если значение β более 2,0, то должен использоваться рациональный анализ для оценки эффектов гидростатического давления на коэффициент загруженности элемента. Для удобства в таблице *А.32* приведен предельный эквивалентный столб воды для компонентов, состоящих из пластин с различными степенями гибкости.



$$d_w = 298\beta^4 - 2\,092\beta^3 + 5\,542\beta^2 - 6\,603\beta + 3\,025 \text{ при } \beta \le 2{,}0$$

b — ширина основной пластины; t — толщина основной пластины; d_w — предельный эквивалентный столб воды в метрах, для которого не требуется дополнительный анализ; это глубина ниже поверхности воды (включая пенетрацию в морское дно, где применимо) плюс дополнительное давление грунта, $p\ \gamma'/(\rho_w g)$; β — параметр гибкости пластины, $\beta = (b/t)(F_y/E)^{0,5}$; p — глубина ниже поверхности дна моря в метрах (ноль — если выше дна моря); γ' — вес единицы грунта в воде (эффективный); ρ_w — массовая плотность воды

Рисунок *А.41* — Пример хорды, показывающий размеры пластины для скрининговой проверки гидростатического давления

Таблица *А.32* — Параметр максимальной гибкости пластины β для указанного эквивалентного столба воды

Эквивалентный столб воды d_w, м	170	120	85	48	32	24	20
Параметр максимальной гибкости пластины β	1,0	1,1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

В А.12.6.2 и А.12.6.3 оси y и z используют для обозначения осей призматического элемента некруглой формы.

А.12.6.2 Призматические элементы некруглой формы, подвергающиеся растяжению, сжатию, изгибу или сдвигу

А.12.6.2.1 Общие положения

Призматические элементы некруглой формы, подвергающиеся осевому растяжению, осевому сжатию, изгибу или сдвигу, должны удовлетворять применимым проверкам прочности и устойчивости, указанным в А.12.6.2.2 — А.12.6.2.7.

А.12.6.2.2 Проверка прочности при осевом растяжении

Призматические элементы некруглой формы, подвергающиеся действию сил осевого растяжения P_{ut} за счет факторизованных воздействий, должны удовлетворять условиям формулы

$$P_{ut} \le P_t/\gamma_{R,Pt}, \qquad (A.158)$$

где P_t — характерная осевая прочность на растяжение призматического элемента некруглой формы, вычисленная, как указано в формуле

$$P_t = \Sigma(F_{yi}A_i), \quad (A.159)$$

F_{yi} — предел текучести i-го компонента поперечного сечения призматического элемента в единицах напряжения, как определено в А.12.2.2;

A_i — площадь поперечного сечения i-го компонента, представляющего элемент конструкции;

$\gamma_{R,Pt}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности при растяжении, равный 1,05.

А.12.6.2.3 Проверка локальной прочности при осевом сжатии

Призматические элементы некруглой формы, подвергающиеся действию осевых сжимающих сил P_{uc} за счет факторизованных воздействий, должны удовлетворять условиям формулы

$$P_{uc} \le P_{pl}/\gamma_{R,Pcl}, \quad (A.160)$$

где $\gamma_{R,Pcl}$ — частный коэффициент сопротивления для локального сопротивления при сжатии, равный 1,1;

P_{pl} — характерная локальная осевая прочность при сжатии призматического элемента некруглой формы, как указано в формулах (*A.161*) — (*A.163*);

$$P_{pl} = \Sigma F_{yi}A_i \text{ для элементов классов 1 и 2,} \quad (A.161)$$

$$P_{pl} = \sum F_{yi}A_i - \left(\sum F_{yi}A_i - F_{ymin}\sum A_i\right)\left(\frac{\lambda_h - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)_h \text{ для элементов класса 3,} \quad (A.162)$$

$$P_{pl} = F_{ymin}A_c \text{ для элементов класса 4,} \quad (A.163)$$

F_{ymin} — минимальный предел текучести F_{yi} всех компонентов поперечного сечения призматического элемента в единицах напряжения, как определено в А.12.2.2;

A_i — площадь поперечного сечения i-го компонента, представляющего элемент конструкции;

A_c — площадь поперечного сечения для использования в оценке призматического элемента некруглой формы, как определено в А.12.3.5.2;

h — нижний индекс, относящийся к компоненту, устанавливающему наименьшее значение P_{pl};

$\lambda_h = b/t$ или $2R/t$, как это применимо для компонента h, с эффективной шириной b или наружным радиусом R;

λ_p — как определено для компонента h в таблицах *A.26* — *A.28* и указано в формулах (*A.164*) — (*A.167*):

- для прямоугольных прокатных или ленточных сварных шовных или полочных компонентов, поддерживаемых вдоль обоих кромок:

$$\lambda_p = 1{,}17\sqrt{E/F_{yi}}; \quad (A.164)$$

- для прямоугольных прокатных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки:

$$\lambda_p = 0{,}37\sqrt{E/F_{yi}}; \quad (A.165)$$

- для прямоугольных сварных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки:

$$\lambda_p = 0{,}33\sqrt{E/F_{yi}}; \quad (A.166)$$

- для компонентов, полученных из трубчатых элементов (со ссылкой на таблицу *A.25*):

$$\lambda_p = 0{,}077E/F_{yi}; \quad (A.167)$$

λ_r — определено для компонента h из таблиц *A.26* — *A.28*, как указано в формулах (*A.168*) — (*A.171*):

- для прямоугольных прокатных или ленточных сварных шовных или полочных компонентов, поддерживаемых вдоль обоих кромок:

$$\lambda_r = 1{,}44\sqrt{E/F_{yi}}; \quad (A.168)$$

- для прямоугольных прокатных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки:

$$\lambda_r = 0{,}55\sqrt{E/F_{yi}}; \quad (A.169)$$

- для прямоугольных сварных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки:

$$\lambda_r = 0{,}50\sqrt{E/F_{yi}}; \quad (A.170)$$

- для компонентов, полученных из трубных элементов (со ссылкой на [*145*] и таблицу *A.25*):

$$\lambda_r = 0{,}102E/F_{yi}. \quad (A.171)$$

Эксцентричность между упругими и пластическими нейтральными осями e_a для элементов класса 3 (см. А.12.4) может быть вычислена, как указано в формуле

$$e_a = e\left(\frac{\lambda_r - \lambda_h}{\lambda_r - \lambda_p}\right)_h . \qquad (A.172)$$

где e имеет вид, как определено в А.12.4.2.

А.12.6.2.4 Прочность при продольном изгибе и осевом сжатии колонны

Не существует проверки прочности при продольном изгибе колонны, испытывающей осевое сжатие, поскольку она является неотъемлемой частью комбинированной проверки прочности на сжатие в А.12.6.3. Тем не менее представительное осевое сопротивление сжатию для элементов всех классификаций, испытывающих упругий изгиб, должно быть определено, как указано в формулах (*А.173*) — (*А.176*)

а) для всех марок стали (консервативное для высокопрочной стали):

$$P_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)P_{pl} \text{ для } \lambda_c \le 1{,}5 \text{ [получено из [145], формула (Е3-2)]}, \qquad (A.173)$$

$$P_n = \left(0{,}877 / \lambda_c^2\right)P_{pl} \text{ для } \lambda_c > 1{,}5 \text{ [получено из [145], формула (Е3-3)]}, \qquad (A.174)$$

b) в качестве альтернативы для высокопрочных сталей (F_y > 450 МПа), может использоваться следующее выражение (см. F.1):

$$P_n = \left(0{,}7625^{\lambda_c^{3,22}}\right)P_{pl} \text{ для } \lambda_c \le 1{,}2, \qquad (A.175)$$

$$P_n = \left(0{,}8608 / \lambda_c^{1{,}854}\right)P_{pl} \text{ для } \lambda_c > 1{,}2, \qquad (A.176)$$

где в дополнение к определениям в А.12.6.2.3,

$$\lambda_c = \left(\frac{P_{pl}}{P_E}\right)^{0,5} \text{ (получено из [144], раздел Е3; см. также F.1)}, \qquad (A.177)$$

P_E — минимальная изгибающая нагрузка Эйлера для любой плоскости изгиба, как определено в А.12.4.3 (включая процентный состав зубцов зубчатых реек хорд; см. А.12.3.1).

Когда сечение содержит неусиленные вырезы (отверстия), то параметр гибкости λ_c должен основываться на минимальном сечении, если не определено иное по результатам анализа.

А.12.6.2.5 Прочность при приложении изгибающего момента

А.12.6.2.5.1 Общие положения

Классификация поперечных сечений элемента в А.12.2 используется для идентификации вероятности локального продольного изгиба. Свойства тонкого сечения, которые определены в А.12.3.4, учитывают локальный продольный изгиб поперечных сечений класса 4.

Прочность при приложении изгибающего момента к стандартному замкнутому сечению элемента хорды СПБУ, используемому в опорах ферменного типа в нормальных условиях, не ограничивается боковым скручиванием при продольном изгибе. Тем не менее прочность должна быть проверена, как описано в А.12.2.3.2.

А.12.6.2.5.2 Прочность пластического сечения класса 1 и компактного сечения класса 2 при приложении изгибающего момента

Характерная величина приложенного изгибающего момента M_b задается как пластический изгибающий момент всего сечения, как указано в формуле

$$M_b = Z_p F_{ymin}, \qquad (A.178)$$

где M_b — характерная величина приложенного изгибающего момента;

Z_p — полностью пластический (эффективный) осевой момент сопротивления поперечного сечения, определенный по формуле (*А.132*);

F_{ymin} — минимальный предел прочности всех компонентов поперечного сечения призматического элемента в единицах напряжения, как определено в А.12.2.2.

Примечание — Гибридные сечения, сконструированные из компонентов с различными пределами текучести, рассматриваются с использованием методологии, описанной в А.12.3.2.

А.12.6.2.5.3 Прочность полукомпактного сечения класса 3 при приложении изгибающего момента

Характерная прочность при изгибе M_b получена путем интерполяции между пластическим моментом изгиба и предельным моментом при продольном изгибе, как указано в формуле

$$M_b = M_p - \left(M_p - M_R\right)\left(\frac{\lambda_h - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)_h , \qquad (A.179)$$

где M_p — предельная пластическая прочность;

$M_p = Z_p F_{ymin}$, как вычислено по формуле (*А.178*);

$$M_R = S_f F_y < M_p, \quad (A.180)$$

S_f — осевой момент упругости (модуль упругости) полукомпактной секции призматического элемента некруглой формы в рассматриваемой плоскости изгиба; см. А.12.3.3;

h — нижний индекс, относящийся к компоненту, который устанавливает наименьшее значение M_b;

$\lambda_h = b/t$ или $2R/t$, как это применимо к компоненту h;

λ_p — как это определено для компонента h на основе таблиц *A.26* — *A.28* и указано в формулах (*A.181*) — (*A.186*):

- для прямоугольных прокатных или сварных полочных компонентов, поддерживаемых вдоль обоих кромок, когда изгиб приводит к равномерному сжатию:

$$\lambda_p = 1{,}17\sqrt{(E / F_{yi})}; \quad (A.181)$$

- для прямоугольных прокатных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки и подвергающихся комбинированному действию сжатия и изгиба:

$$\lambda_p = 0{,}37\sqrt{(E / F_{yi})}; \quad (A.182)$$

- для прямоугольных сварных полочных, или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки и подвергающихся комбинированному действию сжатия и изгиба:

$$\lambda_p = 0{,}33\sqrt{(E / F_{yi})}; \quad (A.183)$$

- для прямоугольных прокатных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль обоих кромок и подвергающихся комбинированному действию сжатия и изгиба:

$$\lambda_p = \left[4{,}82\sqrt{(E / F_{yi})}\right] / (5{,}12\alpha - 1) \text{ (для } \alpha > 0{,}5), \quad (A.184)$$

$$\lambda_p = \left[1{,}55\sqrt{(E / F_{yi})}\right] / \alpha \text{ (для } \alpha \le 0{,}5), \quad (A.185)$$

когда α является коэффициентом, который варьируется в зависимости от нагружения, указанного в таблице А.28, и равняется 0,5 при изгибе и 1,0 при сжатии и варьируется между этими значениями при комбинированном действии изгиба и сжатия;

- для компонентов, полученных на основе круглых труб и подвергающихся только изгибу (см. таблицу *A.25*):

$$\lambda_p = 0{,}103E / F_{yi}. \quad (A.186)$$

Когда местоположение трубчатого компонента приводит комбинированному действию изгиба и сжатия, то значение λ_p, как правило, может быть взято из формулы (*A.167*). В качестве альтернативы значение λ_p может быть интерполировано между значениями только лишь изгиба и только лишь сжатия.

λ_r — определено для компонента h на основании таблиц *A.26* — *A.28*, как указано в формулах (*A.187*) — (*A.192*):

- для прямоугольных прокатных или сварных полочных компонентов, поддерживаемых вдоль обоих кромок, когда изгиб приводит к равномерному сжатию:

$$\lambda_r = 1{,}44\sqrt{(E / F_{yi})}, \quad (A.187)$$

- для прямоугольных прокатных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки и подвергающихся комбинированному сжатию и изгибу:

$$\lambda_r = 0{,}55\sqrt{(E / F_{yi})}, \quad (A.188)$$

- для прямоугольных сварных полочных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль одной кромки и подвергающихся комбинированному сжатию и изгибу:

$$\lambda_r = 0{,}50\sqrt{(E / F_{yi})}, \quad (A.189)$$

- для прямоугольных прокатных или ленточных сварных шовных компонентов, поддерживаемых вдоль обоих кромок и подвергающихся комбинированному сжатию и изгибу:

$$\lambda_r = \left[1{,}44\sqrt{(E / F_{yi})}\right] / (0{,}674 + 0{,}327\psi) \text{ (для } \psi > -1{,}0), \quad (A.190)$$

$$\lambda_r = \left[2{,}07(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}\right]\sqrt{(E / F_{yi})} \text{ (для } \psi \le -1{,}0), \quad (A.191)$$

где ψ — коэффициент напряжения, как показано в таблице *A.28*.

- для компонентов, полученных из круглых труб и подвергающихся только изгибу (см. таблицу *A.25*):

$$\lambda_r = 0{,}22E/F_{yi}. \quad (A.192)$$

Когда местоположение трубчатого компонента приводит к комбинированному изгибу и сжатию, то значение λ_r может быть взято из формулы (*A.171*). В качестве альтернативы значение λ_r может быть интерполировано между значениями только лишь изгиба и только лишь сжатия.

А.12.6.2.5.4 Прочность тонких секций класса 4 при приложении изгибающего момента

Характерная прочность при изгибе M_b секций класса 4 представлена в виде предельной гибкости при приложении изгибающего момента в формуле

$$M_b = S_e F_y, \qquad (A.193)$$

где S_e — уменьшенный эффективный осевой момент (модуль упругости) тонкого сечения призматического элемента некруглой формы для рассматриваемой плоскости изгиба, см. А.12.3.4.3.

А.12.6.2.6 Прочность при изгибающем моменте при приложении бокового скручивания с продольным изгибом

Уменьшенная характерная прочность при приложении изгибающего момента M_b за счет БПУК должна быть вычислена для всех элементов, которые не соответствуют условиям скрининговых проверок формулы (*A.124*) или формулы (*A.125*) для открытых и замкнутых сечений соответственно вне зависимости от класса сечения. Когда характерная прочность при приложении изгибающего момента уменьшена до БПУК по сравнению с величиной момента, вычисленной в А.12.6.2.5, то уменьшенная прочность при приложении изгибающего момента должна использоваться в проверках прочности.

Дополнительные указания по прочности при приложении изгибающего момента, учитывающего БПУК, см. в [*145*] и [*146*].

А.12.6.2.7 Проверки прочности при изгибе

Призматические элементы некруглой формы, подверженные действию изгибающих моментов M_u должны удовлетворять условиям формулы

$$M_u \le M_b/\gamma_{R,Pb}, \qquad (A.194)$$

где M_u — изгибающие моменты M_{uy} или M_{uz}, за счет факторизованных воздействий относительно осей y и z элемента, соответственно;

M_b — характерная прочность при приложении изгибающего момента, определенная на основе А.12.6.2.5 и А.12.6.2.6;

$\gamma_{R,Pb}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности при изгибе, равный 1,1.

А.12.6.3 Комбинированные проверки призматических элементов некруглой формы

А.12.6.3.1 Общие положения

Существует два различных подхода к оценке прочности призматических элементов некруглой формы, подвергающихся комбинированному воздействию осевых сил и изгибающих моментов:

a) подход на основе формулы взаимодействия (см. А.12.6.3.2), который применим ко всем классификациям элементов;

b) подход на основе поверхности пластического взаимодействия (см. А.12.6.3.3), который применим к элементам класса 1 и класса 2.

А.12.6.3.2 Подход на основе формулы взаимодействия

Каждый призматический конструктивный элемент некруглой формы должен удовлетворять следующим условиям формул (*A.195*) — (*A.197*) во всех поперечных сечениях по его длине. В случае если перерезывающая сила, вычисленная при факторизованных, т. е. расчетных нагрузках, превышает 60 % предела прочности на сдвиг, то предельное допускаемое значение изгибающего момента должно быть уменьшено. Пониженное значение следует определять по квадратичному закону, который описывается параболой, имеющей нулевое значение в точке, где значение перерезывающей силы равно пределу прочности на сдвиг (P_v в А.12.6.3.4).

Проверка локальной прочности (для всех элементов) выполняется по формуле

$$\frac{\gamma_{R,Pa}P_u}{P_{pls}} + \left[\left(\frac{\gamma_{R,Pb}M_{uey}}{M_{by}}\right)^{\eta} + \left(\frac{\gamma_{R,Pb}M_{uez}}{M_{bz}}\right)^{\eta}\right]^{\frac{1}{\eta}} \le 1{,}0. \qquad (A.195)$$

Проверка сжатоизогнутых элементов (для элементов, подвергающихся осевому сжатию) выполняется, как указано в формуле (*A.196*) или (*A.197*)

- если $\gamma_{R,Pa}P_u/P_p > 0{,}2$, тогда

$$\frac{\gamma_{R,Pa}P_u}{P_{pls}} + \frac{8}{9}\left[\left(\frac{\gamma_{R,Pb}M_{uay}}{M_{by}}\right)^{\eta} + \left(\frac{\gamma_{R,Pb}M_{uaz}}{M_{bz}}\right)^{\eta}\right]^{\frac{1}{\eta}} \le 1{,}0 \text{ (см. [145], формула H1-1a)}, \qquad (A.196)$$

- если $\gamma_{R,Pa}P_u/P_p \le 0{,}2$, тогда

$$\frac{\gamma_{R,Pa}P_u}{2P_p} + \left[\left(\frac{\gamma_{R,Pb}M_{uay}}{M_{by}}\right)^{\eta} + \left(\frac{\gamma_{R,Pb}M_{uaz}}{M_{bz}}\right)^{\eta}\right]^{\frac{1}{\eta}} \le 1{,}0 \text{ (см. [145], формула H1-1b)}, \qquad (A.197)$$

где P_u — приложенная осевая сила в элементе за счет факторизованных воздействий, которые определены при анализе, включающем эффекты P-Δ (см. А.12.4);

P_{pls} — характерная локальная осевая прочность на сжатие призматического элемента некруглой формы, где

$P_{pls} = P_t$ для элементов при растяжении, как определено в А.12.6.2.2,

$P_{pls} = P_{pl}$ для элементов при сжатии, как определено в А.12.6.2.3;

P_p — характерная осевая прочность для призматического элемента некруглой формы, где $P_p = P_n$ для элементов при сжатии, как определено в А.12.6.2.4;

M_{uey} — скорректированный изгибающий момент за счет факторизованных воздействий относительно оси y элемента по А.12.4;

M_{uez} — скорректированный изгибающий момент за счет факторизованных воздействий относительно оси z элемента по А.12.4;

M_{uay} — усиленный изгибающий момент за счет факторизованных воздействий относительно оси y элемента по А.12.4;

M_{uaz} — усиленный изгибающий момент за счет факторизованных воздействий относительно оси z элемента по А.12.4;

M_{by} — характерная величина изгибающего момента относительно оси y элемента, как определено в А.12.6.2.5 или А.12.6.2.6.

В случае, если перерезывающая сила, вычисленная при факторизованных, т. е. расчетных нагрузках, превышает 60 % предела прочности на сдвиг, то предельное допускаемое значение изгибающего момента должно быть уменьшено. Пониженное значение следует определять по квадратичному закону, который описывается параболой, имеющей нулевое значение в точке, где значение перерезывающей силы равно пределу прочности на сдвиг (P_{vz} в А.12.6.3.4). Более подробное описание метода см. в [*150*];

M_{bz} — характерная прочность при приложении изгибающего момента относительно оси z элемента, как определено в А.12.6.2.5 или А.12.6.2.6.

В случае если перерезывающая сила, вычисленная при факторизованных, т. е. расчетных нагрузках, превышает 60 % предела прочности на сдвиг, то предельное допускаемое значение изгибающего момента должно быть уменьшено. Пониженное значение следует определять по квадратичному закону, который описывается параболой, имеющей нулевое значение в точке, где значение перерезывающей силы равно пределу прочности на сдвиг (P_{vy} в А.12.6.3.4). Более подробное описание метода см. в [*150*];

$\gamma_{R,Pb}$ — частный коэффициент сопротивления прочности на изгиб, равный 1,1;

$\gamma_{R,Pa}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности, где

$\gamma_{R,Pa} = \gamma_{R,Pt}$ для осевой прочности при растяжении, $\gamma_{R,Pa} = 1{,}05$ в формулах (*А.195*) — (*А.197*);

$\gamma_{R,Pa} = \gamma_{R,Pcl}$ для осевой прочности при сжатии, $\gamma_{R,Pa} = 1{,}1$ в формуле (*А.195*);

$\gamma_{R,Pa} = \gamma_{R,Pc}$ для осевой прочности при сжатии, $\gamma_{R,Pa} = 1{,}1$ в формуле (*А.196*) и (*А.197*);

η — экспонент для двухосевого изгиба, постоянная, зависящая от геометрии поперечного сечения элемента, которая определена следующим образом:

- исключительно для круглых трубчатых элементов $\eta = 2{,}0$;
- для сплошных (заполненных) или пустотелых прямоугольных сечений $\eta = 5/3$;
- для элементов с двумя осями симметрии с открытыми сечениями $\eta = 1{,}0$;
- для всех геометрических форм консервативно может использоваться значение $\eta = 1{,}0$.

В приложении F приведен подход к определению значения η с помощью вычислений вручную. Должно применяться следующее соответствие переменных:

a) M'_{uey}, M'_{uez} должны быть установлены на применимые M_{uey}, M_{uez} или M_{uay}, M_{uaz}, соответственно, как описано выше;

b) M_{ny}, M_{nz} должны быть установлены на M_{by}, M_{bz} соответственно;

А.12.6.3.3 Подход на основе поверхности взаимодействия

В подходе на основе поверхности взаимодействия специалист, выполняющий оценку, проектирует поверхность взаимодействия пластической прочности в условиях *осевой прочности и прочности при двухосном приложении момента.* Поверхность взаимодействия может основываться на [*151*] и может использоваться для проверок прочности. Подход основывается на осевой силе, приложенной в центре сжатия, который определяется как место, в котором осевая сила не создает момента на полностью пластическом сечении.

ВНИМАНИЕ — Специалист, выполняющий оценку с учетом условий площадки постановки, должен знать, что знак момента критически важен для сечений без фактической или геометрической симметрии. Правило знаков поэтому должно соблюдаться с осторожностью.

Примечание — Распространенные случаи, когда могут быть допущены ошибки в знаках, это случаи, когда применяют результаты компьютерного анализа и используют по отношению к серии параметрических формул, которые могут иметь различные правила осей.

Критерий коэффициента взаимодействия может затем быть получен как отношение между длиной вектора от функционального исходного пункта до сил в элементе и длины вектора от функциональной исходной точки до

ближайшей точки на поверхности. Функциональный исходный пункт — это точка приложения силы, связанная с функциональными воздействиями при отсутствии внешних воздействий.

В приложении F в качестве примера приведены консервативно формулы взаимодействия и кривые для типовых групп поперечных сечений хорд на основе пластических прочностей P_y, M_{py} и M_{pz}. Коэффициенты сопротивления должны быть предоставлены специалистом, выполняющим оценку с учетом условий площадки постановки. Это достигается за счет определений, указанных в формулах (*A.198*) — (*A.200*):

$$P_y = P_{pls}/\gamma_{R,Pa} \text{ — проверка прочности (для всех элементов)} \quad (A.198)$$

или $P_y = P_p/\gamma_{R,Pa}$ — проверка сжатоизогнутого элемента (для элементов, подвергающихся осевому сжатию)

$$M_{py} = M_{by}/\gamma_{R,Pb}, \quad (A.199)$$

$$M_{pz} = M_{bz}/\gamma_{R,Pb}, \quad (A.200)$$

где M_{by} — характерная прочность при приложении изгибающего момента, как определено в А.12.6.3.2;

M_{bz} — характерная прочность при приложении изгибающего момента, как определено в А.12.6.3.2;

P_p — характерная осевая прочность призматического элемента некруглой формы, как определено в А.12.6.3.2;

P_{pls} — характерная локальная осевая прочность призматического элемента некруглой формы, как определено в А.12.6.3.2;

$\gamma_{R,Pb}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности на изгиб, равный 1,1;

$\gamma_{R,Pa}$ — частный коэффициент сопротивления для осевой прочности, где:

$\gamma_{R,Pa} = \gamma_{R,Pt}$ для осевой прочности при растяжении, $\gamma_{R,Pt} = 1{,}05$;

$\gamma_{R,Pa} = \gamma_{R,Pc}$ для осевой прочности при сжатии, $\gamma_{R,Pc} = 1{,}1$;

$\gamma_{R,Pa} = \gamma_{R,Pcl}$ для локальной прочности, $\gamma_{R,Pcl} = 1{,}1$.

Для проверки прочности приложенные к элементу силы (P, M_y, M_z в приложении F), должны быть P_u, M_{uey}, M_{uez}, как определено в А.12.6.3.2.

Для проверки сжатоизогнутого элемента приложенные силы к элементу (P, M_y, M_z в приложении F) должны быть P_u, M_{uay}, M_{uaz}, как определено в А.12.6.3.2.

А.12.6.3.4 Двухточечный (S-образный) изгиб балки

Призматические элементы некруглой формы, подвергающиеся воздействию двухточечного изгиба за счет факторизованных воздействий, должны соответствовать условиям формул (*A.201*) и (*A.202*):

$$V_y \le P_{vy}/\gamma_{R,Pv}, \quad (A.201)$$

$$V_z \le P_{vz}/\gamma_{R,Pv}, \quad (A.202)$$

где V_y, V_z — двухточечный изгиб (сдвиг) балки за счет факторизованных воздействий в локальных направлениях y и z соответственно;

P_{vy}, P_{vz} — характерные пределы прочности при сдвиге в локальных направлениях y и z соответственно, как указано в формуле

$$P_{vy}, P_{vz} = A_v F_{y\,min}/\sqrt{3}, \quad (A.203)$$

где A_v — эффективная площадь сдвига в рассматриваемых направлениях; см. таблицу *A.33*;

$\gamma_{R,Pv}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности при скручивании и двухточечном изгибе (сдвиге) балки, равный 1,1.

Таблица *A.33* — Эффективная площадь сдвига для различных поперечных сечений

Секция	Эффективная площадь сдвига A_v
Прокатные I, H и коробчатые сечения, нагрузка параллельна сварному стыку	$t\,D_S$
Сварные I-сечения, нагрузка параллельна сварному стыку	$t\,d$
Прямоугольные пустотелые сечения, нагрузка параллельна сварным стыкам	$A\,D_S/(D_S + B_S)$
Сварные коробчатые сечения, нагрузка параллельна сварному стыку	$2\,t\,d$
Прокатные тавровые сечения, нагрузка параллельна сварному стыку	$t\,D_S$
Сварные тавровые сечения, нагрузка параллельна сварному стыку	$t\,(D_S - T)$
Круглые пустотелые сечения	$0{,}5\,A$

Окончание таблицы А.33

Секция	Эффективная площадь сдвига A_v
Сплошные (неполые) профильные материалы и пластины	0,9 A
Замкнутые сечения с изогнутыми пластинами	0,9 $\Sigma[\cos(\theta_i)\ A_{oi}]$
T — толщина полки сварного таврового сечения. t — толщина сварного стыка. D_S — общая глубина поперечного сечения. d — глубина сварного стыка; для прокатных профилей измерена по отношению к вершине сварного шва, для сварных профилей измерена между внутренними поверхностями полок. B_S — общая ширина поперечного сечения. A — общая площадь поперечного сечения. A_{oi} — площадь прямолинейного i-го компонента. θ_i — угол между рассматриваемым направлением *силы сдвига* и более крупным размером поперечного сечения i-го компонента для $\theta_i \le 45°$. $\cos(\theta_i) = 0$, если $\theta_i > 45°$.	

А.12.6.3.5 Напряжение сдвига при скручивании

Призматические элементы некруглой формы с замкнутыми сечениями, подверженные напряжению сдвига при скручивании за счет факторизованных воздействий, должны удовлетворять формуле

$$T_u \le T_{vp}/\gamma_{R,Pv}, \qquad (A.204)$$

где T_u — крутящий момент за счет факторизованных воздействий;

T_{vp} — характерная прочность при скручивании призматического элемента некруглой формы, как указано в формуле

$$T_{vp} = I_{pp} \cdot F_{y\,min} / \left(r\sqrt{3}\right), \qquad (A.205)$$

I_{pp} — полярный момент инерции призматического элемента некруглой формы;

r — максимальное расстояние от центроида до крайнего волокна;

$\gamma_{R,Pv}$ — частный коэффициент сопротивления для прочности при скручивании и двухточечном изгибе, равный 1,1.

Призматические элементы некруглой формы с открытым сечением, подвергающиеся воздействию сдвига при скручивании, должны проверяться при необходимости.

А.12.7 Оценка стыков с учетом условий площадки постановки

Стыки должны проверяться, когда условия площадки (сочетания гидрометеорологических условий, эксцентричное нагружение башмака опоры и т. п.) выходят за ограничения, которые оцениваются ПКО в нормальных условиях.

Проектировщик может предоставить данные по прочности стыков специалисту, выполняющему оценку с учетом условий площадки постановки. Когда представленная в данных прочность стыка менее прочности элемента, то представленная в данных прочность стыка должна использоваться вместо осевой прочности элемента в проверках прочности элемента.

Если будет признана необходимость оценить прочность стыка, то сопротивление трубчатых стыков может быть оценено с учетом [2], 24.9.2.2.2 и А.24.9.2.2.2 (соединения), а сопротивление нетрубчатых стыков может быть оценено путем рационального анализа. Внутренние силы (эффекты воздействия) за счет факторизованных воздействий должны определяться в соответствии с 8.8, а не на основе [2] и *ГОСТ Р 57555*.

Примечание — Предназначение проверки стыков заключается в том, чтобы убедиться, что стык достаточно прочный для сопротивления внутренним силам за счет факторизованных воздействий. Прочность стыка не должна соответствовать или превышать полной прочности элемента. Указания по прочности нетрубчатого стыка см. в других разделах [2] и *ГОСТ Р 57555*.

А.13 Приемочные проверки

Указания отсутствуют.

Приложение В
(обязательное)

Общий обзор частных коэффициентов воздействия и частных коэффициентов сопротивления

Таблица В.1 — Общий обзор частных коэффициентов воздействия

Обозначение	Описание	Коэффициент	Пункт
$\gamma_{f,D}$	Частный коэффициент воздействия, применяемый к инерциальным воздействиям D_e за счет динамической реакции, в сочетании с $\gamma_{f,E}$	1,0	8.8.1.1 — 8.8.1.4
$\gamma_{f,G}$	Частный коэффициент воздействия, применяемый к фиксированным воздействиям G_F	1,0	8.8.1
$\gamma_{f,V}$	Частный коэффициент воздействия, применяемый к воздействиям за счет переменной нагрузки G_v	1,0	8.8.1
$\gamma_{f,E}$	Частный коэффициент воздействия, применяемый к гидрометеорологическим или сейсмическим (землетрясение) воздействиям:		8.8.1.1 — 8.8.1.4
	когда применяется к детерминированному ПСКНС под воздействием шторма E_e (используемому с автономными крайними значениями с повторяемостью за 50 лет)	1,15	8.8.1.2
	когда применяется к детерминированному ПСКНС под воздействием шторма E_e (используемому с гидрометеорологическими данными с совместной вероятностью при повторяемости за 100 лет)	1,25	8.8.1.2
	когда применяется к вероятностным ПСКНС под воздействием шторма E_e, используя факторизованные гидрометеорологические параметры, определенные в соответствии с А.10.5.3.2[a]	1,0	8.8.1.3
	когда применяется к инерционному воздействию, вызванному движениями грунта при ЗЭУ при анализе землетрясения	0,9	8.8.1.4.1
	когда применяется к инерционному воздействию, вызванному движениями грунта при ЗАУ при анализе землетрясения	1,0	8.8.1.4.2

[a] Частные гидрометеорологические коэффициенты, используемые в квазистатическом вероятностном анализе, определяются посредством итеративной (повторной) процедуры. Процедура включает факторизацию (разложение на элементарные составляющие) гидрометеорологических параметров (высота волн, скорость течения/ветра), пока частная факторизованная квазистатическая вероятностная сила не совпадет с воздействующей факторизованной квазистатической детерминированной силой. Начальную точку итерации можно взять как $\sqrt{\gamma_{f,E}}$.

Примечание — Приведенные значения являются нормативными. В пунктах приведены методы применения и коэффициенты, специально увязанные с методологиями вычисления, приведенными в соответствующем пункте.

Таблица В.2 — Общий обзор частных коэффициентов сопротивления

Обозначение	Описание частных коэффициентов сопротивления	Коэффициент	Пункт
$\gamma_{R,PRE}$	Частный коэффициент сопротивления предварительному нагружению	1,1	А.9.3.6.2
$\gamma_{R,Hfc}$	Частный коэффициент сопротивления горизонтальной способности основания для эффективного напряжения (песок/дренированный)	1,25	А.9.3.6.2
	Частный коэффициент сопротивления горизонтальной способности основания для общего напряжения (глина/недренированная)	1,56	А.9.3.6.2

Окончание таблицы В.2

Обозначение	Описание частных коэффициентов сопротивления	Коэффициент	Пункт
$\gamma_{R,VH}$	Частный коэффициент сопротивления вертикальной/горизонтальной несущей способности основания	1,1	А.9.3.6.4
$\gamma_{R,Tb}$	Частный коэффициент сопротивления прочности на изгиб трубчатого элемента[a]	1,05	А.12.5
$\gamma_{R,Tc}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при осевом сжатии трубчатого элемента[a]	1,15	А.12.5
$\gamma_{R,Tt}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при осевом растяжении трубчатого элемента[a]	1,05	А.12.5
$\gamma_{R,Tv}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при скручивании и двухточечном изгибе трубчатого элемента[a]	1,05	А.12.5
$\gamma_{R,Pb}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при изгибе призматического элемента некруглой формы[a]	1,1	А.12.6
$\gamma_{R,Pc}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при осевом сжатии призматического элемента некруглой формы[a]	1,1	А.12.6
$\gamma_{R,Pcl}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при локальном осевом сжатии призматического элемента некруглой формы[a]	1,1	А.12.6
$\gamma_{R,Pt}$	Частный коэффициент сопротивления для прочности при осевом растяжении призматического элемента некруглой формы[a]	1,05	А.12.6
$\gamma_{R,Pv}$	Частный коэффициент сопротивления для прочностей при скручивании с двухточечным изгибом призматического элемента некруглой формы	1,1	А.12.6
$\gamma_{R,S}$	Частный коэффициент сопротивления прочности башмака опоры	1,15	13.4
$\gamma_{R,H}$	Частный коэффициент сопротивления системы удержания (опор)	1,15	13.5
$\gamma_{R,OTM}$	Частный коэффициент сопротивления стабилизирующего момента	1,05	13.8

[a] Коэффициенты сопротивления материалов для трубчатых элементов, приведенные здесь и те, на которые приведены ссылки в разделе 12, основаны на независимой интерпретации теоретических значений, полученных из данных, используемых для калибровки [*7*], а также данных, использованных при разработке формул прочности трубных элементов [2]. Значения для призматических элементов некруглой формы основаны на [*145*], где эквивалентный коэффициент сопротивления был изменен с 1,18 на 1,1 (в издании 2005 г.), в отличии от издания 1986 г. ввиду переоценки применяемых данных, что явилось результатом фактического снижения коэффициента вариаций.

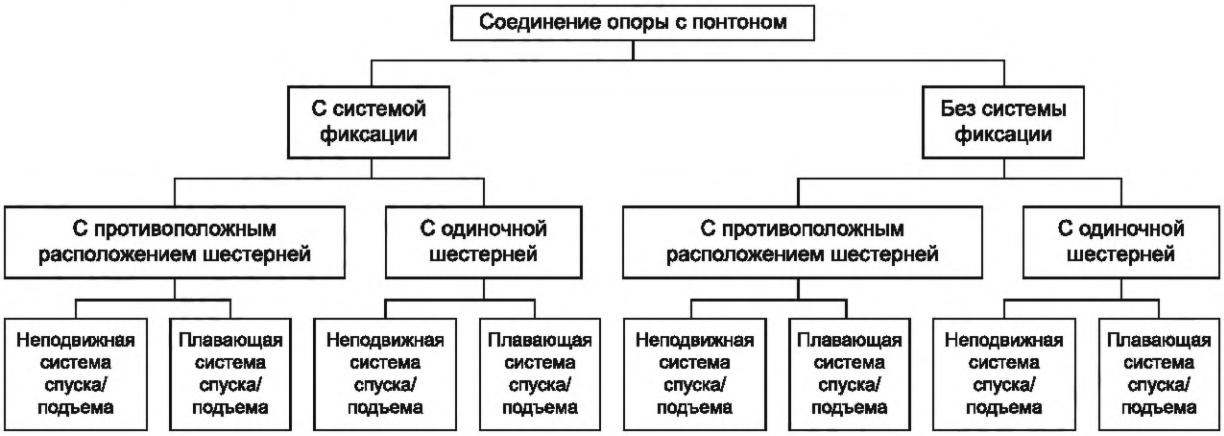
Примечание — Приведенные значения являются нормативными. В пунктах приведены методы применения и коэффициенты, специально увязанные с методологиями вычисления, приведенными в соответствующем пункте.

Приложение С
(справочное)

Дополнительная информация по моделированию конструкции и анализу реакции

С.1 Требования по 8.5. Моделирование соединений опоры с понтоном

Возможные компоновки элементов соединения опоры с понтоном показаны на рисунке *С.1*, на котором также приведены примеры конструкций СПБУ для каждой категории.



Примеры СПБУ для каждой категории

FandG - L780 II - JU 2000 - Alpha 350 - Super M2 - Universal класс M	GustoMSC - CJ36 - CJ46 - CJ50 (old) - CJ54 - CJ62 - CJ70	Нет	Нет	Baker Marine - Pacific 375 LeTourneau - Workhorse - Tarzan Modec - 300C - 400	CFEM - 2005 - 2600 Levingston - 111C	Baker Marine - класс Freedom - 350 - 300 - 250 - 200 - 150 GustoMSC - конструкции Gusto LeTourneau - 53 - 84 - 82-SD-C - 116C - Super 116 - Super 116E - Super 300 - Gorilla	Нет
GustoMSC - CJ 46 - CJ 50 (новое) Hitachi - Giant class Keppel FELS - KFELS Mod V - KFELS Mod VI - класс A - класс B - класс N LeTourneau - Super GORILLA - Super GORILLA XL - Jaguar 250-C							

Рисунок *С.1* — Примеры комбинаций компонентов соединения опоры с понтоном

С.2 Требования по А.10.5.3.4. Методы определения НВМКЗ

С.2.1 Требования по первому методу, приведенному в таблице *А.19*. Соответствие распределений Вейбулла результатам ряда имитаций во временных интервалах с целью определения реакций на необходимом уровне вероятности и усреднение результатов

Данная процедура, изложенная ниже в шагах с 1 до 7, предусматривает выполнение нескольких имитаций во временных интервалах с пригодными отрезками времени по каждой интересующей реакции. Ввод имитации состояния моря должен проверяться на предмет гауссовости (*степени приближения распределения вероятностей к нормальному*). Указания приведены в таблице *А.5*. Для каждой записи имитации процедура вычисления НВМКЗ состоит из описанных ниже шагов. Окончательное значение НВМКЗ принимают как среднее от всех выполненных имитаций.

Шаг 1

Изменения реакции во времени *R(t)* сначала анализируют с целью вычисления среднего значения μ_R, как определено в формуле

$$\mu_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} R(t_i)}{n}, \qquad (C.1)$$

где $R(t_i)$ — изменения интересующей реакции во времени;

t_i — момент времени *i*;

n — количество пригодных для использования моментов времени в имитации (игнорируя приработку).

Шаг 2

Затем определяют наибольшие значения отдельных реакций в имитациях в соответствии со следующими критериями.

Наибольшее значение возникает при t_i, если применяется формула

$$R(t_{i-1}) < R(t_i) \text{ и } R(t_{i+1}) \le R(t_i). \qquad (C.2)$$

Предполагается, что наибольшее значение N_{max}, найдено из выбранных значений.

Шаг 3

Из наибольшего значения реакции N_{max} вычитают среднее значение сигнала μ_R и результирующие наибольшие значения M_k, где *k* варьируется от 1 до N_{max}. Наибольшие значения упорядочивают в 20 блоков, имеющих срединные точки в порядке возрастания. Все блоки имеют одну и ту же ширину. Верхняя граница самого верхнего 20-го блока берется как 1,01, *умноженное* на наибольшее значение, а нижняя граница первого блока устанавливается как ноль. Любое наибольшее числовое значение менее нуля отбрасывается. Блоки нумеруют в порядке возрастания от $q = 1$ до 20 и определяют по значению их срединной точки M_q^*, а также вероятности не превысить это значение F_q. Потом выполняют распределение найденных наибольших значений с использованием для каждого блока систему координат Гумбеля для того, чтобы получить наилучший из возможных набор распределения для больших значений *M*. Если количество наибольших значений в каждом блоке *q* равно n_q, то совокупная вероятность F_q для построения графика по срединной точке для блока *q* имеет вид, как указано в формуле

$$F_q = \left[\left(1 + \sum_{j=0}^{q-1} n_j\right)\left(\sum_{j=0}^{q} n_j\right)\right]^{0,5} / \left(N_{max} + 1\right), \qquad (C.3)$$

где n_0 равно количеству отрицательных наибольших пиковых значений (количество точек, не попадающих в 20 блоков).

Шаг 4 a)

Распределение Вейбулла подгоняется [см. шаги 4 b) — 4 d)] посредством совокупного распределения блоков наблюдаемых наибольших значений, как определено в шаге 3 [определяют в соответствии с шагами 4 b) — 4 d)]. Трехпараметрическая функция распределения Вейбулла определена, как указано в формуле

$$F\left(M^*; \alpha, \beta, \gamma\right) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{M^* - \gamma}{\alpha}\right)^{\beta}\right], \qquad (C.4)$$

где $F(M^*; \alpha, \beta, \gamma)$ — вероятность непревышения значения M^* где,

α — параметр масштабирования,

β — параметр наклона,

γ — пороговый параметр;

$\alpha, \beta, (M^* - \gamma) > 0,0$.

Шаг 4 b)

Только блоки данных с вероятностью не превышения порогового значения более чем 0,2, используются для соответствия интегральной функции распределения Вейбулла, т. е. только блоки, в отношении которых применяется формула

$$F_q > 0,2. \qquad (C.5)$$

Следует учесть, что M_q^* располагаются в порядке возрастания.

Шаг 4 c)

Отклонения δ_q наблюдаемой вероятности из соответствующей вероятности в интегральной функции распределения Вейбулла *F* (трансформировано в масштаб Вейбулла) для каждого из описанных блоков *q* вычисляют по формуле

$$\delta_q = \ln\{-\ln[1 - F(M_q^*; \alpha, \beta, \gamma)]\} - \beta\,[\ln(M_q^* - \gamma) - \ln(\alpha)], \qquad (C.6)$$

Шаг 4 d)

Параметры α, β, γ теперь оцениваются с помощью нелинейных методов наименьших квадратов так, чтобы итог, указанный в формуле (*С.7*), был минимизирован:

$$\sum_{q=x}^{20} \delta_q^2,$$

где x является значением q, для которого

$$F_q > 0{,}2. \qquad (C.7)$$

Процедура может основываться на алгоритме Левенберга-Марквардта с использованием параметров двухпараметрического распределения Вейбулла (найденные методом наибольшей вероятности) в качестве начальных оценок.

Шаг 5

Значение НВМЗ M_{MPM} определяют как значение M, для которого применяют формулу

$$F(M^*;\alpha,\beta,\gamma) = 1 - \frac{1}{\left\{N_{max}\frac{T_{3h}}{T_{sim}}\right\}}, \qquad (C.8)$$

где T_{3h} = 3 ч;

T_{sim} — продолжительность имитации, ч.

Шаг 6

Соответствующее значение НВМКЗ R_{MPME} затем находят, как указано в формуле

$$R_{MPME} = \mu_R + M_{MPM}, \qquad (C.9)$$

где μ_R — среднее значение $R(t)$, установленное в шаге 1;

M_{MPM} — значение НВМКЗ (исключая среднее), установленное в шаге 5.

Шаг 7

Процедуру повторяют для каждого требуемого параметра реакции.

С.2.2 Требования ко второму методу, приведенному в таблице *А.19*. Подбор распределения Гумбеля по гистограмме абсолютных максимальных реакций на основе ряда имитаций во временных интервалах для определения реакций на необходимом уровне вероятности

Основным допущением этого метода является то, что абсолютные максимальные значения в трехчасовых имитациях соответствуют распределению Гумбеля, указанному в формуле

$$F_{3h}(x) = \exp\left[-\exp\left(\frac{x-\psi}{\kappa}\right)\right], \qquad (C.10)$$

где $F_{3h}(x)$ — вероятность того, что наибольшее трехчасовое значение не превысит значение x;

ψ — параметр местоположения;

κ — параметр масштаба.

Для каждого необходимого параметра реакции выполняются шаги, указанные ниже.

Шаг 1

Извлекают абсолютное наибольшее (и наименьшее) значение по крайней мере для каждой из 10 трехчасовых имитаций реакции.

Шаг 2

Подбирают распределение Гумбеля по этим 10 (или более) наибольшим/наименьшим значениям. Это может быть сделано с использованием метода наибольшей вероятности, получив значения ψ и κ. В качестве альтернативы в [*152*] показано, что метод моментов в аналитическом виде дает результаты, согласующиеся с методом наибольшей вероятности в отношении значений ψ, однако он демонстрирует существенное отличие значений κ. Поскольку при вычислении НВМКЗ при 63 % вероятности превышения эффекты κ *приближаются* к нулю, как показано в шаге 3 ниже, при этом остается влияние лишь на вычисленное значение ψ, как указано в формуле (*С.12*). Следовательно, решение методом моментов в аналитическом виде, как правило, может быть использовано для вычисления ψ и κ, как указано в формулах (*С.11*) и (*С.12*):

$$\kappa = \left(\sigma\sqrt{6}\right)/\pi, \qquad (C.11)$$

$$\psi = \mu - 0{,}577\kappa, \qquad (C.12)$$

где μ — усредненное наибольшее/наименьшее значение;

σ — стандартное отклонение от наибольшего/наименьшего значения.

шаг 3:

Значение RMPME определяется, как указано в формулах (*С.13*) и (*С.14*):

$$R_{MPME} = \psi - \kappa \ln\left\{-\ln\left[F_{3h}\left(R_{MPME}\right)\right]\right\}, \quad (C.13)$$

где

$$F_{3h}\left(R_{MPME}\right) = 0{,}37. \quad (C.14)$$

Используют пониженный квантиль (порядковая статистика) 0,37, поскольку крайнее значение повторяемости один раз за 3 ч имеет вероятность превышения 0,63 (= 1 – 0,37). В этом случае можно увидеть, что $R_{MPME} = \psi$.

Шаг 4

Процедура шагов 2 и 3 может аналогичным образом применяться для наименьшего значения, несмотря на то что есть вероятность погрешности значения κ, *а также потому, что стандартное отклонение наименьшего значения может быть большим в сравнении с усредненным,* метод моментов в аналитическом виде *не должен использоваться для вычисления* κ *и* ψ.

С.2.3 Требования к третьему методу, приведенному в таблице *А.19*. Применение Эрмитового полиномиального метода Винтерштайна к результатам имитаций во временных интервалах

Для гауссовых процессов существуют аналитические результаты для определения значений НВМЗ (например, НВМЗ высоты волны в 1,86 раза превышает высоту значительной волны). Для общих нелинейных негауссовых процессов с конечной полосой пропускания (finite band-width) используют методы аппроксимации для формирования функции плотности распределения вероятностей процесса. Метод, предложенный в [*153*], согласуется с полиномом Эрмита гауссовых процессов для преобразования нелинейного, негауссова процесса в математически обрабатываемую функцию плотности распределения вероятностей. Дополнительные положения содержатся в [*154*] для процессов с большим эксцессом (куртозисом).

Данная процедура предусматривает выполнение имитаций во временных интервалах в течение подходящих отрезков времени для каждой интересующей величины. Ввод имитации состояния моря должен проверяться на предмет гауссовости. Указания приведены в таблице *А.5*. Процедура вычислений с целью определения наибольшего значения временного ряда $R(t)$ с продолжительностью имитации T_{sim}, равной трем часам T_{3h}, имеет следующий вид:

Шаг 1

Вычисляют среднее значение μ, стандартное отклонение σ и следующие количественные показатели временных рядов для рассматриваемого параметра, как указано в формулах (*С.15*) и (*С.16*):

$$\alpha_3 = (1/n)\Sigma[(R - \mu)^3]/\sigma^3, \quad (C.15)$$

$$\alpha_4 = (1/n)\Sigma[(R - \mu)^4]/\sigma^4, \quad (C.16)$$

где α_3 — асимметрия;

α_4 — эксцесс (куртозис).

Когда эксцесс менее 3,0, то предложенный здесь подход не применим и следует использовать альтернативный метод, указанный в работе [*153*].

Шаг 2

Строят стандартизованный процесс реакции $z = (R - \mu)/\sigma$. Используя стандартизованный процесс, вычисляют количество пересечений нулевого уровня N. Вместо фактического цикла из смоделированных временных рядов $N = 1000$ может быть принято в качестве допущения для трехчасовой имитации.

Шаг 3

Вычисляют следующие количественные показатели на основе характеристик временного ряда для интересующей реакции, как указано в формулах (*С.17*) — (*С.19*):

$$h_3 = \alpha_3 / \left\{4 + 2\sqrt{\left[1 + 1{,}5\left(\alpha_4 - 3\right)\right]}\right\}, \quad (C.17)$$

$$h_4 = \left\{\sqrt{\left[1 + 1{,}5\left(\alpha_4 - 3\right)\right]} - 1\right\} / 18, \quad (C.18)$$

$$K = \left(1 + 2h_3^{\,2} + 6h_4^{\,2}\right)^{-1/2}. \quad (C.19)$$

Необходимо найти более точный результат за счет определения решения для C_1, C_2 и C_3 на основе формул (*С.20*) — (*С.22*):

$$\sigma^2 = C_1^2 + 6C_1C_3 + 2C_2^2 + 15C_3^2, \quad (C.20)$$

$$\sigma^3\alpha^3 = C_2(6C_1^2 + 8C_2^2 + 72C_1C_3 + 270C_3^2), \quad (C.21)$$

$$\sigma^4\alpha^4 = 60C_2^4 + 3C_1^4 + 10\,395C_3^4 + 60C_1^2C_2^2 + 4\,500C_2^2C_3^2 + 630C_1^2C_3^2 + \ldots + 936C_1C_2^2C_3 + 3\,780C_1C_3^3 + 60C_1^3C_3, \quad (C.22)$$

используя в качестве первоначальных предположений значения формул (*С.23*) — (*С.25*):

$$C_1 = \sigma K(1 - 3h_4), \quad (C.23)$$

$$C_2 = \sigma\, K h_3, \qquad (C.24)$$

$$C_3 = \sigma\, K h_4, \qquad (C.25)$$

где σ — берут из шага 1;

K, h_3 и h_4 — определяют по формулам (*C.17*) — (*C.19*).

После решения C_1, C_2 и C_3, значения K, h_3 и h_4 пересчитывают по формулам (*C.26*) — (*C.28*):

$$K = (C_1 + 3C_3)/\sigma, \qquad (C.26)$$

$$h_3 = C_2/(\sigma K), \qquad (C.27)$$

$$h_4 = C_3/(\sigma K). \qquad (C.28)$$

Шаг 4

Наиболее вероятное значение U трансформируемого процесса вычисляют по формуле

$$U = \sqrt{2\ln\left(N \cdot \frac{T_{3h}}{T_{sim}}\right)}, \qquad (C.29)$$

где U — гауссов процесс нулевого среднего, единичная дисперсия;

T_{3h} = 3 ч;

T_{sim} — продолжительность имитации, ч.

Шаг 5

Наиболее вероятное наибольшее значение трансформируют обратно в нормированную переменную z, как указано в формуле

$$z_{MPM} = K\,[U + h_3(U^2 - 1) + h_4(U^3 - 3U)]. \qquad (C.30)$$

Шаг 6

Наконец, значение НВМКЗ в необходимом трехчасовом периоде экспозиции для рассматриваемой реакции может быть вычислено с помощью формулы

$$R_{MPME} = \mu + \sigma\, z_{MPM}. \qquad (C.31)$$

С.2.4 Требования к четвертому методу, приведенному в таблице *A.19*. Применение метода инерции сопротивления и инерции для определения горизонтальной силы в основании сооружения и опрокидывающего момента КДУ на основе имитации во временном интервале

Метод, основанный на [*155*], может использоваться для определения $K_{КДУ,СЛУЧ}$, используемого для вычисления набора инерционных нагрузок для двухстадийного детерминистического анализа шторма (см. 10.5.2). В методе комбинируются два компонента общей динамической реакции, а именно статическая и инерционная часть. Инерционная часть вычисляется как разность между общими динамическими и статическими реакциями, и ее не следует путать с реакцией на инерционную волновую нагрузку. Метод предусматривает определение реакции СПБУ для четырех условий. Во всех четырех вариантах имитация шторма (вероятностное начальное значение) должна быть идентичной, но с различными имитируемыми компонентами нагружения и/или реакции. Рассматриваемые реакции, как правило, включают общую горизонтальную силу в основании волны и течения и общий опрокидывающий момент волны и течения, которые используются для вычисления КДУ горизонтальной силы в основании волны и опрокидывающего момента соответственно.

Четыре имитируемых варианта включают полную динамическую реакцию, полную статическую реакцию, статическую реакцию только на инерционное волновое нагружение (установка $C_d = 0$) и статическую реакцию только на нагрузку лобового сопротивления (торможения) (установка $C_m = 0$). На основе этих значений инерционная реакция рассчитывается как полная динамическая реакция минус полная статическая реакция. Средние значения и стандартные отклонения реакции извлекаются из значений реакций во временных интервалах, КДУ вычисляются, как это представлено на рисунке *C.2*.

Метод инерции сопротивления включает в себя последний шаг для масштабирования КДУ на основе отношения периодов T_n/T_p. Этот шаг включен, чтобы обеспечить, что значения КДУ не были заниженными для случаев, когда T_n приближается к T_p; см. [*156*]. Формула для коэффициента масштаба показана на рисунке *C.2* и графически иллюстрируется на рисунке *C.3*.

Этот метод не должен применяться для вычисления значений НВМКЗ для использования в одностадийном вероятностном анализе. Он должен использоваться только в двухстадийном анализе, когда основание моделируется либо как шарнирное соединение, либо на основе линеаризованной жесткости в вычислении КДУ.

Дополнительная информация по методу и его ограничениям приведена в [3].

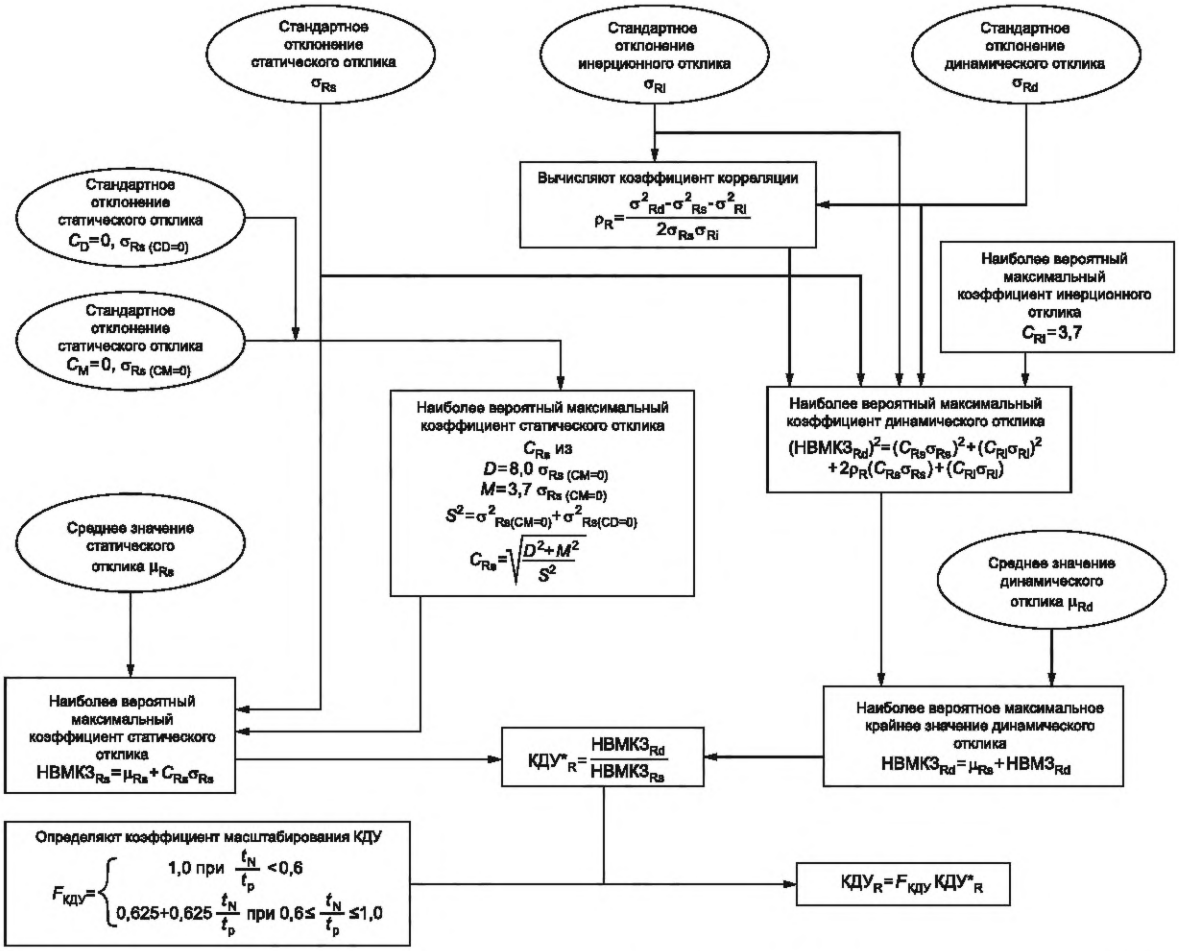


Рисунок *С.2* — Метод инерции сопротивления, включающий коэффициент масштабирования КДУ

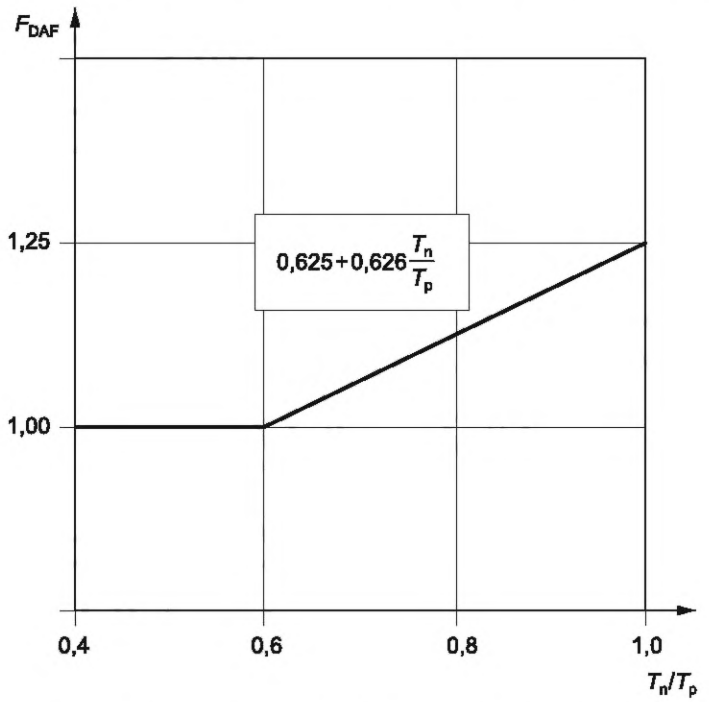


Рисунок *С.3* — Графическое представление коэффициента масштабирования КДУ $F_{КДУ}$, применяемое к методу инерции сопротивления

Приложение D
(справочное)

Основание. Рекомендации по сбору геотехнических данных на конкретной площадке

В данном приложении, составленном на основе [*157*], приведены рекомендации по сбору геотехнических данных на конкретной площадке для основания СПБУ с целью их оценки с учетом условий площадки постановки.

Предполагается, что существует региональная геологическая информация, проведены теоретические геологические исследования на основе имеющихся данных, а перед выполнением морских геотехнических работ проведены геофизические исследования на площадке проведения работ, поскольку эта информация необходима для планирования и оптимизации объема работ геотехнических исследований на площадке.

Региональные георискы, если они присутствуют, вряд ли могут быть выявлены на основе геотехнических данных конкретного участка в изоляции, поскольку результаты исследования должны быть интегрированы с локальными геофизическими исследованиями, региональными геологическими данными и любой другой информацией, которая может быть полезной для оценки потенциального наличия региональных георисков.

Основной целью проведения геотехнических работ является сбор адекватных данных, чтобы минимизировать риск на морском дне и позволить предотвратить/смягчить риски, если это необходимо.

Геотехнические риски, связанные с операциями СПБУ, указаны в таблице *А.2*.

В идеальной ситуации в ходе планирования разработки месторождения перед монтажом каких-либо объектов должное внимание должно быть уделено сбору и интеграции геофизических и геотехнических данных. Если СПБУ используют для проведения капитального ремонта (скважин) или монтажа вспомогательных объектов в период срока эксплуатации месторождения, то необходимо должным образом учитывать расположение этих установок и влияние впадин на морском дне и зон с нарушенным грунтом на морском дне (отпечатков опор), возникших в ходе монтажа башмаков опор в других операциях. Диапазон конструкций СПБУ, пригодных для работы на месторождении, должен быть учтен, также, как и воздействие каждой СПБУ на операции других СПБУ с точки зрения взаимодействия башмаков опор и отпечатков опор.

Хотя возможны исключения, как правило, необходимо собрать геотехнические данные на глубину ниже дна моря на 30 м или на предполагаемую глубину пенетрации башмака опоры плюс 1,5 диаметра башмака в зависимости от того, что из них больше.

Также признается, что проведение оптимально спроектированных морских работ не всегда возможно, поэтому необходимо компромиссное решение. Такие факторы включают:

- наличие специализированного исследовательского судна с опытным персоналом;
- наличие специальных геотехнических систем и инструментов;
- погодные условия, препятствующие и/или уменьшающие объем морских операций;
- доступность площадки.

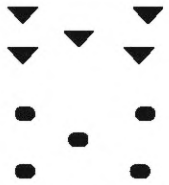
В таблицах D.1 — D.3 перечислены различные условия на площадке и приведены рекомендации в отношении морских геотехнических работ по исследованию площадок, которые могут потребоваться для выполнения оценки основания СПБУ с учетом условий площадки постановки как для открытых площадок, так и для площадок для капитального ремонта. Открытые площадки относятся к площадкам, где СПБУ еще не работали, а площадки для капитального ремонта, относятся к площадкам, где уже устанавливались СПБУ.

На площадках для капитального ремонта грунт, скорей всего, нарушен и оставлены кратеры или отпечатки опор, в морском дне в местах, где устанавливались башмаки опор. Эти операции, вероятно, изменили свойства грунта, и такое изменение грунта должно учитываться в ходе оценки будущих операций СПБУ с учетом условий площадки постановки. Вопросы взаимодействия башмаков—отпечатков опор не рассматриваются в этом приложении.

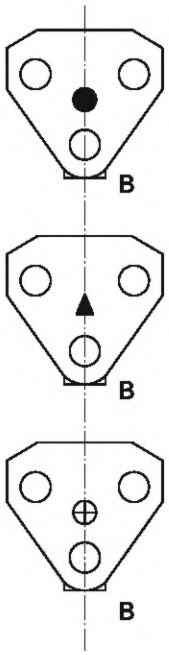
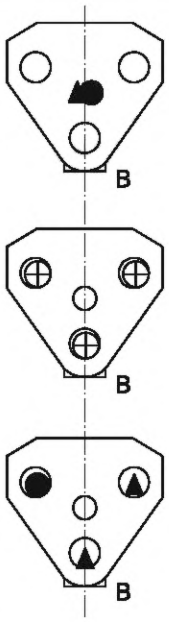
В таблицах D.1 — D.3 даются указания по количеству и местонахождению геотехнических скважин (только отбор проб или комбинированный либо составной отбор проб и испытания в стволе), а также непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром для различных обстоятельств. См. А.6.5 и [*157*] в отношении дополнительных комментариев по отбору проб грунта и испытание пьезоконическим пенетрометром. Требования к лабораторным испытаниям грунта и спецификации см. в А.6.5 и [*157*].

Эти указания должны использоваться только как рекомендации, и они не подразумевают никакого нормативного регулирования, обязательств или гарантии применения.

Таблица D.1 — Объем геотехнических работ для открытых площадок с простыми геологическими условиями

Тип программы	Геологическая обстановка	Условия площадки	Минимальный предлагаемый объем исследований[a]	Рисунки
1S	Простая	Региональные, локальные и приповерхностные геологические условия хорошо изучены. Условия на площадке пригодны для операций СПБУ. Имеются высококачественные геофизические данные, а данные профилирования придонного слоя привязаны к скважинам и/или локальным площадкам установки СПБУ. Тщательная проработанная эксплуатационная площадь для работы СПБУ, где не ожидается проблем с основанием, с горизонтально-устойчивым грунтом. Аналитическое исследование подтверждает геофизические данные. Риск неблагоприятных параметров основания крайне маловероятен и любой потенциальный риск кажется управляемым	Сбор геотехнических данных по конкретной площадке может не потребоваться[a]	Не применимо
2S	Простая	Как и в условиях 1S, но со слоем мягких отложений поверх твердого слоя с известной геологией, где ожидается, что башмаки опор будут стоять на твердой границе ниже мягких отложений. Порода, присутствующая ниже границы раздела мягкого/твердого грунта, известна как способная выдерживать нагрузку и безопасно поддерживать башмаки. Известно, что грунт горизонтально-устойчивый и граница раздела мягких/твердых отложений не двигается неблагоприятно волнообразным образом	Допускается испытание пьезоконическим пенетрометром дна моря или гравитационный пробоотбор для подтверждения отсутствия потенциально неблагоприятной слоистости в мягких верхних отложениях и для достижения твердого слоя. Если грунтовые данные не соответствуют ожиданиям, то могут потребоваться более глубокие пьезометрические исследования и/или инженерно-геологическое бурение для исследования и подтверждения грунтовых условий с целью выявления изменчивости. Если имеются потенциально неблагоприятные условия для основания СПБУ, следует рассмотреть увеличение объема геотехнических исследований[a]	 или сочетание обоих вариантов на площади (это лишь пример расположения)

Продолжение таблицы D.1

Тип программы	Геологическая обстановка	Условия площадки	Минимальный предлагаемый объем исследований[a]	Рисунки
3S	Простая	Региональные, локальные и приповерхностные геологические условия хорошо изучены и пригодны для операций СПБУ. Имеются высококачественные геофизические данные и данные профилирования придонного слоя привязаны к геотехническим скважинам и/или локальным площадкам установки СПБУ. Грунты предполагаются горизонтально-устойчивые. Аналитическое исследование подтверждает геофизические данные. Имеются сведения о регионально успешной работе СПБУ и локальных данных инженерно-геологического бурения. Низкая вероятность неблагоприятных параметров основания	Скважина для непрерывного пробоотбора или непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром дна моря от 0 до проектной глубины, размещенное в центре отпечатка опоры СПБУ или на месте одного башмака. Композитная скважина может быть приемлемой, если условия грунта простые, хорошо определены и соответствуют прогнозам. Пробелы в данных должны быть минимальны (целевые пробелы <0,2 м). Если пробелы в данных >0,2 м или имеются опасения по пригодности грунта для операций СПБУ, то следует рассмотреть дополнительную(ые) соседнюю(ие) скважину(ы) с помощью испытаний пьезоконическим пенетрометром (в отличие от пьезометрических испытаний дна моря при невозможности достичь проектной глубины) или интервалы пробоотбора, перекрывающие пробелы в данных предыдущих отборов. Если остаются опасения по пригодности грунтовых условий для операций СПБУ, то выполняют дополнительные геотехнические исследования площадки[a]	
4S	Простая	Региональные и локальные геологические условия хорошо изучены, предполагается, что приповерхностные условия постоянны и пригодны для операций СПБУ. Имеются высококачественные геофизические данные без данных профилографа придонного слоя с профилями для привязки. Аналитическое исследование коррелирует с геофизическими данными. Отсутствуют локальные геотехнические данные или информация об успешной региональной работе СПБУ. Низкая вероятность неблагоприятных параметров основания	Полное непрерывное опробование в скважине и смежное испытание пьезоконическим пенетрометром от 0 до проектной глубины в пределах отпечатка опоры СПБУ или сочетание композитного и/или непрерывного пробоотбора и пьезометрического конусного зондирования скважин в центрах башмаков для получения достаточных данных для определения модели грунта. Если данные показывают грунтовые условия, пригодные для операций СПБУ, а геофизика подтверждает стратиграфическую целостность на площадке, то дополнительные геотехнические исследования не требуются. Если имеются вариации, то необходимо учесть сбор дополнительных данных[a]	

Окончание таблицы D.1

[a] Требование и определение объема геотехнических работ на площадке должно всегда обсуждаться и согласовываться с квалифицированными и опытными морскими геотехниками.

● — гравитационный пробоотборник.

▼ — мелководное испытание дна моря пьезоконическим пенетрометром.

⊕ — композитный проботбор из скважин (скважинные испытание пьезоконическим пенетрометром и пробоотбор).

● — непрерывный пробоотбор из скважин.

▲ — непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром.

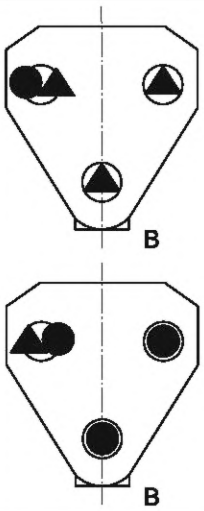
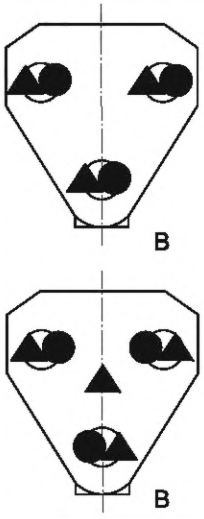
Примечания

1 Если уместно, то рекомендуется выполнять геотехнические исследования для СПБУ после консультаций с группой разработки месторождения, чтобы оптимизировать сбор данных.

2 Проектная глубина (ПГ) — это 30 м или 1,5 диаметра башмака под расчетным проникновением наконечника башмака при максимальном предварительном нагружении (в зависимости от того, что глубже).

3 Как минимум модель грунта создается до ПГ со сбором необходимых данных для надежного определения модели.

Таблица D.2 — Объем геотехнических работ для открытых площадок со сложными/очень сложными геологическими условиями

Тип программы	Геологическая обстановка	Условия площадки	Минимальный предлагаемый объем исследований[a]	Рисунки
1C	Сложная	Региональные и локальные геологические условия хорошо изучены при отсутствии конкретных деталей приповерхностных грунтовых условий. Данные аналитических и геофизических исследований неоднозначны и предполагается, что приповерхностные грунтовые условия, скорее всего, будут изменчивы в пределах площадки и существует потенциальный риск из-за характеристик основания СПБУ. Отсутствуют данные об успешной работе СПБУ в этом месте и осознается вероятность неблагоприятных характеристик основания	Одно непрерывное инженерно-геологическое исследование (пробоотбор из скважины), а также одно смежное испытание пьезоконическим пенетрометром в месте установки одного башмака опоры и, кроме того, испытание пьезоконическим пенетрометром от 0 до проектной глубины (ПГ) в каждом из двух других мест установки башмаков опор или непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром в месте установки одного башмака опоры с непрерывным пробоотбором в других местах от 0 до проектной глубины[a]	
1VC	Очень сложная	Имеющиеся данные по региональным и локальным геологическим условиям доступны при отсутствии конкретных деталей о приповерхностных грунтовых условиях на площадке. Данные аналитических и геофизических исследований дают основание предполагать изменчивость приповерхностных грунтовых условий. Потенциальный риск из-за характеристик основания СПБУ существует, возможно на основе знаний о неблагоприятных характеристиках основания для СПБУ в местных условиях	Непрерывный пробоотбор из скважины и смежное испытание пьезоконическим пенетрометром во всех местах установки башмаков опор от 0 до ПГ. Либо, как указано выше, с размещением непрерывного пробообора по центру и/или испытание пьезоконическим пенетрометром от 0 до ПГ[a]	

Окончание таблицы D.2

[a] Требование и определение объема геотехнических работ на площадке должно всегда обсуждаться и согласовываться с квалифицированными и опытными морскими геотехниками.

● — непрерывный пробоотбор из скважины.

▲ — непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром.

Примечания

1 Если уместно, то рекомендуется выполнять геотехнические исследования для СПБУ после консультаций с группой разработки месторождения, чтобы оптимизировать сбор данных.

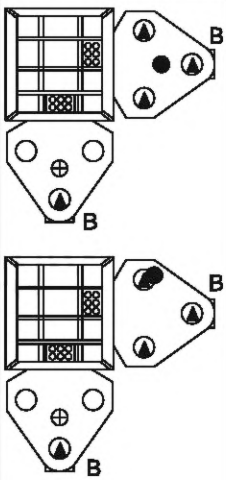
2 Проектная глубина (ПГ) — это 30 м или 1,5 диаметра башмака под расчетным проникновением наконечника башмака при максимальном предварительном нагружении, в зависимости от того, что глубже.

3 Как минимум модель грунта создается до ПГ со сбором необходимых данных для надежного определения модели.

Таблица D.3 — Объем геотехнических работ для площадок для капитального ремонта (скважин) для простых — очень сложных геологических условий

Тип программы	Геологическая обстановка	Условия площадки	Минимальный предлагаемый объем исследований[a]	Рисунки
1S-WO	Простая	Первая операция СПБУ на площадке, нет следов от башмаков опор. Имеются высококачественные геофизические данные с результатами недавних исследований морского дна на наличие посторонних предметов. Собраны соответствующие геотехнические и геофизические данные для установки стационарной платформы и СПБУ, подтверждающие пригодные условия для монтажа СПБУ. Локальные операции СПБУ без рисков от основания	Для установки СПБУ на площадке не собрано дополнительных геотехнических данных	Не применимо
2S-WO	Простая	Повторное прибытие с идентичными отпечатками опор СПБУ и размерами башмаков опор. Проблемы со взаимодействием вследствие идентичных положений отпечатков башмаков маловероятны. Отсутствие предыдущих проблем с основанием и предыдущие операции СПБУ не могут отрицательно повлиять на грунтовые условия при размещении идентичного СПБУ	Не требуется новых геотехнических данных[a]	Не применимо
3S-WO	Простая	Повторное прибытие идентичного СПБУ. Новые места установки башмаков с возможными проблемами взаимодействия отпечатков — башмаков. Известные грунтовые условия. Отсутствие предшествующих проблем с основанием	Рекомендуется провести исследование существующих отпечатков с исследованием морского дна на наличие посторонних предметов. Анализ смягчения взаимодействия башмака—отпечатка. Могут потребоваться дополнительные геотехнические данные[a]	—

Продолжение таблицы D.3

Тип программы	Геологическая обстановка	Условия площадки	Минимальный предлагаемый объем исследований[a]	Рисунки
4S-WO	Простая	Первое прибытие СПБУ на эту платформу, где до этого установки работали на площадке. Известные грунтовые условия. Отсутствие предшествующих проблем с основанием. (Может потребоваться рассмотрение эффектов несущего давления башмаков на основания стационарных конструкций)	Необходимо проанализировать вопросы взаимодействия башмака—отпечаток опоры. Анализ смягчения взаимодействия башмака—отпечатка. Желательно провести исследование существующих отпечатков с исследованием морского дна на наличие посторонних предметов. Могут потребоваться дополнительные геотехнические данные[a]	—
1C-WO	Сложная	Первое прибытие СПБУ на платформу, где ранее установки не работали, имеются знания по параметрам местного основания для СПБУ. Новая установка с удельным давлением башмаков выше, чем у башмаков установок, прежде работавших на площадке. Проверяют достаточность имеющихся геотехнических данных. Могут потребоваться дополнительные исследования площадки	Необходимо проанализировать вопросы взаимодействия башмаков с отпечатками опор. Желательно выполнить исследования существующих отпечатков, а также исследования морского дна на наличие посторонних предметов. Анализ смягчения взаимодействия башмака—отпечатка. Могут потребоваться дополнительные геотехнические данные.[a] Предыдущие операции СПБУ могли изменить грунтовые условия, где предполагается устанавливать башмаки опор, в результате чего может потребоваться проведение таких исследований[a]	—
1VC-WO	Сложная	Первое прибытие СПБУ на эту платформу, где установки прежде работали на площадке, но на другой стороне платформы. Предыдущие проблемы с основанием или отсутствие информации об успешной работе СПБУ, локально доступны и распознаны потенциально возможные проблемы с параметрами (поведением) основания. Региональные и локальные геологические условия хорошо изучены без конкретных деталей о приповерхностных условиях грунта. На площадках, где данные аналитических и геофизических исследований свидетельствуют о том, что приповерхностные грунтовые условия изменчивы по всей площадке или выявлен риск и есть данные о неблагоприятных местных характеристиках основания для СПБУ, распознан высокий потенциал риска эксплуатационных характеристик (поведения) основания. Новая установка с несущим давлением башмаков опор выше, чем у установок, работавших на площадке ранее	Необходимо проанализировать вопросы взаимодействия башмака—отпечатка, а также вероятное ухудшение несущей способности боковой поверхности свай опорного основания. Непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром от 0 до проектной глубины в месте установки каждой опоры с одной скважиной для непрерывного отбора проб, размещенного по центру, или на месте башмака вблизи пьезометрического исследования, или пригодное сочетание непрерывного отбора проб и испытание пьезоконическим пенетрометром для определения модели грунта[a]	
			Или аналогичные комбинации непрерывного пробоотбора и испытание пьезоконическим пенетрометром до проектной глубины, увеличение/уменьшение объема работ в зависимости от локальных геологических вариаций[a]	

Окончание таблицы D.3

[a] Требование и определение объема геотехнических работ на площадке должно всегда обсуждаться и согласовываться с квалифицированными и опытными морскими геотехниками.

⊕ — композитные инженерно-геологические исследования (испытание пьезоконическим пенетрометром и пробоотбор).

● — непрерывный пробоотбор из скважины.

▲ — непрерывное испытание пьезоконическим пенетрометром.

Примечания

1 Если уместно, то рекомендуется выполнять геотехнические исследования для СПБУ после консультаций с группой разработки месторождения, чтобы оптимизировать сбор данных.

2 Проектная глубина (ПГ) — это 30 м или 1,5 диаметра башмака под расчетным проникновением наконечника башмака при максимальном предварительном нагружении, в зависимости от того, что глубже.

3 Как минимум модель грунта создается до ПГ со сбором необходимых данных для надежного определения модели.

Приложение Е
(справочное)

Основания. Дополнительная информация и альтернативные подходы

Е.1 Требования по А.9.3.2.2. Пенетрация в глинах. Коэффициенты несущей способности в работе Houlsby and Martin

Ниже представлено теоретическое решение для несущей способности круглых конических оснований на глинах с равномерной и увеличивающейся (с глубиной) прочностью, как представлено в [*32*].

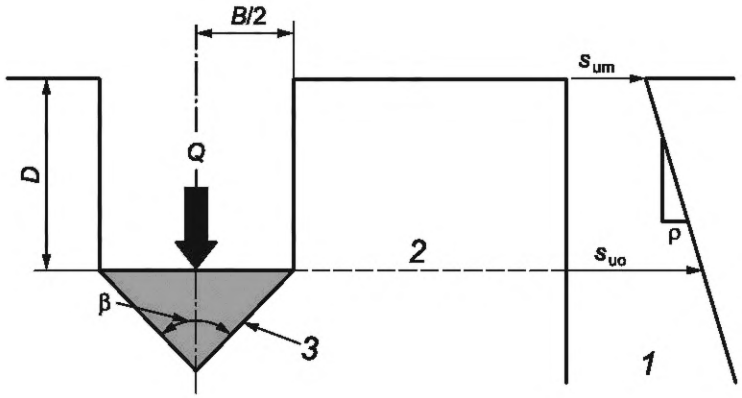
В таблицах *Е.1* — *Е.5*, коэффициенты несущей способности определены:

- для конических углов β: 60°, 90°, 120°, 150° и плоской пластины 180°;
- нормализованной глубины погружения (D/B): 0,0; 0,1; 0,25; 0,5; 1,0 и 2,5;
- значений градиента сдвиговой прочности $\rho B/s_{um}$ между 0 и 5, где ρ — скорость увеличения прочности недренированного грунта на сдвиг с глубиной от значения sum на морском дне;
- шероховатости между гладкой ($a = 0$) и полностью шероховатой ($a = 1$).

Шероховатость определяется как $a = a_u/s_u$, где a_u — максимальное напряжение при сдвиге, которое может быть мобилизовано на поверхности конуса, и s_u — локальное значение. Обеспечиваются интервалы 0,2.

Определение этих параметров приведено на рисунке *Е.1*. В таблицах *Е.1* — *Е.5* приведена теоретическая нижняя граница коэффициента несущей способности $N_c \cdot s_c \cdot d_c$ для применения к пределу прочности на сдвиг на уровне подошвы башмака опоры s_{uo} для полного диапазона вышеуказанных параметров при условии, что *D* не выше H_{cav}, как определено в А.9.3.2.1.4.

Примечание — Коэффициент несущей способности является нелинейным по отношению к безразмерному градиенту прочности грунта, коэффициенту погружения и коэффициенту шероховатости. Необходимо проявлять осторожность при оценке соответствующих коэффициентов несущей способности применительно к безразмерным градиентам прочности грунта, коэффициентам погружения и коэффициентам шероховатости, отличных от тех, которые представлены в таблицах ниже.



1 — профиль прочности недренированного грунта на сдвиг; *2* — базовый уровень опорной поверхности; *3* — граница раздела опорной поверхности/грунта с коэффициентами адгезии a_u и шероховатости *a; B* — эффективный диаметр башмака опоры в самой верхней части несущей площади; *D* — наибольшая глубина максимальной несущей площади поперечного сечения башмака опоры; *Q* — несущая способность на глубине *D;* s_{um} — прочность недренированного грунта на сдвиг на морском дне; s_{uo} — прочность недренированного грунта на уровне подошвы основания: $s_{uo} = s_{um} + \rho D$; a_u — максимальное напряжение при сдвиге, которое может быть мобилизовано на поверхности конуса (адгезия); α — коэффициент шероховатости: $a = a_u/s_u$; β — конический угол башмака опоры

Примечание — На основе критерия текучести Трески для $\varphi = 0$ и $\gamma = 0$.

Рисунок *Е.1* — Несущая способность конического башмака опоры. Определение проблемы и условные обозначения

Таблица *E.1* — Значения $N_c \cdot s_c \cdot d_c = [(Q_V/A) - p_0']/s_{uo}$ для конического угла $\beta = 60°$

$\rho B/s_{um}$	D/B	Коэффициент шероховатости $a = a_u/s_u$					
		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	0,0	4,45	4,96	5,45	5,90	6,32	6,69
	0,1	4,68	5,19	5,67	6,12	6,53	6,90
	0,25	4,98	5,50	5,96	6,40	6,81	7,18
	0,5	5,41	5,90	6,37	6,81	7,21	7,57
	1,0	6,07	6,55	7,01	7,43	7,84	8,18
	2,5	7,33	7,81	8,25	8,66	9,05	9,39
1,0	0,0	5,81	6,51	7,15	7,77	8,34	8,87
	0,1	5,92	6,59	7,23	7,83	8,38	8,89
	0,25	6,04	6,70	7,30	7,88	8,42	8,91
	0,5	6,20	6,84	7,41	7,96	8,47	8,94
	1,0	6,43	7,05	7,58	8,12	8,59	9,03
	2,5	6,97	7,55	8,08	8,54	8,98	9,39
2,0	0,0	7,14	8,02	8,84	9,60	10,32	10,99
	0,1	6,92	7,73	8,49	9,21	9,88	10,50
	0,25	6,74	7,50	8,18	8,84	9,46	10,03
	0,5	6,59	7,29	7,91	8,53	9,09	9,61
	1,0	6,55	7,20	7,76	8,33	8,83	9,30
	2,5	6,99	7,49	8,03	8,50	8,95	9,37
3,0	0,0	8,49	9,54	10,50	11,42	12,29	13,10
	0,1	7,77	8,70	9,56	10,38	11,14	11,85
	0,25	7,24	8,03	8,80	9,53	10,20	10,82
	0,5	6,82	7,56	8,21	8,86	9,45	10,00
3,0	1,0	6,60	7,27	7,85	8,44	8,94	9,43
	2,5	6,99	7,47	8,01	8,49	8,94	9,36
4,0	0,0	9,83	11,02	12,16	13,24	14,26	15,18
	0,1	8,51	9,52	10,48	11,38	12,22	13,00
	0,25	7,61	8,44	9,26	10,04	10,75	11,41
	0,5	6,97	7,74	8,41	9,08	9,69	10,26
	1,0	6,64	7,31	7,90	8,49	9,01	9,51
	2,5	6,86	7,45	8,00	8,48	8,94	9,35
5,0	0,0	11,17	12,52	13,83	15,06	16,20	17,26
	0,1	9,14	10,23	11,26	12,25	13,15	13,99
	0,25	7,90	8,78	9,63	10,43	11,17	11,87
	0,5	7,08	7,84	8,55	9,24	9,86	10,45
	1,0	6,66	7,32	7,94	8,53	9,06	9,56
	2,5	6,85	7,44	7,99	8,47	8,93	9,35

Таблица *E.2* — Значения $N_c \cdot s_c \cdot d_c = [(Q_V/A) - p_0']/s_{uo}$ для конического угла $\beta = 90°$

$\rho B/s_{um}$	D/B	Коэффициент шероховатости $a = a_u/s_u$					
		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	0,0	4,64	5,02	5,36	5,67	5,95	6,17
	0,1	4,90	5,28	5,61	5,91	6,18	6,41
	0,25	5,22	5,59	5,93	6,23	6,49	6,71
	0,5	5,68	6,03	6,36	6,66	6,92	7,14
	1,0	6,37	6,71	7,05	7,32	7,58	7,79
	2,5	7,65	8,03	8,32	8,60	8,86	9,05
1,0	0,0	5,57	6,05	6,47	6,87	7,22	7,53
	0,1	5,74	6,21	6,62	7,00	7,36	7,65
	0,25	5,94	6,38	6,79	7,16	7,50	7,79
	0,5	6,16	6,61	6,99	7,36	7,68	7,97
	1,0	6,50	6,93	7,30	7,64	7,95	8,21
	2,5	7,25	7,57	7,94	8,25	8,53	8,78
2,0	0,0	6,46	7,03	7,54	8,01	8,45	8,82
	0,1	6,41	6,94	7,43	7,88	8,28	8,65
	0,25	6,41	6,88	7,35	7,76	8,14	8,46
	0,5	6,40	6,88	7,29	7,69	8,03	8,35
	1,0	6,54	6,99	7,37	7,73	8,06	8,33
	2,5	7,16	7,49	7,86	8,18	8,47	8,72
3,0	0,0	7,36	8,00	8,59	9,14	9,65	10,08
	0,1	6,99	7,57	8,10	8,60	9,05	9,45
	0,25	6,70	7,24	7,73	8,17	8,59	8,94
	0,5	6,54	7,04	7,47	7,88	8,24	8,57
	1,0	6,56	7,02	7,41	7,78	8,11	8,39
	2,5	7,12	7,46	7,83	8,15	8,44	8,46
4,0	0,0	8,22	8,96	9,64	10,25	10,82	11,33
	0,1	7,49	8,11	8,68	9,22	9,70	10,14
	0,25	6,94	7,50	8,01	8,48	8,92	9,29
	0,5	6,63	7,15	7,58	8,01	8,38	8,72
	1,0	6,57	7,03	7,43	7,80	8,14	8,42
	2,5	7,05	7,44	7,81	8,13	8,42	8,67
5,0	0,0	9,11	9,93	10,66	11,35	12,00	12,56
	0,1	7,87	8,55	9,17	9,74	10,26	10,75
	0,25	7,12	7,71	8,24	8,72	9,17	9,57
	0,5	6,70	7,22	7,67	8,09	8,47	8,82
	1,0	6,57	7,04	7,44	7,82	8,16	8,44
	2,5	7,03	7,42	7,80	8,12	8,41	8,66

Таблица *E.3* — Значения $N_c \cdot s_c \cdot d_c = [(Q_V/A) - p_0']/s_{uo}$ для конического угла $\beta = 120°$

$\rho B/s_{um}$	D/B	Коэффициент шероховатости $a = a_u/s_u$					
		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	0,0	4,96	5,25	5,51	5,73	5,92	6,05
	0,1	5,23	5,52	5,77	5,99	6,17	6,30
	0,25	5,57	5,85	6,10	6,31	6,49	6,62
	0,5	6,04	6,31	6,55	6,76	6,93	7,05
	1,0	6,74	7,01	7,24	7,44	7,61	7,72
	2,5	8,07	8,32	8,55	8,75	8,90	8,99
1,0	0,0	5,69	6,04	6,36	6,65	6,89	7,09
	0,1	5,89	6,24	6,55	6,82	7,07	7,26
	0,25	6,12	6,45	6,76	7,02	7,26	7,45
	0,5	6,39	6,72	7,01	7,27	7,48	7,66
	1,0	6,80	7,10	7,37	7,61	7,82	7,97
	2,5	7,52	7,82	8,08	8,29	8,49	8,61
2,0	0,0	6,38	6,79	7,16	7,50	7,80	8,04
	0,1	6,41	6,80	7,16	7,47	7,75	7,97
	0,25	6,46	6,83	7,17	7,46	7,72	7,94
	0,5	6,56	6,91	7,22	7,49	7,74	7,92
	1,0	6,80	7,12	7,40	7,65	7,87	8,03
	2,5	7,43	7,72	7,99	8,21	8,41	8,53
3,0	0,0	7,04	7,51	7,93	8,31	8,66	8,93
	0,1	6,84	7,27	7,65	8,00	8,31	8,57
	0,25	6,71	7,09	7,45	7,76	8,05	8,27
	0,5	6,66	7,02	7,34	7,63	7,88	8,08
	1,0	6,81	7,11	7,41	7,67	7,89	8,06
	2,5	7,38	7,68	7,95	8,17	8,38	8,51
4,0	0,0	7,70	8,22	8,69	9,11	9,49	9,81
	0,1	7,20	7,66	8,07	8,44	8,77	9,03
	0,25	6,88	7,28	7,65	7,98	8,27	8,53
	0,5	6,72	7,08	7,42	7,71	7,97	8,18
	1,0	6,80	7,12	7,41	7,68	7,90	8,08
	2,5	7,39	7,66	7,93	8,15	8,36	8,49
5,0	0,0	8,35	8,91	9,43	9,89	10,31	10,67
	0,1	7,52	7,99	8,43	8,82	9,18	9,95
	0,25	7,01	7,43	7,81	8,15	8,45	8,72
	0,5	6,77	7,13	7,47	7,77	8,03	8,25
	1,0	6,80	7,12	7,42	7,69	7,91	8,09
	2,5	7,34	7,64	7,91	8,14	8,34	8,48

Таблица *E.4* — Значения $N_c \cdot s_c \cdot d_c = [(Q_V/A) - p_0']/s_{uo}$ для конического угла $\beta = 150°$

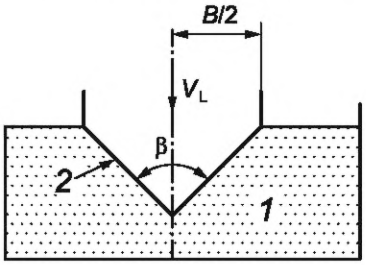
$\rho B/s_{um}$	D/B	Коэффициент шероховатости $a = a_u/s_u$					
		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	0,0	5,32	5,55	5,74	5,89	6,01	6,05
0,0	0,1	5,60	5,82	6,00	6,16	6,26	6,30
0,0	0,25	5,94	6,16	6,34	6,49	6,59	6,61
0,0	0,5	6,41	6,62	6,80	6,94	7,03	7,05
0,0	1,0	7,13	7,32	7,49	7,62	7,71	7,72
0,0	2,5	8,46	8,65	8,81	8,93	8,99	8,99
1,0	0,0	5,94	6,22	6,46	6,67	6,84	6,97
1,0	0,1	6,16	6,43	6,67	6,87	7,04	7,15
1,0	0,25	6,41	6,67	6,90	7,09	7,25	7,36
1,0	0,5	6,71	6,96	7,18	7,36	7,51	7,60
1,0	1,0	7,13	7,36	7,57	7,73	7,86	7,95
1,0	2,5	7,91	8,12	8,31	8,44	8,56	8,61
2,0	0,0	6,50	6,82	7,11	7,35	7,57	7,73
2,0	0,1	6,59	6,90	7,16	7,40	7,59	7,74
2,0	0,25	6,69	6,98	7,23	7,45	7,63	7,76
2,0	0,5	6,84	7,10	7,34	7,54	7,70	7,82
2,0	1,0	7,11	7,35	7,57	7,74	7,89	7,99
2,0	2,5	7,81	8,01	8,21	8,35	8,47	8,53
3,0	0,0	7,03	7,40	7,72	7,98	8,24	8,43
3,0	0,1	6,94	7,27	7,56	7,81	8,03	8,21
3,0	0,25	6,88	7,18	7,45	7,68	7,88	8,03
3,0	0,5	6,91	7,18	7,43	7,63	7,81	7,94
3,0	1,0	7,10	7,35	7,57	7,75	7,90	8,00
3,0	2,5	7,76	7,97	8,16	8,31	8,43	8,49
4,0	0,0	7,55	7,94	8,30	8,58	8,88	9,10
4,0	0,1	7,23	7,58	7,89	8,16	8,40	8,59
4,0	0,25	7,02	7,34	7,62	7,86	8,07	8,23
4,0	0,5	6,95	7,23	7,49	7,70	7,88	8,01
4,0	1,0	7,09	7,34	7,56	7,75	7,90	8,00
4,0	2,5	7,72	7,94	8,13	8,29	8,41	8,47
5,0	0,0	8,05	8,48	8,86	9,19	9,48	9,74
5,0	0,1	7,46	7,83	8,16	8,44	8,69	8,90
5,0	0,25	7,13	7,45	7,74	7,99	8,20	8,37
5,0	0,5	6,99	7,27	7,53	7,74	7,93	8,07
5,0	1,0	7,09	7,34	7,56	7,75	7,91	8,01
5,0	2,5	7,70	7,93	8,12	8,27	8,40	8,46

Таблица *E.5* — Значения $N_c \cdot s_c \cdot d_c = [(Q_V/A) - p_0']/s_{uo}$ для конического угла $\beta = 180°$

$\rho B/s_{um}$	D/B	Коэффициент шероховатости $a = a_u/s_u$					
		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	0,0	5,69	5,86	5,97	6,03	6,05	6,05
0,0	0,1	5,97	6,13	6,24	6,29	6,30	6,30
0,0	0,25	6,31	6,47	6,57	6,61	6,61	6,61
0,0	0,5	6,79	6,93	7,02	7,05	7,05	7,05
0,0	1,0	7,49	7,63	7,70	7,71	7,71	7,71
0,0	2,5	8,82	8,94	8,99	8,99	8,99	8,99
1,0	0,0	6,25	6,47	6,65	6,79	6,90	6,95
1,0	0,1	6,48	6,69	6,87	7,00	7,10	7,14
1,0	0,25	6,74	6,94	7,11	7,23	7,32	7,35
1,0	0,5	7,05	7,24	7,39	7,51	7,58	7,60
1,0	1,0	7,47	7,64	7,79	7,88	7,93	7,94
1,0	2,5	8,26	8,32	8,52	8,60	8,61	8,61
2,0	0,0	6,73	6,98	7,20	7,39	7,53	7,63
2,0	0,1	6,85	7,08	7,30	7,46	7,59	7,68
2,0	0,25	6,98	7,20	7,39	7,55	7,66	7,72
2,0	0,5	7,15	7,36	7,53	7,67	7,76	7,80
2,0	1,0	7,45	7,63	7,78	7,90	7,96	7,98
2,0	2,5	8,16	8,27	8,43	8,50	8,53	8,53
3,0	0,0	7,16	7,45	7,69	7,91	8,08	8,21
3,0	0,1	7,13	7,40	7,62	7,81	7,96	8,07
3,0	0,25	7,15	7,37	7,58	7,75	7,88	7,96
3,0	0,5	7,21	7,42	7,61	7,75	7,86	7,91
3,0	1,0	7,43	7,62	7,78	7,90	7,97	7,99
3,0	2,5	8,13	8,23	8,38	8,46	8,49	8,49
4,0	0,0	7,56	7,87	8,15	8,38	8,58	8,73
4,0	0,1	7,38	7,64	7,89	8,09	8,26	8,39
4,0	0,25	7,26	7,50	7,71	7,89	8,03	8,13
4,0	0,5	7,25	7,46	7,65	7,80	7,92	7,98
4,0	1,0	7,44	7,61	7,77	7,89	7,97	8,00
4,0	2,5	8,09	8,19	8,36	8,44	8,47	8,47
5,0	0,0	7,94	8,27	8,57	8,83	9,05	9,23
5,0	0,1	7,56	7,85	8,10	8,32	8,50	8,64
5,0	0,25	7,34	7,59	7,81	8,00	8,15	8,25
5,0	0,5	7,27	7,49	7,68	7,84	7,96	8,02
5,0	1,0	7,43	7,60	7,77	7,89	7,97	8,00
5,0	2,5	8,07	8,18	8,35	8,43	8,46	8,46

Е.2 Требования по А.9.3.2.4. Пенетрация в кварцевом песке

Теоретические значения $N\gamma$, вычисленные в [*158*] на основе метода линии скольжения для круглых опорных поверхностей башмаков с конической нижней поверхностью, приведены в таблицах *Е.6* — *Е.10* (см. также рисунок *Е.2*). Эти значения охватывают внутренние конические углы от 60° до 180°, коэффициенты шероховатости на границе раздела башмак опоры — грунт ($\alpha = \tan\delta/\tan\phi'$) от 0,6 до 1, а также углы трения грунта от 20° до 40°. Следует помнить, что значения $N\gamma$ являются нелинейными с ϕ', и это следует учитывать в любой интерполяции таблиц *Е.6* — *Е.10*. Угол трения границы раздела грунта—стали δ, как правило, находится в диапазоне 22° — 29°, уменьшаясь по мере увеличения размера зерен [*159*]. Это подразумевает, что коэффициент шероховатости α равен по крайней мере 0,6 для стандартных углов трения грунта ($\phi' = 30° \pm 5°$). Следует учитывать, что значения $N\gamma$, приведенные в таблице *А.12* для специального варианта плоской, шероховатой круглой подошвы башмака (т. е. конус 180° с $\alpha = 1$), вычислены с использованием различной реализации метода линии скольжения [*38*].



1 — однородный грунт; 2 — граница раздела башмак опоры — грунт, с коэффициентом шероховатости α; *B*/2 — эффективный радиус башмака опоры; β — конический внутренний угол башмака опоры; V_L — имеющаяся реакция башмака опоры; см. формулу (*А.44*)

Рисунок *Е.2* — Определение параметров для таблиц *Е.6* — *Е.9*

Таблица *Е.6* — Коэффициенты несущей способности $N\gamma$ для внутреннего конического угла 60°

$\beta = 60°$			
ϕ', град	$\alpha = 1$	$\alpha = 0{,}8$	$\alpha = 0{,}6$
20	7,33	6,55	5,64
25	14,69	12,99	10,94
30	31,99	27,45	22,50
35	79,26	62,95	48,81
40	209,20	163,20	122,30

Таблица *Е.7* — Коэффициенты несущей способности $N\gamma$ для внутреннего конического угла 90°

$\beta = 90°$			
ϕ', град	$\alpha = 1$	$\alpha = 0{,}8$	$\alpha = 0{,}6$
20	4,54	4,11	3,62
25	9,58	8,50	7,26
30	21,12	18,87	15,58
35	51,76	47,42	37,01
40	142,80	132,60	99,18

Таблица *Е.8* — Коэффициенты несущей способности $N\gamma$ для внутреннего конического угла 120°

$\beta = 120°$			
ϕ', град	$\alpha = 1$	$\alpha = 0{,}8$	$\alpha = 0{,}6$
20	3,37	3,15	2,81
25	7,46	6,99	6,05
30	17,58	16,80	14,30

Окончание таблицы Е.8

β = 120°			
ϕ′, град	α = 1	α = 0,8	α = 0,6
35	44,73	42,99	35,79
40	129,40	124,90	103,30

Таблица *Е.9* — Коэффициенты несущей способности *N*γ для внутреннего конического угла 150°

β = 150°			
ϕ′, град	α = 1	α = 0,8	α = 0,6
20	2,72	2,61	2,39
25	6,44	6,13	5,60
30	15,93	15,13	14,02
35	42,36	40,42	36,41
40	128,10	120,50	110,50

Таблица *Е.10* — Коэффициенты несущей способности *N*γ для внутреннего конического угла 180°

β = 180°			
ϕ′, град	α = 1	α = 0,8	α = 0,6
20	2,16	2,04	1,99
25	5,27	5,37	5,14
30	14,13	13,91	12,98
35	42,56	40,93	36,81
40	129,40	121,50	117,00

Несущая способность, вычисленная с использованием формулы (*А.51*), в значительной степени зависит от принятого значения угла трения грунта ϕ′. Кажущийся угол трения, мобилизованный в ходе проникновения башмака опоры в песок, подвергается влиянию со стороны:

a) относительной плотности грунта (и, следовательно, дилатансии): пиковый угол трения увеличивается с относительной плотностью;

b) размера башмака опоры и поэтому уровня напряжения в разрушающемся грунте: пиковый угол трения уменьшается с увеличением уровня напряжения;

c) прогрессирующее разрушение: элементы грунта в различных местах в рамках механизма разрушения прошли через сильно различающиеся уровни деформации при сдвиге;

d) прогрессирующее разрушение за счет сдвигания грунта коническим наконечником башмака опоры, который также уменьшает мобилизованную пиковую прочность;

e) сжатие грунта основания, которое создает дополнительное проседание;

f) уровень дренирования (т. е. образование избыточного порового давления), которое изменяет эффективное напряжение и, как следствие, прочность грунта.

Угол трения грунта можно оценить на основе лабораторных испытаний, таких как испытания на трехосное сжатие. Для получения соответствующей реакции эти испытания должны проводиться на образцах при соответствующей относительной плотности и уровне напряжения, обусловленном эффектами a) и b), указанными выше. Многие процедуры предложены для выбора представительного уровня напряжения между напряжением по месту и (средним) несущим давлением основания. Напряжение приблизительно 10 % от несущего давления, как правило, считается соответствующим (см. [*160*] — [*162*]). В качестве альтернативы корреляции с параметрами СРТ могут использоваться для оценки с учетом условий площадки постановки пенетрации башмака опоры прямо в соответствии с [*163*] — [*165*]. Кроме того, существует возможность вывести относительную плотность грунта, на основе которой можно оценить пиковый угол трения.

Однако необходимо понимать, что кажущийся угол трения, мобилизованный при пенетрации башмака опоры, менее пикового значения, измеренного в лаборатории (или логически выведенного на основе корреляций СРТ) за счет эффектов c) — e), указанных выше. Ретроспективные анализы промысловых записей по проникновению [*92*] и испытаний в центрифуге [*162*] показали, что угол трения аналогичен углу трения в критическом состоянии, увеличиваясь на 5° при увеличении относительной плотности. Дополнительные указания по выбору соответствующего угла трения см. в [*157*], подраздел 3.4.

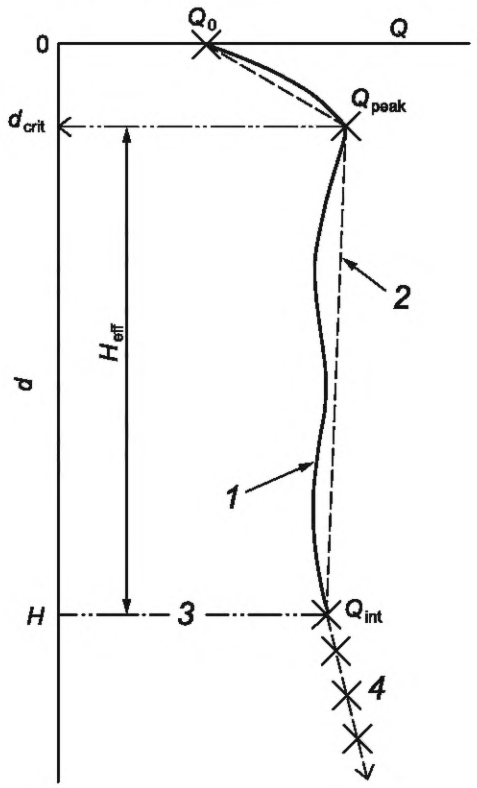
Если предварительное нагружение выполняется слишком быстро и дренированные условия преобладают, то может формироваться положительное избыточное поровое давление за башмаком опоры, что будет приводить к снижению несущей способности [эффект f), указанный выше]. Эта возможность особенно присуща башмакам с юбкой.

Е.3 Требования по А.9.3.2.6.4. Протыкание. Песок, перекрывающий глину. Дополнительные положения по альтернативным методам

Недавние исследования, результаты которых были опубликованы в [*166*] — [*168*], предложили альтернативные методики в дополнение к описанным в А.9.3.2.6.3 и А.9.3.2.6.4 для оценки несущей способности башмаков опор в условиях слоистого грунта. Они основываются на результатах модельных экспериментов в центрифуге и включают оценку сопротивления пенетрации грунтовой пробки, образованной механизмом разрушения за счет протыкания в нижележащую глину.

Конкретные детали каждого метода описаны в [*169*] — [*171*]. Суть метода [*170*] по анализу ситуации, когда песок залегает поверх обширных глин, включена в последующие разделы.

В [*170*] исследовано изменение механизма разрушения несущей способности в ходе непрерывного проникновения башмака опоры в песок, перекрывающий глину. Результатом исследования стало создание альтернативного подхода оценки профиля сопротивления проникновению башмака опоры в зависимости от глубины (Q_{nom} – d) на основе упрощенного профиля, изображенного на рисунке *Е.3*. Сопротивление смятию башмака опоры может быть представлено сначала несущей способностью на дне моря (т. е. $d = 0$) Q_0, за которой следует максимальная несущая способность Q_{peak} (при $d = d_{crit}$), за которой, в заключение, следует предельная несущая способность башмака опоры при проникновении в нижележащую глину (для $d \geq H$). Как следствие d_{crit} относится к глубине, где происходит протыкание, а H — толщина верхнего слоя песка.



1 — измеренная несущая способность башмака опоры; *2* — упрощенная интерпретация измеренной несущей способности башмака опоры; *3* — граница раздела песка-глины; *4* — номинальная несущая способность башмака опоры в глине = Q_{nom} для $d \geq H$; H — толщина верхнего слоя песка; H_{eff} — эффективная толщина верхнего слоя песка; Q_0 — несущая способность башмака опоры на морском дне; Q_{peak} — пиковая несущая способность башмака опоры в слое песка на критической глубине; Q_{int} — несущая способность башмака опоры на границе раздела песка—глины; Q — несущая способность башмака опоры; d — глубина, м; d_{crit} — критическая глубина, на которой возникает протыкание

Рисунок *Е.3* — Профиль измеренной и упрощенной, предельной, несущей способности башмака в зависимости от глубины нахождения песчаного слоя, перекрывающего глину

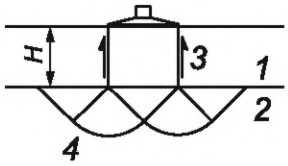
Формулы для вычисления трех характерных значений предельной несущей способности приведены в [*168*] и обобщены следующим образом.

a) Когда самое широкое поперечное сечение башмака опоры располагается на исходной поверхности грунта (при $d = 0$), то механизм разрушения, изображенный на рисунке *E.4* a), показывает, что предельная несущая способность Q_0 состоит из сдвига, развивающегося вдоль вертикальных плоскостей в вышележащем слое песка, а также общего разрушения несущей способности в результате сдвига в нижележащем слое глины. Рассмотрение противотока грунта не применяется.

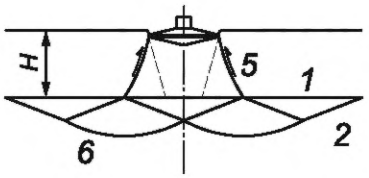
b) Механизм разрушения в момент протыкания, показанный на рисунке *E.4* b), выявляет, что Q_{peak} состоит из сдвига вдоль логарифмических спиральных плоскостей разрушения верхнего слоя песка, а мобилизация несущей способности нижележащего слоя глины происходит за счет вертикального и наклонного нагружений. Включение наклонного нагружения в оценку несущей способности нижележащей глины выполняется с точки зрения присутствия напряжения сдвига на поверхности глины [*170*], [*172*] и [*173*]. Противоток грунта минимальный и может не учитываться.

c) Когда башмак опоры проникает через нижележащий слой песка, механизм разрушения, показанный на рисунке *E.4* c), демонстрирует, что Q_{nom} для $d \geq H$ может быть оценена с учетом сопротивления песчаной пробки, захваченной под башмаком опоры с дополнительным боковым трением [*60*], [*122*] и новой расчетной глубины на глубине подошвы песчаной пробки. Предполагается, что вокруг основания песчаной пробки возникает механизм высокой текучести. Здесь рассматривается полный противоток грунта.

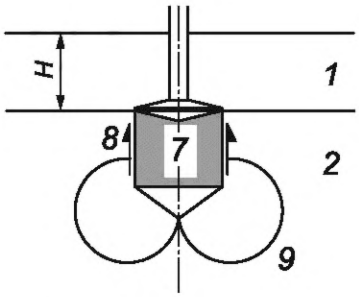
На рисунках *E.5* a) и *E.5* b) приведено сравнение соотношения, рассчитанного к измеренному Q_0 и Q_{peak} соответственно. Вычисленные значения были получены разными методами, как указано на рисунках; при этом измеренные значения были получены на основе 18 испытаний в центрифуге, см. [*60*] и [*63*]. Вышеуказанная верификация основана на ограниченных данных, поэтому могут потребоваться дополнительные исследования для оценки подхода, предложенного выше, с целью определения протыкания башмака опоры в глину, лежащую под слоем песка.



a) Несущая способность на дне моря Q_0



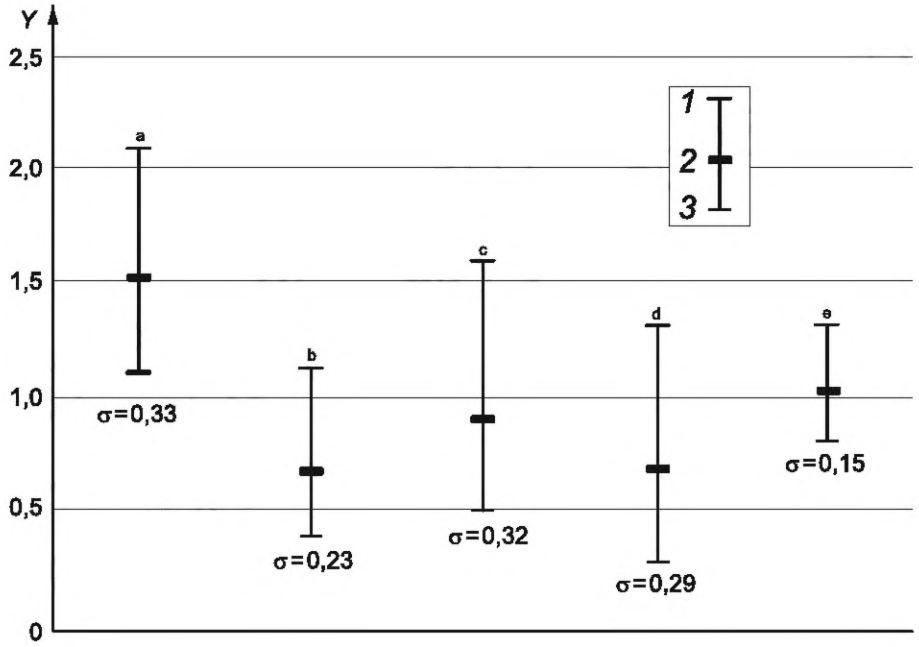
b) Несущая способность в момент протыкания Q_{peak}



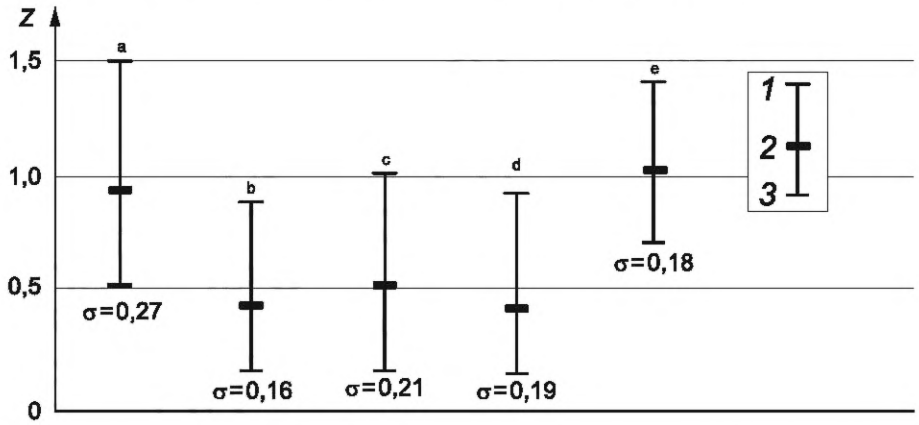
c) Несущая способность башмака опоры Q_{nom}, для $d \geq H$

1 — слой песка; *2* — слой глины; *3* — сдвиг вдоль вертикальной плоскости; *4* — общее разрушение несущей способности при сдвиге; *5* — сдвиг вдоль логарифмической спиральной поверхности разрушения; *6* — разрушение при сдвиге несущей способности при сдвиге в глине, под действием вертикальных/наклонных нагрузок; *7* — песчаная пробка; *8* — боковое трение; *9* — механизм высокой текучести в глине; *H* — толщина слоя песка; Q_0 — несущая способность на дне моря; Q_{peak} — несущая способность в момент протыкания; Q_{nom} — несущая способность башмака опоры, когда $d \geq H$; *d* — глубина башмака опоры ниже кровли слоя песка

Рисунок *E.4* — Схематичное изображение механизмов разрушения под башмаком опоры



a) Сводное представление коэффициентов $Q_{0,calculated}/Q_{0,measured}$, полученных разными методами



b) Сводное представление коэффициентов $Q_{peak,calculated}/Q_{peak,measured}$, полученных разными методами

---

[a] Сдвиг при продавливании, см. [*62*].
[b] Сдвиг при продавливании, см. [*22*].
[c] Площадь проекции — 1:3, см. [*22*].
[d] Площадь проекции — 1:5, см. [*22*].
[e] См. [*63*].

1 — максимальное значение; *2* — среднее значение; *3* — минимальное значение; *Y* — отношение вычисленной несущей способности к измеренной несущей способности ($Q_{0,calculated}/Q_{0,measured}$) на основе различных методов вычисления (как описано для линий, обозначенных от [a] до [e]) и 18 испытаний в центрифуге, отчет о которых приведен в [*63*]; *Z* — отношение вычисленной пиковой несущей способности к измеренной максимальной несущей способности ($q_{peak,calculated}/q_{peak,measured}$) на основе различных методов вычисления (как описано для линий, обозначенных от [a] до [e]) и 18 испытаний в центрифуге, отчет о которых приведен в [*63*]; σ — стандартное отклонение

Рисунок *E.5* — Сравнение вычисленных и экспериментальных значений несущей способности

Приложение F
(справочное)

Прочность конструкции (см. А.12)

F.1 Требования по А.12.6.2.4. Осевая сжимающая прочность при продольном изгибе колонны

Положения [*145*] основываются на кривых изгиба колонны в материалах СИПК (Совета по исследованиям прочности конструкций) (SSRC — Structural Stability Research Council) [*149*], в основном на кривой 2Р. Перед введением в [*145*] на кривой сжатия были рассмотрены сечения, изготовленные из прокатной литой стали и различных стандартов материалов, охватывающие широкий диапазон текучести материалов. При разработке [*145*] была усовершенствована оценка надежности, так чтобы она отражала общее использование материала с пределом текучести 345 Н/мм^2, более совершенные технологии выпуска стали, а также ограниченное использование стального проката в производстве. Эта редакция опирается на увеличение парциального коэффициента сопротивления при сжатии до 0,9 (эквивалентного 1/0,9 в настоящем стандарте).

Упоминаемая в данных AISC, кривая изгиба колонны, представляет собой кривую 2Р для λ до потери устойчивости в области упругих деформаций Эйлера. Кривая 2Р и, таким образом, кривая AISC относятся в основном к консервативным сталям для строительства зданий, как правило, с предельными напряжениями сдвига до 345 Н/мм^2, к незамкнутым сечениям, таким как широкие полки, и к несимметричным сечениям вместе с их соответствующими допусками по длине/1000. Формула AISC также применяется к призматическим элементам, изготовленным из серийных стальных пластин и прокатных профилей. Когда на СПБУ используется этот тип призматических элементов, то должны применяться консервативные формулы расчета колонн. Тем не менее совет СИПК обнаружил, что для высокопрочной стали с пределом текучести до 700 Н/мм^2, которая используется для изготовления хорд, а также замкнутых профилей, применима кривая 1Р из СИПК. Необходимо, чтобы высокопрочные стали, используемые при изготовлении СПБУ, соответствовали повышенным производственным требованиям (например, ограничениям по ударной вязкости по Шарпи, химическому составу и усовершенствованным процедурам по сварке). Кроме того, более жесткие допуски для колонн в отношении их овальности по их длине/1500 для изготовления хорды СПБУ приводят к лучшему контролю их геометрии, чем при серийном производстве прокатных профилей. Эффекты остаточных напряжений за счет сварки и вальцовки снижаются по мере увеличения предела текучести (пластической деформации). По этой причине высокопрочная кривая 1Р для колонны по СИПК подходит для оценки элементов хорды. Хорошая аппроксимация в пределах 0,8 % от выражения по СИПК при $\lambda = 0{,}0$ — 2,0 показана на рисунке *F.1* и используется в формулах (*A.175*) и (*A.176*) в А.12.6.2.4 b).

F.2 Требования по А.12.6.3.2. Подход на основе формулы взаимодействия. Определение η

Определение правильного значения η выполняют путем вычисления номинальной прочности элемента относительно осей иных, чем оси x и y. Это может быть выполнено стандартным способом на основе эффективного пластического момента (модуля) сопротивления сечения с уменьшением для локального изгиба, если применимо. Хотя балка не обязательно изгибается в той же плоскости, что и плоскость приложения момента, когда плоскость изгиба находится под углом к осям прямоугольной системы координат, но не предполагается, что это значительно отражается на способности балки к изгибу.

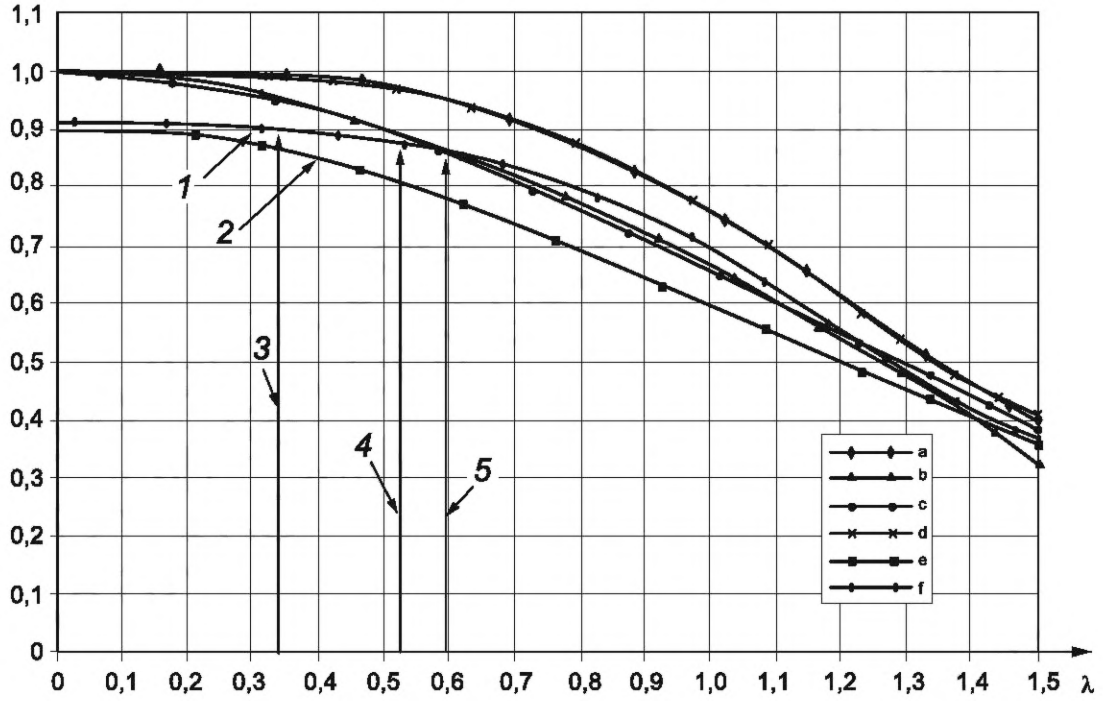
После того как вычислена номинальная прочность при изгибе для нескольких углов между осями x и y, значение η может быть вычислено на основе графической процедуры (см. рисунок *F.2*) или с помощью итеративной процедуры (метод последовательных приближений). Установлено, что успешная итеративная процедура заключается в использовании парных формул. Установлено, что $a = M'_{uex}/M_{nx}$ и $b = M'_{uey}/M_{ny}$, тогда формула (*F.1*) принимает следующий вид

$$\eta_{i+1} = \frac{\ln(1-b^{\eta})}{\ln(a)}, \qquad (F.1)$$

где начальное значение $\eta = 1{,}5$, а возрастающий шаг имеет вид, как это указано в формуле

$$\eta_{i+2} = 0{,}5(\eta_{i+1} + \eta_i). \qquad (F.2)$$

Три выбранных угла, 30°, 45° и 60°, дают хороший разброс в диапазоне 90°. Не предполагается построение кривой по точкам для всех значений для трех углов, необходимо найти только наименьшее значение η. Формула все еще консервативна, хотя в значительно меньшей степени, чем для $\eta = 1{,}0$.



1 — кривая, допустимая для высокопрочной стали (F_y > 450 Н/мм^2); *2* — кривая, допустимая для стали с нормальной прочностью (F_y < 450 Н/мм^2); *3* — λ для хорды каплеобразного профиля с площадью поперечного сечения 0,091 м^2 и высотой пролета 3,35 м; *4* — λ для хорды каплеобразного профиля с площадью поперечного сечения 0,158 м^2 и высотой пролета 4,88 м; *5* — λ для трубной хорды с продольным вырезом с площадью поперечного сечения 0,079 м^2 и высотой пролета 3,35 м; λ — параметр гибкости колонны, как определено в А.12.6.2.4; $P_p/(AF_{yeff})$ — отношение максимально допустимой осевой силы на основе гибкости элемента к осевой силе, необходимой для пластической деформации всего поперечного сечения; a — кривая 1P колонны по СИПК; b — кривая 2P колонны по СИПК; c — кривая по настоящему стандарту для стали с нормальной прочностью (F_y < 460 Н/мм^2); d — кривая по настоящему стандарту для высокопрочной стали (F_y > 460 Н/мм^2); e — кривая, приемлемая для нормальной стали (включая парциальный коэффициент сопротивления 1,1); f — кривая, допустимая для высокопрочной стали (включая парциальный коэффициент сопротивления 1,1)

Рисунок *F.1* — Сравнение кривых для колонн

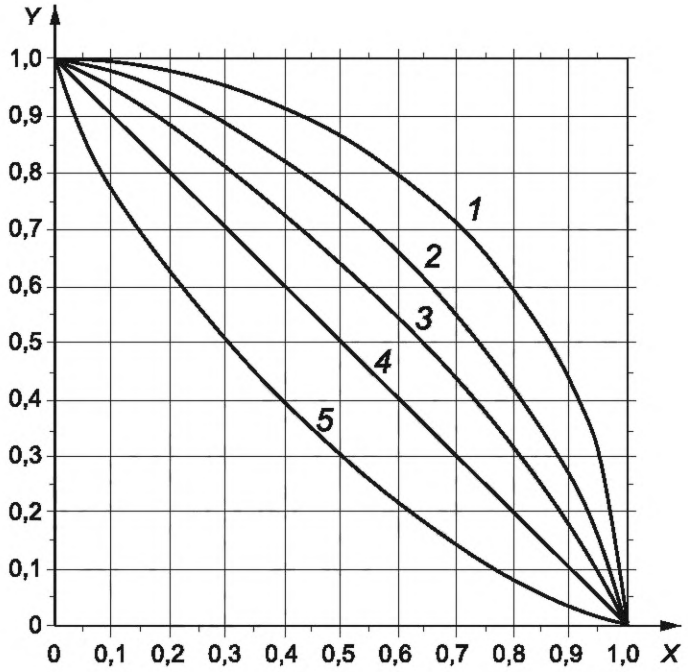
F.3 Требования по А.12.6.3.3. Подход на основе поверхности взаимодействия

Следующие поверхности взаимодействия и данные основаны на положениях [*151*]. Вероятно, существуют другие сечения, которые не включены в таблицы, связанные с каждой из диаграмм. Сечения, не включенные в F.3, должны быть спроектированы на основных принципах, см., например [*174*]. Для сечений, не симметричных относительно конкретной оси, соответствующие правила положительных знаков для моментов указаны на диаграммах поперечных сечений.

Коэффициент использования, запроектированный для каждого поперечного сечения, вычисляют для определенного значения P/P_y. Предельный коэффициент использования основан на действии двух приложенных моментов, M_y и M_z, и двух моментов нагрузки, M'_{py} и M'_{pz}, для определенного значения P/P_y. Оно учитывает величину осевой нагрузки только путем указания, какая из концентрических диаграмм должна использоваться. Поэтому может иметь место высокий коэффициент осевого использования (т. е. высокого значения P/P_y), но низкий общий коэффициент использования элемента, поскольку имеют место малые значения моментов M_y и M_z. Несмотря на то, что это дает правильный предельный коэффициент использования, это может дать нереалистичное представление о коэффициенте использования элемента, когда его сравнивают с единицей. Для того чтобы это откорректировать, относительный коэффициент использования $U_{int.rel}$ может быть выражен приближенно путем решения выражения, как указано в формуле

$$U_{int.rel} = \left(\frac{P}{P_y}\right) + \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)\left[\left(\frac{M_y}{M'_{py}}\right)^{\xi} + \left(\frac{M_z / M_{pz} - K}{M'_{pz} / M_{pz} - K}\right)^{\xi}\right]^{1/\xi}, \quad \text{(F.3)}$$

где эти параметры определены на рисунках *F.3* — *F.6* и *K* равно нулю, за исключением случаев, когда оцениваются треугольные хорды с одиночными зубчатыми рейками (рисунок *F.6*). Важно, чтобы $U_{int.rel}$ не использовался ни для какой другой цели, за исключением измерения относительного коэффициента использования всего сечения; проверка по сравнению с единицей представлена в каждом соответствующем рисунке *F.3* — *F.6*.



Экспоненциальную функцию зависимости для двухосевого изгиба η вычисляют по формуле

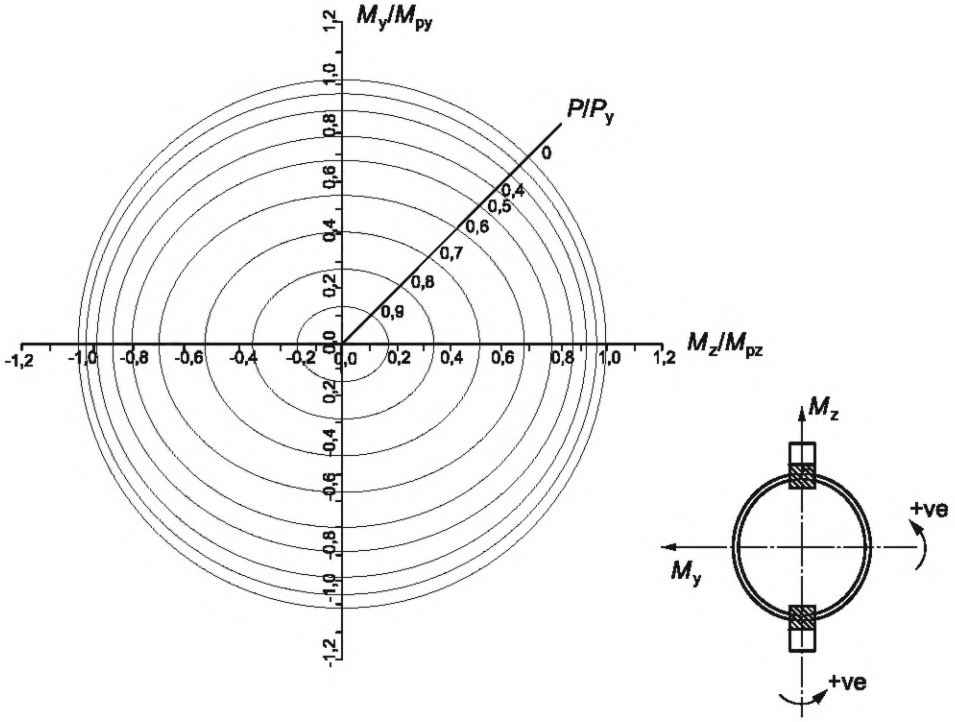
$$\left[\left(\frac{M_{uaz}}{M_{bz}}\right)^{\eta}+\left(\frac{M_{uay}}{M_{by}}\right)^{\eta}\right]^{\frac{1}{\eta}}=1{,}0$$

X — отношение приложенного изгибающего момента к допустимому изгибающему моменту относительно оси z: M_{uaz}/M_{bz};
Y — отношение приложенного изгибающего момента к допустимому изгибающему моменту относительно оси y: M_{uay}/M_{by};
1 — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба при η = 2,0; *2* — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба при η = 1,5; *3* — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба при η = 1,25; *4* — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба при η = 1,0; *5* — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба при η = 0,75

Рисунок *F.2* — Графический подход к определению η

Для проверки прочности силы, прикладываемые к элементам *P*, M_y, M_z в приложении F, должны применяться P_u, M_{uey}, M_{uez}, как определено в А.12.6.3.2.

Для проверки сжатоизогнутых элементов силы, прикладываемые к элементам *P*, M_y, M_z в приложении F, должны применяться P_u, M_{uay}, M_{uaz}, как определено в А.12.6.3.2.



Формулы взаимодействия прочности (для преобразования переменных см. A.12.6.3.3) имеют вид, как указано в формуле

$$\left\{\left(\frac{M_y}{M'_{py}}\right)^2+\left(\frac{M_z}{M'_{pz}}\right)^2\right\}^{1/2} \le 1,0, \qquad (F.4)$$

где

для $(P/P_y) \le 0,6$: $M'_{py} = M_{py}\left[\cos\left(\frac{\pi P}{2P_y}\right)\right]^{1,1}$, $M'_{pz} = M_{pz}\left[\cos\left(\frac{\pi P}{2P_y}\right)\right]^{0,7}$,

для $1,0 > (P/P_y) > 0,6$: $M'_{py} = 1,39M_{py}\left(1-\frac{P}{P_y}\right)$, $M'_{pz} = 1,71M_{pz}\left(1-\frac{P}{P_y}\right)$.

Когда $(P/P_y) \ge 1,0$, то это означает, что элемент вышел из строя.

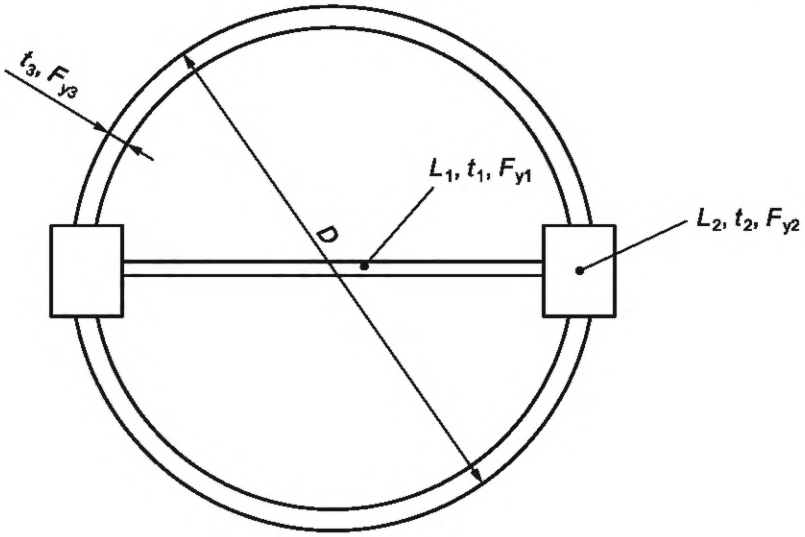
P — осевая сила в элементе хорды; P_y — осевая прочность элемента хорды; M_y и M_z — изгибающие моменты относительно локальных осей y и z; M_{py} и M_{pz} — прочность при изгибе относительно локальных осей y и z; M'_{py} и M'_{pz} — заданная локальная прочность при изгибе относительно локальных осей y и z, использованная в упрощенной формуле взаимодействия

Рисунок *F.3* — Формулы/кривые взаимодействия для трубчатых хорд с двойными центральными зубчатыми рейками

В таблице F.1 приведены входные и расчетные данные для различных СПБУ с трубчатыми хордами с двойными центральными зубчатыми рейками.

Таблица *F.1* — Данные для трубчатых хорд с двойными центральными зубчатыми рейками

Обозначения: размеры хорды



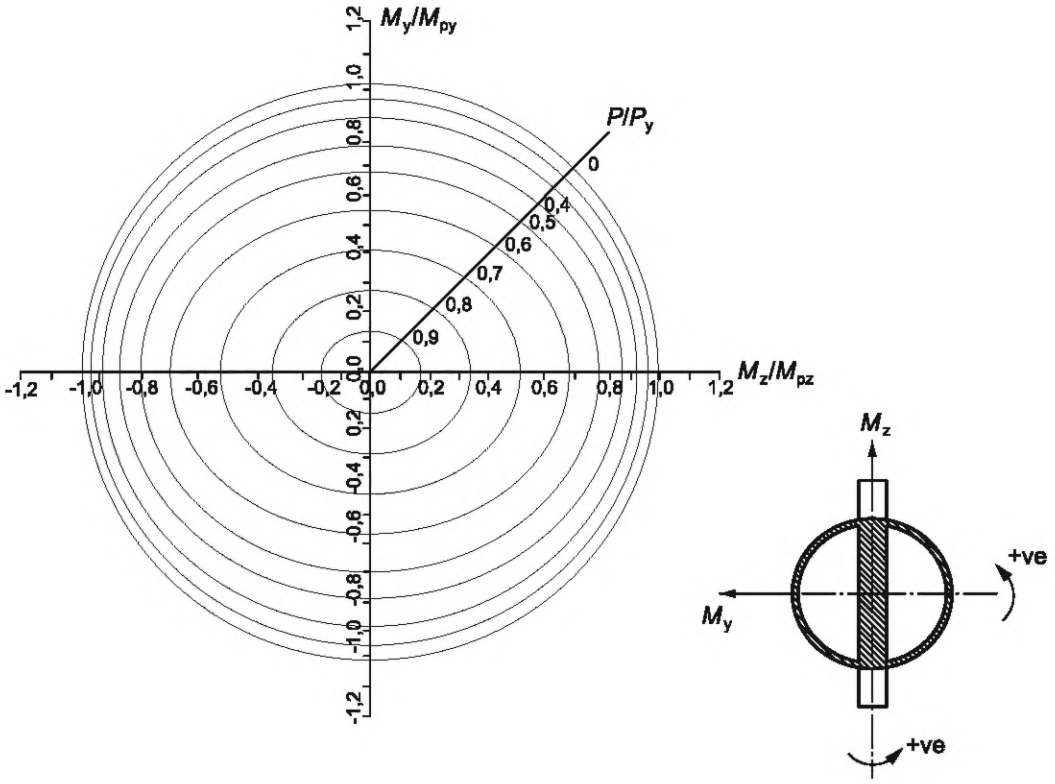
Все размеры приведены в миллиметрах, пределы пластической деформации — в мегапаскалях.

							<--- Предел ---> пластической деформации			
Конструкция	L_1	t_1	L_2	t_2	D	t_3	F_{y1}	F_{y2}	F_{y3}	Высота пролета
BMC JU-300-CAN (Zapata Scotian)	991	127	0	0	914	44	690	0	690	5532
						48				
CFEM T2001 (Hitachi Redesign)	960	18	121	140	960	52	690	690	690	4500 Нижних три пролета
						34				4100 Верхних три пролета
						26				4050 Средние пролеты
						34				
						42				
CFEM T2005	650	20	108	140	800	28	700	685	650	или 5050
						30			700*	
						31				
						32				
						33				
						35				
						36				
						38				
						40	700	685	700	
						44				
						34	700	685	650	
						38				
						42				
CFEM T2600	650	20	120	140	800	33	700	700	700	6000
						35				
						38				
						40				
						41				
						43				

* В ранних конструкциях CFEM T2005 для труб использовалась сталь 650 МПа; в более поздних конструкциях используется сталь 700 МПа.

Окончание таблицы F.1

Конструкция	L_1	t_1	L_2	t_2	D	t_3	<--- Предел ---> пластической деформации F_{y1}	F_{y2}	F_{y3}	Высота пролета
CFEM T2600						45				
						47				
						49				
						50				
						51				
						52				
						55				
						56				
						57				
						58				
MODEC 200	450	15	102	127	559	27	490	690	490	5486
		27								
MODEC 300	450	25	102	127	559	34	490	690	490	5486
		28				34				
		15				40				
		20				40				
		27				40				
		60				40				
		115				40				
MODEC 400 (Trident 9)	690	20	102	127	800	30	490	690	490	6200
		20				35				
		35				35				
Hitachi K1025/31/32	900	18	100	127	900	32	690	690	690	5160
		18				36				
		18				50				
		20				40				
		20				42				
Hitachi K1026 (Neddrill 4)	950	18	100	127	950	32	690	690	690	4360
		18				36				
		20				42				
Hitachi K1056/7	1000	28	130	178	1000	47	690	730	690	4600
		30				50				
		30				52				
		30				60				
		30				64				
		60				60				
		60				64				4000
ETA Robray 300 (Asia Class)	627	10	127	127	762	22	690	690	690	5486
		11								
		13								
		14								
		16								
		17								
		19								
		25								
		32								
Класс ETA Europe	627	38	140	140	762	22	690	690	690	5486
		51								
		64								
		76								
		89								
		102								
		114								
		127								



Формулы взаимодействия прочности (для преобразования переменных; см. А.12.6.3.3) имеют вид, как указано в формуле

$$\left[\left(\frac{M_y}{M'_{py}}\right)^2+\left(\frac{M_z}{M'_{pz}}\right)^2\right]^{1/2}\le 1{,}0 \qquad (F.5)$$

где

для $(P/P_y)<1{,}0$: $M'_{py}=M_{py}\left[1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1{,}85}\right]$;

для $(P/P_y)<1{,}0$: $M'_{pz}=M_{pz}\left[1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{2{,}25}\right]$.

Когда $(P/P_y)\ge 1{,}0$, то это означает, что элемент вышел из строя.

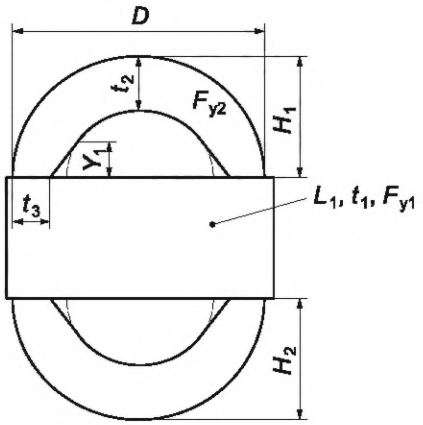
P — осевая сила в элементе хорды; P_y — осевая прочность элемента хорды; M_y и M_z — изгибающие моменты относительно локальных осей y и z; M_{py} и M_{pz} — прочность при изгибе относительно локальных осей y и z; M'_{py} и M'_{pz} — заданная локальная прочность при изгибе относительно локальных осей y и z, использованная в упрощенной формуле взаимодействия

Рисунок *F.4* — Формулы/кривые взаимодействия для разъемных (с продольным разрезом) трубчатых хорд с противоположно направленными центральными зубчатыми рейками (две оси симметрии)

В таблице F.2 приведены входные и расчетные данные для различных СПБУ с разъемными трубчатыми хордами (с продольным разрезом) с противоположно направленными центральными зубчатыми рейками.

Таблица *F.2* — Данные для разъемных трубчатых хорд (с продольным разрезом) с противоположно направленными центральными зубчатыми рейками

Обозначения: размеры хорды



Все размеры приведены в миллиметрах, предел пластической деформации — в мегапаскалях.

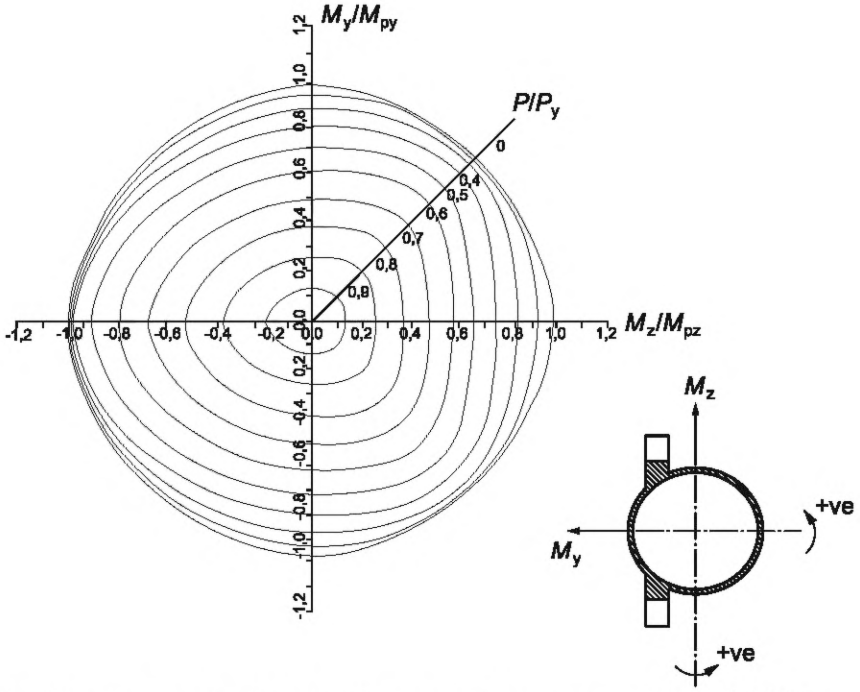
а) Сечения, использованные в подготовке рисунка *F.4* и формулы (*F.5*)

Конструкция	L_1	t_1	D	t_2	t_3	L_4	t_4	Y_1	H_1	H_2	Предел пластической деформации		Высота пролета
											F_{y1}	F_{y2}	
F & G L780 (нижние пролеты)	400	152	381	25	25	0	0	0	191	165	621	690	3658
F & G L780 (верхние пролеты)	400	127	381	25	25	0	0	0	191	191	621	450	3658
F & G L780 m2 (нижние пролеты)	400	152	381	32	32	0	0	0	191	165	621	690	3658
F & G L780 m2 (верхние пролеты)	400	127	381	32	32	0	0	0	191	191	621	517	3658
F & G L780 т5 (Monitor)	401	178	381	81	57	0	0	51	178	178	690	690	4267
F & G L780 m5 (Monarch)	401	178	381	81	51	0	0	51	178	178	690	690	4267
F & G L780 m6	611	178	584	83	38	0	0	95	292	292	690	690	5486
MSC CJ62 (нижние пролеты)	650	210	600	65	48	0	0	75	270	270	690	690	6927
MSC CJ62 (верхние пролеты)	650	210	600	55	40	0	0	75	270	270	690	690	6927
MSC CJ50 (1) (Concept)	550	210	520	25	25	0	0	0	260	260	690	690	5608
MSC CJ50 (2) (Concept)	550	210	520	25	35	0	0	0	260	260	690	690	5608
Technip TPG 500 (1)	722	160	680	75	61	0	0	20	340	340	690	540	6000
Technip TPG 500 (2)	722	160	680	75	37	0	0	55	340	340	690	540	6000
Technip TPG 500 (3)	722	160	680	62	37	0	0	36	340	340	690	540	6000
Technip TPG 500 (4)	722	160	680	58	37	0	0	30	340	340	690	540	6000
Technip TPG 500 (5)	722	160	680	50	37	0	0	19	340	340	690	540	6000
Technip TPG 500 (6)	722	160	680	50	37	510	30	19	340	340	690	540	6000

Окончание таблицы F.2

b) Дополнительные данные для новых сечений, которые не использовались для подготовки рисунка *F.4* и формулы (*F.5*). Рисунок *F.4* и формула (*F.5*) не должны использоваться для их оценки

Конструкция	L_1	t_1	D	t_2	t_3	L_4	t_4	Y_1	H_1	H_2	Предел пластической деформации		Высота пролета
											F_{y1}	F_{y2}	
LeTourneau TARZAN	381	165	356	44	32	—	—	54	178	178	690	690	—
LeTourneau WORKHORSE & 240-C	381	165	356	63	38	—	—	66	178	178	690	690	—
LeTourneau Super Gorilla (понтон 219 - “Gorilla V”)	584	191	559	108	38	—	—	121	279	279	690	690	—
LeTourneau Super Gorilla & Super Gorilla XL	584	191	559	115	38	—	—	92	279	279	690	690	—
MSC CJ70-150-MC (нижняя часть)	650	210	600	95	70	—	—	100	285	285	690	690	7587
MSC CJ70-150-MC (верхняя часть, внутренняя хорда)	650	210	600	82,5	60	—	—	90	285	285	690	690	7587
MSC CJ70-X150-A (нижняя часть)	640	210	600	95	70	—	—	100	285	285	690	690	7587
MSC CJ70-X150-A (верхняя часть, внутренняя хорда)	640	210	600	82,5	60	—	—	90	285	285	690	690	7587
MSC CJ50 (W-Larissa)	610	150	520	24	24	—	—	0	257	257	690	690	5969
MSC CJ50 (Tam Dao)	640	150	520	18	18	—	—	0	257	257	690	690	5969
MSC CJ50-X100-MC (нижняя часть)	550	160	520	55	40	—	—	60	235	235	690	690	4618
MSC CJ50-X100-MC (верхняя часть, внутренняя хорда)	550	160	520	55	40	—	—	60	235	235	690	690	5938
MSC CJ50-X80SJ (нижняя часть)	550	152,4	520	55	40	—	—	60	238,8	238,8	690	690	4948
MSC CJ50-X80SJ (верхняя часть, внутренняя хорда)	550	152,4	520	55	40	—	—	60	238,8	238,8	690	690	5938
MSC CJ46-X100-D (нижняя часть)	540	150	520	28	28	—	—	0	193	193	690	690	4084
MSC CJ46-X100-D (верхняя часть, внутренняя хорда)	540	150	520	28	28	—	—	0	193	193	690	690	5027
MSC CJ46-X100-D COSL (нижняя часть)	540	150	520	32	32	—	—	0	193	193	690	690	4084
MSC CJ46-X100-D COSL (верхняя часть, внутренняя хорда)	540	150	520	28	28	—	—	0	193	193	690	690	5027
MSC NG-2500X (нижняя часть)	400	120	356	30	25	—	—	30	143	143	690	690	2827
MSC NG-2500X (верхняя часть, внутренняя хорда)	400	120	356	35	25	—	—	35	143	143	690	690	3142
MSC NG-1700 (Bima)	391,5	95	355,6	18,5	18,5	—	—	0	152,5	152,5	690	500	5670



Формулы взаимодействия прочности (для преобразования переменных; см. А.12.6.3.3) имеют вид, как указано в формуле (*F.6*):

$$\left[\left(\frac{M_y}{M'_{py}}\right)^{\xi}+\left(\frac{M_z}{M'_{pz}}\right)^{\xi}\right]^{1/\xi}\le 1{,}0, \qquad (F.6)$$

где для (P/P_y) <1,0:

$$M'_{py}=M_{py}\left[1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1{,}45}\right]$$

для $M_z \ge 0{,}0$: $\xi = 1{,}8+2{,}7\left(\frac{P}{P_y}\right)+2{,}8\left(\frac{P}{P_y}\right)^2-5{,}6\left(\frac{P}{P_y}\right)^3$ и $M'_{pz}=M_{pz}\left[1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1{,}12}\right]^{1/1{,}12}$

для $M_z < 0{,}0$: $\xi = 1{,}8$ и либо

для $1{,}0 > (P/P_y) > 0{,}25$: $M'_{pz}=-M_{pz}\left[1-\left(\frac{P}{0{,}75P_y}-\frac{1}{3}\right)^{1{,}45}\right]$;

для $0{,}25 \ge (P/P_y)$: $M'_{pz}=-M_{pz}$.

Когда $(P/P_y) \ge 1{,}0$, то это означает, что элемент вышел из строя.

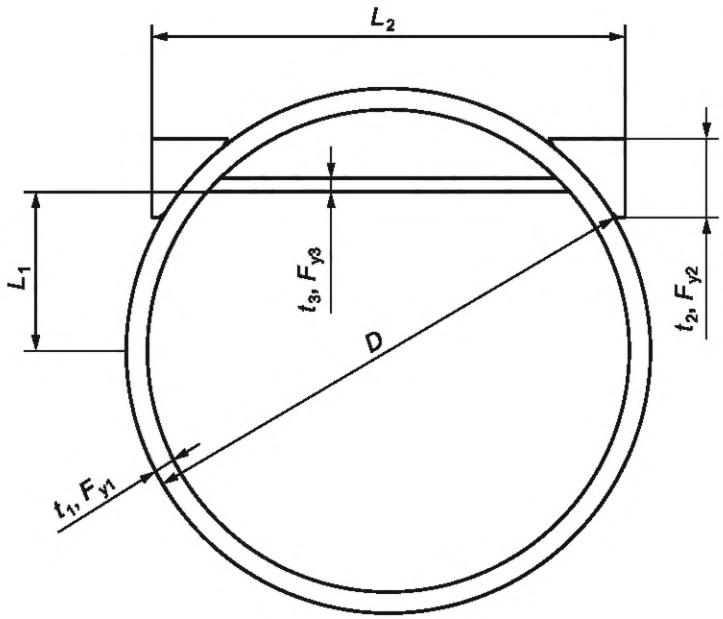
P — осевая сила в элементе хорды; P_y — осевая прочность элемента хорды; M_y и M_z — изгибающие моменты относительно локальных осей y и z; M_{py} и M_{pz} — прочность при изгибе относительно локальных осей y и z; M'_{py} и M'_{pz} — заданная локальная прочность при изгибе относительно локальных осей y и z, использованная в упрощенной формуле взаимодействия; ξ — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба, использованная в упрощенной формуле взаимодействия

Рисунок *F.5* — Формулы/кривые взаимодействия для трубчатых хорд со смещенными двойными зубчатыми рейками

В таблице *F.3* приведены входные и расчетные данные для различных СПБУ с трубчатыми хордами со смещенными двойными зубчатыми рейками.

Таблица *F.3* — Данные для трубчатых хорд со смещенными двойными зубчатыми рейками

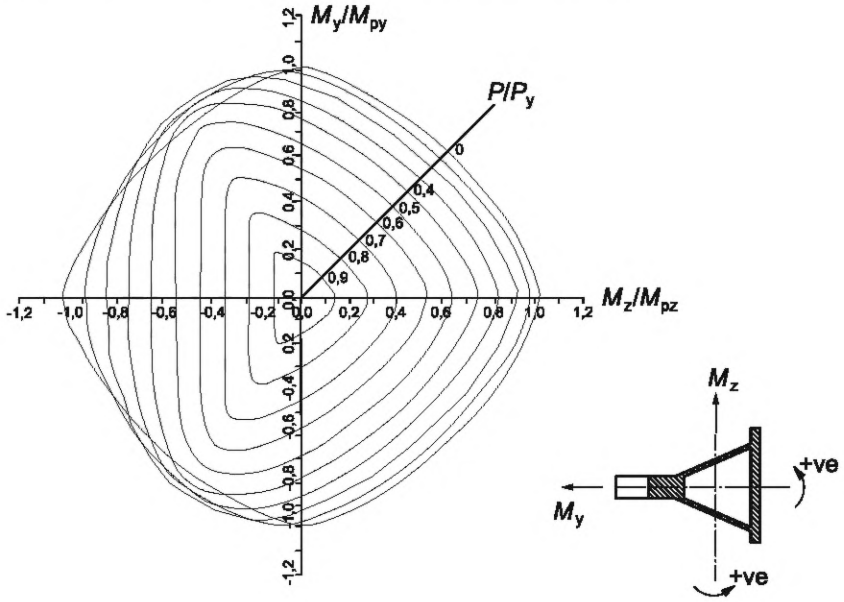
Обозначения: размеры хорды



Все размеры приведены в миллиметрах, предел пластической деформации — в мегапаскалях.

							<--- Предел ---> пластической деформации						
Конструкция n	D	t_1	L_1	L_2	t_2	t_3	F_{y1}	F_{y2}	F_{y3}	Высота пролета	Y_{ena}	Y_{cos}	E	
Levingston 011-C	914	29	305	906	127	0	483	621	0	4826	84	100	16	
		33									75	90	15	
Levingston 111	1016	32	305	1047	127	0	690	690	0	4877	73	73	0	
		35									68	68	0	
Mitsui JC-300 (Key Hawaii)	1016	32	305	1046	127	0	690	690	0	5650	78	78	0	
		34											0	
		35									66	66	0	
Mitsui 1-off (Key Bermuda)	1016	29	305	1046	127	0	690	690	0	4672			0	Большинство опор
	1016	29	305	1046	127	0	690	690	0	5050			0	Буксировочная секция
		32								5050	73	73	0	Буксировочная секция
		36								5050	66	66	0	Буксировочная секция
Hitachi Drill-Hope	762	30	190	882	127	0	690	690	0	5500	57	57	0	
		32									55	55	0	
Hitachi C-150 (Ile Du Levant)	762	30	190	890	130	0	690	690	0	5500	60	60	0	
Hitachi K1040/44/45	900	30	300	882	127	0	690	690	0	4800	77	77	0	Нижние два пролета
		30								5090	77	77	0	Оставшаяся часть опоры
		35								5090				
		42								5090	60	60	0	
Hitachi K1060 (Sagar Lakshmi)	900	30	300	854	127	13	690	690	690	5260	84	84	0	
		31											0	
		32											0	
		34									77	77	0	
Robco 350-C	876	29	292	881	127	0	690	690	0	5461	83	83	0	Нижние три пролета
	876	38									68	68	0	Нижние три пролета
	864	29									89	89	0	Оставшаяся часть опоры
	864	32									82	82	0	Оставшаяся часть опоры

Y_{ena} — расстояние исходной точки до упругой нейтральной оси;
Y_{cos} — расстояние от исходной точки до центра сжатия (пластическая нейтральная ось);
E — расстояние между упругой и пластической нейтральными осями.



Формулы взаимодействия прочности (для преобразования переменных; см. A.12.6.3.3) имеют вид, как указано в формуле

$$\left\{\left(\frac{M_y}{M'_{py}}\right)^{\xi}+\left(\frac{M_z/M_{pz}-K}{M'_{pz}/M_{pz}-K}\right)^{\xi}\right\}^{1/\xi}\le 1{,}0, \qquad (F.7)$$

где для $(P/P_y) < 1{,}0$:

$$K=-0{,}8\left(\frac{P}{P_y}\right)+0{,}4\left(\frac{P}{P_y}\right)^2+0{,}4\left(\frac{P}{P_y}\right)^3 \text{ и } M'_{py}=M_{py}\left\{1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{2{,}1}\right\};$$

для $(M_z/M_{pz}) \ge K$: $M'_{pz}=M_{pz}\left\{1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1{,}45}\right\}$ и $\xi = 1{,}45$;

для $(M_z/M_{pz}) < K$: $M'_{pz}=-M_{pz}\left\{1-\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1{,}04}\right\}^{1/1{,}04}$ и $\xi=1{,}45+2{,}35\left(\frac{P}{P_y}\right)+4{,}7\left(\frac{P}{P_y}\right)^2$.

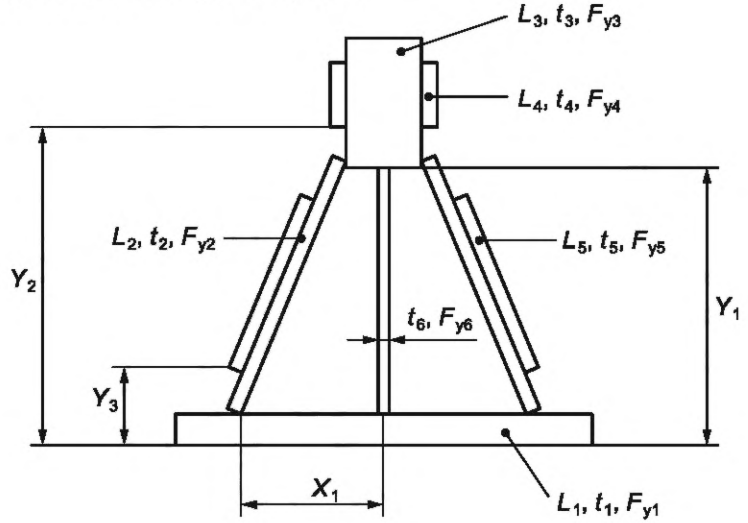
Когда $(P/P_y) \ge 1{,}0$, то это означает, что элемент вышел из строя.

P — осевая сила в элементе хорды; P_y — осевая прочность элемента хорды; M_y и M_z — изгибающие моменты относительно локальных осей y и z; M_{py} и M_{pz} — прочность при изгибе относительно локальных осей y и z; M'_{py} и M'_{pz} — заданная локальная прочность при изгибе относительно локальных осей y и z, использованная в упрощенной формуле взаимодействия; ξ — экспоненциальная функция зависимости для двухосевого изгиба, использованная в упрощенной формуле взаимодействия; K — предельное значение момента основной оси, используемое для определения экспоненты упрощенной формулы взаимодействия; это значение M_z/M_{pz}, при котором значение M_y/M_{py} является максимальным

Рисунок *F.6* — Формулы/кривые взаимодействия для треугольных хорд с одиночными зубчатыми рейками

В таблице *F.4* приведены входные и расчетные данные для различных СПБУ с треугольными хордами с одиночной зубчатой рейкой.

Таблица *F.4* — Данные для треугольных хорд с одиночной зубчатой рейкой



Конструкция	L_1	t_1	L_2	t_2	L_3	t_3	L_4	t_4	L_5	t_5	t_6	X_1	Y_1	Y_2	Y_3	F_{y1}	F_{y2}	F_{y3}	F_{y4}	F_{y5}	Bay Ht	Y_{ena}	Y_{cos}	E
MarLet Standard (3/4″ бортовые листы)	711	51	466	19	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	483	483	587	0	0	3408	259	279	20
MarLet Standard (7/8″ бортовые листы)	711	51	466	22	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	483	483	587	0	0	3408	259	279	20
MarLet Standard (1″ бортовые листы)	711	51	466	25	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	483	483	587	0	0	3408	260	279	19
MarLet Standard (1,5″ бортовые листы)	711	51	466	38	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	483	483	587	0	0	3408	262	279	17
MarLet Standard + боковые ребра жесткости	711	51	466	19	213	127	0	0	127	25	0	236	457	0	211	483	483	587	0	483	3408	260	279	19
MarLet Std 116 (1″x4″ усилители рейки)	711	51	466	19	213	127	102	25	0	0	0	236	457	524	0	483	483	587	483	0	3408	278	296	18
MarLet 116 North Sea (1″x4″+1″x12″ элемент жесткости)	711	51	466	19	213	127	102	25	305	25	0	236	457	524	118	483	483	587	483	483	3408	276	291	15
MarLet 116 (1″x4″+1,5″x12″ элемент жесткости)	711	51	466	19	213	127	102	25	305	38	0	236	457	524	124	483	483	587	483	483	3408	277	291	14
MarLet 116 Juneau (2″x4″+1″x12″ элемент жесткости)	711	51	466	19	213	127	102	51	305	25	0	236	457	524	118	483	483	587	483	483	3408	290	304	14
MarLet Gorilla (150-88)	813	76	573	57	222	140	0	0	0	0	0	248	600	0	0	483	483	620	0	0	5113	302	323	21
MarLet Super 300	813	76	607	38	222	140	0	0	0	0	0	268	600	0	0	483	483	620	0	0	5113	298	323	25
	813	76	607	38	222	140	0	0	305	51	0	268	600	0	296	483	483	620	0	483	5113	327	346	19
MarLet 300 Slant	711	64	441	38	213	127	0	0	0	0	0	218	457	0	0	414	414	414	0	0	2556	245	245	0
LeTourneau 150 (3/4″ бортовые листы)	711	51	466	19	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	414	414	620	0	0	2556	259	302	43
LeTourneau 150 (1,125″ бортовые листы)	711	51	466	29	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	414	414	620	0	0	2556	259	303	44

Окончание таблицы F.4

Конструкция	L_1	t_1	L_2	t_2	L_3	t_3	L_4	t_4	L_5	t_5	t_6	X_1	Y_1	Y_2	Y_3	F_{y1}	F_{y2}	F_{y3}	F_{y4}	F_{y5}	Bay Ht	Y_{ena}	Y_{cos}	E
LeTourneau 150 (1,5" бортовые листы)	711	51	466	38	213	127	0	0	0	0	0	236	457	0	0	414	414	620	0	0	2556	262	298	26
LeTourneau 46,47	559	44	432	13	178	89	0	0	0	0	0	166	432	0	0	?	?	?	0	0	3408	224	224	0
LeTourneau 4,9	559	51	565	13	197	102	0	0	0	0	0	178	533	0	0	?	?	?	0	0	3430	286	286	0
Mitsubishi MD-T76J	750	50	574	25	225	125	0	0	0	0	0	226	575	0	0	687	687	687	0	0	3456	315	315	0
Gusto 1-off: (Maersk Endeavour)	800	60	592	30	283	127	0	0	0	0	0	359	443	0	0	620	620	620	0	0	4800	284	284	0
	800	90	534	40	283	127	0	0	0	0	0	331	443	0	0	620	620	620	0	0	4800	255	255	0
	800	110	488	50	283	127	0	0	0	0	0	307	443	0	0	620	620	620	0	0	4800	244	244	0
Gusto 1-off: (Maersk Explorer)	800	76	535	38	279	127	0	0	0	0	0	337	453	0	0	690	690	690	0	0	4539	268	268	0
	800	64	549	38	279	127	0	0	0	0	0	344	453	0	0	690	690	690	0	0	4539	282	282	0
	800	51	562	32	279	127	0	0	0	0	0	351	453	0	0	690	690	690	0	0	4539	297	297	0
	800	51	562	29	279	127	0	0	0	0	0	351	453	0	0	690	690	690	0	0	4539	297	297	0
Конструкция BMC 1-off (Trident 7)	711	38	356	19	279	127	0	0	0	0	25	264	204	0	0	?	?	?	0	0	3335	197	197	0

Дополнительные данные — эти сечения не были включены в анализы, использованные для подготовки рисунка *F.6*, и поэтому рисунок *F.6* не должен использоваться для их оценки

Конструкция	L_1	t_1	L_2	t_2	L_3	t_3	L_4	t_4	L_5	t_5	t_6	X_1	Y_1	Y_2	Y_3	F_{y1}	F_{y2}	F_{y3}	F_{y4}	F_{y5}
LeTourneau Super 116																				
без диагональных связей — корпус 222 и выше	711	51	460	32	222	127	—	—	—	—	—	240	448	—	—	587	587	690		
с диагональными связями	711	51	460	32	222	127	—	—	254	32	—	240	448	—	180	587	587	690	—	587
leTourneau Super 116E																				
127 мм (плита рейки)	711	51	460	32	222	127	—	—	—	—	—	240	448	—	—	587	587	690	—	—
165 мм (плита рейки)	711	51	392	38	286	165	—	—	—	—	—	233	384	—	—	690	690	690	—	—

Y_{ena} — расстояние от исходной точки до упругой нейтральной оси;
Y_{cos} — расстояние от исходной точки до центра сжатия (пластическая нейтральная ось);
E — расстояние между упругой и пластической нейтральными осями.

Приложение G
(справочное)

Содержание типового отчета по оценке самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадки постановки

G.1 В данном приложении приведено описание содержания отчета по оценке СПБУ с учетом условий площадки постановки.

Таблица G.1 — СПБУ и площадка

Элемент	
Наименование СПБУ	
Тип СПБУ	
Оператор	
Наименование площадки	
Широта	
Долгота	

Таблица G.2 — Проверка данных

Данные		В наличии?
Данные по СПБУ	Класс СПБУ соответствует?	
	Грунтовые данные	
	Предшествующий опыт	
	Смежная инфраструктура	
Гидрометеорологические данные		
Условия на площадке	Курс СПБУ (необходимо, если используются данные по направлению)	
	Глубина моря	
	Просвет под понтоном выше НВУМ	
	Натяжение направления (кондуктора)/поддерживающий механизм	
	Диаметр и количество направлений	
Сейсмические данные (землетрясение)		
Аварийные ситуации		
Требования оператора (например, требуемый просвет под понтоном)		
Уровень воздействия		
Согласованный класс последствий		
Категория безопасности персонала		

Таблица G.3 — Итоги оценки с учетом условий площадки постановки

Итоги оценки с учетом условий площадки постановки	Это приемлемо?
Пригодна ли СПБУ для указанной операции на данной площадке и в это время года?	
Имеются ли особые сезонные и/или эксплуатационные ограничения	
Минимальный запас опоры поверх верхней направляющей	

Окончание таблицы G.3

Итоги оценки с учетом условий площадки постановки	Это приемлемо?
Используется ли укрепление основания?	
Предварительное нагружение в норме	
Основание в норме	
Прочность элементов в норме	
Опрокидывание в норме	
Возможное взаимодействие с инфраструктурой	
Водоизмещение понтона	
Землетрясение	
Аварии	

Таблица G.4 — Данные по СПБУ

Данные по СПБУ		Значение
Длина		
Ширина		
Глубина		
Стандартная длина опоры		
Количество опор		
Количество хорд в одной опоре (от 1 до 4)		
Продольное расстояние между опорами		
Поперечное расстояние между опорами		
Расстояние между вертикальными стойками	Расстояние между вертикальными стойками	
	Нулевая точка для расстояния между вертикальными стойками, например полюса зацепления	
Вес одной опоры, включая башмак и постоянный балласт, исключая водный балласт и плавучесть		
Вес одного башмака опоры, включая постоянный балласт, исключая водный балласт и плавучесть		
Являются ли опоры (не башмаки) водопроницаемыми?		
Тип системы удержания (домкраты или система фиксации)	Количество домкратов на опору	
	Удерживающая сила домкрата (подъем)	
	Удерживающая сила домкрата (расчетное максимальное удержание)	
	Удерживающая сила домкрата (удержание предварительного нагружения)	
	Удерживающая сила домкрата (предельная)	
СПБУ в порожнем состоянии		
Подвижная фиксированная нагрузка		

Окончание таблицы G.4

Данные по СПБУ		Значение
Переменная нагрузка		
Общий максимальный вес понтона		
Общий минимальный вес понтона		
Общий центр тяжести понтона (и допустимое отклонение, где применимо)		
Общее доступное предварительное нагружение		
Тип процедуры предварительного нагружения (например, по одной опоре)		
Максимальные реакции на предварительное нагружение башмака опоры на дне моря при использовании выбранного метода предварительного нагружения (включая вес и плавучесть опор/башмаков)	Опора в носовой части	
	Опора левого борта	
	Опора правого борта	
	Другие опоры	
Диаметр башмака опоры		
Высота башмака опоры		
Объем башмака опоры		
Максимальная опорная площадь башмака опоры		
Расстояние от сечения с максимальной опорной площадью до вершины башмака опоры		
Заявленная эксплуатационная глубина моря		
Проектировщик		
Класс/тип		
Классификационное общество		

Таблица G.5 — Мероприятия на площадке

Параметры на площадке	Значение
Длина смонтированных опор	
Расстояние от днища до верха верхней направляющей	
Зазор понтона над НВУМ	
Глубина моря	
Ожидаемая пенетрация с полным предварительным нагружением	
Запас длины опоры	

Таблица G.6 — Гидрометеорологические условия

Гидрометеорологические условия[a]	Значение/ответ
Независимые крайние значения с повторяемостью за 50 лет или совместная вероятность с повторяемостью за 100 лет?	
Частный коэффициент воздействия	
Использовались ли прямые гидрометеорологические данные?	
Использовались ли сезонные гидрометеорологические данные?	
Глубина моря	

Окончание таблицы G.6

Гидрометеорологические условия[a]		Значение/ответ
Данные о волнении	Максимальная высота волны	
	Связанный период волны	
	Тип связанного периода волны (истинный или кажущийся)	
	Высота значимой волны	
	Пиковый (максимальный) период волны	
	Тип пикового периода волн (естественный или кажущийся)	
	Высота гребня волны	
Скорость ветра (на высоте 10 м над поверхностью воды, коллинеарный с волной)	Скорость ветра в течение 1 ч	
	Скорость ветра в течение 1 мин (необходимая)	
	Порыв ветра в течение 3 с	
Сгонно-нагонные явления		
Прилив		
Запас по зазору под понтоном		
Возвышение понтона над НВУМ		
Прогнозируемая осадка (башмака) при шторме		
Другие допуски, например осадка пласта-коллектора		
Течение	Поверхностное течение (коллинеарное с ветром и волнами)	
	Глубинное течение (коллинеарное с ветром и волнами)	
	Подробности профиля течения	
Обрастание	Краткая характеристика	
	Краткая характеристика обрастания перед началом выполнения работ СПБУ	
Имеются ли эксплуатационные ограничения (например, ограничения по переменной нагрузке, курсу, воздушному зазору, местоположению опор/направляющих)?		
Имеются ли особые требования оператора, которые могут повлиять на пригодность (СПБУ) для работы на площадке?		
[a] Содержание данной таблицы, при необхомости, должно быть расширено для учета направленных и сезонных данных.		

Таблица G.7 — Инженерно-геологические изыскания на площадке

Инженерно-геологические изыскания на площадке	В наличии?	Год
Батиметрическая съемка		
Поверхностная сейсморазведка		
Исследования площадки с отбором проб (инженерно-геологическое бурение/испытание пьезоконическим пенетрометром)		
Магнитометрическая съемка		

Таблица G.8 — Производственные опасности на площадке

Производственные опасности на площадке	Описание
Опасность присутствия трубопроводов	
Соседние конструкции	
Подвижные опасности на площадке, например грязевые потоки, песчаные волны, следы башмаков опор, уклон дна моря	

Таблица G.9 — Грунты

Грунты		Значение/описание
Расстояние от места исследования		
Общее описание грунта		
Уклон/особенности морского дна		
Подробности профиля		
Изменчивость в пределах участка		
Достоверность данных		
Предшествующий опыт работ на площади		
Кривая зависимости пенетрации от нагрузки		
Диапазон прогнозируемой пенетрации после предварительного нагружения		
Есть вероятность протыкания при постановке на площадку?	Да/нет	
	Метод снижения рисков	
Существует опасность возникновения протыкания или значительной просадки, если реакции основания превысят несущую способность, созданную предварительным нагружением?	Да/нет	
	Метод снижения рисков	
Показывает ли кривая прогнозируемой пенетрации вероятность протыкания или значительной просадки (стремительная осадка), если реакции основания превысят граничные значения?		
Примечание — Только для информации: критерии приемлемости отсутствуют.		
Есть отверстия от предыдущих башмаков опор?	Да/нет	
	Метод снижения рисков	
Другие геотехнические опасности?	Да/нет	
	Метод снижения рисков	
Есть вероятность размыва?	Да/нет	
	Метод снижения рисков	

Таблица G.10 — Путь/маршрут/предположение

Путь/маршрут/ допущения анализа

Таблица G.11 — Неподвижность башмака опоры, используемая в анализе

Неподвижность башмака опоры, используемая в анализе		Значение
Начальная жесткость (для каждого башмака, если грунты отличаются)	Вращательная	
	Поперечная	
	Вертикальная	
Предельная способность	Вращательная	
	Поперечная	
	Вертикальная	

Таблица G.12 — Анализ землетрясения

Анализ землетрясения	Описание
Попадает ли площадка ниже отступлений, указанных в настоящем стандарте (в ГОСТ Р 57123 уровень сейсмичности 2 или уровень 1 в условиях, указанных в 10.7)?	
Выполнялся ли анализ сейсмических воздействий?	
Источник данных о землетрясении	
Какие вертикальные движения грунта использовались (во многих случаях это условие является критическим)?	
Был ли вертикальный спектр в некоторой степени пропорционален спектру поперечного перемещения грунта, если да, то как это было установлено?	
Отличается ли неподвижность башмака (в анализе землетрясения) от неподвижности в гидрометеорологическом анализе, если да, то какое значение использовалось?	
Был ли линейный анализ достаточен для подтверждения приемлемости площадки?	
Описание нелинейного анализа, если он использовался	
Каково было ограничение по вертикальной просадке и ограничение по разнице просадки?	
Рассматривались ли эффекты воздействия на платформу, над которой СПБУ выполняла работы, если применимо (например, эффекты взаимодействия за счет поперечных движений или вертикальной осадки)?	

Таблица G.13 — Аварийные ситуации

Аварийные ситуации	Описание
Оценивались ли какие-либо аварийные ситуации (например, столкновение)?	
Каковы были результаты анализов?	

Таблица G.14 — Промежуточные результаты

Промежуточные результаты		Значение
Период собственных колебаний (с неподвижностью и эффектами P-Δ)		
КДУ	Если СОСС, приводят КДУ для ГС, $K_{КДУ,СОСС}$	
	Стабильность КДУ на протяжении имитации (двухстадийная)	
	Стабильность статического и динамического НВМКЗ (одностадийная)	
	Если вероятностная, приводят КДУ для ГС и ОМ, $K_{КДУ,СЛУЧ}$	
Факторизованные ГС и ОМ ветра, волн/течения, инерции		
КДУ, вычисленный по аналогии с СОСС ($K_{КДУ,СОСС}$), не должен напрямую сравниваться с КДУ, определенным на основе вероятностной оценки волн ($K_{КДУ,СЛУЧ}$). Поскольку метод определения соответствующего набора инерционных нагрузок отличается, то же самое значение $K_{КДУ,СОСС}$ и $K_{КДУ,СЛУЧ}$ дает различные общие глобальные реакции; см. рисунок *А.34*.		

Таблица G.15 — Результаты анализа (проверки коэффициентов использования)

Результаты анализа (проверки коэффициентов использования)		Значение
Предварительное нагружение	Вероятность протыкания при предварительном нагружении?	
	Предлагаемое уменьшение (коэффициента)	
Основание	Проверка несущей способности	
	Проверка сползания	
	Величина дополнительной пенетрации при штормовых нагрузках	
	Вероятность протыкания при поднятом понтоне?	
	Предлагаемое уменьшение (коэффициента)	

Окончание таблицы G.15

Результаты анализа (проверки коэффициентов использования)	Значение
Опрокидывание	
Прочность элемента хорды	
Прочность горизонтального элемента	
Прочность диагонального элемента	
Домкраты/система фиксации	
Результаты анализа землетрясения (если применимо)	

G.2 Пример содержания отчета «Постановка самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки» (по разделам)

Пример содержания отчета «Постановка самоподъемных плавучих буровых установок с учетом условий площадок установки» по конкретной площадке (по разделам) приведен в таблице G.16.

Таблица G.16

Раздел отчета	*Содержание раздела отчета*
1 Введение	*Описывают область применения, приводят аннотацию по содержанию отчета*
2 Исходные данные	*Указывают наименования отчетов по изысканиям, документов с техническими характеристиками СПБУ, нормативные документы и техническую документацию*
3 Технические характеристики СПБУ	—
4 Характеристика условий площадки установки СПБУ	*Описывают общие сведения об условиях площадки установки СПБУ, приводят оценку по выбору безопасного места заложения проектируемой скважины, рельеф дна и глубина моря площадки, инженерно-геологические и гидрометеорологические условия*
5 Обоснование выбора расчетных режимов и нагрузок	*Приводят:* *- расчетные режимы;* *- нагрузки, которые воздействуют на СПБУ (ветровые, волновые, от течения, сейсмические, брызговое обледенение конструкции и т. п.);* *- реакции основания под опорными колоннами СПБУ в разных режимах [предварительного задавливания, эксплуатации (бурения), экстремальном режиме и т. п.];* *- расчет глубины вдавливания (пенетрации) опорных колонн СПБУ;* *- оценку устойчивости СПБУ на грунте (при сдиге, против опрокидывания).* *Расчет глубины вдавливания (пенетрации) опорных колонн СПБУ, а также расчеты нагрузок на СПБУ рекомендуется выполнять не только согласно нормативным документам, но и в программных комплексах*
6 Анализ рисков и оценка безопасности СПБУ при ее эксплуатации на площадке	*Описывают вопросы относительно возможных аварийных ситуаций (в опросном листе), построение дерева возможных событий*
7 Заключение	*Заключение приводят по результатам: расчета нагрузок, которые воздействуют на СПБУ; расчета глубины вдавливания опорных колонн СПБУ; оценки устойчивости СПБУ на грунте; безопасности эксплуатации СПБУ во время стоянки на площадке; анализа рисков и оценки безопасности СПБУ при ее эксплуатации на площадке и других факторов*
8 Перечень используемых сокращений и обозначений	—
9 Библиография	—
10 Приложение	*Приводят дополнительную информацию к отчету в графическом, табличном и/или текстовом виде*

Приложение ДА
(справочное)

Анализ рисков и оценка безопасности самоподъемной плавучей буровой установки при ее эксплуатации на площадке

ДА.1 Общие положения

ДА.1.1 Нормативно-правовая база

Содержание ДА.1 изложено в соответствии с [*16*] (разработанные Российским морским регистром судоходства).

ДА.1.2 Область применения

Требования настоящей части распространяются на СПБУ.

Правила распространяются на аварийные ситуации следующих видов:

- экстремальные гидрометеоусловия;
- землетрясения;
- столкновения с судами и другими плавающими объектами;
- аварии вертолета;
- падение предметов;
- взрывы;
- пожары;
- выбросы;
- сочетание этих аварий;
- нарушение правил техники безопасности, плохое руководство при изменении условий, плохое техническое обслуживание;
- другие возможные ситуации.

ДА.1.3 Термины и определения

В настоящем приложении применены следующие термины.

Аварийная ситуация — эксплуатационная ситуация, во время которой может реализоваться авария.

Авария — нештатное событие (происшествие), возникновение которого не ожидается во время обычного функционирования платформы и которое может вызвать существенные повреждения конструкции, если оно не учтено при проектировании.

Безопасность — свойство сохранять возможность выполнять заданные функции в заданных условиях эксплуатации в течение заданного периода времени, при котором исключено или снижено до допустимых значений воздействие опасных и вредных факторов на платформу, ее элементы, окружающую среду и обслуживающий персонал.

Дерево отказов — графический прием, позволяющий проследить все логические взаимосвязи между техническими неполадками, внешними условиями и человеческими ошибками, приводящие к рассматриваемому событию; является дедуктивным методом.

Дерево событий — графический прием, обеспечивающий качественное описание потенциальных аварийных ситуаций, а также их количественную оценку для каждой ветви дерева; является индуктивным методом.

Зона приемлемого уровня рисков аварий и их последствий — реализация разумно осуществимого уровня (ALARP).

Идентификация опасности — процесс выявления и признания, что опасность существует, а также определение характеристик опасности.

Индивидуальный риск — риск (частота возникновения) поражающих воздействий определенного вида, возникающих при реализации определенных опасностей на определенной платформе. Характеризует распределение риска.

Катастрофа — исключительное по своим последствиям явление (авария), носящее характер массовых бедствий, приводящее к гибели платформы, человеческим жертвам или ущербу окружающей среде.

Кривые FN — связь уровня частоты аварий и числа смертельных случаев при аварии.

Опасность — явление (природное или техносферы), при котором возможно возникновение явлений или процессов, способных поражать людей, наносить материальный ущерб, разрушительно действовать на окружающую человека среду.

Оценка риска — процесс идентификации опасностей и оценки риска для людей, платформы или окружающей среды. Оценка риска заключается в использовании всей доступной информации для идентификации опасностей и оценки риска заранее определенного события (аварии и связанных с ней ситуаций), обусловленного этими опасностями.

Риск — частота реализации опасностей (определенного класса). Риск может быть определен как частота или вероятность возникновения события В, при наступлении события А (безразмерная величина, лежащая в пределах 0—1).

Рискующие — человек или социальная группа, на которых может быть оказано воздействие определенного вида при реализации определенной(ых) опасности(ей), т. е. для которых индивидуальный или социальный риски не являются нулевыми или же достигают определенного уровня.

Социальный риск — зависимость риска (частоты возникновения событий), состоящего в поражении определенного числа людей, подвергаемых поражающим воздействиям определенного вида при реализации определенных опасностей от этого числа людей. Характеризует масштаб катастрофичности опасности для платформы.

Сценарий аварии — полное и формализованное описание следующих событий: фазы инициирования аварии, аварийного процесса и чрезвычайной ситуации, потерь при аварии, включая специфические количественные характеристики событий аварии, их пространственно-временные параметры и причинные связи.

Эксплуатационный стандарт — документ, определяющий параметры функционирования, требуемые от конструкции, систем, оборудования, персонала, процедуры для управления безопасностью.

AIR — годовой индивидуальный риск (annual individual risk).

QRA — количественная оценка риска (quantitative risk assessment).

«Непрерывно или часто» означает, что событие происходит непрерывно или может часто происходить в течение срока службы данной платформы (буровой установки).

«Не часто» означает, что событие может произойти несколько раз в течение срока службы данной платформы (буровой установки).

«Редко» означает, что событие не должно произойти в течение срока службы одной платформы (буровой установки), но может случиться на отдельных однотипных платформах (буровых установках) в течение их срока службы.

«Очень редко» означает, что событие не должно, но тем не менее может произойти в течение общего срока службы определенного числа однотипных буровых платформ (буровых установок).

ДА.2 Анализ рисков и оценка безопасности СПБУ при ее эксплуатации на площадке

ДА.2.1 Концепция анализа аварийных ситуаций

Анализ возможности аварийных ситуаций является дополнительным шагом, предназначенным для оценки новых или значительно отличающихся мероприятий, оборудования, процессов или технологий, несоответствие которых стандартной практике может быть значительным. Этот анализ должен использоваться для определения и оценки непредвиденных аварийных ситуаций и непреднамеренных действий, которые могут привести к авариям.

Анализ возможности аварийных ситуаций представляет собой ряд мер, направленных на сведение к минимуму вероятности и последствий аварии для платформы. Обычный порядок мер:

- определение потенциальных аварийных ситуаций;
- оценка принятия степени риска;
- поддержание степени риска на приемлемом уровне или разработка мероприятий по снижению риска.

Задачей первой и наиболее важной меры является определение типов аварийных ситуаций.

Задачей второй меры является оценка риска выявленной аварийной ситуации для персонала, платформы, окружающей среды.

Задачей третьей меры является поддержание степени риска на приемлемом уровне или разработка мероприятий по снижению риска.

ДА.2.2 Типы аварийных ситуаций

ДА.2.2.1 Общие положения

Анализ аварийных ситуаций проводят регулярно для идентификации, оценки и управления потенциальными аварийными ситуациями на платформах. Тщательная и точная оценка потенциальных аварий на платформах сводит к минимуму травмы персонала, потерю оборудования и угрозу окружающей среде.

Сам по себе анализ аварийных ситуаций не обеспечивает должного уровня безопасности на платформе. Он лишь является частью общей системы безопасности. Другими областями, относящимися к этой системе, являются техника безопасности, обучение персонала и реагирование на аварии.

Анализ аварийных ситуаций применяется при проектировании (начиная с концепции проекта), строительстве и эксплуатации платформы. При этом следует рассматривать все расчетные режимы эксплуатации: транспортирования, установки на точку, рабочий, выживания или экстремального нагружения, снятия с точки и т. п.

Анализ аварийных ситуаций должен также применяться к существующим платформам при их принципиальных модификациях.

Общим направлением анализа аварийной ситуации является стремление определить возможные опасности, связанные с ее развитием, и действия по детальной оценке риска, сопряженного с аварией. Большинство из этих методов являются сложными, дорогостоящими и занимают много времени, но они могут быть оправданы степенью опасности и последствиями аварий.

Анализ возможных аварийных ситуаций должен быть согласован регистром и включать следующее:

- описание условий в начале аварийной ситуации, исходные данные для анализа;
- описание мер борьбы с аварией, указание об оборудовании и системах платформы, привлекаемых для нейтрализации последствий аварии;
- сведения о методах анализа, физических и статистических моделях;
- описание процесса развития аварии, включая его расчетное представление;
- меры защиты персонала и лиц, находящихся на платформе во время аварии.

ДА.2.2.2 Потенциальные аварийные ситуации для платформ (буровых установок)

Могут возникнуть следующие аварийные ситуации для платформ (буровых установок):

а) при экстремальных внешних условиях:

- различные конструктивные нарушения в рабочем положении из-за нештатного развития событий;

- сдвиг, опрокидывание и осадка платформ на грунте при неблагоприятном сочетании внешних условий и изменившихся свойств грунта;

- транспортирование платформы в условиях, не соответствующих допустимым по критериям прочности и надежности конструкций;

- значимые усталостные повреждения при интенсивных воздействиях волнения, ветра, льда, сейсмики;

- хрупкие разрушения в условиях низких температур и импульсных нагрузок;

б) при столкновении с судном или плавающим объектом

Процесс формирования усилия взаимодействия судна с платформой при столкновении описывается формулой

$$N = N_s + N_d, \quad (ДА.1)$$

где N — суммарное воздействие;

N_s — статическое усилие (навал);

N_d — динамическое усилие (удар), вычисляемый по формуле

$$N_d = M\ddot{X} + B\dot{X}, \quad (ДА.2)$$

где M и B — инерционный и демпфирующий коэффициенты при столкновении с судном;

$\ddot{X}$, $\dot{X}$ — ускорение и скорость судна относительно платформы, зарегистрированные в момент столкновения.

Ударный импульс, если не оговорены дополнительные требования, составляет:

$$N_d \Delta t = M\dot{X}, \quad (ДА.3)$$

где Δt — время соударения, которое зависит от степени и эффективности зашиты объектов столкновения от удара.

Следует рассматривать два типа столкновения:

- навал судна или плавающего объекта — касание наружной поверхности платформы судном или плавающим объектом на малых скоростях, как правило, <0,3 узла, коэффициенты при скоростной и инерционной составляющих удара пренебрежимо малы (ударный импульс отсутствует); воздействие может быть определено статическим приложением внешней силы;

- столкновение с судном или плавающим объектом — удар судна или плавающего объекта в наружную поверхность платформы, коэффициенты при скоростной и инерционной составляющих воздействия достаточны для формирования ударного импульса;

в) при взрывах, падающих и летящих предметах

Основными внешними и внутренними источниками, связанными с воздействием на платформу взрывов, падающих и летящих предметов (осколков) являются:

- авария вертолета;

- аварии вблизи платформы на судах обеспечения и танкерах, приводящие к взрывам и/или возникновению летящих предметов на них;

- сосуды (баллоны) и трубопроводы, находящиеся (работающие) под давлением и содержащие газ или жидкие взрывоопасные среды;

- конструкции и оборудование, обладающие значительной потенциальной энергией.

Летящий (падающий) предмет оказывает механическое воздействие на объект (конструкцию, оборудование, персонал). Степень его опасности (поражающего действия) характеризуется в первую очередь массой предмета и скоростью его удара. Кроме того, поражающее действие летящего предмета зависит от его формы, угла между направлением вектора скорости и плоскостью удара и др. Действие взрыва на объект обусловлено быстрым изменением избыточного воздушного давления, в частном случае в виде воздушной ударной волны. Степень опасности воздушного взрыва характеризуется величиной максимального избыточного давления. Однако для оценки реакции объекта на действие взрыва должны быть определены время нарастания и спада избыточного давления. Разрушение (отказ) некоторых потенциальных источников взрыва может сопровождаться одновременным формированием избыточного воздушного давления и образованием летящих предметов (осколков). Это характерно, например, для взрывного разрушения сосудов (баллонов), находящихся под давлением.

Авария вертолета, наряду с механическим (ударным) воздействием фюзеляжа (или других частей вертолета) по конструкциям и оборудованию платформы, может сопровождаться взрывом паров топлива. Следует учитывать возможность взрыва как снаружи, так и внутри помещений платформы. Взрыв внутри, как правило, приводит к существенно большим масштабам аварии.

Возможные первичные эффекты (факторы), связанные с действием взрыва, падающих (летящих) предметов и аварией вертолета:

- деформация, повреждение, разрушение конструкций и оборудования;

- повреждение (травмы) и гибель персонала;

- движение (сотрясение) конструкций;

- образование летящих предметов;

- появление едких токсичных газов и аэрозолей;

- возникновение пожара.

Первичные эффекты, в свою очередь, могут порождать новый комплекс аналогичных вторичных факторов. Так, например, сотрясение конструкций может приводить к повреждению оборудования, падению незакрепленных предметов, травмам персонала в результате падения и др.

Устанавливают три степени опасности взрыва и летящего (падающего) предмета:

I — характеризуется максимально возможными для данного источника значениями параметров и характеристик поражающих факторов;

II — характеризуется значениями параметров и характеристик поражающих факторов, не относящимися к степеням I и III;

III — характеризуется значениями параметров и характеристик поражающих факторов, не вызывающими ощутимых последствий для конструкций, оборудования и персонала платформы и, следовательно, для окружающей природной среды.

Если невозможно с достаточной степенью достоверности определить значения параметров и характеристик поражающих факторов данного источника, то для оценок безопасности следует использовать консервативный подход, полагая, что реализуется опасность степени I.

Опасность степени III определяется предельно допустимыми уровнями нагрузок на конструкции, оборудование и персонал.

В качестве предельно допустимых уровней нагрузок на персонал могут приниматься следующие:

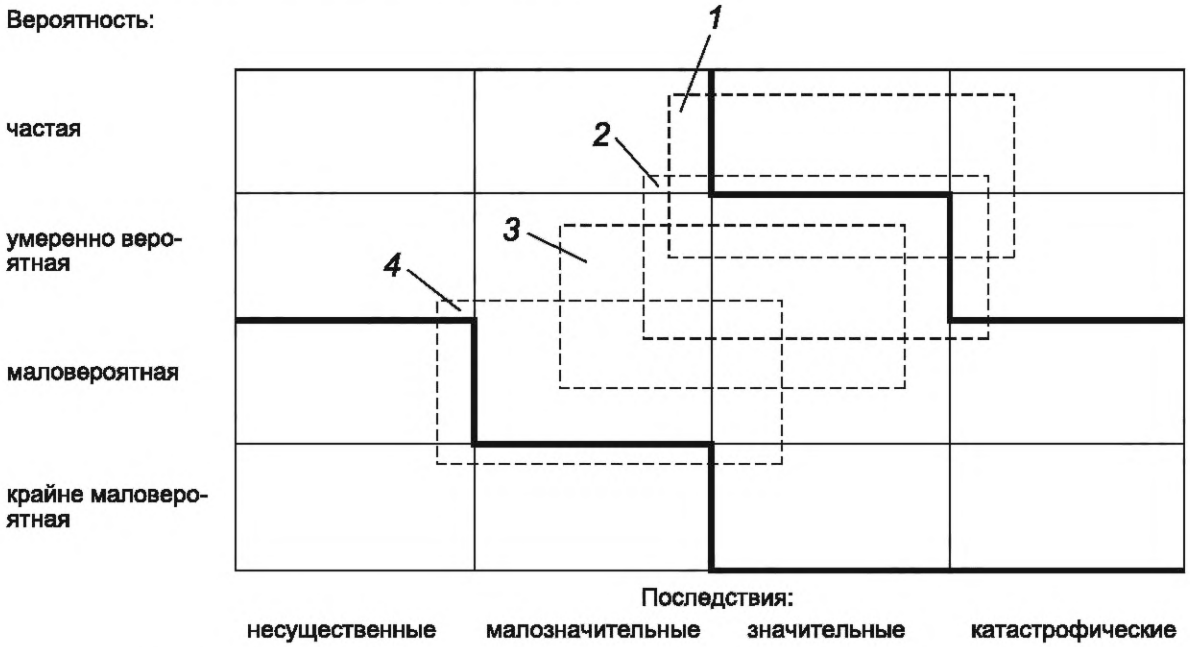
- предельно допустимые уровни ускорений (в положении сидя или стоя) — 0,9g (по всем осям координат);
- при ударе головой о преграду скорость соударения не должна превышать 2,3 м/с;
- при ударах предметами с массой 1, 2, 3, 4 и 5 кг скорость удара не должна превышать 5,0; 3,7; 3,0; 2,5 и 2,2 м/с, соответственно;
- избыточное давление в ударной волне не должно превышать 35 кПа;

г) при пожарах и выбросах

Пожары на СПБУ/ПБУ/МСП принципиально подразделяются на две категории:

- на открытой палубе, вызванный выбросом фонтана нефти и/или газов из скважины;
- во внутренних помещениях.

Соответственно, с учетом вышеизложенной информации, может быть рекомендована к применению качественная матрица рисков, изображенная на рисунке ДА.1.



1 — пожары на платформе-нефтехранилище, вызванные выбросом нефти; *2* — пожары на добычной платформе, вызванные выбросом нефти; *3* — пожары на ПБУ/СПБУ, вызванные выбросом нефти; *4* — пожары во внутренних помещениях

Рисунок ДА.1 — Качественная матрица рисков при пожарах

Пожар на открытой палубе, вызванный выбросом фонтана нефти и/или газов из скважины, следует классифицировать как наиболее опасный. Особая опасность этого пожара состоит в том, что, во-первых, происходит разлив нефти на большой площади; во-вторых, приток горючей жидкости и/или газа достаточно велик и практически не поддается регулировке, особенно на начальной стадии пожара; в-третьих, в атмосфере над установкой образуется газообразная горючая смесь, состоящая из воздуха, газов, поступающих из скважины, а также паров нефти. Источниками воспламенения такой горючей смеси могут быть:

- неисправное палубное освещение;
- открытое пламя;
- искры любого происхождения;
- выхлопные горючие газы;
- горючие части оборудования.

Данный пожар может развиваться по различным сценариям, и достаточное количество различных факторов может повлиять на распространение огня.

В связи с указанным для оценки риска при пожаре следует использовать логические схемы развития аварии, базируясь, например, на построении деревьев событий. При построении логической схемы в первую очередь следует учитывать:

- степень опасности сооружения;
- химический состав потенциально возгораемого вещества (нефть/газоконденсат);
- внешние условия района эксплуатации (в первую очередь, ветровые);
- реальные возможности по заглушению скважины;
- наличие вблизи платформы других сооружений (в первую очередь, постоянно обитаемых); возможность последующего взрыва;
- техническое состояние корпуса СПБУ/ПБУ/МСП;
- эффективность работы противопожарной защиты и т. п.

Следует также учитывать, что данный пожар может вызвать пожар разлития и огненный шар.

В отношении воздействия на человека следует рассматривать такие поражающие факторы, как: непосредственное воздействие огня, избыточное давление, тепловое излучение.

Пожары во внутренних помещениях СПБУ/ПБУ/МСП можно разделить на три основные группы:

- пожары в энергетических отсеках (кроме чисто электротехнических отсеков и помещений);
- пожары электрооборудования;
- пожары в служебных, бытовых и жилых помещениях.

Основными причинами возникновения пожаров во внутренних помещениях являются:

- нарушение режимов работы и правил эксплуатации оборудования и приборов;
- аварии и поломки оборудования, машин, механизмов и приборов, а также обслуживающих их систем.

Источником возникновения пожаров во внутренних помещениях могут быть:

- искры любого происхождения;
- открытое пламя;
- поверхности, нагретые до температуры воспламенения горючесмазочных материалов (неизолированные части газовыхлопов, перегретые подшипники, электрооборудование);
- неисправная электропроводка;

д) специфические аварийные ситуации для СПБУ

Специфическими потенциальными аварийными ситуациями для СПБУ могут являться:

- осадка колонн при задавливании в грунт;
- заклинивание устройства подъема и спуска при подъеме корпуса платформы в рабочее положение;
- размыв грунта при действии донных течений;
- разжижение грунта при переменных нагрузках;
- опрокидывание и сдвиг платформы, а также осадка колонн при ветроволновых нагрузках и ударе судна или другого плавающего объекта в опорную колонну;
- перекосы и нарушение целостности колонн при выдергивании их из грунта;
- разъезжание колонн в грунте в распор при неблагоприятном сочетании внешних нагрузок и особенностей реакций грунта;
- катастрофические последствия повреждения одной из колонн трехопорной установки;
- выбросы газа, сопровождаемые грифоном, в районе опорных колонн;
- застревание корпуса платформы на полпути подъема или спуска на опорных колоннах;
- потеря работоспособности механизмов подъема;
- повреждение конструктивных элементов опорных колонн вследствие соударения с судном или другим плавающим объектом;
- катастрофические последствия в результате землетрясения в связи с изменившимися свойствами основания.

ДА.2.3 Методы анализа аварийных ситуаций

ДА.2.3.1 Общие сведения

В соответствии с [*16*] применимы следующие методы анализа аварийных ситуаций для СПБУ/ПБУ/МСП:

- метод проверочного листа (Check list);
- анализ дерева событий (Event tree Analysis);
- идентификация опасностей (HAZID);
- метод «Что будет, если…» («What if…»);
- анализ дерева отказов (Fault Tree Analysis);
- анализ опасности и работоспособности (HAZOP);
- анализ видов и последствий отказов (FMEA).

Примечание — В настоящем стандарте более подробно представлены следующие два метода анализа аварийных ситуаций для СПБУ: «Анализ дерева событий» (ДА.2.3.2) и «Метод проверочного листа» (ДА.2.3.3). При необходимости разработчик «Проекта постановки СПБУ с учетом условий площадок установки» при анализе рисков и оценке безопасности СПБУ при ее эксплуатации на площадке может не ограничиваться только двумя методами анализа аварийных ситуаций, а использовать и другие методы в соответствии с [16].

ДА.2.3.2 Метод анализа аварийных ситуаций «Анализ дерева событий»

Пример построения дерева событий (при выдергивании опорных колонн СПБУ из грунта) представлен на рисунке ДА.2.

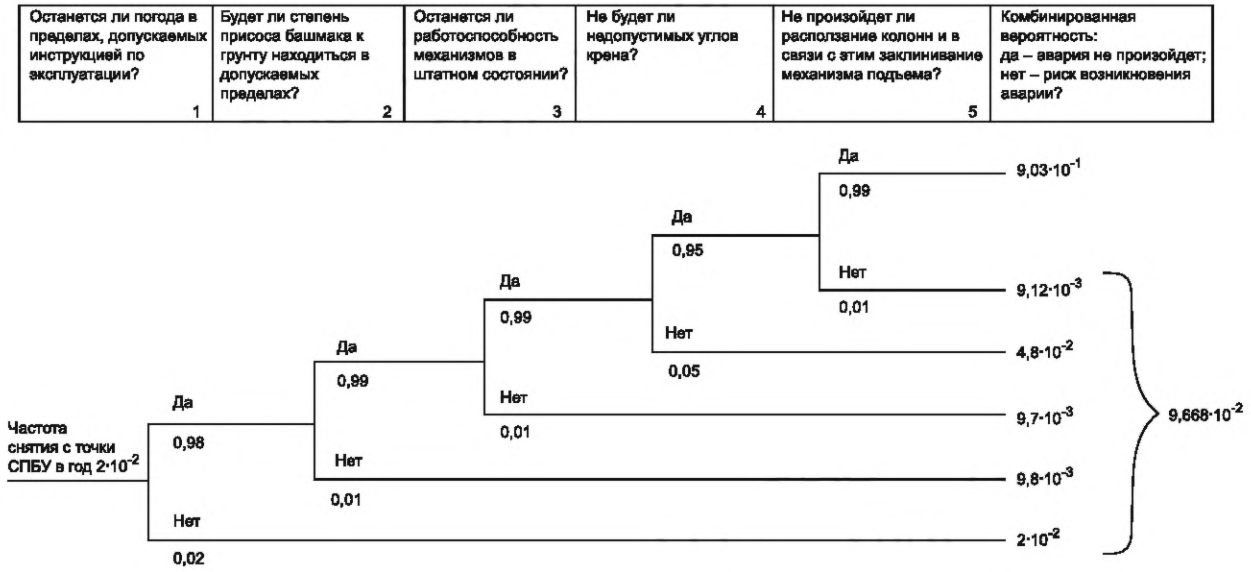


Рисунок ДА.2 — Пример построения дерева событий (при выдергивании опорных колонн СПБУ из грунта)

ДА.2.3.3 Метод анализа аварийных ситуаций. «Метод проверочного листа»

ДА.2.3.3.1 Пример краткого технического описания СПБУ, которая будет установлена на площадку (для опросного листа)

СПБУ является несамоходной с тремя опорными колоннами ферменной конструкции (имеет три трехгранные решетчатые опорные колонны) и предназначена для разведочного бурения скважин глубиной до 6500 м.

Основные сведения о СПБУ:

1 Наименование: «Нептун» (LeTourneau, бортовой номер № 260, класс Super 116E).

2 Тип СПБУ: самоподъемная, плавучая, на трех опорах, с выдвижной консолью.

3 Владелец: Eurasia Drilling Company LLC, Москва, Россия.

4 Проектировщик: Cameron (Лонгвью, Техас, США).

5 Номер комплекта проектировщика: 260.

6 Бортовой номер судостроителя: 107/260.

7 Год постройки: 2013.

8 Идентификационный номер АБС: YY229346.

9 Номер ММО: 8771887.

10 Максимальная численность персонала: 105 чел.

11 Минимальная/максимальная глубина воды: 6 — 107 м.

12 Максимальная глубина бурения: 9144 м.

13 Вертолетная площадка: 25 м восьмиугольная, рассчитана на S-92, S61-N или Ми-8.

Основные размеры СПБУ:

1 Общая длина (с учетом вертолетной площадки) — 100,9 м.

2 Длина корпуса между перпендикулярами — 74,09 м.

3 Ширина корпуса — 62,78 м.

4 Высота борта — 7,93 м.

5 Общая длина опорных колонн с башмаками — 145,53 м.

6 Валовой регистровый тоннаж — 7410 т.

7 Чистый регистровый тоннаж — 2223 т.

8 Максимальное водоизмещение до подъема — 12 488,3 т.

9 Максимальная осадка до подъема — 5,18 м.

10 Водоизмещение, соответствующее данной грузовой марке, — 12 488,3 т.

11 Осадка по грузовую марку — 5,18 м.
12 Положение грузовой марки (диска Плимсоля) (к корме от носа) — 46,44 м.
13 Расстояние между опорами от носа до оси в носовой части — 18,3 м.
14 Продольное расстояние между опорами — 39,32 м.
15 Поперечное расстояние между опорами — 43,3 м.
16 От центров опор в кормовой части до транца — 16,48 м.
17 Диаметр башмака опорной колонны (между гранями) — 14,02 м.
18 Высота башмака опорной колонны (до верхней точки шахты схода) — 7,27 м.
19 Площадь основания башмака опорной колонны (один понтон) — 147,25 м^2.
20 Объем башмака опорной колонны (один понтон) — 382,84 м^3.
21 Минимальное расстояние до наконечника башмака опорной колонны от корпуса — 0,00 м.
22 Размеры вертолетной площадки (между противоположными сторонами) — 25,45 м.

Таблица ДА.1 — Основные данные по гидрометеорологическим условиям района постановки СПБУ

Наименование параметра	Значение
1 Глубина моря H_m (от уровня моря минус 27,0 в БСВ), м	15,0
2 Температура воздуха $t_{возд}$, °С:	
- среднегодовая	12,8
- минимальная	-24,5
- максимальная	+40,2
3 Влажность воздуха среднегодовая:	
- абсолютная, г/м^3	6,2
- относительная, %	80
4 Ветер V_B, м/с:	
- 1 раз в 100 лет (осреднение 10 мин)	39,5
- 1 раз в 100 лет (осреднение 2 мин)	43,0
- порывы ветра 1 раз в 100 лет (осреднение 3 с)	51,2
5 Осадки атмосферные, максимальное количество (август), мм	60
6 Температура воды t_s, °С, в поверхностном слое:	
- среднемноголетняя	11,96
- максимальная	26,39
- минимальная	-0,28
7 Температура воды t_s, °С, в придонном слое	
- среднемноголетняя	11,19
- максимальная	26,00
- минимальная	-0,41
8 Волнение (повторяемостью 1 раз в 100 лет), м:	
- высота волны ($h_{средн}$)	2,9
- высота волны ($h_{0,1\%}$)	6,8
- высота волны ($h_{1\%}$)	5,8
9 Течения (повторяемостью 1 раз в 100 лет), см/с:	
- максимальные в поверхностном слое	160
- максимальные в придонном слое	61
10 Атмосферное обледенение, расчетная максимальная толщина стенки гололеда на сооружениях, мм, с повторяемостью 1 раз в 5/10 лет на высоте, м:	
- 2	3,1/6,0
- 10	4,9/10

Окончание таблицы ДА.1

Наименование параметра	Значение
- 30	6,7/12,1
- 50	8,0/14,6
- 60	9,1/16,1
- 70	10,2/17,8
- 90	11,1/19,3
11 Ледовые условия:	
- средние даты появления льда	13 I
- средние даты очищения ото льда	28 II
- ранние даты очищения ото льда	13 XI
- поздние даты очищения ото льда	03 IV

Таблица ДА.2 — Инженерно-геологические условия постановки СПБУ

№ ИГЭ п.п.	Глубина залегания подошвы и мощность ИГЭ, м, под опорными колоннами СПБУ			Грунты	γ_{sb}, кН/м^3	ϕ, град	c, кПа	E, кПа	S_u, кПа
	Кормовая правая	Кормовая левая	Носовая						
ИГЭ-1	1,30/ 1,30	1,00/ 1,00	1,50/ 1,50	Песчано-ракушечный грунт: гравелистый ракушечный песок и мелкий песок, местами с ракушкой, рыхлый	8,7	31	8	7	—
ИГЭ-2	2,10/ 0,80	2,50/ 1,50	2,45/ 0,95	Мелкий песок, местами с ракушкой и гравелистый ракушечный средней плотности	9,4	33	9	22	—
ИГЭ-3	5,30/ 3,20	5,75/ 3,25	6,00/ 3,55	Пылеватый песок средней плотности с частыми прослойками глинистых грунтов (переслаивание)	9,0	29	6	23	—
ИГЭ-4	7,75/ 2,45	8,40/ 2,65	8,50/ 2,50	Легкая пылеватая глина, мягкопластичная и тугопластичная, с примесью органического вещества, средней и высокой прочности	8,1	12	28	8	66
ИГЭ-5а	9,40/ 1,65	9,50/ 1,10	10,00/ 1,50	Пылеватый и мелкий песок, плотный	10,4	36	8	81	—
ИГЭ-5б	11,10/ 1,70	11,00/ 1,50	11,45/ 1,45	Пылеватый песок с частыми прослоями глинистого мягкопластичного грунта	8,8	20	27	22	—
ИГЭ-6	18,00/ 6,90	17,80/ 6,80	18,10/ 6,65	Легкая пылеватая тугопластичная глина, редко полутвердая, с примесью органического вещества, известковая, средней и высокой прочности глина	8,7	12	30	10	95
ИГЭ-7	>25,90/ >7,90	>25,40/ >7,60	>26,00/ 7,90	Пылеватый плотный песок с частыми прослойками (переслаивание) глинистого грунта	9,6	33	5	64	—

ДА.2.3.3.2 Общие рекомендации к составлению и использованию опросного листа анализа аварийной ситуации (для опросного листа)

1) Вводная часть

Опросный лист анализа аварийной ситуации на участках платформы со средним и высоким уровнем риска помогает определить ошибки в проекте и потенциальную угрозу безопасности, используя список вопросов, предназначенных для стимуляции мышления и процесса дискутирования. Вопросы опросного листа обычно касаются тех участков, где имели место ошибки в проекте или при эксплуатации. Значительная часть вопросов является результатом рассмотрения проблем, определенных в предыдущих обзорах или в результате аварий. Опросный лист не касается, как правило, участков, где ошибки редко совершаются проектировщиками. Опросный лист должен использоваться лишь для тщательного и полного обзора проекта, а не в качестве метода проектирования.

2) Необходимая информация

Порядок использования опросного листа требует знания базовых основ проекта, расположения оборудования, систем безопасности и защиты от пожара, техники эксплуатации и др. Необходимо, чтобы пакет рассматриваемых документов хранился весь срок эксплуатации установки в качестве основы будущих модификаций и анализа аварийных ситуаций.

3) Методика

Для проведения анализа аварийных ситуаций создается группа, которая должна состоять из представителей проектной организации, эксплуатирующей организации и по крайне мере одного опытного специалиста, не вовлеченного напрямую в проектирование или эксплуатацию установки. Анализ может проводиться как одним специалистом, так и небольшими группами, каждая по своему профилю. Опросный лист для облегчения обзора разбивается, как правило, на ряд частей (см. таблицу ДА.3). В опросном листе нет требований к тому, чтобы ответами на каждый вопрос были «да» или «нет». Эксперты должны использовать вопросы листа для определения потенциальных проблем. Вопросы опросного листа не обязательно являются требованиями безопасности проекта. Во многих случаях они оставляют право выбора у участников опроса. Можно ожидать, что обзор и анализ аварийных ситуаций по опросному листу на уже существующей платформе даст большее количество нежелательных ответов, чем обзор нового проекта, потому что дополнительный риск в плане безопасности связан с необходимостью проведения модернизации реально существующей установки.

4) Отчет

Анализ должен быть документирован таким образом, чтобы можно было установить, кто и когда его проводил, какая информация была рассмотрена и последующие рекомендации. Выявленные опасности и рекомендации, полученные в результате ответов на вопросы, целесообразно представить в виде сводной таблицы (см. рисунок ДА.3). Каждый пункт должен иметь ссылки на соответствующий вопрос опросного листа, с помощью которого была определена проблема. Эти пункты базируются на оценках группы и дискуссиях с проектировщиками и эксплуатантами платформы. Такие пункты должны вводиться только для тех участков платформы, состояние которых вызвало опасения.

Таблица ДА.3 — Пример анализа вопросов в опросном листе

Предмет анализа (обзора)	Содержание	Документация в помощь
1 Общее	Общие вопросы. Расположение. Реакция на экстремальную ситуацию. Эвакуация и спасательные работы. …	Базовые основы проекта. Чертежи общего расположения, расположения оборудования, др.
2 Механическая часть	Конструкционные материалы. Система надавливания опорных колонн в грунт и их выдергивания. В. …	Спецификации материалов, оборудования, устройств. Чертежи. Патенты, др.

ДА.2.3.3.3 Пример вопросов в опросном листе

1 Общее

1.А Общие вопросы.

1.А.1 Правильно ли адресованы опасности?

1.А.2 Продуман ли метод их устранения и контроля?

1.А.3 Были ли определены требования к испытанию систем безопасности? Отвечает ли проект этим требованиям?

1.Б Реакция на экстремальную ситуацию.

1.Б.1 Предусмотрено ли размещение персонала при возникновении экстремальной ситуации?

1.Б.2 Есть ли связь или средства связи с судами и берегом?

1.В Эвакуация и спасательные работы.

1.В.1 Достаточно ли мест на спасательных средствах, спасательных лодках и плотах, чтобы вместить 100 % обслуживающего персонала, включая прикомандированных?

1.В.2 Оснащена ли платформа спасательными средствами для расширения маршрутов эвакуации?

2 Техническая часть

2.А Общие вопросы.

2.А.1 Имеется ли весь необходимый объем исходных данных для разработки проекта постановки СПБУ с учетом условий площадок установки (комплект инженерных изысканий площадки, спецификации материалов, оборудования, устройств СПБУ, чертежи СПБУ и др.)?

2.А.2 Насколько качественно выполнены инженерные изыскания по площадке [может быть, некоторые данные берутся на основании аналогов близлежащих площадок (корреляция данных расчетным путем), либо некоторых данных не хватает, и они взяты из справочников и т. п.]?

2.А.3 Производилась ли оценка безопасной (рисков) при эксплуатации СПБУ на стадии разработки проектной документации СПБУ? Оценены ли риски в ситуации, когда опорные колонны могут заглубиться сверх предела максимальной пенетрации опорных колонн (согласно технической документации на СПБУ)?

2.А.4 Существуют ли ограничения по ветроволновым и другим условиям в режиме эксплуатации СПБУ на площадке?

2.А.5 Существуют ли ограничения (в технической документации на СПБУ) по максимальным значениям заглубления опорных колонн в режиме эксплуатации СПБУ на площадке?

2.А.6 Существуют ли ограничения (в технической документации на СПБУ) по максимальным значениям заглубления опорных колонн в режиме эксплуатации СПБУ на площадке?

2.Б Система задавливания опорных колонн в грунт и их выдергивания.

2.Б.1 Достаточен ли ресурс устройства для выдергивания из грунта аварийной опорной колонны?

2.Б.2 Продуман ли на проектном уровне план работы системы при перекосе колонны в портале в процессе ее выдергивания — задавливания?

2.Б.3 Предусмотрен ли механизм компенсации избыточных перемещений при перекосе опорной колонны во время подъема и спуска?

2.Б.4 Оснащена ли система эффективной подсистемой смыва и удаления грунта с колонн, обеспечивающей ее безопасную работу при выдергивании — задавливании?

ДА.2.3.3.4 Форма сводной таблицы по отчету об анализе аварийных ситуаций

Форма сводной таблицы по отчету об анализе аварийных ситуаций представлена на рисунке ДА.3.

Платформа _____ **Выполнен** _____ **Дата** _____

№ опросного листа	№ чертежа	Проблема	Обсуждение	Рекомендации	Подписи	Дата

Рисунок ДА.3 — Форма сводной таблицы по отчету об анализе аварийных ситуаций

ДА.2.3.4 Критерии достаточной безопасности СПБУ

ДА.2.3.4.1 Рекомендации для принятия решения по снижению риска аварии

Целью этого шага является определение рекомендаций по снижению риска аварий. Рекомендации должны базироваться на классификации рисков и на лежащих в их основе причинах, сравнении вариантов управления риском и выполняться в обеспечение снижения риска до наиболее разумного уровня.

В результате этого шага должно быть обеспечено объективное сравнение альтернативных вариантов, базирующихся на потенциальном снижении уровня риска и стоимостной эффективности вариантов управления ри-

сками, в том числе и в областях, где нормы и правила должны быть пересмотрены или дополнены. Рекомендации должны коррелироваться в различных контекстах с рекомендациями ИМО (Международной морской организации) и не противоречить подходам МАКО (Международной ассоциации классификационных обществ).

Во всей цепочке шагов ФОБ (формализованной оценки безопасности) этот шаг является наиболее ответственным и должен быть наиболее взвешенным.

Все решения, принимаемые для снижения риска аварий, должны отвечать действующим правилам регистра и эксплуатационным стандартам, отраженным в соответствующих инструкциях по эксплуатации, утвержденных регистром, в целях обеспечения безопасности платформ. Эксплуатационные стандарты повсеместно используются в течение всего срока службы платформы. Важно, чтобы они относились к системам и процессам, способствующим уменьшению суммарного риска, при этом количество эксплуатационных стандартов должно способствовать лучшей управляемости безопасностью.

Эксплуатационные стандарты относятся к конкретной платформе, и их рекомендуется формировать на трех уровнях:

- эксплуатационные стандарты, основанные на риске, которые определяют количественные параметры и должны выполняться (ДА.2.3.4.3);
- сценарные эксплуатационные стандарты, которые могут быть качественными или количественными с указанием конечной цели для управления при появлении конкретной опасности или группы опасностей;
- системные эксплуатационные стандарты, уточняющие уровень поведения или правомочности, который необходим для системы, требуемой для управления при появлении опасности.

ДА.2.3.4.2 Принцип разумно осуществимого уровня

Идентификация опасностей и анализ последствий их реализации позволяет уже на первом этапе установить некоторую, пусть предварительную, приоритетность опасностей. Для этого используется матрица риска, в соответствии с которой все опасности классифицируются по трем уровням: неприемлемый, разумно осуществимый и приемлемый.

Неприемлемыми опасностями считаются те, риск в отношении которых не может быть оправдан ни при каких обстоятельствах, за исключением экстраординарных. К таковым относятся опасности, вероятность реализации которых имеет обычный, средний уровень, а последствия являются катастрофическими.

Приемлемыми считаются опасности, реализация которых маловероятна, а последствия несущественные. В отношении таких опасностей не требуется принятия каких-либо мер, и они могут быть исключены из дальнейшего рассмотрения.

В ДА.2.3.4.3 дается регламентация приемлемых и неприемлемых значений рисков. Между приемлемыми и неприемлемыми уровнями лежит разумно осуществимый уровень (уровень ALARP — As Low As Reasonably Practicable).

Базовая матрица рисков изображена на рисунке ДА.4. Реализация матрицы рисков осуществляется по идентификации конкретных потенциальных рисков. После определения задачи создается команда (группа) из экспертов, выполняющая экспертизу в рамках методологии ФОБ. Работу рекомендуется выполнять в три стадии: подготовительная работа, работа по идентификации риска, фаза обработки и документирования.

Частота				
Частая	ALARP (уровень 4)	ALARP (уровень 3)	Уровень 2	Недопустимые (уровень 1)
Умеренно-вероятная	ALARP (уровень 5)	ALARP (уровень 4)	ALARP (уровень 3)	Уровень 2
Маловероятная	Уровень 6	ALARP (уровень 5)	ALARP (уровень 4)	ALARP (уровень 3)
Крайне маловероятная	Приемлемые (уровень 7)	Уровень 6	ALARP (уровень 5)	ALARP (уровень 4)
	Несущественные	Малозначительные	Значительные	Катастрофические
	Последствия			

Рисунок ДА.4 — Матрица рисков ALARP — принцип разумно осуществимого уровня

При невозможности количественного определения риска допускается качественная квалификация аварийных обстоятельств с использованием следующих определений для категорий масштаба аварии и ее вероятности согласно таблицам ДА.4 — ДА.6. Качественная квалификация позволяет заполнить матрицу риска, в которой уровень 1 представляет самый высокий риск, а уровень 7 — самый низкий риск. Зона разумно осуществимого уровня соответствует 3—5 уровням.

Таблица ДА.4 — Масштаб аварии (последствия)

Несущественные	Нет существенного вреда для людей, оборудования, окружающей среды

Окончание таблицы ДА.4

Малозначительные	Незначительное снижение качеств платформы, локальные повреждения
Значительные	Существенное снижение параметров платформы, сопровождаемое несчатными случаями
Катастрофические	Потери платформы или экологическая катастрофа

Таблица ДА.5 — Вероятность аварии

Крайне маловероятная	Может произойти только при исключительных обстоятельствах
Маловероятная	Маловероятна, но возможна в течение срока эксплуатации платформы
Умеренно-вероятная	Может произойти в течение срока эксплуатации платформы
Частая	Может происходить ежегодно или чаще

Таблица ДА.6 — Масштаб последствий

Очень низкий	Происшествие, не приводящее к существенному вреду для людей, оборудования, окружающей среды
Низкий	Произошли разрушения конструкций минимально допустимого уровня, повреждения людей, сопровождаемые оказанием первой помощи
Средний	Произошли разрушения, соизмеримые с допустимым уровнем. Имеются ушибы, легкие ранения у людей
Значительный	Часть конструкций и креплений имеют заметные повреждения. Имеются повреждения людей, требующие весьма квалифицированной медицинской помощи
Катастрофический	Потери платформы. Могут быть человеческие жертвы

ДА.2.3.4.3 Пренебрежимые и недопустимые уровни риска

В качестве критериев безопасности следует принимать для годовых индивидуальных рисков:

- недопустимый уровень риска — 10^{-3}/год;
- пренебрежимый уровень риска — 10^{-6}/год;
- диапазон между недопустимым и пренебрежимым уровнями риска является зоной разумно осуществимого уровня риска (уровень ALARP — As Low As Reasonably Practicable).

Например, из рисунка ДА.2 видно, что риск возникновения аварии на СПБУ при выдергивании опорных колонн СПБУ из грунта составляет $9{,}66 \cdot 10^{-2}$, что по критерию безопасности, относится к недопустимому уровню риска.

Приложение ДБ
(справочное)

Сведения о соответствии ссылочных национальных стандартов международным стандартам, использованным в качестве ссылочных в примененном международном стандарте

Таблица ДБ.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. Общие требования к морским сооружениям»
ГОСТ Р 57123—2016 (ИСО 19901-2:2004)	MOD	ISO 19901-2:2004 «Нефтяная и газовая промышленность. Специальные требования, предъявляемые к морским платформам. Часть 2. Методы и критерии проектирования с учетом сейсмических условий»
ГОСТ Р 57148—2016 (ИСО 19901-1:2015)	MOD	ISO 19901-1:2015 «Нефтяная и газовая промышленность. Специальные требования, предъявляемые к морским платформам. Часть 1. Проектирование и эксплуатация с учетом гидрометеорологических условий»
ГОСТ Р 57555—2017 (ИСО 19901-3:2014)	MOD	ISO 19901-3:2014 «Нефтяная и газовая промышленность. Специальные требования, предъявляемые к морским платформам. Часть 3. Верхние конструкции»
ГОСТ Р 59995—2022 (ИСО 19901-4:2016)	MOD	ISO 19901-4:2016 «Нефтяная и газовая промышленность. Специальные требования к морским сооружениям. Часть 4. Геотехнические и расчетные аспекты проектирования фундаментов»
Примечание — В настоящей таблице использовано следующее условное обозначение степени соответствия стандартов: - MOD — модифицированные стандарты.		

Библиография

[1] ИСО 19906:2019 Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения арктического шельфа (Petroleum and natural gas industries — Arctic offshore structures)

[2] ИСО 19902:2007 Нефтяная и газовая промышленность. Стационарные стальные морские сооружения (Petroleum and natural gas industries — Fixed steel offshore structures)

[3] ИСО 19905-2:2012 Промышленность нефтяная и газовая. Оценка передвижных морских оснований с учетом местных условий. Часть 2. Замечания по поводу самоподъемных оснований и подробный расчет образца (Petroleum and natural gas industries — Site-specific assessment of mobile offshore units — Part 2: Jack-ups commentary and detailed sample calculation)

[4] Blevins, R.D. Flow Induced Vibration, Van Nostrand Reinhold International, 2nd Edition, 1990.

[5] Grundmeier, B.L., Campbell, R.B. and Wesselink, B.D., A Solution for Wind-Induced Vortex-Shedding Vibration of the Heritage and Harmony Platforms During Transpacific Tow, Proc. 21st Offshore Technology Conf., OTC 6174, May 1989

[6] Det Norske Veritas Recommended Practice DNV-RP-C205, Environmental Conditions And Environmental Loads, October 2010

[7] American Petroleum Institute (API), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Load and Resistance Factor Design, API RP 2A-LRFD, First Edition, 1993 with 1997 Supplement

[8] Stewart, D & Finnie, M. (2001). Spudcan-Footprint Interaction During Jack-Up Workovers. Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference. 1

[9] Gaudin, C., Cassidy, M.J. and Donovan, T. 2007. Spudcan reinstallation near existing footprints. In Proceedings of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference, London, 285—292.

[10] Cassidy, M.J., Quah, C.K. and Foo, K.S., Experimental investigation of the reinstallation of spudcan footings close to existing footprints. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 135, No. 4, pp. 474—486, 2009

[11] API BULL 2U, 3rd Edition, June 2004 — Bulletin on Stability Design of Cylindrical Shells, American Petroleum Institute (API), 158 pp

[12] API BULL 2V, 3rd Edition, June 2004 Design of Flat Plate Structures, American Petroleum Institute (API), 149 pp.

[13] Det Norske Veritas Recommended Practice DNV-RP-C201, Buckling Strength of Plated Structures, 2004-01-01

[14] Det Norske Veritas Recommended Practice DNV RP-C202 Buckling Strength of Shells, October 2002

[15] Forristall, G.Z., Wave Crest Heights and Deck Damage in Hurricanes Ivan, Katrina, and Rita, Proc. 39th Offshore Technology Conf., OTC 18620, Houston, May 2007

[16] *НД № 2-020201-015 Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок и морских стационарных платформ (разработанные Российским морским регистром судоходства)*

[17] The Institute for Petroleum, Guidelines for the Analysis of Jack-up and fixed Platform Well Conductors, July 2001

[18] Hoyle, M.J.R., Smith, S.F., Ahilan, R.V., Hunt, R.J. and Marcom, M.R., Further Work on the Effects of Nonlinear Wave Spreading and its Impact on Current Assessment Practice, Proc. 41st Offshore Technology Conf., OTC 20297, May 2009

[19] Leggett, J.M., Bellamy, N.F., Fox, J.F. and Sheikh, R., A Recommended Approach for Deriving ISO-Compliant 10,000 Year Extreme Water Levels in the North Sea, Proc. of the 26th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), OMAE-29559, San Diego, 2007

[20] Carter, D.J.T., Estimation of Wave Spectra from Wave Height and Period, I.O.S. Report No. 135, 1982

[21] Международной Ассоциации Морских Средств Навигационного Оборудования и Маячных Служб (МАМС). Руководство по навигационному оборудованию

[22] Society of Naval Architects and Marine Engineers (SNAME), Recommended practice for site specific assessment of mobile jack-up units, Technical and Research Bulletin 5-5A, Rev 2, New Jersey, 2002

[23] Det Norske Veritas, Strength Analysis of Main Structures of Self-Elevating Units, DNV Classification Note 31.5, Oslo, February 1992

[24] Wheeler, J.D., Method for Calculating Forces Produced by Irregular Waves, Proc. 1st Offshore Technology Conference, OTC 1006, Houston, May 1969

[25] Sarpkaya, T. and Isaacson, M., Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures, Van Nostrand Reinhold Company, 1981

[26] Taylor, P.H., Current Blockage — Reduced Forces on Offshore Space-Frame Structures, Proc. 23rd Offshore Technology Conference, OTC 6519, Houston, May 1991

[27] Kirby, J.T. and Chen, T.S., Surface waves on vertically sheared flows: approximate dispersion relations, J. Geophysical Research, Vol. 94, no. C1, pages 1013—1027, January 15, 1989

[28] Martin, C., Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads, DPhil Thesis, University of Oxford, 1994

[29] Hossain, M.S. and Randolph, M.F, New mechanism-based design approach for spudcan foundations on single layer clay, J. Geotech. Geoenviron. Eng. (ASCE), Vol. 135, No. 9, pp. 1264—1274, 2009a

[30] Skempton, A.W., The Bearing Capacity of Clays, Building Research Congress, London, pp. 180 189, 1951

[31] Young, A.G., Remmes, B. and Meyer, B., Foundation Performance of Offshore Jack-Up Drilling Rigs, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 7, 1984

[32] Houlsby G.T. and Martin C.T., Undrained Bearing Capacity Factors for Conical Footings on Clay, Géotechnique, Vol. 53, No. 5, pp. 513—520, 2003

[33] Menzies, D. and Roper, R., Comparison of Jack-up Rig Spudcan Penetration Methods in Clay, 40th Offshore Technology Conference, OTC 19545, Houston, May 2008

[34] Hansen, J.B., A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 5—11, 1970

[35] Hossain, M.S., Randolph, M.F., Hu, Y., and White, D.J., Cavity Stability and Bearing Capacity of Spudcan Foundations on Clay, 38th Offshore Technology Conference, OTC 17770, Houston, May 2006

[36] Finnie, I.M.S. and Randolph, M.F., Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments, 7th International Conference on Behaviour of Offshore Structures BOSS '94, Massachusetts, pp. 217—230, 1994b

[37] Erbrich, C.T., Australian frontiers — spudcans on the edge, Keynote lecture, in Gourvenec, S. and Cassidy, M. (Eds.), ISFOG 2005: Proc. 1st Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19—21 September 2005, Taylor and Francis, London, pp. 49—74, 2005

[38] Martin, C.M., User guide for ABC — Analysis of Bearing Capacity, Department of Engineering Science, University of Oxford, Report No. OUEL 2261/03, 2003, available from www civil.eng.ox.ac.uk/people/cmm/software/abc/

[39] Poulos, H.G. and Chua, K.F.,Bearing capacity of foundations on calcareous sand, Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 1619—1622, 1985

[40] Le Tirant, P. and Nauroy, J.F., Design guides for offshore structures: foundations in carbonate soils, Editions Technip, Paris, 1994

[41] Finnie, I.M.S and Randolph, M.F., Bearing response of shallow foundations in uncemented calcareous soil, Proc. Int. Conf. Centrifuge '94, Singapore, pp. 535—540, 1994a

[42] Dutt, R.N. and Ingram, W.B., Bearing capacity of jack up footings in carbonate granular sediments, Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, Vol. 1, pp. 291—296, 1988

[43] Pan, J., The behaviour of shallow foundations on calcareous soil subjected to inclined load, PhD Thesis, The University of Sydney, 1999

[44] Pan, J., Carter, J.P. and Airey, D.W., The influence of load inclination on the bearing capacity of a circular footing, Proc. 8th Australia New Zealand Conf. on Geomechanics, Hobart, Vol. 1, pp. 299—305, 1999

[45] Byrne, B.W. and Houlsby, G.T., Observations of footing behaviour on loose carbonate sands, Géotechnique, Vol. 51, No. 5, pp. 463—466, 2001

[46] Yeung, S.K. and Carter, J.P., An Assessment of the Bearing Capacity of Calcareous and Silica Sands, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 13, pp. 19—26, 1989

[47] Houlsby, G.T., Evans, K.M. and Sweeney, M., End bearing capacity of model piles in layered carbonate soils, Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, Australia, Balkema, Vol. 1, pp. 209—214, 1988

[48] Sharp, D.E. and Van Seters, A.J., Results and evaluation of plate load test results, Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, Australia, Vol. 2. Balkema, pp. 473—483, 1988

[49] Randolph, M.F. and Erbrich, C., Design of shallow foundations for calcareous sediments, Proc. 2nd Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Bahrain, pp.361—378, 1999

[*50*] Randolph, M.F., Finnie, I.M. and Joer, H., Performance of shallow and deep foundations on calcareous soil, Proc. Symp. on Foundations of Difficult Soils, Kagoshima, Japan, 1993

[*51*] Islam, M.K., Constitutive models for carbonate sand and their application to footing problems, PhD Thesis, University of Sydney, 1999

[*52*] Islam, M.K., Carter, J.P. and Airey, D.W., A study of surface footings on carbonate soils, Proc. Darassulam, Brunei, 2001

[*53*] Yamamoto, N., Randolph, M.F. and Einav, I., Simple equations for the response of shallow foundations on compressible sands. Int. J. for Geomechanics, ASCE 8:4, pp. 230—230, 2008

[*54*] Yamamoto, N., Randolph, M.F. and Einav, I., A numerical study of the effect of foundation size for a wide range of sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE., 135(1): pp. 37—45, 2009

[*55*] Brown, J.D. and Meyerhof, G.G., Experimental study of Bearing Capacity in Layered Soils, Proc. 7th ICSMFE, Vol. 2, 1969

[*56*] Vesic, A.S., Bearing Capacity of Shallow Foundations, Foundation Engineering Handbook (H.F. Winterkorn and H.Y. Fang, eds.), pp. 121—147, Van Nostrand, 1975

[*57*] Young, A.G., Focht, J.A. JR., Subsurface Hazards Affect Mobile Jack-up Rig Operations, Sounding, McClelland Engineers Inc., Houston, Texas, Vol. 3, No. 2, pp. 4—9, 1981

[*58*] Jacobsen, M., Christensen, K.V., Sorensen, C.S., Gennemlokning of Tynde Sandlag (Penetration of Thin Sand Layers), Vag-och Vattenbyggaren 8-9, Sweden, 1977

[*59*] Higham, M.D., Models of Jack-up Rig Foundations, M.Sc. Thesis, University of Manchester, 1984

[*60*] Craig, W.H. and Chua, K., Deep penetration of spudcan foundations on sand and clay, Géotechnique, Vol. 40, No. 4, pp. 541—556, 1990a

[*61*] Baglioni, V.P., Chow, G.S. and Endley, S.N., Jack-up Rig Foundation Stability in Stratified Soil Profiles, Proc. 14th Offshore Technology Conference, OTC 4408, Houston, 1982

[*62*] Hanna, A.M. and Meyerhof, G.G., Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay, Canadian Geotechnical Journal Vol. 17, 1980

[*63*] Teh, K.L., Leung, C.F., Chow, Y.K. and Cassidy, M.J., Centrifuge model study of spudcan penetration in sand overlying clay, Géotechnique, Vol. 60, No. 11, pp. 825—842, 2010

[*64*] Dean, E.T.R, Hsu, Y.S., James, R.G., Schofield, A.N., Murff, J.D. and Wong, P.C., Centrifuge Modelling of 3-Leg Jackups with Non-Skirted and Skirted Spuds on Partially Drained Sand, Proc. 27th Offshore Technology Conference, OTC 7839, Houston, 1995

[*65*] Cassidy, M.J., Randolph, M.F. and Byrne, B.W., A plasticity model describing caisson behaviour in clay, Applied Ocean Research, Volume 28, Issue 5, pp. 345—358, October 2006

[*66*] Wong, P.C. and Murff, J.D., Dynamic Analysis of Jack-up Rigs Using Advanced Foundation Models, Proc. OMAE, Houston, pp. 94—1315, 1994

[*67*] Baerheim, M., Structural Effects of Foundation Fixity on a Large Jack-up, Proc. 4th International Conference, The Jack Up Platform, City University, London, 1993

[*68*] Van Langen, H. and Hospers, B., Theoretical Model for Determining Rotational Behavior of Spudcans, Proc. 25th Offshore Technology Conference, OTC 7302, Houston, 1993

[*69*] Templeton, J.S., Lewis, D.R. and Brekke, J.N., Spudcan Fixity in Clay, First Findings of a 2003 IADC Study, Proc. 9th International Conference, The Jack Up Platform, City University, London, 2003

[*70*] Templeton, J.S., Brekke, J.N. and Lewis, D.R., Spudcan Fixity in Clay, Final Findings of a Study for IADC, Proc. 10th International Conference, The Jack Up Platform, City University, London, 2005

[*71*] Templeton, J.S., Jackup Foundation Performance in Clay, Proc. 38th Offshore Technology Conference, OTC 18367, Houston, May 2006

[*72*] Martin, C.M. and Houlsby, G.T., Combined loading of spudcan foundations on clay: laboratory tests, Géotechnique, Vol. 50, No. 4, pp. 325—338, 2000

[*73*] Martin, C.M. and Houlsby, G.T., Combined loading of spudcan foundations on clay: numerical modelling, Géotechnique, Vol. 51, No 8, pp. 687—699, 2001

[*74*] Templeton, J.S., Spudcan Fixity in Clay, Further Results from a Study for IADC, Proc 12th International Conference, The Jack Up Platform, City University, London, 2009

[*75*] Tan, F.S.C., Centrifuge and theoretical modelling of conical footings on sand, Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1990

[*76*] Gottardi, G. and Butterfield, R., On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mech. and Fndn Engng, Vol. 33, No. 3, pp. 68—79, 1993

[*77*] Gottardi, G. and Butterfield, R., The displacements of a model rigid surface footing on dense sand under general planar loading, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mech. and Fndn Engng, Vol. 35, No. 3, pp. 71—82, 1995

[*78*] Gottardi, G., Houlsby, G.T. and Butterfield, R., The Plastic Response of Circular Footings on Sand under General Planar Loading, Géotechnique 49, No. 4, pp. 453—470, 1999

[*79*] Bienen, B., Byrne, B.W., Houlsby, G.T. and Cassidy, M.J., Investigating six degrees of freedom loading of shallow foundations on sand, Géotechnique Vol. 56, No. 6, pp. 367—379, 2006

[*80*] Cassidy, M.J., Experimental observations of the combined loading behaviour of circular footings on loose silica sand, Géotechnique, Vol. 57, No. 4, pp. 397—401, 2007

[*81*] Andersen, K.H., Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading, Invited lecture, Proc. International Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, CBS04, Bochum, Germany, pp. 371—387, 2004

[*82*] Svanø, G, Foundation Fixity Study for Jack up Unit, SINTEF report STF22 F96660, Trondheim, August 1996

[*83*] Houlsby, G.T. and Cassidy, M.J., A plasticity model for the behaviour of footings on sand under combined loading, Géotechnique, Vol. 52, No. 2, pp. 117—129, 2002

[*84*] Cassidy, M.J., Byrne, B.W. and Poulsby, G.T., Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand, Géotechnique, Vol. 52, No. 10, pp. 705—712, 2002a

[*85*] Winterkorn, H.F. and Fang, H.Y., Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, 1975

[*86*] Bell, R.W., The Analysis of Offshore Foundations Subjected to Combined Loading, MSc. Thesis presented to the University of Oxford, 1991

[*87*] Zhang, Y., Cassidy, M.J. and Bienen, B., Elastic stiffness coefficients for an embedded spudcan in clay, Computers and Geotechnics, 42, pp. 89—97, 2012

[*88*] Templeton, J.S., III, Spudcan Fixity in Clay, Findings from Additional Work in a Study for IADC, Proc. 11th International Conference, The Jack Up Platform, City University, London, 2007

[*89*] Van Langen, H., Wong, P.C. and Dean, E.T.R., Formulation and Validation of a Theoretical Model for Jack up Foundation Load-Displacement Assessment, Proc. 6th International Conference on the Jack up Platform — Design, Construction and Operation, London, 1997

[*90*] Wong, P.C., Chao, J.C., Murff, J.D., Dean, E.T.R., James, R.G., Schofield, A.N. and Tsukamoto, Y., Jack up Rig Foundation Modeling II, Proc. 25th Offshore Technology Conference, Houston, OTC 7303, May 1993

[*91*] Cassidy, M.J., Martin, C.M. and Houlsby, G.T. Development and application of force resultant models describing jack up foundation behaviour, Marine Structures, Vol. 17, Issues 3—4, pp. 165—193, 2004b

[*92*] Cassidy, M.J., Houlsby, G.T., Hoyle, M.J.R. and Marcom, M. Determining appropriate stiffness levels for spudcan foundations using jack up case records, Proc. 21st Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Oslo, OMAE2002-28085, 2002b

[*93*] Noble Denton Europe and Oxford University, The Calibration of SNAME Spudcan Footing Equations with Field Data, Report No L19073/NDE/mjrh, Rev 5, London, November 2006, available from: gost.e-ecolog.ru

[*94*] Roesset, J.M., Stiffness and Damping Coefficients of Foundations, ASCE SP Dynamic Response of Piled Foundations — Analytical Aspects, 1980

[*95*] Ueshita, K. and Meyerhof, G.G., Surface Displacement of Multilayer Soil Systems, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE Vol. 93, No. 5, 1967

[*96*] Brekke, J.N., Murff, J.D. and Lamb, W.C., Calibration of Jackup Leg Foundation Model Using Full-Scale Structural Measurements, Proc. 21st Offshore Technology Conference, OTC 6127, Houston, 1989

[*97*] Matlock, H., Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proc. 2nd Offshore Technology Conference, OTC 1204, Houston, 1970

[*98*] Det Norske Veritas, Classification Note 30.4 — Foundations, February 1992

[*99*] Bransby, M. and Randolph, M., Combined loading of skirted foundations, Géotechnique, Vol. 48, No. 5, 1998

[*100*] Bransby, M. and Randolph, M., The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading, Soils and Foundations, Vol. 39, No. 4, 1999

[*101*] Bransby, M. and Yun, G.-J., The undrained capacity of skirted strip foundations under combined loading, Géotechnique Vol. 59, No. 2, pp.115—125, 2009

[*102*] Cassidy, M.J., Byrne, B.W. and Randolph, M.F., A comparison of the combined load behaviour of spudcan and caisson foundations on soft normally consolidated clay, Géotechnique, Vol. 54, No. 2, pp. 91—106, 2004a

[*103*] Eide, A., Tuen, K.A. and Baerheim, M., The Yme Jack up with Skirt Foundation, Proc. 28th Offshore Technology Conference, OTC 8158, Houston, 1996

[*104*] Gourvenec, S., Alternative design approach for skirted footings under general combined loading, BGA International Conference on Foundations, Dundee, Thomas Telford, London, 2003

[*105*] Gourvenec, S., Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading, Géotechnique, Vol. 58, No. 3, pp. 177—185, 2008

[*106*] Gourvenec, S. and Randolph, M., Effect of strength non-homogeneity on the bearing capacity of circular skirted foundations subjected to combined loading, Proceedings of the 11th International Symposium on Offshore and Polar Engineering, Kyushu, Japan, 2002

[*107*] Kellezi, L., Hofstede, H.W.L. and Hansen, P.B., Jack-up footing penetration and fixity analyses, in Gourvenec, S. and Cassidy, M. (Eds.), ISFOG 2005: Proc. 1st Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19—21 September 2005, Taylor and Francis, London, pp. 559—565, 2005a

[*108*] Kellezi, L., Denver, H., Kudsk, G. and Stadsgaard, H., FE skirted footings analyses for combined loads and layered soil profile, Proc. 14th European Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng. ECSMGE, Madrid, Spain, September 2007

[*109*] Kellezi, L., Kudsk, G. and Hofstede, H., Skirted footings capacity for combined loads and layered soil conditions, 2nd BGA International Conf. on Foundations, ICOF 2008, Dundee, Scotland, Proc. Volume 1, pp. 923—935, June 2008

[*110*] Leland, A., Smedvig, A.S., Mommaas, C.J. and Baerheim, M., Cost-Effective Spudcan Modification To Achieve Increased Bearing Capacity, IADC/SPE Drilling Conference, Texas, 27443, 1994

[*111*] Svanø, G. and Tjelta, T.I., Skirted Spudcans — Extending Operational Depth and Improving Performance, Marine Structures, Vol. 9, Issue 1, pp. 129—148, 1996

[*112*] Stewart, D.P. and Finnie, I.M.S., Spudcan — Footprint Interaction During Jack up Workovers, Proceedings, 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavanger, Vol. I, pp. 61—65, 2001

[*113*] Dean, E.T.R. and Serra, H., Concepts for mitigation of spudcan-footprint interaction in normally consolidated clay, Proc. 14th ISOPE Conf., Toulon, France, 2004

[*114*] Jardine, R.J., Kovecevic, N., Hoyle, M.J.R., Sidhu, H.K. and Letty, A., A study of eccentric jack-up penetration into infilled footprint craters, Proc. 8th International Conference, The Jack Up Platform, eds: C. D'Mello and L. Boswell, City University, London, 2001

[*115*] Teh, K.L., Byrne, B.W. and Houlsby, G.T., Effects of seabed irregularities on loads developed in legs of jack-up units, Proc. of Jack-Up Asia Conference and Exhibition, PetroMin, Singapore, 7—8 December, 2006

[*116*] Gaudin, C., Cassidy, M.J. and Donovan, T., Spudcan reinstallation near existing footprints, Proc. of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge, Society of Underwater Technology, London, UK, pp. 285—292, 2007

[*117*] Gan, C.T., Leung, C.F. and Chow, Y.K., A study on spudcan footprint interaction, Proc. of the Second British Geotechnical Association International Conference on Foundations, ICOF 2008, Volume One, 2008

[*118*] Foo, K., Quah, M., Wildberger, P, and Vazquez, J., Spudcan Footprint Interaction and Rack Phase Difference, Proc. 9th International Conference — The Jack Up Platform, City University, 2003

[*119*] Hambly, E.C., Punch-through Instability of Jack-up on Seabed, Journal of Geotechnical. Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, 1985

[*120*] Byrne, B.W. and Cassidy, M.J., Investigating the response of offshore foundations in soft clay soils, Proc. OMAE'02 21st Int. Conf. On Offshore Mechanics and Artic Engineering, Oslo, OMAE2002-28057, 2002

[*121*] Craig, W.H., Spudcan foundations: installation with deep penetration and subsequent removal, Geotechnical Engineering, Vol. 131, No. 3, pp. 146—151, 1998

[*122*] Craig, W.H. and Chua, K., Extraction forces for offshore foundations under undrained loading, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 5, pp. 868—884, 1990b

[*123*] Craig, W.H., Cruickshank, M. and Fisher, R., Seabed breakout forces. Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics 2002, Newfoundland, Canada. Balkema. pp. 283—287, 2002

[*124*] Purwana, O.A., Leung, C.F., Chow, Y.K. and Foo, K.S., Influence of base suction on extraction of jack up spudcans, Géotechnique 55(10): 741—753, 2005

[*125*] Kramer, S.L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey, 1996

[*126*] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W., Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes, Proc. of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE) and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE), Berkley, California, pp. 32—56, 2004

[*127*] Dean, E.T.R., Some Potential Approximate Methods for the Preliminary Estimation of Excess Pore Water Pressures and Settlement-Time Curves for Submerged Foundations subjected to Time Dependent Loading, Cambridge University Engineering Department, CUED/D-Soils/TR240, 1991

[*128*] Sweeney, M., Webb, R.M. and Wilkinson, R.H., Scour around jackup rig footings, Proc. 20th Offshore Technology Conference, OTC 5764, Houston, 1988

[*129*] Whitehouse, R.J.S., Scour at marine structures, Thomas Telford Publications, London, 1998

[*130*] Rudolph, D., Arnout, C., Bos, K.J. and Rietema, K., Scour around spudcans — analysis of field measurements, The Fifteenth International Offshore and Polar Engineering (ISOPE) Conference Korea, 2005

[*131*] McDowell, D.M and O'Connor, B.A., Hydraulic behaviour of estuaries, Civil engineering hydraulics series, Macmillan, London, 1977

[*132*] Siciliano, R., Hamilton, J., Murff, J. and Phillips, R., Effect of jackup spud cans on piles, Proc. 22nd Offshore Technology Conference, OTC6467, Houston, 1990

[*133*] Stewart, D., Influence of jack-up operation adjacent to a piled structure, Proc. Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Taylor and Francis, 2005

[*134*] Leung, C., Xie, Y. and Chow, Y.K., Centrifuge Model Study of Spudcan-pile Interaction, Proc. Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, San Francisco, California, USA, May 28—June 2, 2006

[*135*] Kellezi, L., Kudsk, G. and Hansen, P.B., FE Modelling of Spudcan — Pipeline Interaction, in Gourvenec, S. and Cassidy, M. (Eds.), ISFOG 2005: Proc. 1st Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19—21 September 2005, Taylor and Francis, London, pp. 551—557, 2005b

[*136*] US Department of the Interior Minerals Management Service, Notice to Lessees and Operators of Federal Oil, Gas and Sulphur Leases and Pipeline Right of Way Holders in the Outer Shelf Gulf of Mexico OCS Region, Shallow Hazard Requirements, NTL 2008-G05, April 1, 2008 (or its latest replacement)

[*137*] OGP, Geohazards from seafloor instability and mass flow, The International Association of Oil and Gas Producers, London, Report No. 425, December 2009

[*138*] Lysmer, J. and Richart, F. E., Dynamic Response of Footings to Vertical Loading, J. Soil Mec. and Found. Div., 92(SM1) 65—91, 1966

[*139*] Det Norske Veritas, Structural Design of Self Elevating Units, (LRFD Method), DNV-OS-C104, Oslo, October 2007

[*140*] Det Norske Veritas, Fatigue Design of Offshore Steel Structures, DNV-RP-C203, April 2008

[*141*] American Bureau of Shipping (ABS), Guide for the Fatigue Assessment of Offshore Structures, ABS 115, April 2003a

[*142*] American Bureau of Shipping (ABS), Commentary on the Guide for the Fatigue Assessment of Offshore Structures, ABS 115, April 2003b

[*143*] Health and Safety Executive (HSE), Background to New Fatigue Guidance for Steel Joints and Connections in Offshore Structures, OTH92 390, December 1999

[*144*] Health and Safety Executive (HSE), Steels, OTO 2001:015, 2001

[*145*] American Institute for Steel Construction (AISC), Specification for Structural Steel Buildings, 13th Edition, ANSI/AISC 360-05, March 2005

[*146*] BS 5400-3:2000 Мосты стальные, бетонные и композитные. Практическое руководство по проектированию стальных мостов (Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of steel bridges)

[*147*] Det Norske Veritas, Buckling Strength Analysis of Bars and Frames, and Spherical Shells, DNV Classification Note 30.1, Oslo, April 2004

[*148*] American Petroleum Institute (API), Stability Design of Cylindrical Shells, API Bulletin 2U, June 2004

[*149*] Galambos, T.V., Guide to stability design criteria for metal structures, 5th Ed. J. Wiley and Son, 1998

[*150*] EN 1993-1-1:2005 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Основные правила и правила для зданий (Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings)

[*151*] Dyer, A.P., Plastic Strength Interaction Formulae for Jack-Up Chords, MSc Thesis, Dept of Mechanical Engineering, Univ. of Sheffield, Nov. 1992

[152] Lu, Y., Chen, Y.N., Tan, P.L., Bai, Y., Prediction of Jack-Up Response Proc. 20th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Rio de Janeiro, Brazil, 2001

[153] Winterstein, S.R., Nonlinear Vibration Models for Extremes and Fatigue, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 114, No. 10, 1988

[154] Jensen, J.J., Dynamic Amplification of Offshore Steel Platform Responses due to Non-Gaussian Wave Loads, The Danish Centre for Applied Mathematics and Mechanics, Report No 425, Submitted to Journal of Structural Engineering, ASCE, May 1991

[155] Shell International Petroleum Maatschappij B.V., Dynamic analysis and estimation of extreme response for jack-ups, SIPM EPD/51/52, The Hague, August 1991

[156] Perry, M.J. and Mobbs, C.B., Factoring to Improve Conservatism of the Drag-Inertia Method When Determining Dynamic Amplification of Jackup Units, Proc. 30th Int. Conf. on Ocean, Offshore and Artic Engineering (OMAE), Rotterdam, The Netherlands, OMAE2011-50335, 19—24 June 2011

[157] RPS Energy, Improved Guidelines for the Prediction of Geotechnical Performance of Spudcan Foundations During Installation and Removal of Jack Up Units, InSafeJIP, EOG0574 Rev 1b, 18th November 2010, Available from: <gost.e-ecolog.ru >

[158] Cassidy, M.J. and Houlsby, G.T., Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand, Géotechnique, 52(9), pp. 687—692, 2002

[159] American Petroleum Institute (API), Recommended Practice 2A-WSD for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Working Stress Design, API RP 2A-WSD, Twenty-first Edition, December 2000 with Errata and Supplement 3, Fig. 6.4.3.1, October 2007

[160] Perkins, S.W. and Madson, C.R., Bearing capacity of shallow foundations on sand: a relative density approach, J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(6), pp. 521—530, 2000

[161] Randolph, M.F., Jamiolkowski, M.B. and Zdravkovic, L., Load carrying capacity of foundations, Proc. Skempton Memorial Conf., London, 1, 207—240, 2004

[162] White, D.J., Teh, K.L., Leung, C.F. and Chow, Y.K., A comparison of the bearing capacity of flat and conical circular foundations on sand, Géotechnique, 58(10), pp. 771—779, 2008

[163] Schmertmann, J.H., Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 96(SM3), 1970

[164] Schmertmann, J.H., Guidelines for Cone Penetration Test Performance, and Design. Federal Highway Administration Report, FHWA-TS-78-209, 1978

[165] Schmertmann, J.H., Hartmann, J.P. and Brown, P.R., Improved strain influence factor diagrams, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104 (GT8), pp. 1131—1135, 1978

[166] Hossain, M.F. and Randolph, M.F., New mechanism-based design approach for spudcan foundations on stiff-over soft-clay, Proc. 41st Offshore Technology Conference, OTC19907, Houston, 2009b

[167] Lee, K.K., Randolph, M.F. and Cassidy, M.J., New simplified conceptual model for spudcan foundations on sand overlying clay soils, Proc. 41st Offshore Technology Conference, Houston. OTC20012, Houston, 2009

[168] Teh, K.L., Leung, C.F., Chow, Y.K. and Handidjaja, P., Prediction of punch-through for spudcan penetration in sand overlying clay, Proc. 41st Offshore Technology Conference, OTC20060, Houston, 2009

[169] Lee, K.K., Investigation of potential spudcan punch-through failure on sand overlying clay soils, PhD Thesis, The University of Western Australia, 2009

[170] Teh, K.L., Cassidy, M.J., Leung, C.F., Chow, Y.K., Randolph, M.F. and Quah, C.K., Revealing the bearing capacity mechanisms of a penetrating spudcan through sand overlying clay, Géotechnique, Vol. 58, Issue 10, pp. 793—804, 2008

[171] Teh, K.L., Punch-through of spudcan foundation in sand overlying clay, PhD Thesis, National University of Singapore, 2007

[172] Love, J.P., Burd, H.J., Milligan, W.E. and Houlsby, G T., Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade, Can. Geotech. J. 24, pp. 611—622, 1987

[173] Burd, H.J and Frydman, S., Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils, Can. Geotech. J. 34, pp. 241—253, 1997

[174] Duan, L. and Chen, W.-F., A Yield Surface Equation for Doubly Symmetrical Sections, Engineering Structures, Vol. 12, pp. 114—119, April 1990

УДК 622.242.4:006.354 ОКС 75.180.10

Ключевые слова: нефтяная и газовая промышленность, сооружения нефтегазопромысловые морские, самоподъемная плавучая буровая установка

Редактор *Н.В. Таланова*
Технический редактор *В.Н. Прусакова*
Корректоры *М.И. Першина*, *О.В. Лазарева*
Компьютерная верстка *Е.О. Асташина*

Сдано в набор 19.05.2022. Подписано в печать 09.06.2022. Формат 60×84⅛. Гарнитура Ариал.
Усл. печ. л. 30,23. Уч.-изд. л. 27,36.

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