

**КАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**ҚР ЕЖ EN 1998-5:2004/2012
СП РК EN 1998-5:2004/2012**

**СВОД ПРАВИЛ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ
ЖОБАЛАУ**

**5–бөлім: Іргетастар, тірек қабырғалар және
геотехникалық аспектілер**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ
КОНСТРУКЦИЙ**

**Часть 5: Фундаменты, подпорные стенки и
геотехнические аспекты**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Осы ережелер жинағы EN 1990:2002+A1:2005
сәйкес келеді және CEN рұқсатымен қолданылады,
мекен-жайы: В-1000 Брюссель, Маркинс данғылы, 17**

**Настоящий свод правил идентичен EN 1990:2002
+A1:2005 и применяется с разрешения CEN
по адресу: Брюссель, проспект Маркинс, 17**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитеті**

**Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства
Министерства национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2016

АЛҒЫ СӨЗ

1 ӘЗІРЛЕГЕН:

«ҚазҚСҒЗИ» АҚ

2 ҰСЫНҒАН:

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика
министрлігі Құрылыс және тұрғын
үй- коммуналдық шаруашылық
істері комитетінің Техникалық реттеу және нормалау
басқармасы

3 ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика
министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық
шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару
комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы №156-НҚ
бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

4 ОРНЫНА:

Алғашқы рет іске қосылған

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасы сәулет, қала құрылысы және құрылыс
істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық
немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

ПРЕДИСЛОВИЕ

1 РАЗРАБОТАН:

АО «КазНИИСА»

2 ПРЕДСТАВЛЕН:

Управлением технического регулирования и
нормирования Комитета по делам строительства и
жилищно-коммунального хозяйства Министерства
национальной экономики Республики Казахстан

3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:

Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-
коммунального хозяйства и управления земельными
ресурсами Министерства национальной экономики
Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года
№156-НҚ с 1 июля 2015 года

4 ВЗАМЕН:

Введен впервые

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично
воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения
Уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и
строительства Республики Казахстан

Национальное Предисловие

Настоящий Свод правил Республики Казахстан является идентичным внедрением Европейского стандарта EN 1998-5 Еврокод 8 «Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects », разработанному техническим комитетом CEN/TC 250 «Строительные Еврокоды», секретариат которого находится при BSI.

Настоящий государственный нормативный документ является редакцией на русском языке официальной версии EN 1998-5, (включающей все поправки на июль 2009 года).

Настоящий государственный нормативный документ входит в систему Сводов правил Республики Казахстан (СП РК EN), представляющего собой комплект документов в составе:

- СП РК EN 1990 Основы строительного проектирования;
- СП РК EN 1991 Воздействия на несущие конструкции;
- СП РК EN 1992 Проектирование железобетонных конструкций;
- СП РК EN 1993 Проектирование стальных конструкций;
- СП РК EN 1994 Проектирование сталежелезобетонных конструкций;
- СП РК EN 1995 Проектирование деревянных конструкций;
- СП РК EN 1996 Проектирование каменных конструкций;
- СП РК EN 1997 Геотехническое проектирование;
- СП РК EN 1998 Проектирование сейсмостойких конструкций;
- СП РК EN 1999 Проектирование алюминиевых конструкций.

Официальные версии Европейских стандартов, на основе которых подготовлен настоящий документ и, стандартов, на которые даны ссылки, хранятся в уполномоченном органе по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан.

Неотъемлемой частью настоящего стандарта является его Национальное Приложение. Без Национального Приложения настоящий государственный нормативный документ не должен применяться для проектирования сооружений и может использоваться исключительно в ознакомительно-образовательных целях.

Национальное Приложение содержит информацию о тех параметрах, которые в EN 1998-5:2004 оставлены открытыми для национального выбора. Ссылки на параметры, оставленные открытыми для национального выбора, даны в тексте EN 1998-5:2004.

С введением в действие настоящего Свода Правил в течение переходного периода времени будут отменены все противоречащие ему государственные нормативные документы Республики Казахстан в области проектирования и строительства.

Русская версия

**Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций -
Часть 5. Фундаменты, подпорные стенки и геотехнические аспекты**

**Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance –
Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects**

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte

Настоящий Европейский норматив был принят CEN 16 апреля 2004 г.

Члены Европейского комитета по стандартизации (CEN) обязаны выполнять регламент CEN/CENELEC, в котором содержатся условия, при которых европейскому нормативу придается статус национального норматива без каких-либо изменений. Новейшие списки и библиографические ссылки, касающиеся таких нормативов, можно получить в центральном секретариате или у любого члена CEN по запросу.

Европейский норматив разработан в трех официальных редакциях (на немецком, английском, французском языках). Перевод стандарта, выполненный членом Европейского Комитета по стандартизации под собственную ответственность на язык его страны и сообщенный центральному секретариату, имеет такой же статус, как и официальные редакции.

Членами Европейского комитета по стандартизации (CEN) являются национальные организации по стандартизации Бельгии, Болгарии, Дании, Германии, Эстонии, Финляндии, Франции, Греции, Ирландии, Исландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Австрии, Польши, Португалии, Румынии, Швеции, Швейцарии, Словакии, Словении, Испании, Чешской Республики, Венгрии, Великобритании и Кипра.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	VI
1 Общие положения	1
1.1 Область применения	1
1.2 Нормативные ссылки	1
1.3 Допущения	2
1.4 Различия между принципами и правилами применения	2
1.5 Термины и определения	2
1.6 Обозначения	3
1.7 Единицы СИ	4
2 Сейсмическое воздействие	4
2.1 Определение сейсмического воздействия	4
2.2 Представление динамики изменения во времени	5
3 Свойства грунта	5
3.1 Параметры прочности	5
3.2 Параметры жесткости и демпфирования	5
4 Требования к размещению и к грунтам основания	6
4.1 Размещение	6
4.2 Исследование и изучение грунта	11
5 Система фундамента	13
5.1 Общие требования	13
5.2 Правила концептуального проектирования	14
5.3 Эффекты расчетного воздействия	14
5.4 Проверки и критерии выбора размеров	15
6 Взаимодействие «грунт-конструкция»	19
7 Подпорные конструкции	19
7.1 Общие требования	19
7.2 Выбор и общие принципы проектирования	19
7.3 Методы анализа	20
7.4 Проверка устойчивости и прочности	23
Приложение А (справочное) Топографические коэффициенты усиления	25
Приложение В (обязательное) Эмпирические графики для упрощенного анализа разжижения	26
Приложение С (справочное) Статическая жесткость оголовка сваи	29
Приложение D (справочное) Динамическое взаимодействие «грунт-конструкция» (SSI). Общие эффекты и значимость	30
Приложение Е (обязательное) Упрощенный анализ для подпорных конструкций	31
Приложение F (справочное) Сейсмическая несущая способность фундаментов мелкого заложения	35

Предисловие

Настоящий Европейский Стандарт (EN 1998-1, Еврокод 8: «Проектирование сейсмостойких конструкций: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий») разработан Техническим комитетом 250 (CEN/TC 250) «Еврокоды для конструктивного строительства» Европейского комитета по стандартизации (CEN). Секретариат Технического комитета 250 работает под управлением Британского института стандартов (BSI). Сферой ответственности Технического комитета 250 являются все Строительные Еврокоды.

Настоящий Европейский Стандарт должен получить статус Национального Стандарта путем публикации идентичного текста или путем утверждения настоящего текста не позднее июня 2005 г. Национальные стандарты, противоречащие настоящему Стандарту, должны быть отменены не позднее марта 2010 г.

С принятием настоящего Еврокода утрачивают силу стандарты ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994, ENV 1998-1-3:1995.

В соответствии с регламентом Европейского комитета по стандартизации и Европейского комитета по стандартизации в области электротехники и электроники (CEN/CENELEC), настоящий Европейский Стандарт является обязательным для соблюдения национальными организациями по стандартизации следующих стран: Австрия, Бельгия, Кипр, Чешская Республика, Дания, Эстония, Финляндия, Франция, Германия, Греция, Венгрия, Исландия, Ирландия, Италия, Латвия, Литва, Люксембург, Мальта, Нидерланды, Норвегия, Польша, Португалия, Словакия, Словения, Испания, Швеция, Швейцария, Соединенное Королевство.

Предпосылки к созданию программы Еврокодов

В 1975 году Комиссия Европейского сообщества приняла решение о введении в действие программы в области строительства, основанной на статье 95 Договора. Целью этой программы было устранение технических барьеров в торговле и гармонизация технических требований.

В рамках данной программы, Комиссия выдвинула инициативу по созданию системы гармонизированных технических правил проектирования строительных конструкций, которые на первом этапе, будут служить альтернативой национальным правилам, действующим в государствах-членах и, в конечном итоге, заменят их.

В течение пятнадцати лет Комиссия при помощи Управляющего комитета из представителей стран-членов, руководила разработкой программы Еврокодов, что привело к первому созданию первых Еврокодов в 1980 году.

В 1989 году Комиссией и государствами-членами EU и EFTA, на основе соглашения¹⁾ между Комиссией и CEN и посредством ряда мандатов, было принято решение о передаче положениями всех Директив Совета и/или Решениями Комиссии, посвященными Европейским стандартам (то есть, с Директивой Совета 89/106/ЕЕС о строительных изделиях – CPD, с Директивами Совета 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС и 89/440/ЕЕС по общественным работам и услугам и с аналогичными Директивами EFTA, положившими начало установлению регулирования на внутреннем рынке).

Программа Строительных Еврокодов включает в себя следующие стандарты, как правило, состоящие из нескольких частей:

¹⁾ Соглашение между Комиссией Европейских сообществ и Европейского комитета по стандартизации (CEN), касающиеся разработки Еврокодов для проектирования зданий и сооружений (BC/CEN/03/89).

В 1975 г. Комиссия Европейского сообщества избрала программу действий в отрасли строительства, базируясь на статье 95 Конвенции. Цель программы заключалась в устранении технических преград для торговли и гармонизации технических спецификаций.

Программа строительных Еврокодов содержит следующие стандарты, которые состоят из ряда частей:

- EN 1990 Еврокод Основы строительного проектирования;
- EN 1991 Еврокод 1 Воздействия на конструкции;
- EN 1992 Еврокод 2 Проектирование бетонных конструкций;
- EN 1993 Еврокод 3 Проектирование стальных конструкций;
- EN 1994 Еврокод 4 Проектирование сталежелезобетонных конструкций;
- EN 1995 Еврокод 5 Проектирование деревянных конструкций;
- EN 1996 Еврокод 6 Проектирование каменных конструкций;
- EN 1997 Еврокод 7 Геотехническое проектирование;
- EN 1998 Еврокод 8 Проектирование сейсмостойких конструкций;
- EN 1999 Еврокод 9 Проектирование алюминиевых конструкций.

Стандарты Еврокода признают ответственность регулирующих органов каждой из стран-членов и гарантируют их право определять значения, связанные с вопросами регулирования безопасности на национальном уровне, в тех случаях, когда они могут варьироваться для разных стран.

Статус и область применения Еврокодов

Государства-члены EU и EFTA признают, что Еврокоды выступают в качестве ссылочных документов в следующих целях:

- как средство подтверждения соответствия строительных работ и работ по гражданскому строительству основополагающим требованиям Директивы Совета 89/106/ЕЕС, в частности основополагающему требованию № 1 - Механическое сопротивление и устойчивость - и основополагающему требованию № 2 - Безопасность в случае пожара;
- как основание для изложения договоров на строительные работы и относящиеся к ним инженерно-конструкторские услуги;
- как структура составления гармонизированных технических условий на строительные изделия (EN и ETA).

Еврокоды, поскольку они непосредственно касаются строительных работ, имеют прямое отношение к разъясняющим документам²⁾, на которые приводится ссылка в статье 12 CPD, хотя они отличаются от гармонизированных стандартов на изделие³⁾.

Следовательно, техническим комитетам CEN и/или рабочим группам EOTA, работающим над стандартами на изделие с целью достижения полного соответствия данных технических условий Еврокодам, следует соответствующим образом рассмотреть технические аспекты действия Еврокодов.

Стандарты Еврокода предусматривают общие правила строительного проектирования для обычного применения и предназначены для проектирования самих сооружений и их отдельных элементов, как традиционного, так и инновационного характера. Для неординарных конструкций или проектных решений, не оговоренных в Еврокодах, проектировщик должен провести дополнительные экспертные рассмотрения.

Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов

Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов, будут содержать полный текст Еврокода (включая все приложения), опубликованный CEN, которому могут предшествовать Национальный титульный лист и Национальное предисловие, и за которым может следовать Национальное Приложение.

Национальное Приложение может содержать информацию только о тех параметрах, которые оставлены в Еврокоде открытыми для национального выбора, именуемые как национально определяемые параметры, предназначенные для применения при проектировании зданий и гражданских инженерных сооружений в данной стране, то есть:

- значения и/или классы, принятые в Еврокоде альтернативными;
- значения, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокоде приведены только символы;
- конкретные данные о стране (географические, климатические и т.д.), например, карту снеговых районов,
- процедуры, которые могут использоваться в тех случаях, когда в Еврокоде предусмотрена возможность применения альтернативных процедур.

Оно может также содержать:

- решения по применению информационных приложений,
- ссылки на не противоречащую дополнительную информацию, помогающую пользователю применять Еврокод.

Связи между Еврокодами и гармонизированными техническими условиями (EN и ETA) на изделия

Между гармонизированными техническими условиями на строительную продукцию и техническими правилами для строительных конструкций²⁾ должна быть обеспечена согласованность. Более того, вся информация, сопровождающая маркировку CE строительных изделий, которые относятся к ведению Еврокодов, должна четко указать на то, какие именно Национально определяемые параметры (NDP) были приняты во внимание.

Дополнительная информация, специфическая для EN 1998-5

The scope of Eurocode 8 is defined in EN 1998-1:2004, **1.1.1** and the scope of this Part of Eurocode 8 is defined in **1.1**. Additional Parts of Eurocode 8 are listed in EN 1998-1:2004,

¹⁾ В соответствии со статьей 12 CPD, интерпретирующие документы должны:

- a) конкретизировать основные требования путем гармонизации терминологии и технических основ и, при необходимости, указания классов или уровней для каждого требования;
- b) указывать способы соотнесения этих классов или уровней с требованиями технических условий, то есть, методы расчета и проверки, технические правила для проектирования, и т.д.;
- c) являться основой при разработке гармонизированных стандартов и руководящих принципов для Европейского технического согласования.

Еврокоды, фактически, выполняют подобную роль в области ER 1 и части ER 2.

²⁾ В соответствии со статьей 3.3 CPD, интерпретирующие документы, для обеспечения необходимых связей между основными требованиями и мандатами по гармонизации EN и ETAG/ETA, должны конкретизировать основные требования (ER).

1998-5:2004 EN предназначен для использования:

- заказчиками (например, для формулировки их определенных требований к надежности уровни и длительность);
- проектировщиками и конструкторами;
- компетентными органами.

Для проектирования конструкций в сейсмических регионах условия этого европейского стандарта должны быть применены в дополнение к условиям других соответствующих частей Еврокода 8 и других соответствующих Еврокодов. В частности условия этого европейского стандарта дополняются из 1997-1:2004 EN, которые не покрывают особые требования для сейсмостойких конструкций.

Вследствие разнообразности в комбинациях сейсмических воздействий и свойствах грунтовых материалов, Часть 5 может не охватывать подробно каждую возможную ситуацию в конструкции и поэтому надлежащее использование этого документа может потребовать специализированных технических условий и опыта.

Национальное приложение к EN 1998-5

Европейский стандарт содержит альтернативные процедуры и рекомендуемые значения с примечаниями, показывающими, когда должен быть сделан выбор национального характера. Для этого в соответствующую национальную редакцию EN 1998-5 включают национальное приложение с параметрами, устанавливаемыми на национальном уровне, которое делает возможным проектирование зданий и инженерных сооружений, возводимых в конкретной стране.

Выбор на национальном уровне допускается в следующих пунктах

Пункт	Ссылки
1.1 (4)	Информационные приложения A, C, D и F
3.1 (3)	Частные коэффициенты для свойств материалов
4.1.4 (11)	Верхний предел напряжения для восприимчивости к разжижению
5.2 (2) c)	Уменьшение пикового ускорения грунта с глубиной от поверхности земли

ҚР ЕЖ EN 1998-5:2004/2012
СП РК EN 1998-5:2004/2012

ДЛЯ ЗАМЕТОК

ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ СВОД ПРАВИЛ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ –
ЧАСТЬ 5: ФУНДАМЕНТЫ, ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ
АСПЕКТЫ

DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE –
PART 5: FOUNDATIONS, RETAINING STRUCTURES AND GEOTECHNICAL
ASPECTS

Дата введения **2015-07-01**

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

(1)Р Данная часть Еврокода 8 устанавливает требования, критерии и правила по размещению и грунтовым основаниям конструкций с учетом сейсмостойкости. В ней освещено проектирование различных систем фундаментов, проектирование подпорных конструкций и взаимодействие «грунт-конструкция» при сейсмических воздействиях. По существу она дополняет Еврокод 7, в котором не освещены специальные требования сейсмического проектирования.

(2)Р Положения Части 5 применяются к зданиям (EN 1998-1), мостам (EN 1998-2), башням, мачтам и дымовым трубам (EN 1998-6), шахтам, хранилищам и трубопроводам (EN 1998-4).

(3)Р Специализированные требования проектирования для фундаментов определенных типов конструкций, при необходимости, можно найти в соответствующих Частях Еврокода 8.

(4) В Приложении В настоящего Еврокода приводятся эмпирические графики для упрощенной оценки потенциала разжижения, а в Приложении Е приводится упрощенная процедура сейсмического анализа подпорных конструкций.

Примечание 1 В справочном Приложении А приводится информация по топографическим коэффициентам усиления.

Примечание 2 В справочном Приложении С приводится информация по статической жесткости свай.

Примечание 3 В справочном Приложении D приводится информация по динамическому взаимодействию «грунт-конструкция».

Примечание 4 В справочном Приложении F приводится информация по сейсмической несущей способности фундаментов мелкого заложения.

1.2 Нормативные ссылки

(1)Р Настоящий Европейский стандарт содержит положения других публикаций в виде датированных или недатированных ссылок. Эти нормативные ссылки располагаются в соответствующих местах текста, а перечень публикаций приводится ниже. Для датированных ссылок последующие поправки или редакции любых таких публикаций

применимы к данному Европейскому стандарту, только если они включены в него поправкой или редакцией. Для недатированных ссылок применимо последнее издание публикации, на которую дается ссылка (с учетом поправок).

1.2.1 Ссылки на общие стандарты

EN 1990 Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций

EN 1997-1 Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила

EN 1997-2 Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования грунта и испытания

EN 1998-1 Еврокод 8. Проектирование конструкций с учетом сейсмостойкости. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий

EN 1998-2 Еврокод 8. Проектирование конструкций с учетом сейсмостойкости. Часть 2. Мосты

EN 1998-4 Еврокод 8. Проектирование конструкций с учетом сейсмостойкости. Часть 4. Шахты, хранилища и трубопроводы

EN 1998-6 Еврокод 8. Проектирование конструкций с учетом сейсмостойкости. Часть 6 Башни, мачты и дымовые трубы.

1.3 Допущения

(1)Р Действуют общие допущения стандарта EN 1990:2002, п. 1.3.

1.4 Различия между принципами и правилами применения

(1)Р Действуют правила стандарта EN 1990:2002, п. 1.4.

1.5 Термины и определения

1.5.1 Термины, общие для всех Еврокодов

(1)Р Действуют термины и определения, приведенные в стандарте EN 1990:2002, п. 1.5.

(2)Р К терминам, общим для всех Еврокодов, применяется стандарт EN 1998-1:2004, п. 1.5.1.

1.5.2 Дополнительные термины, используемые в настоящем стандарте

(1)Р Действует определение грунта, которое дается в стандарте EN 1997-1:2004, п. 1.5.2; определения других геотехнических терминов, в особенности относящихся к землетрясениям, таких как разжижение, дается в тексте.

(2) В настоящем стандарте применяются термины, определение которых дается в EN 1998-1:2004, п. 1.5.2.

1.6 Обозначения

(1)

E_d	расчетное усилие, действующее на подпорную конструкцию со стороны грунта;
E_{pd}	боковое сопротивление на стенке подошвы из-за пассивного давления грунта;
E_R	коэффициент использования энергии при стандартном испытании на погружение;
F_H	расчетная сейсмическая горизонтальная сила инерции;
F_V	расчетная сейсмическая вертикальная сила инерции;
F_{Rd}	расчетное сопротивление сдвигу между горизонтальным основанием подошвы и грунтом;
G	модуль сдвига;
G_{max}	средний модуль сдвига при малой деформации;
L_e	расстояние анкеров от стены в динамическом состоянии;
L_s	расстояние анкеров от стены в статическом состоянии;
M_{Ed}	расчетное воздействие, выраженное моментом;
$N_1(60)$	количество ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированное по эффектам налегающих пород и по коэффициенту использования энергии;
N_{Ed}	расчетное нормальное усилие на горизонтальное основание;
N_{SPT}	количество ударов при стандартных испытаниях на погружение;
PI	показатель пластичности грунта;
R_d	расчетное сопротивление грунта;
S	коэффициент грунта, определенный в EN 1998-1:2004, п. 3.2.2.2;
S_T	топографический коэффициент усиления;
V_{Ed}	расчетное горизонтальное усилие сдвига;
W	вес оползающего массива;
a_g	расчетное ускорение грунта для грунта типа А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);
a_{gR}	номинальное пиковое ускорение грунта для грунта типа А;
a_{vg}	расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;
c'	сцепление грунта, выраженное эффективным напряжением;
c_u	недренированная прочность грунта на сдвиг;
d	диаметр свай;
d_r	перемещение подпорных стен;
g	ускорение силы тяжести;
k_h	горизонтальный сейсмический коэффициент;
k_v	вертикальный сейсмический коэффициент;
q_u	неограниченная прочность на сжатие;
r	коэффициент для вычисления горизонтального сейсмического коэффициента (Таблица 7.1);
v_s	скорость распространения поперечной волны;

$v_{s,max}$	среднее значение v_s при малой деформации ($< 10^{-5}$);
α	отношение расчетного ускорения грунта для грунта типа А, a_g , к ускорению силы тяжести;
γ	удельный вес грунта;
γ_d	удельный вес сухого грунта;
γ_I	коэффициент значимости;
γ_M	частный коэффициент для свойства материала;
γ_{Rd}	частный коэффициент модели;
γ_w	удельный вес воды;
δ	угол трения между грунтом и подошвой либо подпорной стеной;
ϕ'	угол сопротивления сдвигу, выраженный эффективным напряжением;
ρ	удельная масса;
σ_{vo}	полное давление налегающих пород, то же что и общее вертикальное напряжение;
σ'_{vo}	эффективное давление налегающих пород, то же что и эффективное вертикальное напряжение;
$\tau_{cu,u}$	циклическая недренированная прочность грунта на сдвиг;
τ_e	сейсмическое напряжение сдвига.

1.7 Единицы СИ

(1)Р Должны использоваться единицы СИ в соответствии с ISO 1000.

(2) Кроме того применяются единицы, рекомендованные в EN 1998-1:2004, п. 1.7.

Примечание При геотехнических расчетах следует обращаться к EN 1997-1:2004, п. 1.6 (2).

2 СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

2.1 Определение сейсмического воздействия

(1)Р Сейсмическое воздействие должно соответствовать основным принципам и определениям, приведенным в EN 1998-1:2004, п. 3.2, с учетом положений, приведенных в п. 4.2.2.

(2)Р Комбинирование сейсмического воздействия с другими воздействиями должно выполняться в соответствии с EN 1990:2002, п. 6.4.3.4 и EN 1998-1:2004, п. 3.2.4.

(3) Где возможно, в настоящем Европейском стандарте предложено упрощение выбора сейсмического воздействия.

2.2 Представление динамики изменения во времени

(1)Р Если выполняется анализ во временной области, могут использоваться как искусственные акселерограммы, так и реальные записи сильных колебаний. Их пиковое значение и частотное содержание должны соответствовать EN 1998-1:2004, п. 3.2.3.1.

(2) При проверках динамической устойчивости, использующих вычисления остаточных деформаций грунта, возмущение должно предпочтительно состоять из акселерограмм, записанных на грунтовых площадках при реальных землетрясениях, поскольку они содержат реалистичные низкочастотные колебания и правильную временную корреляцию между горизонтальной и вертикальной составляющими движения. Продолжительность сильных колебаний должна быть выбрана способом, соответствующим EN 1998-1:2004, п. 3.2.3.1.

3 СВОЙСТВА ГРУНТА

3.1 Параметры прочности

(1) Как правило, можно использовать значения параметров прочности грунта, применяемые в статическом недренированном состоянии. Для связных грунтов соответствующим параметром прочности является недренированная прочность на сдвиг c_u , скорректированная для высокой скорости нагружения и эффектов циклического ослабления под действием сейсмических нагрузок, если такая корректировка необходима и обоснована соответствующими экспериментальными данными. Для несвязного грунта соответствующим параметром прочности является циклическое недренированная прочность на сдвиг $\tau_{cy,u}$, которое должно учитывать возможный рост порового давления.

(2) В качестве альтернативы можно использовать эффективные параметры прочности с соответствующим давлением поровой воды, создаваемом в процессе циклического нагружения. Для скальных пород можно использовать неограниченную прочность на сжатие, q_u .

(3) Частные коэффициенты (γ_M) для свойств материала c_u , $\tau_{cy,u}$ и q_u обозначаются γ_{cu} , $\gamma_{\tau cy}$ и γ_{qu} , а для $\tan \phi'$ обозначаются $\gamma_{\phi'}$.

Примечание Значения, задаваемые γ_{cu} , $\gamma_{\tau cy}$, γ_{qu} и $\gamma_{\phi'}$, для использования в данной стране можно найти в ее национальном приложении. Рекомендуемые значения $\gamma_{cu} = 1,4$, $\gamma_{\tau cy} = 1,25$, $\gamma_{qu} = 1,4$ и $\gamma_{\phi'} = 1,25$.

3.2 Параметры жесткости и демпфирования

(1) Благодаря своему влиянию на расчетные сейсмические воздействия основным параметром жесткости грунта при сейсмическом нагружении является модуль сдвига G , вычисляемый по формуле:

$$G = \rho v_s^2, \quad (3.1)$$

где ρ — удельная масса;

v_s — скорость распространения поперечной волны в грунте.

(2) Критерии для определения v_s , включая ее зависимость от уровня деформации грунта, приводятся в п. 4.2.2 и 4.2.3.

(3) Демпфирование следует рассматривать в качестве дополнительного свойства

грунта в случаях, когда нужно учесть эффекты взаимодействия «грунт-конструкция», указанные в Разделе 6.

(4) Внутреннее демпфирование, вызванное неупругой работой грунта под воздействием циклического нагружения, и демпфирование излучением, вызванное распространением сейсмических волн в направлении от фундамента, следует рассматривать отдельно.

4 ТРЕБОВАНИЯ К РАЗМЕЩЕНИЮ И К ГРУНТАМ ОСНОВАНИЯ

4.1 Размещение

4.1.1 Общие положения

(1)Р Необходимо произвести оценку строительной площадки для определения природы грунтового основания, чтобы свести к минимуму опасности разлома, неустойчивости склона, разжижения и высокой склонности к уплотнению в случае землетрясения.

(2)Р Возможность возникновения этих отрицательных явлений должна быть исследована, как указано в следующих параграфах.

4.1.2 Близость к сейсмически активным разломам

(1)Р Здания классов значимости II, III, IV, определенных в EN 1998-1:2004, п. 4.2.5, не должны возводиться в непосредственной близости от тектонических разломов, которые признаны сейсмически активными в официальных документах, выданных компетентными государственными органами.

(2) Отсутствие движения в Позднечетвертичный период может использоваться для определения неактивных разломов для большинства конструкций, не являющихся особо важными для общественной безопасности.

(3)Р Необходимо провести специальные геологические исследования для градостроительного проектирования и для значимых конструкций, возводимых вблизи потенциально активных разломов в зонах высокой сейсмичности, чтобы определить возникающие опасности, связанные с разломом грунта и интенсивностью сотрясения грунта.

4.1.3 Устойчивость склона

4.1.3.1 Общие требования

(1)Р Необходимо выполнить проверку устойчивости грунта для конструкций, возводимых на естественных или искусственных склонах либо вблизи них, чтобы гарантировать сохранение надежности и/или эксплуатационной пригодности конструкций при расчетном землетрясении.

(2)Р В условиях нагружения при землетрясении предельным состоянием для

склонов является такое состояние, после которого появляются недопустимо большие остаточные перемещения грунтового массива в пределах глубины, которая является существенной и для структурных и функциональных воздействий на конструкции.

(3) Проверку устойчивости можно не проводить для зданий класса значимости I , если из сопоставимого опыта известно, что грунт на строительной площадке является устойчивым.

4.1.3.2 Сейсмическое воздействие

(1)Р Расчетное сейсмическое воздействие, принимаемое для проверки устойчивости, должно соответствовать определениям, приведенным в п. 2.1.

(2)Р Необходимо ввести повышающую поправку к расчетному сейсмическому воздействию посредством топографического коэффициента усиления при проверках устойчивости грунта для конструкций с коэффициентом значимости γ_I более 1,0 на склонах либо вблизи них.

Примечание Некоторые указания по значениям топографического коэффициента усиления даются в справочном Приложении А.

(3) Сейсмическое воздействие может быть упрощено, как указано в п. 4.1.3.3.

4.1.3.3 Методы анализа

(1)Р Ответ грунтовых склонов на расчетное землетрясение должен быть вычислен либо с использованием известных методов динамического анализа, таких как модели на основе конечных элементов или жестких блоков, либо посредством упрощенных псевдостатических методов при условии ограничений (3) и (8) данного параграфа.

(2)Р При моделировании механических характеристик почвенных сред необходимо учитывать смягчение ответа с увеличением уровня деформации, а также возможные эффекты роста порового давления под воздействием циклического нагружения.

(3) Проверка устойчивости может выполняться с использованием упрощенных псевдостатических методов, при которых топография поверхности и стратиграфия грунта не представляют очень резкой неравномерности.

(4) Псевдостатические методы анализа устойчивости подобны методам, указанным в EN 1997-1:2004, п. 11.5, за исключением учета горизонтальных и вертикальных сил инерции, приложенных к каждой части грунтового массива и ко всем гравитационным нагрузкам, действующим на верхнюю часть склона.

(5)Р Расчетные сейсмические силы инерции F_H и F_V , действующие на грунтовый массив, соответственно в горизонтальном и вертикальном направлении, при псевдостатическом анализе записываются в виде:

$$F_H = 0,5\alpha \cdot S \cdot W, \quad (4.1)$$

$$F_V = \pm 0,5F_H, \text{ если отношение } a_{vg}/a_g \text{ больше } 0,6, \quad (4.2)$$

$$F_V = \pm 0,33F_H, \text{ если отношение } a_{vg}/a_g \text{ меньше либо равно } 0,6, \quad (4.3)$$

где α — отношение расчетного ускорения грунта для грунта типа А, a_g , к ускорению силы тяжести;

a_{vg} — расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;

a_g — расчетное ускорение грунта для грунта типа А;

S — параметр грунта по EN 1998-1:2004, п. 3.2.2.2;

W — вес оползающего массива.

Необходимо учесть топографический коэффициент усиления для a_g в соответствии с п. 4.1.3.2 (2).

(6)Р Условие предельного состояния должно затем быть проверено по наименее надежной потенциальной поверхности оползания.

(7) Условие предельного состояния по эксплуатационной пригодности может быть проверено путем вычисления остаточного перемещения оползающего массива с использованием упрощенной динамической модели, состоящей из жестких блоков, скользящих против действия силы трения по склону. В этой модели сейсмическое воздействие должно быть представлено в динамике по времени в соответствии с п. 2.2 и основано на расчетном ускорении без уменьшения.

(8)Р Упрощенные методы, такие как псевдостатические упрощенные методы, упомянутые в пп. с (3) по (6)Р данного параграфа, не должны использоваться для грунтов, в которых возможно возникновение высоких величин давления поровой воды или значительное ослабление жесткости под действием циклического нагружения.

(9) Рост порового давления следует оценить с использованием соответствующих испытаний. В отсутствие таких испытаний и с целью предварительного проектирования его можно оценить посредством эмпирических корреляций.

4.1.3.4 Проверка надежности для псевдостатического метода

(1)Р Для насыщенных грунтов в зонах, где $\alpha \cdot S > 0,15$, необходимо рассмотреть возможное

ослабление прочности и рост порового давления из-за циклического нагружения при условии ограничений, указанных в п. 4.1.3.3 (8).

(2) При спокойном оползании, когда вероятность реактивации землетрясениями выше, следует использовать значения параметров прочности грунта при большой деформации. В несвязных материалах, склонных к циклическому росту порового давления в пределах п. 4.1.3.3, последнее можно учесть, снизив противодействующую силу трения посредством соответствующего коэффициента порового давления, пропорционального максимальному возрастанию порового давления. Это возрастание можно оценить, как указано в п. 4.1.3.3 (9).

(3) Применение уменьшения прочности на сдвиг не является необходимым для сильно дилатантных несвязных грунтов, таких как плотные пески.

(4)Р Проверка надежности грунтового склона должна выполняться в соответствии с принципами EN 1997-1:2004.

4.1.4 Потенциально ожижаемые грунты

(1)Р Понижение прочности на сдвиг и/или жесткости, вызванное увеличением давления поровой воды в насыщенных несвязных материалах в процессе таких колебаний грунта при землетрясении, которые приводят к значительным остаточным деформациям или даже к состоянию почти нулевого эффективного напряжения в грунте, далее именуется разжижением.

(2)Р Оценка склонности к ожижению должна производиться, если грунты основания содержат протяженные слои или толстые линзы рыхлого песка, содержащие или не содержащие мелкие фракции ила/глины, ниже уровня водного зеркала, а также если уровень водного зеркала находится близко к поверхности грунта. Эта оценка должна выполняться в условиях площадки в свободном поле (высота поверхности грунта, высота водного зеркала), действующих в течение срока службы конструкции.

(3)Р Необходимые для этого исследования должны как минимум включать в себя проведение стандартных испытаний на погружение (SPT) на месте или испытаний на погружение конуса (CPT), а также определение кривых распределения размера зерна в лаборатории.

(4)Р Для стандартных испытаний на погружение измеренные значения количества ударов N_{SPT} , выраженные в ударах/30 см, должны быть нормированы по номинальному давлению налегающих пород 100 кПа и по отношению энергии удара к теоретической энергии свободного падения 0,6. Для глубин менее 3 м измеренные значения N_{SPT} следует уменьшить на 25 %.

(5) Нормирование по отношению к эффектам налегающих пород может быть выполнено путем умножения измеренного значения N_{SPT} на коэффициент $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, где σ'_{vo} (кПа) — эффективное давление налегающих пород, действующее на глубине, на которой выполнялось измерение при стандартных испытаниях на погружение, во время его проведения. Значение нормирующего коэффициента $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ должно быть не менее 0,5, но не более 2.

(6) Нормирование энергии требует умножения значения количества ударов, полученного в п. (5) данного параграфа, на коэффициент $ER/60$, где ER — величина, в сто раз превышающая коэффициент использования энергии, характерный для испытательного оборудования.

(7) Для зданий на фундаментах мелкого заложения оценку склонности к ожижению можно не проводить, если насыщенные песчаные грунты обнаруживаются на глубинах более 15 м от поверхности грунта.

(8) Опасностью разжижения можно пренебречь, если $\alpha \cdot S < 0,15$ и выполняется хотя бы одно из следующих условий:

- пески имеют содержание глины более 20 % с показателем пластичности $PI > 10$;
- пески имеют содержание ила более 35 %, и, в то же время, значение количества ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированное по эффектам налегающих пород и коэффициенту использования энергии, $N_1(60) > 20$;
- пески являются чистыми при значении количества ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированном по эффектам налегающих пород и коэффициенту использования энергии, $N_1(60) > 30$.

(9)Р Если опасностью разжижения нельзя пренебречь ее необходимо как минимум оценить общепринятыми методами инженерной геотехники на основании полевых корреляций между измерениями на месте и критическими циклическими напряжениями сдвига, которые, как установлено, вызвали разжижение во время прошлых землетрясений.

(10) Эмпирические графики разжижения, иллюстрирующие подход полевой корреляции в условиях ровной площадки, применимые к различным типам измерений на месте, приводятся в Приложении В. При этом подходе сейсмическое напряжение сдвига τ_e можно оценить по упрощенному выражению:

$$\tau_e \approx 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo}, \quad (4.4)$$

где σ_{vo} — общее давление налегающих пород, а другие параметры — как в выражениях (4.1) — (4.3).

Это выражение нельзя применять для глубин более 20 м.

(11)Р При использовании подхода полевой корреляции грунт должен считаться склонным к ожижению в условиях ровной площадки, когда вызванное землетрясением напряжение сдвига превышает определенную долю λ критического напряжения, которое, как установлено, вызвало разжижение при прошлых землетрясениях.

Примечание Принятое значение λ для использования в данной стране можно найти в ее национальном приложении. Рекомендуемое значение $\lambda = 0,8$, что соответствует коэффициенту запаса 1,25.

(12)Р Если грунты признаны склонными к ожижению и считается, что возникающие эффекты способны повлиять на несущую способность или устойчивость фундаментов, нужно принять меры к обеспечению устойчивости фундамента, такие как улучшение грунта или забивка свай (для передачи нагрузок слоям, не подверженным ожижению).

(13) Улучшение грунта против разжижения должно заключаться либо в уплотнении грунта для увеличения его сопротивления погружению за пределы опасного диапазона, либо в использовании дренажа для уменьшения чрезмерного давления поровой воды, создаваемого сотрясением грунта.

Примечание Обоснованность уплотнения главным образом определяется содержанием мелкой фракции и глубиной грунта.

(14) Возможность использования только свайных фундаментов следует рассматривать с осторожностью из-за больших усилий, возникающих в сваях по причине потери поддержки грунта в ожигаемом слое или слоях, а также из-за неизбежных неточностей определения положения и толщины такого слоя или слоев.

4.1.5 Чрезмерная осадка грунтов под действием циклических нагрузок

(1)Р Склонность грунтов основания к уплотнению и чрезмерной осадке, вызванная циклическими напряжениями от землетрясений, должна быть учтена, если на малой глубине имеются протяженные слои или толстые линзы рыхлых, ненасыщенных

несвязных материалов.

(2) Чрезмерная осадка может также происходить в очень мягких глинах по причине циклического ослабления их прочности на сдвиг под воздействием длительного сотрясения грунта.

(3) Оценка потенциала уплотнения и осадки предшествующих грунтов должна выполняться имеющимися методами инженерной геотехники с обращением, при необходимости, к соответствующим статическим и циклическим лабораторным испытаниям репрезентативных образцов исследуемых материалов.

(4) Если осадки, вызванные уплотнением или циклическим ослаблением, оказываются способными повлиять на устойчивость фундаментов, следует рассмотреть способы улучшения грунта.

4.2 Исследование и изучение грунта

4.2.1 Общие критерии

(1)Р Исследование и изучение материалов фундамента в сейсмических зонах должно следовать тем же критериям, которые приняты для несейсмических зон, как определено в EN 1997-1:2004, Раздел 3.

(2) За исключением зданий класса значимости I, полевые исследования по возможности должны включать испытания на погружение конуса, возможно с измерениями порового давления, поскольку они обеспечивают непрерывную регистрацию механических характеристик грунта по глубине.

(3)Р Дополнительные сейсмические исследования могут потребоваться в случаях, указанных в п. 4.1 и 4.2.2.

4.2.2 Определение типа грунта для описания сейсмического воздействия

(1)Р Геотехнические или геологические данные по строительной площадке должны иметься в наличии в достаточном количестве, чтобы обеспечить определение среднего типа грунта и/или соответствующего спектра ответа, как описано в EN 1998-1:2004, п. 3.1, 3.2.

(2) С этой целью данные по месту могут быть объединены с данными по прилегающим зонам с похожими геологическими характеристиками.

(3) Должны быть учтены существующие карты или критерии сейсмического микрорайонирования при условии, что они соответствуют п. (1)Р данного параграфа и подтверждаются исследованиями грунта на строительной площадке.

(4)Р Профиль скорости поперечной волны v_s в грунте должен рассматриваться в качестве наиболее надежного показателя зависимых от площадки характеристик сейсмического воздействия на устойчивых площадках.

(5) Измерения профиля v_s на месте скважинными геофизическими методами следует использовать для ответственных конструкций в регионах высокой сейсмичности, в особенности при наличии грунтовых условий типа D, S₁ или S₂.

(6) Для всех других случаев при необходимости определения периодов естественных

колебаний грунта профиль v_s может быть оценен посредством эмпирических корреляций с использованием сопротивления погружению по месту или других геотехнических свойств с поправкой на дисперсию таких корреляций.

(7) Внутреннее демпфирование грунта следует измерить посредством соответствующих лабораторных или полевых испытаний. В случае нехватки прямых измерений и если произведение $a_g \cdot S$ меньше 0,1 g (т.е. меньше 0,98 м/с²), следует использовать коэффициент демпфирования 0,03. Структурированные и цементированные грунты, а также мягкие горные породы, могут потребовать особого рассмотрения.

4.2.3 Зависимость жесткости и демпфирования грунта от уровня деформации

(1) Разница между значениями v_s при малой деформации, например, измеренными в ходе испытаний на месте, и значениями, соответствующими уровням деформации, наведенной расчетным землетрясением, должна быть учтена во всех вычислениях, содержащих динамические свойства грунтов в устойчивом состоянии.

(2) Для локальных грунтовых условий типа C или D с неглубоким водным зеркалом и без материалов с показателем пластичности $PI > 40$ в отсутствие специальных данных это можно выполнить с использованием понижающих коэффициентов для v_s , приведенных в Таблице 4.1. Для более жестких профилей грунта и более глубоких водных зеркал величина ослабления должна быть пропорционально меньшей (и диапазон изменений должен быть сокращен).

(3) Если произведение $a_g \cdot S$ больше либо равно 0,1 g (т.е. больше либо равно 0,98 м/с²), то в отсутствие специальных измерений следует использовать коэффициенты внутреннего демпфирования, приведенные в Таблице 4.1.

Таблица 4.1 — Средние коэффициенты демпфирования грунта и средние понижающие коэффициенты (\pm одно среднее квадратическое отклонение) для скорости поперечной волны v_s и модуля сдвига G в пределах глубины 20 м

Коэффициент т ускорения грунта, $\alpha \cdot S$	Коэффициент демпфирования	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90($\pm 0,07$)	0,80($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70($\pm 0,15$)	0,50($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60($\pm 0,15$)	0,36($\pm 0,20$)

$v_{s,max}$ — среднее значение v_s при малой деформации ($< 10^{-5}$), не превышающее 360 м/с;

G_{max} — средний модуль сдвига при малой деформации.

Примечание Посредством диапазонов \pm одно среднее квадратическое отклонение

проектировщик может вносить различный уровень осторожности оценки в зависимости от таких факторов, как жесткость и расслоение профиля грунта. Значения $v_s/v_{s,max}$ и G/G_{max} выше среднего можно, например, использовать для более жестких профилей, а значения $v_s/v_{s,max}$ и G/G_{max} ниже среднего могут использоваться для более мягких профилей.

5 СИСТЕМА ФУНДАМЕНТА

5.1 Общие требования

(1)Р В дополнение к общим правилам EN 1997-1:2004 конструкция фундамент в сейсмической зоне должен отвечать следующим требованиям.

а) Соответствующие усилия со стороны надземной части конструкции должны передаваться грунту без существенных остаточных деформаций в соответствии с критериями п. 5.3.2.

б) Сейсмически обусловленные деформации грунта соответствуют существенным функциональным требованиям конструкции.

с) Фундамент должен быть сконструирован, спроектирован и построен в соответствии с правилами п. 5.2 и минимальными мерами п. 5.4 в попытке ограничить риски, связанные с неопределенностью сейсмического ответа.

(2)Р Необходимо должным образом учесть зависимость деформации от динамических свойств грунтов (см. 4.2.3) и эффектов, связанных с циклическим характером сейсмического нагружения. Свойства улучшенного на месте или даже замененного грунта должны быть учтены, если необходимость улучшения или замены исходного грунта вызвана его склонностью к ожижению или уплотнению.

(3) По возможности (или необходимости) можно использовать материал грунта или коэффициенты сопротивления, отличающиеся от указанных в п. 3.1 (3), при условии, что они соответствуют тому же уровню надежности.

Примечание Примерами являются коэффициенты сопротивления, применяемые к результатам испытаний свай нагрузкой.

5.2 Правила концептуального проектирования

(1)Р В случае конструкций, не являющихся мостами и трубопроводами, смешанные типы фундаментов, например, сваи с фундаментами мелкого заложения, применяются, только если специальное исследование показало адекватность такого решения. Фундаменты смешанного типа могут использоваться в динамически независимых блоках одной конструкции.

(2)Р При выборе типа фундамента необходимо учитывать следующие моменты:

а) Фундамент должен быть достаточно жестким, чтобы равномерно передавать грунту локализованные воздействия, оказываемые надземной частью конструкции.

б) При выборе жесткости фундамента в его горизонтальной плоскости необходимо учитывать эффекты горизонтальных относительных перемещений между вертикальными элементами.

с) Если предполагается уменьшение амплитуды сейсмических колебаний с увеличением глубины, оно должно быть подтверждено соответствующим исследованием,

но ни при каких условиях оно не может соответствовать коэффициенту пикового ускорения ниже определенной доли p от произведения $\alpha \cdot S$ на поверхности грунта.

Примечание Значение p для применения в данной стране можно найти в ее национальном приложении. Рекомендуемое значение $p = 0,65$.

5.3 Эффекты расчетного воздействия

5.3.1 Зависимость от проектирования конструкций

(1)Р Диссипативные конструкции. Эффекты воздействия для фундаментов диссипативных конструкций должны быть основаны на анализе факторов проектирования по несущей способности с учетом возможного развития излишней прочности. Оценка таких эффектов должна производиться согласно соответствующим параграфам соответствующих частей Еврокода 8. В частности для зданий применяются ограничивающее положение стандарта EN 1998-1:2004, п. 4.4.2.6 (2)Р.

(2)Р Недиссипативные конструкции. Эффекты воздействия для фундаментов недиссипативных конструкций получают из анализа в ситуации сейсмического проектирования без анализа факторов проектирования по несущей способности. См. также EN 1998-1:2004, п. 4.4.2.6 (3).

5.3.2 Передача эффектов воздействия грунту

(1)Р Для обеспечения соответствия системы фундамента параграфу 5.1(1)Р а) принимаются следующие критерии для передачи грунту горизонтального усилия и нормального усилия/изгибающего момента. Для свай и опор необходимо учесть дополнительные критерии, указанные в п. 5.4.2.

(2)Р Горизонтальное усилие. Расчетное горизонтальное усилие сдвига V_{Ed} должно передаваться посредством следующих механизмов:

а) посредством расчетного сопротивления сдвигу F_{Rd} между горизонтальным основанием подошвы или фундаментной плитой и грунтом, как описано в п. 5.4.1.1;

б) посредством расчетного сопротивления сдвигу между вертикальными стенками фундамента и грунтом;

с) посредством расчетного давления грунта на стенку фундамента с учетом ограничений и условий, описанных в п. 5.4.1.1, 5.4.1.3 и 5.4.2.

(3)Р Допускается комбинация сопротивления сдвигу с до 30 % сопротивления, возникающего из полностью мобилизованного пассивного давления грунта.

(4)Р Нормальное усилие и изгибающий момент. Соответственно вычисленное расчетное нормальное усилие N_{Ed} и изгибающий момент M_{Ed} должны передаваться грунту посредством одного из следующих механизмов или их комбинации:

а) посредством расчетного значения вертикальных усилий сопротивления, действующих на основание фундамента;

б) посредством расчетного значения изгибающих моментов, создаваемых расчетным горизонтальным сопротивлением сдвигу между стенками элементов глубокого

фундамента (блоков, свай, кессонов) и грунтом с учетом ограничений и условий, описанных в п. 5.4.1.3 и 5.4.2;

с) посредством расчетного значения вертикального сопротивления сдвигу между стенками элементов заглубленных и глубоких фундаментов (блоков, свай, опор и кессонов) и грунтом.

5.4 Проверки и критерии выбора размеров

5.4.1 Мелкие или заглубленные фундаменты

(1)Р Следующие проверки и критерии выбора размеров применяются для мелких или заглубленных фундаментов, опирающихся непосредственно на нижележащий грунт.

5.4.1.1 Подошвы (проектирование по абсолютному предельному состоянию)

(1)Р В соответствии с критериями проектирования по абсолютному предельному состоянию подошвы должны проверяться на разрушение оползанием и на потерю несущей способности.

(2)Р Разрушение оползанием. В случае фундаментов, основание которых находится над водным зеркалом, такому типу разрушения следует противодействовать посредством трения и, при условиях, указанных в п. (5) данного параграфа, посредством бокового давления грунта.

(3) В отсутствие более точных исследований расчетное сопротивление трения для подошв над водным зеркалом, F_{Rd} , можно вычислить с использованием следующего выражения:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M}, \quad (5.1)$$

где N_{Ed} — расчетное нормальное усилие на горизонтальное основание;

δ — угол трения на границе «конструкция-грунт» на основании подошвы, который можно вычислить в соответствии с EN 1997-1:2004, п. 6.5.3;

γ_M — частный коэффициент для свойства материала, принятый с тем же значением, которое применяется к $\tan \phi'$ (см. 3.1 (3)).

(4)Р В случае фундаментов, находящихся ниже водного зеркала, расчетное сопротивление сдвигу должно оцениваться на основании недренированной прочности в соответствии с EN 1997-1:2004, п. 6.5.3.

(5) Расчетное боковое сопротивление E_{pd} , возникающее вследствие давления грунта на стенку подошвы, может быть учтено, как указано в п. 5.3.2, при условии, что на площадке приняты соответствующие меры, такие как уплотнение обратной засыпки к стенкам подошвы, забивка вертикальной стены фундамента в грунт или заливка бетонной подошвы непосредственно к чистой, вертикальной поверхности грунта.

(6)Р Чтобы гарантировать, что на горизонтальном основании отсутствует разрушение оползанием, должно удовлетворяться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} \square E_{pd}. \quad (5.2)$$

(7) В случае фундаментов, расположенных выше водного зеркала, и при условии выполнения следующих двух условий:

- свойства грунта остаются неизменными в процессе землетрясения;
- оползание не оказывает отрицательного воздействия на работу каких-либо важных коммуникаций (например, водопроводов, газопроводов, линий связи или телекоммуникации), подведенных к конструкции;
- ограниченная величина оползания может быть допущена. Степень оползания должна быть умеренной, если рассматривать общее поведение конструкции.

(8)Р Потеря несущей способности. Для удовлетворения требования п. 5.1 (1)Р а) несущую способность фундамента нужно проверить под действием комбинации приложенных эффектов воздействия N_{Ed} , V_{Ed} и M_{Ed} .

Примечание Для проверки сейсмической несущей способности фундамента можно использовать общее выражение и критерии, приведенные в справочном Приложении F, которые учитывают угловую нагрузку и эксцентриситет, возникающий от действия сил инерции в конструкции, а также возможные эффекты сил инерции в самом грунтовом основании.

(9) Обратите внимание, что некоторые чувствительные глины могут испытывать ослабление прочности на сдвиг, а несвязные материалы склонны к росту динамического порового давления при циклическом нагружении, а также к диссипации порового давления при движении вверх от нижележащих слоев после землетрясения.

(10) Оценка несущей способности грунта под действием сейсмической нагрузки должна учитывать механизмы возможного ослабления прочности и жесткости, которые могут начаться даже при относительно низких уровнях деформации. Если эти явления приняты во внимание, можно использовать уменьшенные значения частных коэффициентов для свойств материала. В ином случае, следует использовать значения, указанные в п. 3.1 (3).

(11) Следует учесть рост давления поровой воды под действием циклического нагружения, рассмотрев его влияние на недренированную прочность (в анализе суммарного напряжения) либо на поровое давление (в анализе эффективного напряжения). Для конструкций с коэффициентом значимости γ_I больше 1,0 необходимо учесть нелинейное поведение грунта при определении возможной остаточной деформации в процессе землетрясений.

5.4.1.2 Горизонтальные соединения фундамента

(1)Р Следуя п. 5.2, необходимо оценить дополнительные эффекты воздействия, наведенные в конструкции горизонтальными относительными перемещениями у фундамента, и принять соответствующие меры для корректировки расчета.

(2) Для зданий требование, указанное в п. (1)Р данного параграфа, считается выполненным, если фундаменты расположены в одной горизонтальной плоскости, и на уровне подошв или свайных наголовников имеются анкерные балки или соответствующая фундаментная плита. Эти меры не являются необходимыми в следующих случаях: а) для грунта типа А и б) в случае низкой сейсмичности для грунта типа В.

(3) Балки нижнего этажа здания могут считаться анкерными при условии, что они расположены в пределах 1,0 м от нижней поверхности подошв или свайных наголовников. Фундаментная плита может служить заменой анкерным балкам при условии, что она также расположена в пределах 1,0 м от нижней поверхности подошв или свайных наголовников.

(4) Требуемая прочность на растяжение этих соединительных элементов может быть оценена упрощенными методами.

(5)Р При отсутствии более точных правил или методов соединения фундаментов считаются достаточными, если соблюдены все правила, приведенных в п. (6) и (7) данного параграфа.

(6) Анкерные балки

Следует принять следующие меры:

а) анкерные балки должны быть рассчитаны на осевое усилие, рассмотренное при растяжении и сжатии и равное:

$\pm 0,3 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ для грунта типа В;

$\pm 0,4 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ для грунта типа С;

$\pm 0,6 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ для грунта типа D,

где N_{Ed} — среднее значение расчетных осевых усилий соединенных вертикальных элементов в сейсмической расчетной ситуации;

б) продольная сталь должна быть полностью заанкерована в тело подошвы либо в другие анкерные балки, встроенные в нее.

(7) Фундаментная плита

Следует принять следующие меры:

а) Зоны затяжки должны быть рассчитаны таким образом, чтобы выдержать осевые усилия, равные указанным в п. (6) а) данного параграфа.

б) Продольная сталь зон затяжки должна быть полностью заанкерована в тело подошв или в непрерывную плиту.

5.4.1.3 Ростверки

(1) Все положения п. 5.4.1.1 также могут применяться к ростверкам, но со следующими ограничениями:

а) Общее сопротивление трения может быть учтено в случае единой фундаментной плиты. Для простой сетки фундаментных балок в каждом пересечении может рассматриваться эквивалентная площадь подошвы.

б) Фундаментные балки и/или плиты могут рассматриваться в качестве соединительных затяжек; правило выбора их размеров применимо к эффективной ширине, соответствующей ширине фундаментной балки или ширине плиты, равной десяти ее толщинам.

(2) Также может потребоваться проверка ростверка как мембраны в пределах его собственной плоскости, находящейся под действием его собственных боковых инерционных нагрузок и горизонтальных усилий, создаваемых надземной частью

конструкции.

5.4.1.4 Фундаменты коробчатого типа

(1) Все положения п. 5.4.1.3 могут также применяться к фундаментам коробчатого типа. Кроме того, может быть учтено боковое сопротивление грунта, как указано в п. 5.3.2 (2) и 5.4.1.1 (5) во всех категориях грунта при условии указанных ограничений.

5.4.2 Сваи и опоры

(1)Р Сваи и опоры должны быть рассчитаны, чтобы противостоять следующим двум типам эффектов воздействия.

а) Силы инерции от надземной части конструкции. Такие силы в сочетании со статическими нагрузками, дают расчетные значения N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} , указанные в п. 5.3.2.

б) Кинематические силы, возникающие при деформации окружающего грунта из-за прохождения сейсмических волн.

(2)Р Предельное сопротивление свай поперечной нагрузке должна быть проверена в соответствии с принципами EN 1997-1:2004, п. 7.7.

(3)Р Расчеты по определению внутренних усилий вдоль свай, а также отклонения и поворота

у оголовка свай, должны быть основаны на дискретных или непрерывных моделях, которые способны реалистично (даже если приближенно) воспроизвести:

- изгибную жесткость свай;
- реакции грунта вдоль свай с должным учетом эффектов циклического нагружения и величины деформаций в грунте;
- эффекты межсвайного динамического взаимодействия (также называемые динамическими эффектами «свайного куста»);
- степень свободы вращения у свайного наголовника либо соединения между сваями и конструкцией.

Примечание Для вычисления жесткости свай в качестве указания можно использовать выражения, приведенные в справочном Приложении С.

(4)Р Боковым сопротивлением слоев грунта, склонных к ожижению или существенному ослаблению прочности, нужно пренебречь.

(5) При использовании наклонных свай они должны быть рассчитаны так, чтобы надежно выдержать осевые и изгибные нагрузки.

Примечание Наклонные сваи не рекомендуются для передачи грунту боковых нагрузок.

(6)Р Изгибающие моменты, возникающие в результате кинематического взаимодействия, вычисляются, только если одновременно выполняются все следующие условия:

— профиль грунта имеет тип D, S_1 или S_2 и содержит последовательные слои с резко отличающейся жесткостью;

— данная зона является зоной умеренной или высокой сейсмичности, т. е. произведение $a_g \cdot S$ превышает $0,10 g$ (т. е. превышает $0,98 \text{ м/с}^2$), и опертая конструкция относится к классу значимости III или IV.

(7) Сваи должны принципиально быть рассчитаны на то, чтобы оставаться упругими, но при определенных условиях допускается возникновение пластичного шарнира у их оголовка. Области потенциального формирования пластичного шарнира должны быть рассчитаны в соответствии с EN 1998-1:2004, п. 5.8.4.

6 ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ «ГРУНТ-КОНСТРУКЦИЯ»

(1)Р Эффекты динамического взаимодействия «грунт-конструкция» должны учитываться в:

- а) конструкциях, в которых эффекты Р- δ (2-го порядка) играют значительную роль;
- б) конструкции с массивными или глубоко залегающими фундаментами, такие как мостовые опоры, шельфовые кессоны и шахты;
- с) тонкие высокие конструкции, такие как башни и дымовые трубы, рассматриваемые в EN 1998-6:2004;
- д) конструкции, опирающиеся на очень мягкие грунты при средней скорости поперечной волны $v_{s,\max}$ (как определено в Таблице 4.1) менее 100 м/с , как грунты, относящиеся к типу S_1 .

Примечание Информация по общим эффектам и значимости динамического взаимодействия «грунт-конструкция» приведена в справочном Приложении D.

(2)Р Влияние эффектов взаимодействия грунт-конструкция на сваи оценивается в соответствии с п. 5.4.2 для всех конструкций.

7 ПОДПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

7.1 Общие требования

(1)Р Подпорные конструкции должны быть спроектированы так, чтобы выполнять свою функцию в течение и после землетрясения без возникновения значительных повреждений конструкции.

(2) Остаточные перемещения в форме комбинации оползания и наклона, последний — из-за необратимых деформаций грунта основания, могут допускаться, если показано, что они соответствуют функциональным и/или эстетическим требованиям.

7.2 Выбор и общие принципы проектирования

(1)Р Выбор типа конструкции должен быть основан на нормальных условиях

эксплуатации

согласно общим принципам EN 1997-1:2004, Раздел 9.

(2)Р Должное внимание необходимо уделить тому факту, что соответствие дополнительным сейсмическим требованиям может привести к корректировке, а иногда к более подходящему выбору типа конструкции.

(3)Р Материал обратной подсыпки за конструкцией должен быть тщательно просеян и уплотнен на месте, чтобы достичь как можно большей целостности с существующим грунтовым массивом.

(4)Р Дренажные системы за конструкцией должны быть способны поглощать неустановившиеся и постоянные колебания без нарушения своих функций.

(5)Р В частности в случае водосодержащих несвязных грунтов дренаж должен действовать значительно ниже потенциальной поверхности разрушения за конструкциями.

(6) Необходимо обеспечить, чтобы опертый грунт имел увеличенный запас надежности против разжижения под действием расчетного землетрясения.

7.3 Методы анализа

7.3.1 Общие методы

(1)Р Любой общепринятый метод, основанный на процедурах динамики конструкции и грунта и подтвержденный опытом и наблюдениями, в принципе применим для оценки надежности подпорной конструкции.

(2) Следует учесть следующие аспекты:

а) в основном нелинейное поведение грунта в процессе его динамического взаимодействия с подпорной конструкцией;

б) инерциальные эффекты, связанные с массами грунта, конструкции и всеми другими гравитационными нагрузками, которые могут принимать участие в процессе взаимодействия;

с) гидродинамические эффекты, вызванные присутствием воды в грунте за стеной и/или водой на внешней поверхности стены;

д) совместимость между деформациями грунта, стены и оттяжками, если имеются.

7.3.2 Упрощенные методы: псевдостатический анализ

7.3.2.1 Базовые модели

(1)Р Базовая модель для псевдостатического анализа должна состоять из подпорной конструкции и ее фундамента, грунтовой призмы за конструкцией, который, как считается, находится в состоянии активного предельного равновесия (если конструкция достаточно гибкая), любой перегрузки, действующей на грунтовую призму, и, возможно, грунтового массива у подошвы стены, который, как считается, находится в состоянии пассивного равновесия.

(2) Чтобы создать активное состояние грунта, необходимо, чтобы в процессе расчетного землетрясения имело место существенное движение стены, что для гибкой

конструкции возможно при изгибании, а для гравитационных конструкций – при оползании или повороте. Движение стенки, необходимое для возникновения активного предельно состояния, см. в EN 1997-1:2004, п. 9.5.3.

(3) Для жестких конструкций, таких как подвальные или гравитационные стены, основанные на скальной породе или сваях, развиваются величины давления больше активного, и более целесообразно предположить неподвижное состояние грунта, как показано в Е.9. Такое же предположение следует сделать и для заанкерowanych подпорных стен, если движение не допускается.

7.3.2.2 Сейсмическое воздействие

(1)Р С целью псевдостатического анализа сейсмическое воздействие должно быть представлено набором горизонтальных и вертикальных статических усилий, равных произведению сил тяжести и сейсмического коэффициента.

(2)Р Вертикальное сейсмическое воздействие должно рассматриваться как действующее вверх или вниз, чтобы произвести наиболее неблагоприятный эффект.

(3) Интенсивность таких эквивалентных сейсмических усилий для данной сейсмической зоны зависит от количества остаточного перемещения, приемлемого и фактически допустимого принятым конструктивным решением.

(4)Р В отсутствие специальных исследований горизонтальный (k_h) и вертикальный (k_v) сейсмические коэффициенты, влияющие на массы, принимаются в виде:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r}, \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5k_h, \quad \text{если } a_{vg}/a_g \text{ больше } 0,6 \quad (7.2)$$

$$k_v = \pm 0,33k_h, \quad \text{в ином случае} \quad (7.3)$$

где коэффициент r принимает значения, приведенные в Таблице 7.1, в зависимости от типа подпорной конструкции. Для стен не выше 10 м сейсмический коэффициент должен приниматься постоянным по высоте.

Таблица 7.1 — Значения коэффициента r для вычисления горизонтального сейсмического коэффициента

Тип подпорной конструкции	r
свободные гравитационные стены, которые допускают перемещение до $d_r \leq 300 \alpha \cdot S$ (мм)	2
свободные гравитационные стены, которые допускают перемещение до $d_r \leq 200 \alpha \cdot S$ (мм)	1,5
гибкие железобетонные стены, заанкерованные или стянутые стены, железобетонные стены, основанные на вертикальных сваях, подпорные подвальные стены и мостовые устои	1

(5) При наличии насыщенных несвязных грунтов, склонных к возникновению высокого порового давления:

- а) коэффициент r в Таблице 7.1 не должен приниматься более 1,0;
- б) коэффициент надежности против разжижения не должен быть меньше 2.

Примечание Значение коэффициента надежности 2 вытекает из применения параграфа 7.2(6)Р в рамках упрощенного метода параграфа 7.3.2.

(6) Данные по подпорным конструкциям высотой более 10 м, а также дополнительную информацию по коэффициенту r см. в п. Е.2.

(7) Для негравитационных стен эффектами вертикального ускорения для подпорной конструкции можно пренебречь.

7.3.2.3 Расчетное давление грунта и воды

(1)Р Полное расчетное усилие, действующее на стену в сейсмических условиях, вычисляется при рассмотрении условия предельного равновесия модели, описанной в п. 7.3.2.1.

(2) Это усилие можно оценить в соответствии с Приложением Е.

(3) Расчетное усилие, упомянутое в п. (1)Р данного параграфа, следует рассматривать в качестве результирующего усилия статического и динамического давления грунта.

(4)Р Точку приложения усилия от действия динамического давления грунта необходимо расположить на середине высоты стены, в отсутствие более подробного исследования, учитывающего относительную жесткость, тип движений и относительную массу подпорной конструкции.

(5) Для стен, свободно вращающихся вокруг своей подошвы, можно принять, что точка действия динамического усилия совпадает точкой действия статического усилия.

(6)Р Распределение давления на стену от статического и динамического воздействия принимается как действующее под углом относительно нормального к стене направления; этот угол не превышает $(2/3)\phi'$ для активного состояния и равен нулю для пассивного состояния.

(7)Р Для грунта ниже водного зеркала следует различать динамически проницаемые состояния, при которых внутренняя вода свободно перемещается по отношению к твердой структуре, и динамически непроницаемые состояния, при которых дренаж практически невозможен при сейсмическом воздействии.

(8) Для наиболее общих случаев и для грунтов с коэффициентом проницаемости меньше 5×10^{-4} м/с поровая вода не может свободно перемещаться по отношению к твердой структуре, сейсмическое воздействие имеет место в практически недренированном состоянии, и грунт можно рассматривать как однофазную среду.

(9)Р Для динамически непроницаемого состояния действуют все предыдущие положения при условии, что удельный вес грунта и горизонтальный сейсмический

коэффициент соответствующим образом скорректированы.

(10) Корректировки для динамически непроницаемого состояния могут быть выполнены в соответствии с п. Е.6 и Е.7.

(11)Р Для динамически проницаемой обратной засыпки эффекты, вызванные сейсмическим воздействием в грунте и воде следует считать несвязанными.

(12) В связи с этим гидродинамическое давление воды следует прибавить к гидростатическому давлению воды в соответствии с п. Е.7. Точка приложения усилия от гидродинамического давления воды должна быть выбрана на глубине под поверхностью насыщенного слоя, равной 60 % мощности такого слоя.

7.3.2.4 Гидродинамическое давление на внешнюю поверхность стены

(1)Р Должны быть учтены максимальные (положительные или отрицательные) колебания давления по отношению к действующему гидростатическому давлению, вызванные колебанием воды на подверженной воздействию стороне стены.

(2) Это давление можно оценить в соответствии с п. Е.8.

7.4 Проверка устойчивости и прочности

7.4.1 Устойчивость грунта основания

(1)Р Требуется выполнить следующие проверки:

- общая устойчивость;
- локальное разрушение грунта.

(2)Р Проверка общей устойчивости должна выполняться в соответствии с правилами п. 4.1.3.4.

(3)Р Предельное состояние фундамента должно быть проверено на разрушение при оползании и на потерю несущей способности (см. п. 5.4.1.1).

7.4.2 Анкеры

(1)Р Анкера (включая свободные тросы натяжения, анкерные устройства, анкерные крепления и подпоры) должны иметь достаточную прочность и длину, чтобы обеспечить равновесие критической грунтовой призмы в сейсмических условиях (см. п. 7.3.2.1), а также достаточную способность к приспособлению к сейсмическим деформациям грунта.

(2)Р Прочность анкера находится в соответствии с правилами EN 1997-1:2004 для установившихся и неуставившихся расчетных случаев в абсолютных предельных состояниях.

(3)Р Необходимо обеспечить, чтобы анкерующий грунт сохранял прочность, требуемую для функционирования анкера в процессе расчетного землетрясения и, в частности, имел повышенный запас надежности против разжижения.

(4)Р Расстояние L_e между анкером и стеной должно превышать расстояние L_s , требуемое для несейсмических нагрузок.

(5) Расстояние L_e для анкеров, заглубленных в грунтовое отложение с

характеристиками, подобными характеристикам грунта за стеной, и для условий ровной площадки можно оценить в соответствии со следующим выражением:

$$L_e \leq L_s (1 \leq 1,5\alpha \cdot S). \quad (7.4)$$

7.4.3 Прочность конструкции

(1)Р Необходимо показать, что под действием комбинации сейсмического воздействия с другими возможными нагрузками равновесие достигается без превышения расчетных величин прочности стены и опорных элементов конструкции.

(2)Р С этой целью необходимо рассмотреть соответствующие режимы предельного состояния для разрушения конструкции в EN 1997-1:2004, п. 8.5.

(3)Р Все элементы конструкции должны быть проверены, чтобы убедиться, что они отвечают условию:

$$R_d > E_d, \quad (7.5)$$

где R_d — расчетное значение сопротивления элемента, рассчитанное так же, как и для несейсмической ситуации;

E_d — расчетное значение эффекта воздействия, полученное в результате анализа, описанного в п. 7.3.

Приложение А (информационное)

Топографические коэффициенты усиления

А.1 В данном приложении приводятся некоторые упрощенные коэффициенты усиления для сейсмического воздействия, используемые при проверке устойчивости грунтовых склонов. Такие коэффициенты, обозначаемые S_T , в первом приближении считаются независимыми от основного периода колебаний, а, следовательно, умножаются в качестве постоянного масштабного коэффициента на ординаты упругого расчетного спектра ответа, приведенного в EN 1998-1:2004. Эти коэффициенты усиления должны преимущественно применяться, если склоны принадлежат к двумерным топографическим неравномерностям, таким как длинные хребты и скалы высотой более 30 м.

А.2 Для средних углов склона менее 15° топографическими эффектами можно пренебречь, однако, в случае сильно неоднородной локальной топографии рекомендуется провести специальное исследование. Для больших углов действуют следующие указания.

а) Одиночные скалы и склоны. Для площадок вблизи верхнего края следует использовать значение $S_T \geq 1,2$;

б) Хребты с шириной гребня, существенно меньшей ширины основания. Следует использовать значение $S_T \geq 1,4$ вблизи вершины склонов для средних углов склона более 30° , а для меньших углов склона следует использовать значение $S_T \geq 1,2$;

с) Наличие рыхлого поверхностного слоя. При наличии рыхлого поверхностного слоя наименьшее значение S_T , приведенное в а) и б), следует увеличить не менее чем на 20 %;

д) Пространственное изменение коэффициента усиления. Можно сделать допущение, что значение S_T уменьшается как линейная функция высоты над основанием скалы или хребта, но является единичным у основания.

А.3 В целом, сейсмическое усиление также быстро уменьшается с глубиной в пределах хребта. В связи с этим топографические эффекты, принимаемые во внимание при анализе устойчивости, являются наибольшими и главным образом поверхностными вдоль гребней хребтов и гораздо меньшими на глубинных оползнях, где поверхность разрушения проходит вблизи основания. В последнем случае при использовании псевдостатического метода анализа топографическими эффектами можно пренебречь.

Приложение В (обязательное)

Эмпирические графики для упрощенного анализа разжижения

В.1 Общие положения. Эмпирические графики для упрощенного анализа разжижения представляют собой полевые корреляции между измерениями на месте и циклическими напряжениями сдвига, которые, как известно, вызвали разжижение в процессе прошлых землетрясений. По горизонтальной оси таких графиков откладывается свойство грунта, измеренное на месте, такое как нормированное сопротивление погружению или скорость распространения поперечной волны v_s , а по вертикальной оси откладывается вызванное землетрясением циклическое напряжение сдвига (τ_e), обычно нормированное по эффективному давлению налегающих пород (σ'_{vo}). На всех графиках изображена предельная кривая циклического сопротивления, отделяющая область без разжижения (справа) от области, в которой разжижение возможно (слева и над кривой). Иногда приводится несколько кривых, например, соответствующих грунтам с различным содержанием мелкой фракции или различным магнитудам землетрясений.

Если потенциально ожижаемые грунты встречаются в слоях или швах толщиной не более

нескольких десятых сантиметра, предпочтительно не применять эмпирические критерии разжижения, за исключением критериев, использующих сопротивление испытаний на погружение конуса.

При наличии существенного содержания гравия склонность к ожижению нельзя исключить,

но данные наблюдений пока недостаточны для построения надежного графика разжижения.

В.2 Графики, основанные на количестве ударов при стандартных испытаниях на погружение. Среди наиболее широко используемых находятся графики, изображенные на Рисунке В.1 для чистых песков и илистых песков. Значение количества ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированное по эффектам налегающих пород и по коэффициенту использования энергии $N_1(60)$ получают, как описано в п. 4.1.4.

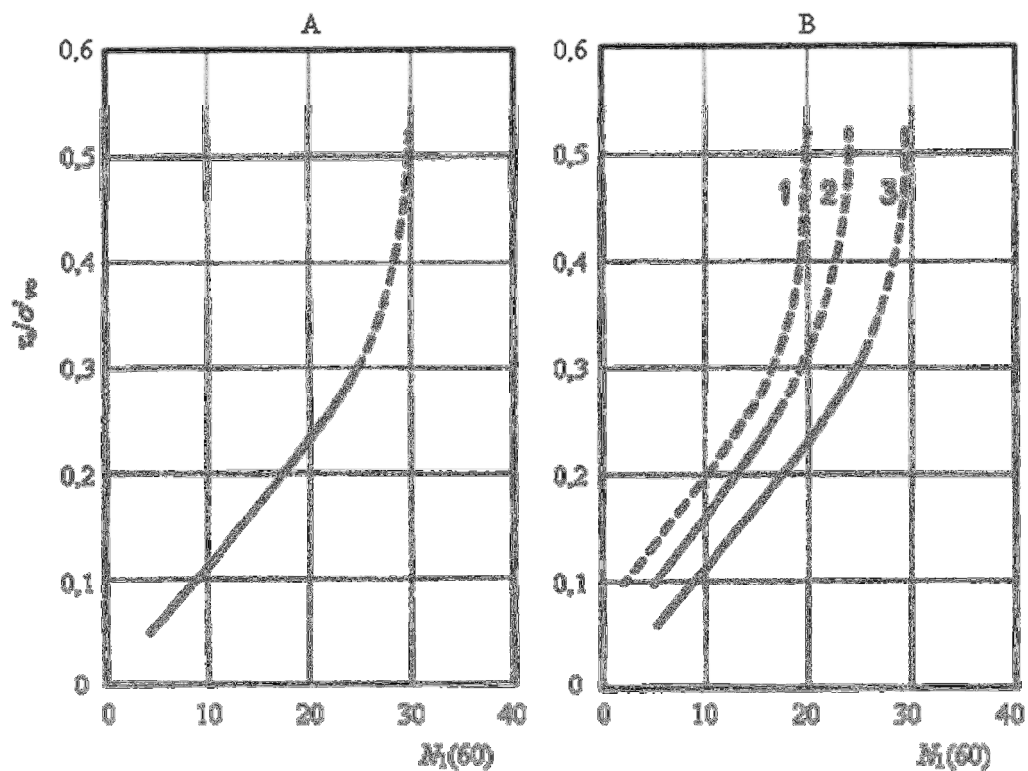
Возникновение разжижения маловероятно ниже определенного предела τ_e , поскольку грунт демонстрирует упругие свойства и не происходит накопления порового давления. В связи с этим предельная кривая не экстраполирована к началу координат. Чтобы применить настоящий критерий к магнитудам землетрясений, отличающихся от $M_5 = 7,5$, где M_5 — магнитуда поверхностной волны, ординаты кривых на Рисунке В.1 следует умножить на коэффициент СМ, указанный в Таблице В.1.

Таблица В.1 — Значения коэффициента C_M

M_S	C_M
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

В.3 Графики, основанные на сопротивлении при испытаниях на погружение конуса. На основании многочисленных исследований корреляции между сопротивлением погружению конуса и сопротивлением грунта ожижению были построены графики, подобные показанным на Рисунке В.1. Такие прямые корреляции предпочтительны непрямым корреляциям, использующим зависимость между количеством ударов при стандартных испытаниях на погружение и сопротивлением при испытаниях на погружение конуса.

В.4 Графики, основанные на скорости поперечной волны v_s . Это свойство имеет сильные преимущества в качестве полевого показателя при оценке склонности к ожижению грунтов, для которых затруднен отбор проб (например, илы и пески) или погружение (гравий). Также, за последние несколько лет был сделан существенный шаг вперед в полевом измерении v_s . Однако, корреляции между v_s и сопротивлением грунта ожижению все еще находятся в процессе разработки и их не следует использовать без поддержки специалиста.



Обозначения

τ_e/σ'_{vo} — коэффициент циклического напряжения

А — чистые пески;

В — илистые пески

кривая 1: 35 % мелкой фракции

кривая 2: 15 % мелкой фракции

кривая 3: < 5 % мелкой фракции

Рисунок В.1 — Зависимость между коэффициентами напряжений, вызывающих разжижение, и значениями $N_1(60)$ для чистых и илистых песков при землетрясениях с $M_S = 7,5$.

Приложение С (информационное)

Статическая жесткость оголовка сваи

С.1 Жесткость сваи определяется как сила (момент), прикладываемая к оголовку сваи и вызывающая единичное линейное (угловое) перемещение в том же направлении (линейные/угловые перемещения в других направлениях равны нулю), и обозначается K_{HH} (горизонтальная жесткость), K_{MM} (изгибная жесткость) и $K_{HM} = K_{MH}$ (поперечная жесткость).

Следующие условные обозначения используются далее в Таблице С.1:

E — модуль Юнга модели грунта, равный $3G$;

E_p — модуль Юнга материала сваи;

E_s — модуль Юнга грунта на глубине, равной диаметру сваи;

d — диаметр сваи;

z — глубина сваи.

**Таблица С.1 — Выражения для статической жесткости гибких свай,
погруженных в три модели грунта**

Модель грунта	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \cdot z / d$	$0,60 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
$E = E_s \cdot \sqrt{z / d}$	$0,79 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

Приложение D *(информационное)*

Динамическое взаимодействие «грунт-конструкция» (SSI).

Общие эффекты и значимость

D.1 В результате динамического взаимодействия «грунт-конструкция» сейсмический ответ конструкции на податливом основании, т. е. конструкции, установленной на деформируемом грунте, будет в некоторых отношениях отличаться от ответа такой же конструкции, установленной на жёстком грунте (неподвижном основании) и подверженной идентичному возмущению свободного поля, по следующим причинам:

а) движение фундамента конструкции на податливом основании будет отличаться от движения свободного поля и может содержать может включать важный компонент раскачивания фиксированного основания;

б) основной период вибрации конструкции на податливом основании будет более длительным, чем период вибрации конструкции с фиксированным основанием;

с) периоды собственных колебаний, формы колебаний и модальные коэффициенты участия конструкции на податливом основании будут отличаться от тех же параметров конструкции с фиксированным основанием;

д) общее демпфирование конструкции на податливом основании будет включать в себя оба: излучённое и внутреннее демпфирование, возникающее на границе «грунт-фундамент», в дополнение к демпфированию, связанному с надземной частью конструкции.

D.2 Для большинства обычных строительных сооружений эффекты взаимодействия «грунт-конструкция» скорее являются благоприятными, поскольку они уменьшают изгибающие моменты и сдвиговые усилия в различных элементах надземной части конструкции. Для конструкций, перечисленных в Разделе 6, эффекты взаимодействия «грунт-конструкция» могут быть разрушительными.

Приложение Е (обязательное)

Упрощенный анализ для подпорных конструкций

Е.1 По существу, коэффициент r определяется как отношение между величиной ускорения, создающего максимальное остаточное перемещение, соответствующее существующим ограничениям, и величиной, соответствующей состоянию предельного равновесия (начало перемещений). Таким образом, r больше для стен, способных выдерживать большие перемещения.

Е.2 Для подпорных конструкций высотой более 10 м может быть выполнен одномерный анализ вертикально распространяющихся волн в свободном поле, и можно получить более точную оценку α , для использования в выражении (7.1), приняв среднее значение пиковых горизонтальных ускорений грунта по высоте конструкции.

Е.3 Полное расчетное усилие, действующее на подпорную конструкцию со стороны земли, E_d получают по формуле

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}, \quad (\text{Е.1})$$

где H — высота стены;

E_{ws} — гидростатическое усилие;

E_{wd} — гидродинамическое усилие (определено ниже);

γ^* — удельный вес грунта (определен ниже в п. Е.5 — Е.7);

K — коэффициент давления грунта (статический + динамический);

k_v — вертикальный сейсмический коэффициент (см. выражения (7.2) и (7.3)).

Е.4 Коэффициент давления грунта можно вычислить по формуле Мононобе и Окабе. Для активных состояний:

если $\beta \leq \phi'_d \leq \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}; \quad (\text{Е.2})$$

если $\beta > \phi'_d \leq \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}. \quad (\text{Е.3})$$

Для пассивных состояний (отсутствие сопротивления сдвигу между грунтом и стеной):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}. \quad (\text{Е.4})$$

В предыдущих выражениях используются следующие обозначения:

ϕ'_d — расчетное значение угла сопротивления грунта сдвигу, т. е. $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right)$;

ψ и β — углы отклонения задней части стены и поверхности обратной засыпки от горизонтальной линии, как показано на Рисунке Е.1;

δ_d — расчетное значение угла трения между грунтом и стеной, т. е.
 $\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$;

θ — угол, определяемый далее в п. Е.5 — Е.7.

Выражение для пассивных состояний следует предпочтительно использовать для вертикальной поверхности стены ($\psi = 90^\circ$).

Е.5 Водное зеркало ниже подпорной стены — Коэффициент давления грунта.

Применяются следующие параметры:

γ^\square — это γ удельный вес грунта, (Е.5)

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}, \quad (\text{Е.6})$$

$$E_{wd} = 0, \quad (\text{Е.7})$$

где k_h — горизонтальный сейсмический коэффициент (см. выражение (7.1)).

В качестве альтернативы, можно использовать таблицы и графики, применимые для статического состояния (только гравитационные нагрузки) со следующими изменениями:
 обозначение

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}, \quad (\text{Е.8})$$

и

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}, \quad (\text{Е.9})$$

вся система грунт-стена поворачивается соответственно на дополнительный угол θ_A и θ_B . Ускорение силы тяжести заменяется следующим значением:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A}, \quad (\text{Е.10})$$

или

$$g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B}. \quad (\text{Е.11})$$

Е.6 Динамически непроницаемые грунты ниже водного зеркала — Коэффициент давления грунта.

Применяются следующие параметры:

$$\gamma^{\square} \square \gamma \square \gamma_w, \quad (\text{E.12})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} = \frac{k_h}{1 \mp k_v}, \quad (\text{E.13})$$

$$E_{wd} = 0, \quad (\text{E.14})$$

где γ — насыщенный (объемный) удельный вес грунта;
 γ_w — удельный вес воды.

Е.7 Динамически (сильно) проницаемые грунты ниже водного зеркала —
Коэффициент давления грунта.

Применяются следующие параметры:

$$\gamma^{\square} \square \gamma \square \gamma_w, \quad (\text{E.15})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} = \frac{k_h}{1 \mp k_v}, \quad (\text{E.16})$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2, \quad (\text{E.17})$$

где γ_d —
сухой удельный вес грунта;

H' — высота водного зеркала от основания стены.

Е.8 Гидродинамическое давление на внешнюю поверхность стены.

Это давление, $q(z)$, можно вычислить как:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}, \quad (\text{E.18})$$

где k_h — горизонтальный сейсмический коэффициент при $r = 1$ (см. выражение (7.1));

h — свободный напор воды;

z — вертикальная направленная вниз координата с началом координат на поверхности воды.

Е.9 Усилие от давления грунта для жестких конструкций

Для жестких конструкций, которые полностью закреплены, так что в грунте не может развиваться активное состояние, и для вертикальной стены и горизонтальной обратной подсыпки динамическое усилие от увеличения давления грунта можно принять равным

$$\Delta P_d \square \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2, \quad (\text{E.19})$$

где H — высота стены.

Точку приложения можно принять на середине высоты.

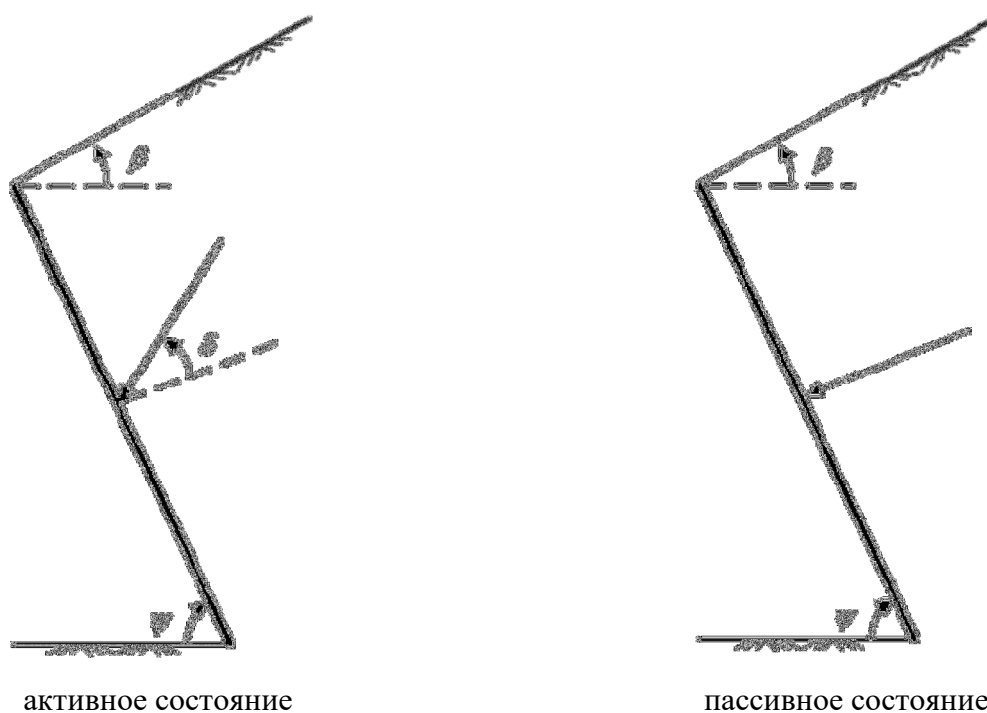


Рисунок Е.1 — Углы, используемые в формулах для вычисления коэффициента давления грунта

Приложение F (информационное)

Сейсмическая несущая способность фундаментов мелкого заложения

F.1 Общее выражение. Устойчивость против потери сейсмической несущей способности ленточных оснований мелкого заложения, покоящихся на поверхности однородного грунта, можно проверить при помощи следующего выражения, связывающего прочность грунта, эффекты расчетного воздействия (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) на уровне фундамента и силы инерции в грунте:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta \bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma \bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0, \quad (\text{F.1})$$

$$\text{где } \bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{\max}} \quad (\text{F.2})$$

N_{\max} — предельная несущая способность фундамента под действием вертикальной центральной нагрузки, определяемая в п. F.2 и F.3;

B — ширина фундамента;

\bar{F} — безразмерная сила инерции грунта, определяемая в п. F.2 и F.3;

γ_{Rd} — частный коэффициент модели (значения для этого параметра приведены в п. F.6);

a, b, c, d , — численные параметры, зависящие от типа грунта, определяемые в п. F.4.

e, f, m, k ,

k', c_T, c_M ,

c'_M, β, γ

F.2 Полностью связный грунт. Для полностью связных грунтов или насыщенных несвязных грунтов предельная несущая способность под действием вертикальной центральной нагрузки N_{\max} выражается следующим образом:

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B, \quad (\text{F.3})$$

где \bar{c} —

недренированная прочность грунта на сдвиг, c_u , для связного грунта или циклическая недренированная прочность на сдвиг, $\tau_{cy,u}$, для несвязных грунтов;

γ_M — частный коэффициент для свойств материала (см. п. 3.1 (3)).

Безразмерная сила инерции грунта \bar{F} вычисляется следующим образом:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}, \quad (\text{F.4})$$

где ρ — удельная масса грунта;

a_g — расчетное ускорение грунта для грунта типа А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} — номинальное пиковое ускорение грунта для грунта типа А;

γ_I — коэффициент значимости;

S — коэффициент грунта, определенный в EN 1998-1:2004, п. 3.2.2.2.

Следующие ограничения наложены на выражение для определения общей несущей способности:

$$0 < \bar{N} \leq 1, |\bar{V}| \leq 1. \quad (F.5)$$

F.3 Полностью несвязный груз. Для полностью сухих несвязных грунтов или для насыщенных несвязных грунтов без значительного роста порового давления предельная несущая способность фундамента под действием вертикальной центральной нагрузки N_{\max} вычисляется следующим образом:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma, \quad (F.6)$$

где g — ускорение силы тяжести;

a_v — вертикальное ускорение грунта, которое можно принять равным $0,5a_g \cdot S$;

N_γ — коэффициент несущей способности, функция расчетного угла сопротивления грунта сдвигу ϕ'_d (который включает в себя частный коэффициент для свойств материала γ_M из п. 3.1(3), см. E.4).

Безразмерная сила инерции грунта \bar{F} вычисляется следующим образом:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d}. \quad (F.7)$$

Следующее ограничение наложено на общее выражение:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}. \quad (F.8)$$

F.4 Численные параметры. Значения численных параметров в общем выражении несущей способности, зависящие от типов грунта, определенных в F.2 и F.3, приводятся в Таблице F.1

Таблица F.1 — Значения численных параметров, используемых в выражении (F.1)

	Полностью связный грунт	Полностью несвязный грунт
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92

Таблица F.1 (продолжение)

d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

F.5 В самых общих случаях \bar{F} может быть принята равной 0 для связных грунтов. Для несвязных грунтов \bar{F} можно пренебречь, если $a_g \cdot S < 0,1 g$ (т. е. если $a_g \cdot S < 0,98 \text{ м/с}^2$).

F.6 Частный коэффициент модели γ_{Rd} принимает значения, указанные в Таблице F.2.

Таблица F.2 — Значения частного коэффициента модели γ_{Rd}

Песок средней плотности — плотный песок	Рыхлый сухой песок	Рыхлый насыщенный песок	Чувствительная глина	Нечувствительная глина
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ТҰРҒЫН
ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ АГЕНТТІГІ

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ ЕН 1993-4-2:2007/2011

РЕЗЕРВУАРЛАР

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

Компьютерлік беттеу:

Басуға _____ 2011 ж. қол қойылды. Пішімі 60 x 84 ¹/₈.

Қарпі: Times New Roman. Шартты баспа табағы 2,1.

Тараламы _____ дана. Тапсырыс № _____.

«ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – қабылдау бөлмесі

Официальное издание

АГЕНСТВО РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА И
ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СП РК ЕН 1993-4-2:2007/2011

РЕЗЕРВУАРЫ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

Набор и компьютерная верстка:

Подписано в печать _____ 2011 г. Формат 60 x 84 ¹/₈

Гарнитура: Times New Roman. Усл. печ. л. 2,1

Тираж _____ экз. Заказ № _____

АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – приемная