

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ **1-9 бөлімі. Болат қадалар мен шпунттарды жобалау**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ **Часть 1-9. Проектирование стальных свай и шпунтов**

ҚР НТҚ 03-05.1-2011
(ҚР ҚН EN 1993-1-5/2011 әзірленген)
НТП РК 03-05.1-2011
(к СН РК EN 1993-1-5/2011)

Ресми басылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами
Министерства национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- | | |
|--|---|
| 1. ӘЗІРЛЕГЕН: | «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «Астана Строй-Консалтинг» ЖШС |
| 2. ҰСЫНҒАН: | Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы |
| 3. БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ: | Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап |
| 4. ЕНГІЗІЛДІ: | Алғашқы рет |

ПРЕДИСЛОВИЕ

- | | |
|---|---|
| 1. РАЗРАБОТАН: | АО «КазНИИСА», ТОО «Астана Строй-Консалтинг» |
| 2. ПРЕДСТАВЛЕН: | Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами 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 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года |
| 4. ВВЕДЕН: | Впервые |

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

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

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|--|-----|
| ВВЕДЕНИЕ..... | III |
| 1 Общие положения | 1 |
| 1.1 Область применения | 1 |
| 1.2 Нормативные ссылки | 3 |
| 1.3 Условия применения | 4 |
| 1.4 Различия между принципами и правилами проектирования | 4 |
| 1.5 Термины и определения..... | 4 |
| 1.6 Обозначения..... | 4 |
| 1.7 Условные обозначения осей элементов | 5 |
| 2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ | 6 |
| 2.1 Общие положения | 6 |
| 2.2 Критерии предельно граничного состояния | 7 |
| 2.3 Критерии граничного состояния эксплуатационной надежности | 8 |
| 2.4 Исследование строительной площадки и характеристики грунта | 10 |
| 2.5 Анализ..... | 11 |
| 2.6 Проектирование с помощью испытаний | 14 |
| 2.7 Погружаемость | 14 |
| 3 СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ..... | 16 |
| 3.1 Общие положения | 16 |
| 3.2 Несущие сваи | 16 |
| 3.3 Стальные шпунтовые сваи горячей прокатки | 16 |
| 3.4 Стальные шпунтовые сваи холодной штамповки | 17 |
| 3.5 Профили, используемые для схваток и для связей жесткости | 18 |
| 3.6 Соединительные устройства | 18 |
| 3.7 Стальные элементы, используемые для анкеров | 18 |
| 3.8 Стальные элементы, используемые для комбинированных стенок | 19 |
| 3.9 Вязкость разрушения | 19 |
| 4 ДЛИТЕЛЬНАЯ СТОЙКОСТЬ | 21 |
| 4.1 Общие положения | 21 |
| 4.2 Требования к длительной стойкости для несущих свай..... | 22 |
| 4.3 Требования к длительной стойкости для шпунтовых свайных рядов | 23 |
| 4.4 Скорости коррозии для проектных расчетов..... | 23 |
| 5 ПРЕДЕЛЬНО ГРАНИЧНЫЕ СОСТОЯНИЯ | 25 |
| 5.1 Основные принципы..... | 25 |
| 5.2 Шпунтовый свайный ряд | 27 |
| Пример 1 Расчет крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без..... | |
| анкеровки | 33 |
| Пример 2 Расчет крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с | |
| анкеровкой | 37 |
| Пример 3 Расчет крепления откоса шпунтовым свайным рядом без анкеровки | 45 |
| Пример 4 Расчет крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с | |
| анкеровкой | 48 |

| | |
|---|-----|
| 5.3 Несущие сваи..... | 55 |
| 5.4 Стенки с высоким пределом прочности | 59 |
| 5.5 Комбинированные стенки | 60 |
| 6 ГРАНИЧНЫЕ СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ..... | 65 |
| 6.1 Основные принципы..... | 65 |
| 6.2 Смещения подпорных стенок | 65 |
| 6.3 Смещения несущих свай | 65 |
| 6.4 Конструктивные аспекты рядов стальных шпунтовых свай | 65 |
| 7 АНКЕРЫ, СХВАТКИ, СВЯЗКИ ЖЕСТКОСТИ И СОЕДИНЕНИЯ..... | 68 |
| 7.1 Общие положения | 68 |
| 7.2 Анкеры..... | 68 |
| 7.3 Схватки и связки жесткости | 70 |
| 7.4 Соединения..... | 71 |
| Пример 5 Расчет по проверке предельно граничного состояния анкера, проверке граничного состояния эксплуатационной надежности и проверке сопротивления шпунтовой сваи до части усилия анкера, которое передается в переборки через схватку . | 76 |
| 8 ВЫПОЛНЕНИЕ..... | 84 |
| 8.1 Общие положения | 84 |
| 8.2 Установка стальных шпунтовых свай | 84 |
| 8.3 Несущие сваи | 84 |
| 8.4 Анкерные крепления | 85 |
| 8.5 Схватки, связки жесткости и соединения | 85 |
| Приложение А (обязательное) Тонкостенный ряд стальных шпунтовых свай | 86 |
| Приложение В (информационное) Испытание стальных тонкостенных шпунтовых свай ... | 111 |
| Приложение С (информационное) Руководящие указания по проектированию рядов из стальных шпунтовых свай..... | 117 |
| Пример 6 Проектирование поперечного сечения шпунтовой сваи в предельно граничном состоянии..... | 119 |
| Приложение Д (информационное) Первичные элементы комбинированных стенок | 127 |
| Пример 7 Расчет крепления стенок котлована комбинированной стенкой | 128 |
| Приложение Е (информационное) | 147 |
| БИБЛИОГРАФИЯ..... | 160 |

ВВЕДЕНИЕ

Стратегической целью реформы системы технического регулирования, изложенной в Концепции реформирования системы технического регулирования строительной отрасли Республики Казахстан на 2010-2014 годы, является создание благоприятных условий для формирования в Республике Казахстан устойчивой высокой культуры строительства, которая является характерной чертой и показателем развитого общества.

Основным требованием к реформе является приведение строительного законодательства и нормативных технических документов в области технического регулирования в соответствие с зарубежными аналогами, применяющимися в экономически развитых странах;

Государственные нормативы в области архитектуры градостроительства и строительства Республики Казахстан должны быть усовершенствованы в соответствии с основами правового регулирования архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, законодательством и структурой управления на базе действующих в переходный период в Казахстане, а также международных нормативных правовых актов, нормативно-технических документов и иных обязательных и рекомендуемых требований, условий и ограничений.

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение охраняемых законом потребностей граждан и общества в создании благоприятной и экологически безопасной среды обитания и жизнедеятельности при осуществлении архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, защита прав потребителей проектной и строительной продукции, обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. 1-9 БӨЛІМІ. БОЛАТ КАДАЛАР МЕН
ШПУНТТАРДЫ ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ 1-9.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ СВАЙ И ШПУНТОВ**

Дата введения – 2015-07-01

1.1 Область применения

1.1.1 Общие сведения

1.1.1.1 Комплекс нормативно-технических пособий к строительным нормам Республики Казахстан, идентичных Еврокоду 3 (далее НТП к СН РК EN 1993) - это перечень нормативных документов, в которых даны:

- а) рекомендации по основным положениям расчета и конструирования стальных конструкций по СН РК EN 1993;
- б) разъяснения ссылочной информации;
- в) численные примеры расчета;
- г) дополнительная справочная информация.

1.1.1.2 Основополагающими документами при разработке комплекса нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993, помимо самих 20 частей СН РК EN 1993 «Проектирование стальных конструкций», являются:

- а) СН РК EN 1990 «Основы проектирования несущих конструкций»;
- б) СН РК EN 1991 «Воздействия на конструкции»;
- в) EN 1090 «Изготовление стальных и алюминиевых конструкций».

1.1.2 Область применения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993

1.2.1.1 НТП к СН РК EN 1993 применяется для расчета и конструирования стальных конструкций зданий и сооружений гражданского назначения, выполненного согласно СН РК EN 1993.

1.1.2.2 Положения НТП к СН РК EN 1993 охватывают только требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости стальных конструкций. Другие требования не отражены в НТП к СН РК EN 1993.

1.1.2.3 НТП к СН РК EN 1993 необходимо использовать совместно со следующими нормативными документами:

- а) НТП к СН РК EN 1990;
- б) НТП к СН РК EN 1991;
- в) НТП к СН РК EN 1992 - СН РК EN 1999, в тех частях, которые непосредственно затрагивают расчет стальных конструкций или их элементов;

г) стандарты EN, ETAG, ETA и другие соответствующие стандарты на строительные изделия, относящиеся к стальным конструкциям.

1.1.2.4 Комплекс нормативно-технических пособий к СН РК EN состоит из 19 пособий:

- НТП к СН РК EN 1993-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила» (12 пособий);

- НТП к СН РК EN 1993-2 «Проектирование стальных конструкций. Стальные мосты» (1 пособие);

- НТП к СН РК EN 1993-3 – «Проектирование стальных конструкций. Стальные башни, мачты и дымовые трубы» (1 пособие);

- НТП к СН РК EN 1993-4 «Проектирование стальных конструкций. Стальные бункера, резервуары и трубопроводы» (3 пособия);

- НТП к СН РК EN 1993-5 «Проектирование стальных конструкций. Стальные шпунты» (1 пособие);

- НТП к СН РК EN 1993-6 «Проектирование стальных конструкций. Стальные подкрановые пути» (1 пособие).

1.1.2.5 В НТП к СН РК EN 1993-1 приведены общие рекомендации и указания по проектированию стальных конструкций, которые распространяются на НТП к СП РК EN 1993, имеющие отношение к специальным зданиям и сооружениям: НТП к СН РК EN 1993-2, НТП к СН РК EN 1993, НТП к СН РК EN 1993-4, НТП к СН РК EN 1993-5, НТП к СН РК EN 1993-6.

1.1.2.6 НТП к СН РК EN 1993-1 состоит из 12 пособий:

- НТП к СН РК EN 1993-1-1;

- НТП к СН РК EN 1993-1-2;

- НТП к СН РК EN 1993-1-3;

- НТП к СН РК EN 1993-1-4;

- НТП к СН РК EN 1993-1-5;

- НТП к СН РК EN 1993-1-6;

- НТП к СН РК EN 1993-1-7;

- НТП к СН РК EN 1993-1-8;

- НТП к СН РК EN 1993-1-9;

- НТП к СН РК EN 1993-1-10;

- НТП к СН РК EN 1993-1-11;

- НТП к СН РК EN 1993-1-12.

1.1.3 Область применения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993-1-11

1.1.3.1 В настоящем пособии представлены основные положения по проектированию стальных несущих конструкций, изготовленных из стержней, круглой и z-образной проволоки и прядей, работающих на растяжение.

Кроме того, рассматриваются особенности проектирования конструктивных элементов, изготовленных с применением вышеназванных растянутых элементов и кольцевых муфт для устройства узлов соединений.

1.1.3.2 Настоящее пособие состоит из 9 разделов:

- Раздел 1: Общие положения;
- Раздел 2: Основы проектирования;
- Раздел 3: Материал;
- Раздел 4: Долговечность проволоки, канатов и прядей;
- Раздел 5: Расчет строительных конструкций;
- Раздел 6: Предельные состояния по безопасности;
- Раздел 7: Предельные состояния по пригодности;
- Раздел 8: Вибрация вант;
- Раздел 9: Усталость.

1.1.3.3 Разделы с 1 по 9 настоящего пособия повторяют структуру норматива СН РК EN 1993.

В них даются разъяснения по разделам и пунктам СН РК EN 1993-1-11. В настоящем пособии номера пунктов к СН РК EN 1993 приведены в скобках.

- 1.1.3.3.1 Раздел 1 характеризует область применения настоящего пособия;
- 1.1.3.3.2 Раздел 2 раскрывает вопросы требований, воздействий, расчетных ситуаций и коэффициентов безопасности, принятых при проектировании растянутых элементов;
- 1.1.3.3.3 Раздел 3 описывает свойства материалов, используемых для изготовления растянутых элементов: модуль упругости; температурные коэффициенты линейного расширения; коэффициент трения; требования по разрезке не мерные длины и др;
- 1.1.3.3.4 В Разделе 4 приведены требования по обеспечению долговечности растянутых элементов групп А, В,С;
- 1.1.3.3.5 В Разделе 5 представляет положения по расчету строительных конструкций, как на переходный период строительства, так и на время постоянной эксплуатации;
- 1.1.3.3.6 В Разделе 6 даны требования по предельным состояниям по безопасности для систем с растянутыми стержнями, предварительно-напряженными стержнями и составными элементами систем групп В и С, расчету седел, зажимов, вант;
- 1.1.3.3.7 Раздел 7 раскрывает положения, характеризующие предельные состояния по пригодности к нормальной эксплуатации;
- 1.1.3.3.8 В Разделе 8 представлены правила и требования для контроля за вибрацией вант, оценке рисков и ограничение вибрации;
- 1.1.3.3.9 Раздел 9 дополняет требования по обеспечению усталостной прочности, с учетом флотационных осевых нагрузок.

1.2. Нормативные ссылки

1.2.1. В настоящем пособии ссылки на части СН РК EN 1990 - СН РК EN 1999 (основные ссылки):

- СН РК EN 1990;
- СН РК EN 1991;
- СН РК EN 1992;
- СН РК EN 1993;
- СН РК EN 1994;
- СН РК EN 1995;
- СН РК EN 1996;

- СН РК EN 1997;
- СН РК EN 1998;
- СН РК EN 1999.

1.2.2. В настоящем пособии приведены ссылки на стандарты (вторичные ссылки):

- EN 10138;
- EN 10244;
- EN 10264;
- EN 12385;
- EN 13411.

1.3 Условия применения

При применении настоящего пособия необходимо учитывать общие требования СН РК EN 1990. Кроме того, все положения настоящего пособия предполагают, что изготовление и сборка стальных конструкций выполнены согласно EN 1090.

1.4 Различия между принципами и правилами проектирования

1.4.1 Различия между принципами и правилами проектирования в настоящем пособии базируются на положениях СН РК EN 1990, где приведены различия между принципами и правилами проектирования конструкций.

1.4.2 Принципы - это такие требования, невыполнение которых не допустимо (если не указано другое).

1.4.3 Правила применения - общепринятые правила, дополняющие и поясняющие принципы.

1.5 Термины и определения

1.5.1 В настоящем пособии используются термины и определения в соответствии:

- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1990;
- с Пунктом 1.5 (1) СН РК EN 1993-1-1;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-3;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-5;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-8,

которые необходимы для проектирования стальных несущих конструкций, работающих на растяжение.

1.5.2 Термины и определения, касающиеся термообработки металлов – см. EN 10052.

1.6 Обозначения

1.6.1 В настоящем пособии используются обозначения символов в соответствии:

- с Пунктом 1.6 СН РК EN 1990;
- с Пунктом 1.6 СН РК EN 1993-1-1;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-3;

- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-5;
- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1993-1-8,

которые необходимы для проектирования стальных несущих конструкций, работающих на растяжение.

1.6.2 В дополнение к обозначению символов, перечисленных в Пункте 1.6.1. настоящего пособия, используются символы согласно Пункту 1.6 СН РК EN 1993-1-11.

1.7 Условные обозначения осей элементов

В настоящем пособии используются аналогичное с СН РК EN 1993-1-1, СН РК EN 1993-1-3, СН РК EN 1993-1-5 и СН РК EN 1993-1-8 обозначение осей элемента.

2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

2.1 Общие положения

2.1.1.Р Для проектирования несущих свай и шпунтовых свай, включая проектирование схваток, связей жесткости и анкерных креплений применяются положения EN 1990, за исключением случаев, для которых указаны другие условия в настоящем стандарте.

2.1.2 Далее приводятся специальные положения по проектированию несущих свай и шпунтовых свай, отвечающие требованиям безопасности, длительной стойкости и эксплуатационной надежности, для предельно граничных состояний.

2.1.3 Несущую способность грунта следует определять в соответствии с описаниями и геотехническими параметрами грунтов и горных пород, в которых или на которых заложено или расположено сооружение. Параметры должны проверяться в процессе строительства.

2.1.4 Для геотехнической категории 1 описания грунтов и горных пород должны проверяться посредством:

- осмотра площадки;
- определения видов грунтов и горных пород в пределах зоны влияния сооружения;
- регистрации описаний грунтов и горных пород, вскрытых в процессе выемки грунта.

2.1.5 Для геотехнической категории 2 геотехнические свойства грунтов и горных пород, на которых возведено или расположено сооружение, также требуют проверки. Могут потребоваться дополнительные инженерно-геологические изыскания. Необходимо отобрать и испытать репрезентативные образцы, чтобы определить индексированные параметры, прочность и модуль деформации.

2.1.6 Для геотехнической категории 3 дополнительные требования должны включать изыскания и изучение грунтов природного сложения и насыпных, которые могут оказать серьезное влияние на проектное решение.

2.1.7 Для интерпретации геотехнических свойств основания следует регистрировать и использовать косвенные данные о геотехнических свойствах грунтов основания (например, данные забивки свай).

2.1.8 Необходимо незамедлительно сообщать об отклонениях от вида грунтов основания и их свойств, принятых в проекте.

ПРИМЕЧАНИЕ Об указанных отклонениях обычно сообщают проектировщику

2.1.9.Р Необходимо проверять принципы, использованные в проекте, на соответствие геотехническим особенностям в скрытых грунтах основания.

2.1.10.Р Необходимо предусмотреть все проектные ситуации, включая этап выполнения и применения, см. EN 1990.

2.1.11 При проектировании конструкции необходимо учитывать погружаемость несущих свай и шпунтовых свай, см. 2.7.

2.1.12 Условия, определенные в настоящем документе одинаково применимы для временных и постоянных конструкций, если не указано иначе, см. EN 1990.

2.1.13 Далее, там, где это важно, проводится различие между несущими сваями и подпорными стенками.

2.1.14 Условия, касающиеся схваток, связок жесткости, соединений и анкеров, определены в Разделе 7.

2.2 Критерии предельно-граничного состояния

2.2.1.Р Необходимо учитывать следующие критерии предельно граничного состояния:

- a) повреждение конструкции по причине разрушения в грунте (превышение несущей способности грунта);
- b) конструктивное повреждение;
- c) комбинация разрушения в грунте и конструктивного повреждения.

ПРИМЕЧАНИЕ Разрушение смежных конструкций может быть вызвано деформациями в результате выемки грунта. Если смежные конструкции чувствительны к таким деформациям, можно предоставлять рекомендации к проекту по мерам, предпринимаемым в таких случаях.

2.2.2 Необходимо выполнять проверки соблюдения критериев предельно граничного состояния, в соответствии с EN 1997-1.

2.2.3 В зависимости от проектной ситуации необходимо проверять стойкость к одному или более из следующих видов разрушений:

- для несущих свай:
 - разрушение в результате действия изгибающей и/или осевой силы,
 - разрушение в результате общей потери устойчивости при продольном изгибе, с учетом ограничения, обеспечиваемого грунтом и поддерживаемой конструкцией в соединениях;
 - локальное разрушение в точках приложения нагрузки;
 - усталость;
- для подпорных стенок:
 - разрушение в результате действия изгибающей и/или осевой силы;

- разрушение в результате общей потери устойчивости при продольном изгибе, с учетом ограничения, обеспечиваемого грунтом;
- локальная потеря устойчивости при продольном изгибе;
- локальное разрушение в точках приложения нагрузки (например, критическая нагрузка переборки);
- усталость.

2.3 Критерии граничного состояния эксплуатационной надежности

2.3.1 Если не указано иначе, следует учитывать следующие критерии граничного состояния эксплуатационной надежности:

- для несущих свай:
- пределы вертикальных осадок или горизонтальных смещений, необходимые для удовлетворения требований к поддерживаемой конструкции;
- пределы колебаний, необходимые для удовлетворения требований к конструкциям, напрямую соединенным или смежным с несущими сваями;
- для подпорных стенок:
- пределы деформаций, необходимые для удовлетворения требований к эксплуатационной надежности самой подпорной стенки,
- пределы горизонтальных смещений, вертикальных осадок или колебаний, необходимые для удовлетворения требований к конструкциям, напрямую соединенным или смежным с самой подпорной стенкой.

2.3.2 Для каждого проекта необходимо определять значения пределов, указанных в 2.3.1, относительно сочетания воздействий.

2.3.3 В каждом сочетании воздействий должно быть доминирующее или чрезвычайное воздействие.

2.3.4 Сочетание воздействий должно осуществляться согласно 2.3.8 – 2.3.15.

2.3.5.Р Если расчеты существенно зависят от пространственного распределения постоянного воздействия, то благоприятно действующие и неблагоприятно действующие силы данного воздействия следует определять раздельно.

ПРИМЕЧАНИЕ Это, прежде всего, касается расчетов устойчивости и аналогичных предельных состояний.

2.3.6 Если для нескольких сил одного воздействия (например, изгибающего момента и нормального усилия от собственного веса) не установлена полная корреляция, то частный коэффициент безопасности благоприятно действующего влияния следует уменьшить.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания приведены в EN 1992 – EN 1999.

2.3.7 Остаточные деформации должны учитываться лишь тогда, когда они имеют влияние.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания см. в EN 1992 – EN 1999.

2.3.8 При сочетании воздействий при постоянных или временных расчетных ситуациях (основные сочетания) применяют общее сочетание (6.9a) EN 1990:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}; \quad j \geq 1; \quad i > 1.$$

2.3.9 Сочетание влияний следует определять из расчетного значения доминирующего переменного воздействия (ведущего воздействия) и расчетных общих значений сопроводительных переменных воздействий (сопроводительных воздействий) (6.9b) EN 1990:

$$E_d = E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}; \quad j \geq 1; \quad i > 1.$$

ПРИМЕЧАНИЕ См. также 2.3.11.

2.3.10 Сочетание воздействий в скобках { } в Формуле (6.9b) EN 1990 может быть выражено следующим образом (6.10) EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

или при подтверждении STR и GEO более не благоприятным из двух сочетаний (6.10a)/(6.10b) EN 1990:

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \end{cases}$$

где "+" — «следует сочетать»;

\sum — «общее влияние»;

ξ — коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующих постоянных воздействий G.

2.3.11 При нелинейной зависимости воздействий и их влияний сочетание (6.9a) EN 1990 или (6.9b) EN 1990 в зависимости от типа нелинейности (увеличение величин сечения ниже или выше линейного) следует учитывать непосредственно.

2.3.12 Для определения влияния воздействий следует применять общее сочетание (6.11a) EN 1990:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \}; \quad j \geq 1; \quad i > 1.$$

2.3.13 Сочетание воздействий в скобках { } может быть выражено следующим образом ((6.11b) EN 1990):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}.$$

2.3.14 Применение $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ или $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ зависит от определяющей чрезвычайной расчетной ситуации (удар, пожарная нагрузка или испытание чрезвычайным воздействием).

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания приведены в EN 1991 – EN 1999.

2.3.15 Сочетание воздействий для чрезвычайных расчетных ситуаций должно содержать в себе чрезвычайное воздействие A (пожарная нагрузка или удар) или включать ситуацию после чрезвычайного воздействия (A = 0).

При расчете чрезвычайного воздействия A_d (пожара) должно учитываться, наряду с температурным влиянием на строительные материалы, также расчетное значение косвенного термического воздействия огня.

2.3.16 Там, где это важно, для проекта необходимо определять значения пределов, связанных со смежными конструкциями.

2.3.17 В случае необходимости производится проверка по следующим предельным состояниям:

- потеря равновесия сооружением и основанием, которые рассматриваются как жесткое тело, в котором прочность конструктивных материалов и грунтов основания недостаточны для обеспечения сопротивления (EQU);

- внутреннее разрушение или чрезмерные деформации сооружения или конструктивных элементов, включая, например, фундаменты, сваи, стены подвала и т. д., в которых прочность конструктивных материалов важна для обеспечения сопротивления (STR);

- разрушение или чрезмерные деформации основания, в котором прочность грунта или горной породы важна для обеспечения сопротивления (GEO);

- потеря равновесия сооружением или основанием из-за увеличения давления воды (взвешивание) или другими вертикальными воздействиями (UPL);

- гидравлический подъем в основании, внутренняя эрозия и образование усадочных раковин в грунте, вызванных наличием гидравлических градиентов (HYD).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Предельное состояние GEO часто оказывается критическим при назначении размеров конструктивных элементов, связанных с фундаментами или подпорными сооружениями, а иногда с прочностью конструктивных элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Критерии эксплуатационной надежности могут быть определяющими критериями для проектирования.

2.4 Исследование строительной площадки и характеристики грунта

2.4.1.Р Характеристики грунта и/или обратной засыпки следует определять на основе геотехнического исследования, в которое включаются следующие факторы в качестве воздействий:

- вес грунта, горной породы и воды;
- напряжения в основании;
- давление грунта и давление подземных вод;
- давление свободной воды, включая давление волн;
- давление подземных вод;
- фильтрационные усилия;
- постоянные и временные нагрузки от сооружений;
- пригрузки;
- швартовые усилия;
- снятие нагрузки или выемка грунта;
- транспортные нагрузки;
- перемещения, вызванные горными работами, устройством подземных полостей и тоннелей;

- набухание и усадка, вызванные изменением растительного покрова, климата или влажности;
- перемещения, вызванные ползучестью или сдвигом оседающих массивов грунта;
- перемещения, вызванные ухудшением свойств, дисперсией, разложением, самоуплотнением или растворением;
- перемещения и ускорения, вызванные землетрясениями, взрывами, вибрациями и динамическими нагрузками;
- температурные воздействия, включая промерзание;
- ледовые нагрузки;
- внешнее преднапряжение грунтовых анкеров и распорок;
- негативное трение.

2.5 Анализ

2.5.1 Общие положения

2.5.1.1 Общий анализ необходимо выполнять для определения результатов действий (внутренние силы и моменты, напряжения, растяжения и смещения) во всей конструкции или в ее части. Локальные дополнительные исследования должны выполняться там, где это необходимо, например, в точках приложения нагрузки, в соединениях и т. д.

2.5.1.2 Анализ можно выполнять с использованием идеализаций геометрии, поведения конструкции и поведения грунта. Идеализации следует выбирать по отношению к проектной ситуации.

2.5.1.3 За исключением случаев, когда проект чувствителен к воздействиям колебаний, оценку результатов действий в свайных фундаментах и в стенках из шпунтовых свай можно выполнять на основе номинальных значений геометрических данных.

2.5.1.4 Строительное противопожарное проектирование следует принимать в расчет для положений СН РК EN 1993-1-2 и EN 1991-1-2.

2.5.2 Оценка воздействий

2.5.2.1 Там, где это приемлемо, воздействия следует рассматривать на основе EN 1991, в другом случае они должны определяться для проекта и согласовываться с клиентом.

2.5.2.2 Что касается свайных фундаментов, воздействия в результате вертикальных или поперечных смещений грунтов (например, ослабление и т. д.) следует учитывать:

- основание, в котором установлены сваи, может испытывать перемещения из-за консолидации, набухания, соседних нагрузок, ползучести грунта, оползней и землетрясений. Эти явления учитываются особо, поскольку они влияют на поведение свай, вызывая негативное трение (отрицательное трение по боковой поверхности), подъем, растяжение, поперечную нагрузку и перемещение.

- для указанных ситуаций проектные величины прочности и жесткости перемещаемого грунта обычно принимают наибольшие значения.

2.5.2.3 При проектировании следует принять один из двух следующих вариантов:

— перемещение грунта основания рассматривается как воздействие, затем выполняется расчет взаимодействия для определения усилий, перемещений и деформаций свай;

— при проектировании максимальное усилие, которое может передать основание на сваю, следует рассматривать как проектное воздействие. Расчет этого усилия должен производиться с учетом прочности грунта при нагружении от веса или вдавливания перемещающегося грунта или величины прикладываемых воздействий.

2.5.2.4 Воздействия, передающиеся в конструкцию через грунт, следует оценивать с применением моделей, выбираемых согласно EN 1997-1, или определять для проекта и согласовывать с клиентом.

2.5.2.5 Там, где это необходимо, следует учитывать воздействия в результате колебаний в температуре в течение времени или в результате особых нагрузок, не определенных в EN 1991.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Может потребоваться принимать в расчет температурные воздействия, например, в подпорках, если возможны большие колебания в температуре. В проектировании могут быть предписаны меры по ослаблению влияния температурных колебаний.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Примеры особых нагрузок:

— нагрузки в результате падения объектов или раскачивания ковшей;
— нагрузки от экскаваторов и кранов;
— временные нагрузки, такие как насосы, подъездные пути, промежуточные подпорки, стеллажи для материалов или уложенные в штабели связки стальной арматуры.

2.5.2.6 Если не указано иначе, для подпорных стенок, подвергающихся нагрузкам от шоссе или железнодорожных путей, можно использовать упрощенные модели нагрузок (например, равномерно распределяемые нагрузки).

2.5.2.7 Равномерно распределенная нагрузка:

— для тротуаров или велосипедных дорожек на автодорожных мостах должна быть определена равномерно распределенная нагрузка q_{fk} (см. Рисунок 2.1).

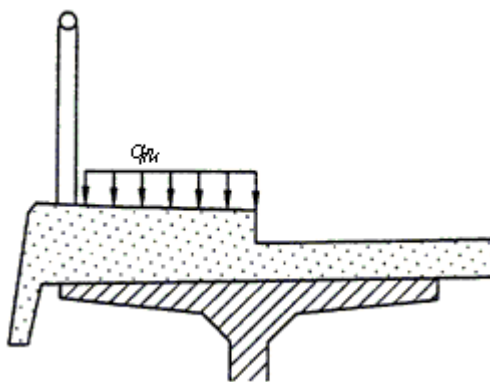


Рисунок 2.1 — Нормативная нагрузка на тротуар (или велосипедную дорожку)

ПРИМЕЧАНИЕ Нормативное значение q_{fk} может быть определено в Национальном Приложении или в индивидуальном проекте. Рекомендуемая величина $q_{fk} = 5 \text{ кН/м}^2$.

— при расчете пешеходных мостов равномерно распределенной нагрузкой следует загружать

только неблагоприятные участки поверхности влияния в продольном и в поперечном направлении.

ПРИМЕЧАНИЕ Модель нагрузки от большого количества объектов, соответствующей $q_{fk} = 5 \text{ кН/м}^2$, может быть задана таким образом, чтобы описывать статические воздействия от непрерывной плотной толпы там, где такой риск существует. Если применение модели нагрузки не требуется для пешеходных мостов, рекомендуемое значение для q_{fk} , кН/м^2 , равно согласно (5.1) EN 1991-2:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30};$$
$$q_{fk} \geq 2,5; q_{fk} \leq 5,0,$$

где L — длина нагружения, м.

2.5.3 Структурный анализ

2.5.3.1 Общие положения

2.5.3.1.1 Анализ структуры следует выполнять с применением соответствующей модели «грунт-сооружение» согласно EN 1997-1.

2.5.3.1.2 В зависимости от проектной ситуации, анкеры можно моделировать либо как простые опорные крепления, либо как пружины.

2.5.3.1.3 Если соединения имеют наибольшее влияние на распределение внутренних сил и моментов, это следует учитывать в структурном анализе.

2.5.3.2 Предельно-граничные состояния

2.5.3.2.1 Структурный анализ свайных фундаментов для предельно граничных состояний может основываться на идентичном типе модели, используемой для граничных состояний эксплуатационной надежности.

2.5.3.2.2 Если необходимо принимать в расчет случайные ситуации, оценку результатов воздействий в сваях фундамента можно выполнять на основе модели пластичности и для всей конструкции, и для модели «грунт-сооружение».

ПРИМЕЧАНИЕ Примером случайной ситуации может служить столкновение судна с устоем моста.

2.5.3.2.3 Оценку результатов воздействий в подпорных стенках из шпунтовых свай следует выполнять на основе соответствующего типа разрушения для проверок предельно граничного состояния, с применением модели «грунт-сооружение» согласно указанию 2.5.3.1.1.

2.5.3.3 Граничные состояния эксплуатационной надежности

2.5.3.3.1 Для подпорных стенок из шпунтовых свай, а также для свайных фундаментов общий анализ должен основываться на линейной модели упругости конструкции и на модели «грунт-сооружение» согласно указанию 2.5.3.1.1.

2.5.3.3.2 Необходимо продемонстрировать, что в конструкции не возникает пластических деформаций в результате нагрузки эксплуатационной надежности.

2.6 Проектирование с помощью испытаний

2.6.1 Общие положения

2.6.1.1 Следует исполнять общие положения по проектированию с помощью испытаний, определенные в EN 1990, СН РК EN 1993-1-1 и EN 1997-1.

ПРИМЕЧАНИЕ Указания по определению расчетного сопротивления на основе испытаний приведены в Приложении D, EN 1990.

2.6.2 Несущие сваи

2.6.2.1 За указаниями по испытаниям несущих свай следует обращаться к EN 1997-1, EN 12699 и EN 14199

2.6.3 Стальные шпунтовые сваи

2.6.3.1 Допущения, сделанные при проектировании шпунтовых свайных рядов, можно подтверждать в рабочем порядке с помощью испытаний на месте во время выполнения сооружения (например, в случае процесса выемки грунта).

2.6.3.2 За информацией о калибровке модели расчетов и изменении проекта во время выполнения необходимо обращаться к EN 1997-1.

2.6.4 Анкерные крепления

2.6.4.1 Для анкерных креплений необходимо соблюдать общие положения по проектированию с помощью испытаний, определенные в EN 1997-1, EN 1537 и СН РК EN 1993-1-11.

2.7 Погружаемость

2.7.1.Р При проектировании всех видов свай (несущие сваи или шпунтовые сваи) необходимо учитывать практические аспекты установки свай на требуемую глубину проникновения. Обращаться следует к EN 12063 и к EN 12699 и EN 14199.

2.7.2 Тип, размер и детализацию свай, в сочетании с эффективностью оборудования, используемого для установки и извлечения свай, и с процедурой погружения (параметры погружения), следует выбирать по применимости для условий грунта, в который сваи необходимо погружать.

2.7.3 Если в качестве вспомогательного средства для погружения или для упрочнения свай во время установки используются наконечники свай, ребра жесткости или редукторы трения, необходимо учитывать их воздействия на рабочие характеристики свай в условиях эксплуатации.

3 СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ

3.1 Общие положения

3.1.1.Р Данную Часть 5, СН РК EN 1993, следует использовать для проектирования свай и подпорных стенок, изготовленных из сталей, соответствующих условиям стандартов, названных в 3.2 – 3.9.

3.1.2 Настоящий документ можно также применять для других конструкционных сталей при условии, что имеются соответствующие данные, подтверждающие применение приемлемые правила проектирования и изготовления. Методы испытаний и оценка испытаний должны удовлетворять требованиям Раздела 2 СН РК EN 1993-1-1 и EN 1991, и требования к испытанию должны совпадать с требованиями, указанными в соответствующих стандартах, перечисленных в 3.2 – 3.9.

3.1.3 Повторно используемые сваи и сваи второго сорта должны, как минимум, соответствовать требованиям, касающимся геометрических характеристик и свойств материала, указанным в проекте, и не должны иметь повреждений и содержать агрессивные вещества, которые могут отрицательно повлиять на прочность и длительную стойкость.

3.2 Несущие сваи

3.2.1 За информацией о свойствах сталей следует обращаться к СН РК EN 1993-1-1.

3.2.2 Свойства стальных свай, изготовленных из стальных шпунтовых свай, см. в 3.3 или 3.4.

3.3 Стальные шпунтовые сваи горячекатаные

3.3.1.Р Горячекатаные стальные шпунтовые сваи должны соответствовать требованиям EN 10248.

3.3.2 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности при растяжении f_u для горячекатаных стальных шпунтовых свай можно взять из Таблицы 3.1, они являются минимальными значениями, указанными в EN 10248-1.

3.3.3 Минимальная пластичность сталей должна быть выражена предельными значениями следующих величин:

— f_u/f_y — отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y ;

— относительное удлинение после разрыва образца длиной $5,65\sqrt{A_0}$ (где A_0 — начальная площадь поперечного сечения);

— предельная деформация ϵ_u , соответствующая временному сопротивлению f_u .

ПРИМЕЧАНИЕ Предельные значения отношения f_u/f_y , относительного удлинения при разрыве и предельной деформации ϵ_u могут быть приведены в Национальном Приложении. Рекомендуются следующие значения:

— $f_u/f_y > 1,10$;

- относительное удлинение после разрыва не менее 15 %;
- $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$, где ε_y — упругая деформация ($\varepsilon_y = f_y/E$).

3.3.4 Сталь, соответствующая одной из марок сталей, приведенных в Таблице 3.1, должна удовлетворять этим требованиям.

ПРИМЕЧАНИЕ Сорта сталей, перечисленные в Таблице 3.1, приемлемы как соответствующие таким требованиям.

Таблица 3.1 — Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности при растяжении f_u для горячекатаных стальных шпунтовых свай в соответствии с EN 10248-1

| Название стали по EN 10027 | $f_y, \text{Н/мм}^2$ | $f_u, \text{Н/мм}^2$ |
|----------------------------|----------------------|----------------------|
| S240 GP | 240 | 340 |
| S270 GP | 270 | 410 |
| S320 GP | 320 | 440 |
| S355 GP | 355 | 480 |
| S390 GP | 390 | 490 |
| S430 GP | 430 | 510 |

3.4 Стальные шпунтовые сваи холодной штамповки

3.4.1.Р Стальные шпунтовые сваи холодной штамповки должны соответствовать требованиям EN 10249.

3.4.2 Номинальные значения для основного предела текучести f_{yb} и предела прочности при растяжении f_u для стальных шпунтовых свай холодной штамповки можно взять из Таблицы 3.2, они соответствуют требованиям EN 10249-1.

ПРИМЕЧАНИЕ Основной предел текучести f_{yb} представляет собой номинальный предел текучести основных сталей, используемых для холодной штамповки.

3.4.3 За информацией о требованиях пластичности следует обращаться к А.3.1.

Таблица 3.2 — Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и предела прочности при растяжении f_u для стальных шпунтовых свай холодной штамповки в соответствии с EN 10249-1

| Название стали по EN 10027 | $f_{yb}, \text{Н/мм}^2$ | $f_u, \text{Н/мм}^2$ |
|----------------------------|-------------------------|----------------------|
| S235 JRC | 235 | 340 |
| S275 JRC | 275 | 410 |
| S355 JOC | 355 | 490 |

3.5 Профили, используемые для схваток и для связей жесткости

3.5.1 За информацией о свойствах сталей, используемых для схваток и связей жесткости, следует обращаться к 3.1 и 3.2 СН РК EN 1993-1-1.

3.6 Соединительные устройства

3.6.1 Болты, гайки, шайбы и расходные материалы для сварки должны соответствовать приведенным в ссылочных стандартах группы 4.

3.6.2 Правила, приведенные в настоящем техническом кодексе, действительны для болтов классов прочности, приведенных в Таблице 3.3.

3.6.3 Значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} для болтов классов прочности 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 приведены в Таблице 3.3. Эти значения следует принимать в качестве характеристических значений при выполнении расчетов.

Таблица 3.3 — Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} болтов

| Класс прочности | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| f_{yb} , Н/мм ² | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} , Н/мм ² | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

3.7 Стальные элементы, используемые для анкеров

3.7.1 За информацией по анкерам, изготовленным из высокопрочных сталей с заданным минимальным пределом текучести $f_{y, \text{задан}}$, который не должен быть выше, чем $f_{y, \text{задан, макс.}}$, следует обращаться к EN 1537.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $f_{y, \text{задан, макс.}}$ может быть указано в Национальном Приложении. Рекомендуется значение $f_{y, \text{задан, макс.}} = 500 \text{ Н/мм}^2$.

3.7.2 Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления f_u для конструкционной стали принимаются равными:

- а) либо: $f_y = R_{eh}$ и $f_u = R_m$ непосредственно по стандарту на прокат;
- б) или по Таблице 3.3.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении может быть приведен конкретный вариант.

3.7.3 Минимальная пластичность сталей должна быть выражена предельными значениями следующих величин:

- f_u/f_y — отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y ;

- относительное удлинение после разрыва образца длиной $5,65\sqrt{A_0}$ (где A_0 — начальная площадь поперечного сечения);
- предельная деформация ε_u , соответствующая временному сопротивлению f_u .

ПРИМЕЧАНИЕ Предельные значения отношения f_u/f_y , относительного удлинения при разрыве и предельной деформации ε_u могут быть приведены в Национальном Приложении.

Рекомендуются следующие значения:

- $f_u/f_y > 1,10$;
- относительное удлинение после разрыва не менее 15 %;
- $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$, где ε_y — упругая деформация ($\varepsilon_y = f_y/E$).

3.7.4 Сталь, соответствующая одной из марок сталей, приведенных в Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-1, должна удовлетворять этим требованиям.

3.8 Стальные элементы, используемые для комбинированных стенок

3.8.1.Р Свойства сталей специальных свай из двутаврового профиля, используемых в качестве первичных элементов комбинированных стенок, должны соответствовать требованиям EN 10248.

3.8.2.Р Трубы, используемые в комбинированных стенках в качестве первичных элементов, должны отвечать требованиям EN 10210 или EN 10219.

3.8.3 Свойства сталей сборных коробчатых свай, используемых в качестве первичных элементов комбинированных стенок, должны удовлетворять требованиям, указанным в 3.2.

3.8.4 Свойства сталей вторичных элементов, используемых для комбинированных стенок, должны удовлетворять требованиям, указанным в 3.3 или 3.4, соответственно.

3.8.5 Соединительные устройства горячей прокатки для шпунтовых свай должны соответствовать требованиям EN 10248.

3.9 Вязкость разрушения

3.9.1.Р Материал должен обладать достаточной ударной вязкостью, чтобы предотвратить хрупкое разрушение при наименьшей температуре эксплуатации, ожидаемой в пределах намеченного срока службы конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ Наименьшая температура эксплуатации для учета в проектировании может быть указана в Национальном Приложении.

3.9.2 Для шпунтовых свай с толщиной полки не более 25 мм можно использовать сорта сталей со значениями T_{27J} в соответствии с Таблицей 3.4 при условии, что наименьшая температура эксплуатации не ниже чем $\square 30 \square C$.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Описание других случаев смотрите в СН РК EN 1993-1-10.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение T_{27J} представляет собой температуру, при которой требуется энергия удара $K_V(T) > 27$ Дж., чтобы разрушить образец с V-образным надрезом по Шарпи. Испытание см. в EN 10045.

Таблица 3.4 — Температура испытания T_{27J} для ударной вязкости стальных свай

| Предел текучести f_y , Н/мм ² | | 240 | 270 | 320 | 355 | 390 | 430 |
|--|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Значения T_{27J} | Для наименьшей температуры эксплуатации $\square 15 \square C$ | 35° | 35° | 35° | 15° | 15° | 15° |
| | Для наименьшей температуры эксплуатации $\square 30 \square C$ | 20° | 20° | 20° | 0° | 0° | 0° |

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если в полке под напряжением растяжения имеются отверстия (например, для анкеров), необходимо принимать в расчет ослабление сопротивление поперечного сечения, используя пониженный предел текучести или эффективную площадь поперечного сечения.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Эти значения были рассчитаны для наименьшей температуры эксплуатации и толщины полки не более 25 мм без учета динамических воздействий. Для полки толщиной $25 < t_f \leq 30$ мм значения, указанные в таблице для температуры T_{27J} должны быть снижены на 5° для наименьшей температуры эксплуатации $\square 15 \square C$ и на 10° для наименьшей температуры эксплуатации $\square 30 \square C$.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если предполагается погружение свай в жесткие грунты при температурах ниже $\square 10 \square C$, могут потребоваться более высокие требования к ударной вязкости.

4 ДЛИТЕЛЬНАЯ СТОЙКОСТЬ

4.1 Общие положения

4.1.1.Р В зависимости от агрессивности окружающей среды, в которой используются стальные элементы, следует принимать во внимание меры против воздействий коррозии, если ожидаются существенные потери толщины стали.

4.1.2 Если в проекте необходимо учитывать коррозию по уменьшению толщины, следует обращаться к 4.4.

4.1.3 Необходимо предусмотреть следующие мероприятия для продления срока службы конструкции:

- использование дополнительной толщины сталей в качестве учета коррозии;
- истощение ресурсов при неизменной интенсивности их использования;
- применение защитных покрытий (как правило, это краски, цементация или оцинковывание);
- применение катодной защиты вместе с защитными покрытиями или без них;
- обеспечение защиты с помощью бетона, строительного раствора или цементного раствора в зоне повышенной коррозии.

4.1.4 Если требуемый расчетный срок эксплуатации превышает длительную стойкость защитного действия покрытия, в проверках граничного состояния эксплуатационной надежности и предельно граничного состояния необходимо учитывать потерю толщины, происходящую в течение остаточного расчетного срока эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для достижения высокого срока эксплуатации проекта может быть полезным сочетание различных защитных мероприятий. Защитную систему в целом можно определять с учетом проектирования конструкции и защитного покрытия, а также выполнимости проверок.

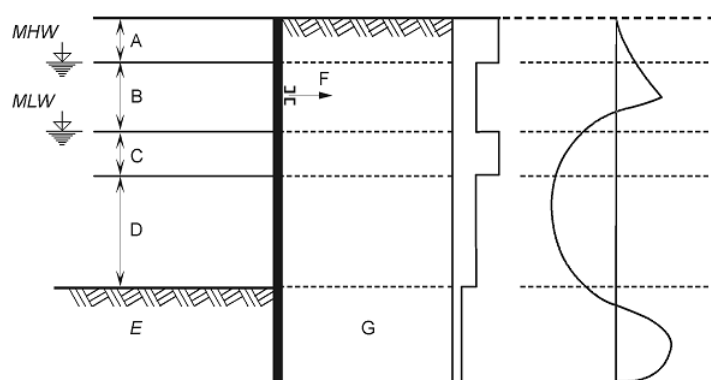
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Необходима особая аккуратность в зонах, где плохо изолированные источники постоянного тока могут создавать токи утечки в грунте.

4.1.5 Следует принимать в расчет вероятность того, что коррозия может быть неравномерной по всей длине сваи, это позволяет добиться экономичного проекта с помощью выбора распределения моментов, адаптированных к распределению коррозии (см. Рисунок 4.1).

4.1.6 Требуемый расчетный срок эксплуатации для шпунтовых свайных рядов и несущих свай должен быть указан для каждого проекта.

4.1.7 Потерю толщины в результате коррозии можно не учитывать для требуемого расчетного срока эксплуатации менее 4 лет, если для проекта не указан другой период.

4.1.8 Системы защиты от коррозии должны быть указаны для каждого проекта.



- | | | |
|--|---|--|
| <p>а) Вертикальное распределение агрессивности морской воды по зонам</p> | <p>б) Распределение скорости коррозии на стороне, подвергающейся воздействию морской воды</p> | <p>с) Типовое распределение на изгибающих моментов</p> |
|--|---|--|

Рисунок 4.1 — Пример распределения скорости коррозии

- A — зона высокого коррозионного воздействия (зона периодического смачивания);
- B — приливная зона;
- C — зона высокого коррозионного воздействия (зона низких вод);
- D — зона постоянного погружения;
- E — зона затопления (со стороны воды);
- F — анкер;
- G — зона затопления (со стороны грунта);
- MHW — средний подъем воды;
- MLW — среднее понижение воды

ПРИМЕЧАНИЕ Распределение скорости коррозии и зоны агрессивности морской воды могут в значительной степени отличаться от примера, показанного на Рисунке 4.1, в зависимости от условий, преобладающих в месте расположения конструкции.

4.2 Требования к длительной стойкости для несущих свай

4.2.1 Если не указано иначе, необходимо выполнять проверки прочности отдельных свай и на эксплуатационную надежность и на предельно граничное состояние, с учетом равномерной потери толщины стали по всему периметру поперечного сечения.

4.2.2 Если не указано иначе, в эксплуатационной надежности и предельно граничных состояниях следует учитывать уменьшение толщины в результате коррозии свай, находящихся в контакте с водой или с грунтом (с подземными водами или без подземных вод) согласно Разделу 4.4, в зависимости от требуемого расчетного срока эксплуатации конструкции.

4.2.3 Если в проекте не указано иначе, коррозию внутри полых свай, которые на концах имеют водонепроницаемые перекрытия, или заполнены бетоном, можно не учитывать.

4.3 Требования к длительной стойкости для шпунтовых свайных рядов

4.3.1 Если не указано иначе, в проверках шпунтовых свай и на эксплуатационную надежность, и на предельно граничные состояния необходимо учитывать потерю толщины для частей шпунтовых свайных стенок, контактирующих с водой или с грунтом (с подземными водами или без них), согласно 4.4, в зависимости от требуемого расчетного срока эксплуатации конструкции. Если шпунтовые сваи контактируют с грунтом или с водой с обеих сторон, скорости коррозии применяются для каждой стороны.

4.3.2 Если агрессивность грунта или воды различна на противоположных сторонах стенки из шпунтовых свай, можно применять две различные скорости коррозии.

4.4 Скорости коррозии для проектных расчетов

4.4.1 Скорости коррозии, определяемые в данном разделе, должны предусматриваться только как расчетные значения.

ПРИМЕЧАНИЕ Применимые значения для скоростей коррозии можно определять в Национальном Приложении, с учетом локальным условий. Значения, которые можно использовать для руководства, указаны в Таблицах 4.1 и 4.2.

4.4.2 Потеря толщины в результате атмосферной коррозии можно рассматривать как 0,01 мм в год в атмосферах климатических норм и как 0,02 мм в год в регионах, где условия морского климата могут отрицательно влиять на эксплуатационные характеристики конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ Наиболее серьезное влияние на скорость коррозии в грунтах оказывают следующие факторы:

- тип грунта;
- колебание уровня подземных вод;
- наличие кислорода;
- наличие примесей.

Таблица 4.1—Рекомендованные значения потери толщины, мм, в результате коррозии для свай и шпунтовых свай в грунтах с подземными водами или без подземных вод

| Требуемый расчетный срок эксплуатации | 5 лет | 25 лет | 50 лет | 75 лет | 100 лет |
|--|-------|--------|--------|--------|---------|
| Природные ненарушенные грунты (песок, ил, глина, кристаллический сланец,...) | 0,00 | 0,30 | 0,60 | 0,90 | 1,20 |
| Природные загрязненные грунты и промышленные рабочие площадки | 0,15 | 0,75 | 1,50 | 2,25 | 3,00 |
| Агрессивные природные грунты (болотистая почва, болото, торф,...) | 0,20 | 1,00 | 1,75 | 2,50 | 3,25 |
| Неуплотненные и неагрессивные насыпи (глина, кристаллический сланец, песок, ил,...) | 0,18 | 0,70 | 1,20 | 1,70 | 2,20 |
| Неуплотненные и агрессивные насыпи (зола, шлак,...) | 0,50 | 2,00 | 3,25 | 4,50 | 5,75 |
| <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Скорости коррозии в уплотненных насыпях ниже, чем скорости коррозии в неуплотненных насыпях. В уплотненных насыпях цифровые значения, указанные в таблице, следует делить на два.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения, указанные для 5 и 25 лет, основаны на измерениях, остальные значения экстраполированы.</p> | | | | | |

Таблица 4.2 — Рекомендованные значения потери толщины, мм, в результате коррозии для свай и шпунтовых свай в пресной воде или в морской воде

| Требуемый расчетный срок эксплуатации | 5 лет | 25 лет | 50 лет | 75 лет | 100 лет |
|---|-------|--------|--------|--------|---------|
| Обыкновенная пресная вод (река, судоходный канал,...) | 0,15 | 0,55 | 0,90 | 1,15 | 1,40 |
| Сильно загрязненная пресная вода (сточные воды, промышленные сточные воды,...) в зоне высокого коррозионного воздействия (ватерлиния) | 0,30 | 1,30 | 2,30 | 3,30 | 4,30 |
| Морская вода в умеренном климате в зоне высокого коррозионного воздействия (зоны понижения воды и периодического смачивания) | 0,55 | 1,90 | 3,75 | 5,60 | 7,50 |
| Морская вода в умеренном климате в зоне постоянного погружения или в приливной зоне | 0,25 | 0,90 | 1,75 | 2,60 | 3,50 |

Таблица 4.2 — Рекомендованные значения потери толщины, мм, в результате коррозии для свай и шпунтовых свай в пресной воде или в морской воде
(продолжение)

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Наиболее высокая скорость коррозии находится, как правило, в зоне периодического смачивания или на уровне понижения воды в приливных водах. Однако в большинстве случаев наиболее сильные изгибные напряжения возникают в зонах постоянного погружения (см. Рисунок 4.1).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения, указанные для 5 и 25 лет, основаны на измерениях, остальные значения экстраполированы.

5 ПРЕДЕЛЬНО-ГРАНИЧНЫЕ СОСТОЯНИЯ

5.1 Основные принципы

5.1.1 Общие положения

5.1.1.1.Р Сваи и их компоненты должны проектироваться так, чтобы были соблюдены базовые проектные требования к предельно граничным состояниям, определенные в Разделе 2.

5.1.1.2 Для проверки сопротивлений поперечных сечений и элементов относительно предельно граничных состояния должны применяться указанные далее условия.

5.1.1.3. Частные коэффициенты \square_{M0} , \square_{M1} и \square_{M2} , применяемые для сопротивления:

\square_{M0} — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса;

\square_{M1} — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности элемента по устойчивости;

\square_{M2} — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений с использованием временного сопротивления стали;

ПРИМЕЧАНИЕ Частные факторы \square_{M0} , \square_{M1} и \square_{M2} для свайных рядов можно подбирать из Национального Приложения. Рекомендуются следующие значения: $\square_{M0} = 1,00$; $\square_{M1} = 1,10$ и $\square_{M2} = 1,25$.

5.1.2 Проектирование

5.1.2.1 Для подпорных стенок и несущих свай необходимо выполнять следующие измерения:

- сопротивление поперечного сечения и общая потеря устойчивости шпунтовых свайных рядов (см. 5.2) и несущих свай (см. 5.3);
- сопротивление схваток, связей жесткости, соединений и анкеров (см. Раздел 7);
- общее разрушение конструкции в результате разрушения грунта (см. Раздел 2).

5.1.3 Усталость

5.1.3.1 Если конструкция или ее часть чувствительна к явлению усталости, необходимо выполнять оценку усталости.

5.1.3.2 Оценка сопротивления усталости должна производиться с применением:

- метода работоспособности с повреждениями;
- метода безопасного ресурса.

5.1.3.3 Метод работоспособности с повреждениями должен гарантировать достоверность того, что конструкция будет удовлетворительно работать в течение ее проектной долговечности, при условии, что запланированные осмотр и режим обслуживания для обнаружения и исправления усталостных повреждений выполняются в течение срока проектной долговечности конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Метод работоспособности с повреждениями может применяться, когда в момент усталостного разрушения возможно перераспределение усилий между составляющими элемента конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Национальном Приложении могут содержаться предусмотренные программы контроля.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Конструкции, оцениваемые в данной части, считаются работоспособными с повреждениями, если материал конструкций выбран согласно СН РК EN 1993-1-10 и проводится их регулярное обслуживание.

5.1.3.4 Метод безопасного ресурса должен обеспечивать достоверный уровень того, что конструкция будет удовлетворительно работать за время ее проектной долговечности без необходимости регулярных обследований в процессе эксплуатации на предмет усталостного повреждения. Метод безопасного ресурса должен применяться в случаях, когда образование локальной трещины в одной детали быстро приводит к разрушению элемента или всей конструкции.

5.1.3.5 Для оценки усталости согласно настоящей части, требуемая надежность может быть достигнута корректировкой частного коэффициента безопасности для сопротивления усталости γ_{mf} , учитывающего последствия разрушения и принятые требования проекта.

5.1.3.6 Сопротивление усталости определяется рассмотрением элемента конструкции в целом, с учетом его металлургических факторов и геометрических параметров сечения. В подверженных усталости элементах, представленных в настоящей части, также указывается вероятное место зарождения трещины.

5.1.3.7 Методы оценки сопротивления усталости, приведенные в настоящем техническом кодексе, определяются параметрами кривых сопротивления усталости для:

- стандартных элементов — соответствующими номинальными напряжениями;
- рекомендуемых сварных соединений — соответствующими локальными напряжениями.

5.1.3.8 Требуемая надежность может быть получена следующими способами:

- а) методом работоспособности с повреждениями:

- выбором элементов, материалов и уровней напряжения, так чтобы при образовании трещины в результате были низкая скорость распространения трещины и большая критическая длина трещины;

- назначением нескольких программ нагружения;

- установкой деталей, останавливающих трещины;

- установкой деталей, легко контролируемых в процессе регулярных осмотров;

б) методом безопасного ресурса:

- выбором элементов и уровней напряжения, обеспечивающим усталостную долговечность, достаточную, чтобы получить значения β , равные таковым для проверок предельного состояния в конце проектного времени эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ На усталостное сопротивление значительное воздействие оказывает коррозия, поэтому рекомендуется соответствующая защита от коррозии.

5.1.3.9 В анализе усталости можно не учитывать ударные воздействия или воздействия колебания во время установки несущих свай или шпунтовых свай.

5.2 Шпунтовой свайный ряд

5.2.1.Р Если проводится общий анализ упругости, необходимо подтверждать, что максимальные результаты воздействий не превышают соответствующих сопротивлений.

5.2.2 Если проводится общий анализ пластичности, необходимо подтверждать, что максимальные результаты воздействий не превышают пластичное сопротивление стальной сваи. Кроме того, необходимо проверять поворотную способность, см. Таблицу 5.1.

5.2.3 Метод анализа для распределения результатов воздействий должен согласовываться со следующей классификацией поперечных сечений:

- поперечные сечения класса 1, для которых можно выполнять анализ пластичности, касающийся перераспределения моментов, при условии, что они обладают достаточной поворотной способностью;

- поперечные сечения класса 2, для которых обязателен общий анализ эластичности, но преимущество можно отдавать пластичному сопротивлению поперечного сечения;

- поперечные сечения класса 3, которые должны проектироваться с применением общего анализа эластичности и упругого распределения напряжений по поперечному сечению, с допущением пластической деформации в крайних слоях.

- поперечные сечения класса 4, для которых локальная потеря устойчивости отрицательно влияет на сопротивление поперечного сечения, см. Приложение А.

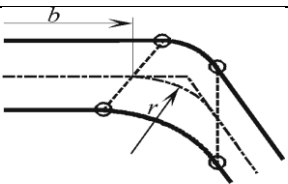
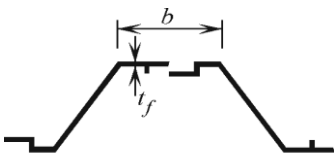
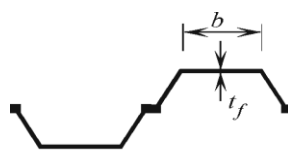
5.2.4 Можно применять ограничивающие пропорции для поперечных сечений классов 1, 2 и 3 из Таблицы 5.1 для стальных шпунтовых свай, с учетом возможного уменьшения толщины стали в результате коррозии.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания по классификации поперечных сечений приведены в Приложении С.

5.2.5 Элемент, не соответствующий условиям ограничений для классов 1, 2 и 3, можно относить к классу 4.

5.2.6.Р Результаты действий в других элементах и соединениях конструкции не должны превышать сопротивлений этих элементов и соединений.

Таблица 5.1 — Классификация поперечных сечений

| Классификация | | Z-образный профиль | | | U-образный профиль | | |
|--|-----------------------|--|------|------|---|------|------|
|  | |  | | |  | | |
| Класс 1 | | Применяются такие же пределы, как и для класса 2. Необходимо выполнение измерения поворота. | | | | | |
| Класс 2 | | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 45$ | | | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 37$ | | |
| Класс 3 | | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 66$ | | | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 49$ | | |
| $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ | $f_y, \text{ Н/мм}^2$ | 240 | 270 | 320 | 355 | 390 | 430 |
| | □ | 0,99 | 0,93 | 0,86 | 0,81 | 0,78 | 0,74 |
| <p>b — ширина плоской части полки, измеряемая между радиусами закругления вершин, если соотношение r/t_f не более 5,0; в ином случае следует использовать более точный способ;</p> <p>t_f — толщина полки для полок с постоянной толщиной;</p> <p>r — среднелинейный радиус угловых изгибов между переборками и полками;</p> <p>f_y — предел текучести.</p> | | | | | | | |
| <p>ПРИМЕЧАНИЕ Для поперечных сечений класса 1 необходимо подтверждать, что пластический поворот, обуславливаемый поперечным сечением, составляет не меньше, чем пластический поворот, необходимый в фактическом проектном случае. Указания по такому подтверждению (измерение поворота) приведены в Приложении С.</p> | | | | | | | |

5.2.2 Шпунтовой свайный ряд при изгибе и сдвиге

5.2.2.1 При отсутствии поперечного (сдвигового) и осевого усилия расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять следующему условию:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (5.1)$$

где M_{Ed} — расчетный изгибающий момент, полученный на основе расчета согласно соответствующему случаю EN 1997-1;

$M_{c,Rd}$ — расчетное сопротивление изгибающего момента поперечного сечения.

5.2.2.2 Расчетное сопротивление изгибающего момента поперечного сечения $M_{c,Rd}$ следует определять на основе следующих уравнений:

— поперечные сечения класса 1 или 2:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{na}}; \quad (5.2)$$

— поперечные сечения класса 3:

$$M_{ed} = \beta_B W_{el} \gamma_{M0}; \quad (5.3)$$

— поперечные сечения класса 4 — см. Приложение А

где W_{el} — упругий момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

W_{pl} — пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

γ_{M0} — частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1.3;

β_B — коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, имеющий следующие значения: $\beta_B = 1,0$ — для Z-образных свай и тройных U-образных свай; $\beta_B \leq 1,0$ — для единичных и двойных U-образных свай.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 На степень передачи сдвигового усилия в замковые соединения U-образных свай интенсивно влияют следующие условия:

- тип грунта, в который погружались сваи;
- тип установленного элемента;
- количество опорных уровней и способ их фиксации на плоскости стенки;
- метод установки;
- обработка замковых соединений, резьба которых выполняется на месте (смазанные или частично закрепляемые с помощью сварки, обвязочная балка и т. п.);
- высота консоли стенки (например, если стенка выступает на большое расстояние над самой высокой схваткой или под самой низкой схваткой).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Цифровые значения β_B для единичных и двойных U-образных свай, включающие в себя эти параметры, на основе опыта локального проекта, могут быть указаны в Национальном Приложении.

5.2.2.3 Для переборки из шпунтовых свай следует выполнять измерение сопротивления сдвигу.

5.2.2.4 Расчетное значение сдвигового усилия V_{Ed} в каждом поперечном сечении должно соответствовать условию:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}, \quad (5.4)$$

где $V_{pl,Rd}$ — расчетное пластическое сопротивление сдвигу для каждой переборки, данное на основе

$$\frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}, \quad (5.5)$$

A_v — площадь проектируемого сдвига для каждой переборки, действующего в том же направлении, как и V_{Ed} .

5.2.2.5 Площадь проектируемого сдвига A_v может рассчитываться следующим образом для каждой переборки U-образного или Z-образного профиля (см. Рисунок 5.1):

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f) \quad (5.6)$$

где h — общая высота,

t_f — толщина полки,

t_w — толщина переборки. В случае изменения толщины переборки $t_{w,i}$ по апофеме c , исключая замковые соединения, t_w в Формуле (5.6) следует рассматривать как минимальное значение $t_{w,i}$.

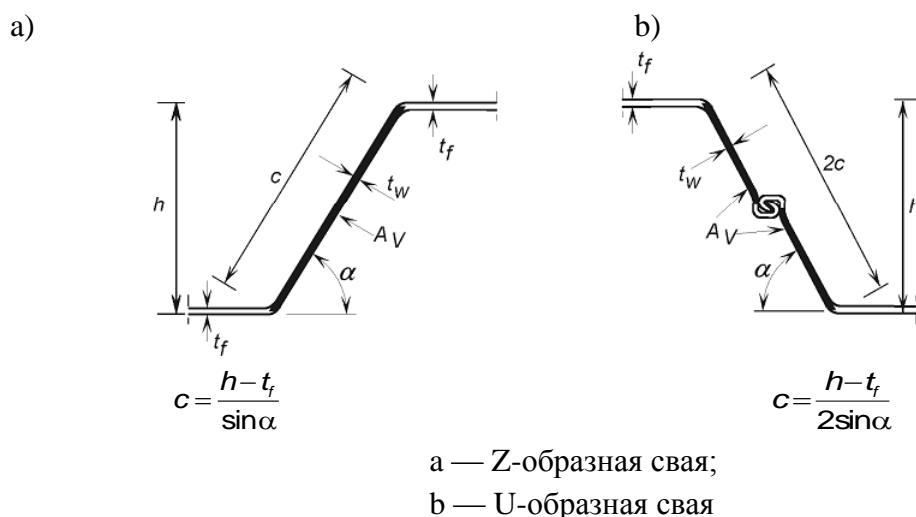


Рисунок 5.1 — Определение площади сдвига:

5.2.2.6 Кроме того, необходимо подтвердить соответствие сопротивления потере устойчивости при сдвиге переборок из шпунтовых свай следующему условию:

$$c / t_w > 72\varepsilon.$$

5.2.2.7 Сопротивление потере устойчивости при сдвиге следует определять на основе:

$$V_{sd} = \frac{(h - t_f) \cdot t_w \cdot f_{b,v}}{\gamma_{sd}}, \quad (5.7)$$

где $f_{b,v}$ — прочность на устойчивость при сдвиге согласно Таблице 5.2 для переборки без элементов жесткости в опорном креплении и для относительной податливости переборки, определяемой на основе:

$$\bar{\lambda} = 0,35 \sqrt{\frac{c}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}} \quad (5.8)$$

Таблица 5.2 — Критическое напряжение $f_{b,v}$ при сдвиге

| Условная гибкость стенки | Стенка без элемента жесткости на опоре | Стенка с элементом жесткости на опоре * |
|---|--|---|
| $\bar{\lambda}_w \leq 0,83$ | $0,58f_{yb}$ | $0,58f_{yb}$ |
| $0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$ | $0,48f_{yb}/\bar{\lambda}$ | $0,48f_{yb}/\bar{\lambda}$ |
| $\bar{\lambda}_w \geq 1,40$ | $0,67f_{yb}/\bar{\lambda}_w^2$ | $0,48f_{yb}/\bar{\lambda}$ |
| * Элементы жесткости на опоре, такие как ребра жесткости, установленные для предотвращения искривлений стенки и рассчитанные на восприятие опорной реакции. | | |

5.2.2.8 Если расчетное значение сдвигового усилия V_{Ed} не превышает 50 % расчетного пластического сопротивления сдвигу $V_{pl,Rd}$, не требуется выполнять понижения в расчетном сопротивлении момента $M_{c,Rd}$.

5.2.2.9 Когда V_{Ed} превышает 50 % значения $V_{pl,Rd}$, расчетное сопротивление момента поперечного сечения должно быть уменьшено до значения $M_{c,Rd}$, и уменьшенное расчетное пластическое сопротивление момента, с учетом сдвигового усилия, рассчитывается следующим образом:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd} \left(1 - \beta_V \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \right) \quad (5.9)$$

если

$$\rho = \frac{A_V \sin \alpha}{t_w} \geq \beta_V \quad (5.10)$$

где A_V — площадь сдвига согласно (5.6);

t_w — толщина переборки;

α — угол наклона переборки согласно Рисунку 5.1;

β_V — коэффициент, определенный в 5.2.2.2.

ПРИМЕЧАНИЕ A_V и t_w относятся к ширине, рассматриваемой для W_{pl} .

5.2.2.10 Если стальной шпунтовой свайный ряд, изготовленный из U-образных свай, был соединен с помощью сварки или с помощью обжатия для того, чтобы повысить передачу сдвигового усилия в эти замковые соединения, то соединения необходимо проверить, допуская, что сдвиговое усилие может передаваться только в соединенные замки.

ПРИМЕЧАНИЕ Это допущение предусматривает безопасное проектирование соединений.

5.2.2.11 Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с полным проваром следует принимать равной расчетной несущей способности самой слабой из соединяемых деталей, при условии, что сварка выполнена с применением соответствующих сварочных материалов, позволяющих получать образцы сварного шва с пределом текучести металла шва и временным сопротивлением на растяжение по крайней мере равными соответствующим значениям для основного металла.

5.2.2.12 Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с неполным проваром следует определять методом для расчета угловых сварных швов с полным проваром.

5.2.2.13 Толщина стыкового сварного шва с неполным проваром не должна превышать стабильно достигаемой глубины провара при испытании образцов.

5.2.2.14 Расчетную несущую способность сварного соединения в тавр, состоящего из пары стыковых сварных швов с неполным проваром, усиленных наложенными поверх них угловыми сварными швами, можно определить как для стыковых сварных швов с полным проваром (см. 5.2.2.11), если общая номинальная толщина сварного шва, за исключением незаваренного участка, не менее толщины t примыкающего элемента соединения, при

условии, что значение незаваренного зазора $c_{\text{ном}}$ не превышает меньшее из двух значений $t/5$ и 3 мм).

5.2.2.15 Расчетную несущую способность стыкового сварного соединения в тавр, не отвечающего требованиям, приведенным в 5.2.2.14, следует определять как для обычного углового сварного шва или для углового сварного шва с полным проваром в соответствии с СН РК EN 1993-1-8 в зависимости от глубины провара. Высоту сварного шва следует определять в соответствии с требованиями, установленными для угловых сварных швов или для стыковых сварных швов с неполным проваром (см. 5.2.2.11 – 5.2.2.13).

5.2.2.16 Расположение стыковых сварных швов должно соответствовать требованиям 4.3 СН РК EN 1993-1-8 с учетом коррозии там, где она существенна:

— стыковой сварной шов следует считать как сварной шов с полным проваром, если по всей толщине соединения обеспечена глубина провара и сплавление металла шва и основного металла;

— к стыковому сварному шву с неполным проваром относится шов с глубиной провара меньше толщины основного металла;

— применение прерывистых стыковых сварных швов не допускается;

— при наличии эксцентриситета в односторонних стыковых сварных швах с неполным проваром.

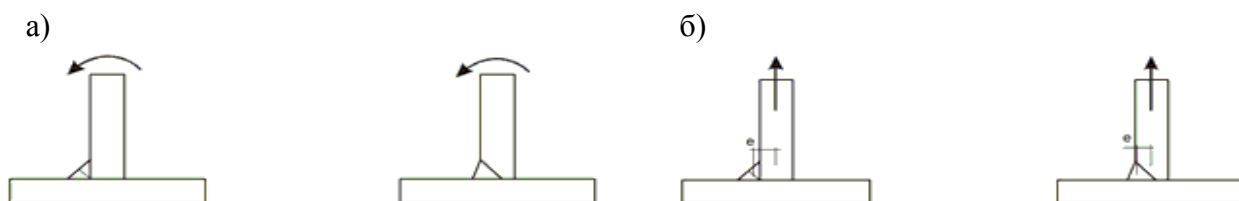
5.2.2.17 В угловых и односторонних стыковых сварных швах с неполным проваром, подверженных внецентренному нагружению, во всех случаях, где это возможно, следует избегать возникновения местного эксцентриситета приложения усилия.

5.2.2.18 Влияние местного эксцентриситета (относительно линии действия осевой силы) следует учитывать в следующих случаях:

— если изгибающий момент, приложенный относительно продольной оси сварного шва, вызывает растяжение в корне сварного шва, см. Рисунок 5.2 а);

— если растягивающее усилие, приложенное перпендикулярно продольной оси сварного шва, вызывает изгибающий момент, приводящий к возникновению растягивающего усилия в корне сварного шва, см. Рисунок 5.2 б).

5.2.2.19 Если сварной шов является частью сварных швов по периметру сечения замкнутого профиля, местный эксцентриситет учитывать не следует.



а — изгибающий момент вызывает растяжение в корне сварного шва;

б — растягивающее усилие вызывает растяжение в корне сварного шва.

Рисунок 5.2 — Одиночные угловые и односторонние стыковые сварные швы с неполным проваром при внецентренном нагружении:

5.2.2.20 В случае прерывистых стыковых сварных швов необходимо создавать непрерывную длину l на каждом конце сваи, чтобы избежать возможного

перенапряжения во время установки. За информацией о проектировании сварных швов следует обращаться к СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение l может быть указано в Национальном Приложении. Рекомендуется значение $l = 500$ мм.

5.2.2.21 Необходимо подтвердить, что точки обжатия замковых соединений были способны передавать создаваемые в результате сдвиговые усилия замкового соединения.

5.2.2.22 Если расстояние между единичными или двойными точками обжатия не превышает 0,7 м, а расстояние между тройными точками обжатия не превышает 1,0 м, можно допускать, что каждая точка обжатия передает одинаковое сдвиговое усилие $V_{Ed} \leq R_k / \gamma_{M0}$, где R_k — характеристическое сопротивление точки сжатия, определенное с помощью испытания, в соответствии с Разделом 2.6.

ПРИМЕЧАНИЕ Определение значения R_k с помощью испытания см. в EN 10248.

ПРИМЕР 1 Расчет крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкеровки

Схема конструкции крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкеровки приведена на Рисунке 1, а.

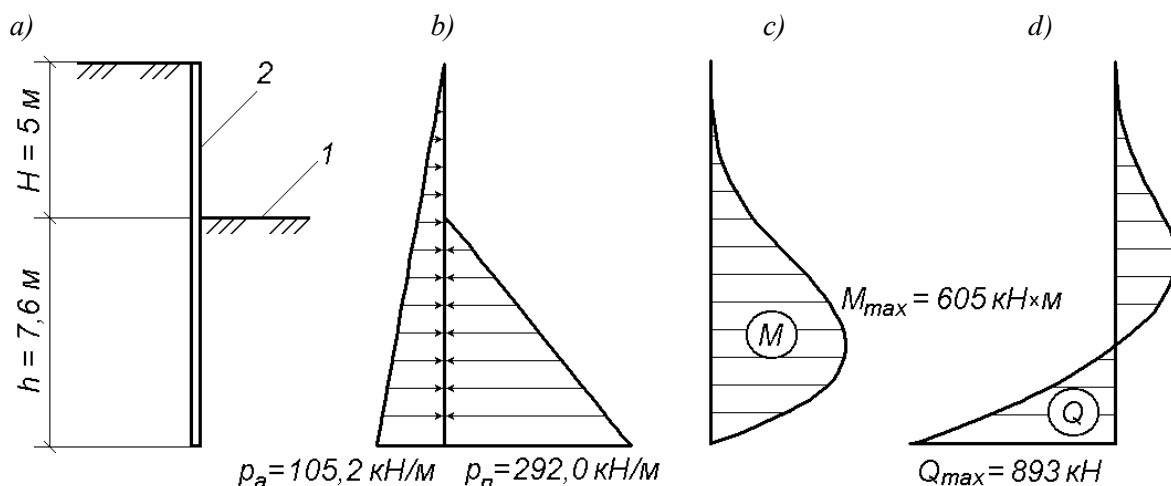


Рисунок 1. Крепление стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкеровки:

а – конструктивная схема, 1 – дно котлована; 2 – шпунтовый свайный ряд;

б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов; г – эпюра поперечных сил

1. Цель расчета

Назначить глубину забивки шпунта, выбрать тип шпунта и назначить размеры его поперечного сечения, выполнив расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

2. Исходные данные

Характеристики грунта:

- тип грунта – супесь;
- удельный вес γ – 18 кН/м³;

- угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$.

Глубина котлована $H = 5$ м.

3. Проектирование и расчет

Расчет проводим на 1 пог. м шпунтовой стенки.

Определяем минимальную глубину забивки шпунта h из условия, что опрокидывающий момент $M_{оп}$, создаваемый активным давлением грунта p_a , не превышает предельного момента $M_{пр}$, создаваемого пассивным давлением (отпором) грунта p_n (трением грунта о шпунт пренебрегаем):

$$M_{оп} \leq m M_{пр}$$

где m – коэффициент условий работы, определяемый национальными нормами, примем равным 1.

Активное и пассивное давление грунта принимаем такими, что передаются на шпунтовую стенку по треугольной эпюре (см. Рисунок 1, б) с максимальными расчетными значениями, равными, согласно (8.18) и (8.18') [1]:

$$p_a = \gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$p_n = \gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

где γ_{fm} – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый национальными нормами; для активного давления примем равным 1,1, для пассивного – 0,9.

Моменты $M_{оп}$ и $M_{пр}$ для треугольных эпюр согласно [2] с максимальными значениями p_a и p_n будут равны:

$$M_{оп} = \frac{1}{2} p_a (H + h) \times \frac{1}{3} (H + h) = \frac{1}{6} p_a (H + h)^2 = \frac{1}{6} \left[\gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \times (H + h)^2;$$

$$M_{пр} = \frac{1}{2} p_n h \times \frac{1}{3} h = \frac{1}{6} p_n h^2 = \frac{1}{6} \left[\gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \times h^2.$$

Подставив в эти формулы значения γ_{fm} , γ , и φ , получим:

$$M_{оп} = \frac{1}{6} \left[1,1 \times 18 \times (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) \right] \times (H + h)^2 = 1,392 \times (H + h)^3;$$

$$M_{пр} = \frac{1}{6} \left[0,9 \times 18 \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24^\circ}{2} \right) \right] \times h^2 = 6,402 h^3.$$

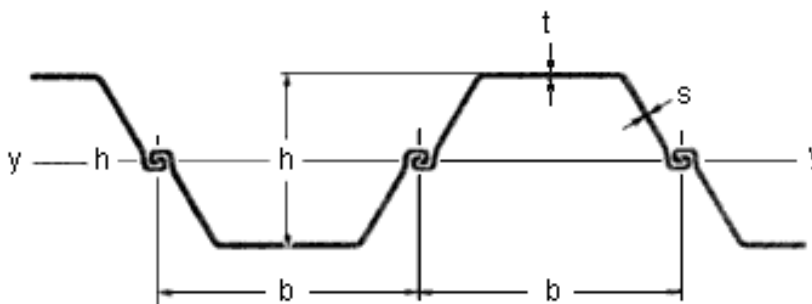
Подставив значение $H = 5$ м, методом подбора определили минимальную глубину забивки шпунта h , которая составила 7,6 м.

Проверяем, подставляя значения $H = 5$ м и $h = 7,6$ м:

$$M_{оп} = 1,392 \times (5 + 7,6)^3 = 2784,5 \text{ кН} \times \text{м} \leq M_{пр} = 6,402 \times 7,6^3 = 2810,3 \text{ кН} \times \text{м},$$

Т.е. условие $M_{оп} \leq m M_{пр}$ выполняется.

Выбираем тип шпунта – U-образный (шпунт Ларсена, шпунт корытный). Поперечное сечение шпунтового свайного ряда из U-образного шпунта приведено на Рисунке 2, некоторые из применяемых в странах СНГ и Европе типоразмеры U-образного шпунта – в Таблице 1 и Приложении Е.



Рисунке 2. Поперечное сечение U-образного шпунта: b—ширина профиля по центрам замков; h— высота сечения шпунтовой стенки; t; s— толщина стенки

Размеры поперечного сечения определяем расчетом шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкерки и собираем нагрузки (см. Рисунок 1, б), строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок 1, с) и поперечных сил (см. Рисунок 1, д).

Определяем величины расчетных нагрузок в треугольных эпюрах активного и пассивного давлений:

$$p_a = 1,1 \times 18 \times (5 + 7,6) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right) = 105,2 \text{ кН/м};$$

$$p_n = 0,9 \times 18 \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24}{2} \right) = 292,0 \text{ кН/м}.$$

При залегании по глубине шпунта различных слоев грунта величины расчетных нагрузок в треугольных эпюрах активного и пассивного давлений определяем по формулам:

$$p_a = \gamma_{fm} \sum_{i=1}^n \gamma_i x_i \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right);$$

$$p_n = \gamma_{fm} \sum_{i=1}^n \left[\gamma_i H_i \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_i}{2} \right) \right],$$

где γ_i — нормативный объемный вес грунтов соответствующих слоев напластований, кН/м³;

H_i — толщина слоев напластований, м;

n — число слоев напластований.

Таблица 1 – Типы и характеристики U-образных шпунтов

| Тип шпунта* | Размеры сечения, мм | | | | Масса, кг | | Момент сопротивления W , см^3 | | Момент инерции 1 м стенки I , см^4 |
|-------------------|---------------------|-----|------|------|-----------|------------------|--|-----------------|---|
| | b | h | t | s | 1 пог.м | 1 м ² | одиночной шпунтины | 1 пог.м. стенки | |
| IIIK-1 | 400 | 149 | 10 | 10 | 50 | 125 | 114 | 285 | 1830 |
| Л4 | 436 | 204 | 14,8 | 9,5 | 74 | 190 | 405 | 2200 | 37837 |
| Л5 | 466 | 196 | 21 | 11 | 100 | 238 | 461 | 2962 | 50943 |
| Л5-УМ | 549 | 239 | 23 | 12 | 114 | 228 | 524 | 3073 | 76430 |
| AU14 S240GP | 750 | 408 | 10 | 8,3 | 77,9 | 103,8 | 456 | 1410 | 28710 |
| AU18 S240GP | 750 | 441 | 10,5 | 9,1 | 88,5 | 118 | 554 | 1780 | 39300 |
| AU21 S240GP | 750 | 445 | 12,5 | 10,3 | 99,7 | 132,9 | 588 | 2075 | 46180 |
| Larssen 601 | 600 | 310 | 7,5 | 6,4 | 46,8 | 78 | 251 | 745 | 11520 |
| Larssen 603 | 600 | 310 | 9,7 | 8,2 | 64,8 | 108 | 330 | 1200 | 18600 |
| Larssen 604n | 600 | 380 | 10 | 9 | 77,08 | 123 | 415 | 1862 | 30400 |
| Larssen 605 | 600 | 420 | 12,5 | 9 | 83,5 | 139 | 520 | 2020 | 42370 |
| Larssen 606 | 600 | 435 | 15,6 | 9,2 | 94,4 | 157 | 600 | 2500 | 54375 |
| Larssen 607n | 600 | 452 | 19 | 10,6 | 114 | 190 | 635 | 3200 | 72320 |
| Larssen 703-10/10 | 700 | 400 | 10 | 10 | 78,4 | 112 | 460 | 1582 | 26800 |
| VL 601 | 600 | 310 | 7,5 | 6,4 | 46,3 | 77,2 | – | 742 | 11496 |
| VL 602 | 600 | 310 | 8,2 | 8 | 54,3 | 90,5 | – | 845 | 13075 |
| VL 603 | 600 | 310 | 9,7 | 8,4 | 64,8 | 108 | – | 1180 | 18251 |
| VL 604 | 600 | 310 | 10,5 | 9 | 74,1 | 123,5 | – | 1620 | 30726 |
| VL 605 | 600 | 410 | 12,8 | 9 | 82,4 | 137,3 | – | 2006 | 41127 |
| VL 606A | 600 | 420 | 14 | 9 | 86,2 | 143,7 | – | 2200 | 46217 |
| GU7-600 | 600 | 309 | 7,5 | 6,4 | 47 | 78,3 | – | 735 | 11350 |
| GU9-600 | 600 | 309 | 9,5 | 7,9 | 57 | 95 | – | 910 | 14060 |
| GU12-500 | 500 | 340 | 9 | 8,5 | 56,6 | 113,2 | – | 1155 | 19640 |
| GU13-500 | 500 | 340 | 10 | 9 | 60,8 | 121,7 | – | 1260 | 21390 |
| GU15-500 | 500 | 340 | 12 | 10 | 69,3 | 138,6 | – | 1460 | 24810 |
| GU16-400 | 400 | 290 | 12,7 | 9,4 | 62 | 154,9 | – | 1560 | 22580 |
| GU18-400 | 400 | 292 | 15 | 9,7 | 69,3 | 173,3 | – | 1785 | 26090 |

* Производители проката: Л4, Л5 – Украина; Л5-УМ – Россия; AU – «Arcelor», Люксембург; Larssen – «Thyssen Krupp», Германия; VL – «Evraz Vitkovice Steel», Чехия; GU – «Arcelor», Польша

Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет 605 кН×м, поперечной силы – 893 кН.

Расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{\text{c,Rd}}$ поперечного сечения класса 2 (Таблица 5.1) определяется по Формуле (5.2), в которой:

β_b – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай,

в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.1) и (5.2), получили:

$$M_{Ed} = 605 \leq M_{c,Rd} = 1 \times W_{pl} \times 240 \times 10^3 / 1 = 240 \times 10^3 \times W_{pl}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{pl} = 605 / 240 \times 10^3 = 2,52 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 2520 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивает шпунт Л-5 ($W = 2962 \text{ см}^3$, Таблица 1). Проверим на сдвиг шпунт Л-5.

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу $V_{pl,Rd}$ определяем по Формуле (5.5), в которой:

A_v – площадь сдвига (см. Рисунок 5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 11 \times (196 - 21) = 1925 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 196 мм;

t_f – толщина полки, 21 мм;

t_w – толщина переборки, 11 мм.

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{Ed} = 893 \text{ кН} > V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{1925 \times 240}{\sqrt{3} \times 1} = 266728,2 \text{ Н} = 266,7 \text{ кН},$$

т.е. условие (5.4) не соблюдается.

Принимаем тип шпунта Larssen 607п ($W = 1582 \text{ см}^3$; $h = 452 \text{ мм}$; $t_f = 19 \text{ мм}$; $t_w = 10,6 \text{ мм}$; Таблица 1) из стали S355GP и проверяем его на сдвиг:

$$A_v = 10,6 \times (452 - 19) = 4589,8 \text{ мм}^2;$$

$$V_{Ed} = 893 \text{ кН} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{4589,8 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} = 940695,8 \text{ Н} = 940,7 \text{ кН},$$

т.е. условие (5.4) соблюдается.

Таким образом, для заданных условий следует принять глубину забивки шпунта не менее 7,6 м, а тип шпунта – Larssen 607п из стали S355GP.

ПРИМЕР 2 Расчет крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкерровкой

Схема конструкции крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкерровкой приведена на Рисунке 1, а .

1. Цель расчета

Выбрать тип шпунта и назначить размеры его поперечного сечения, выполнив расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

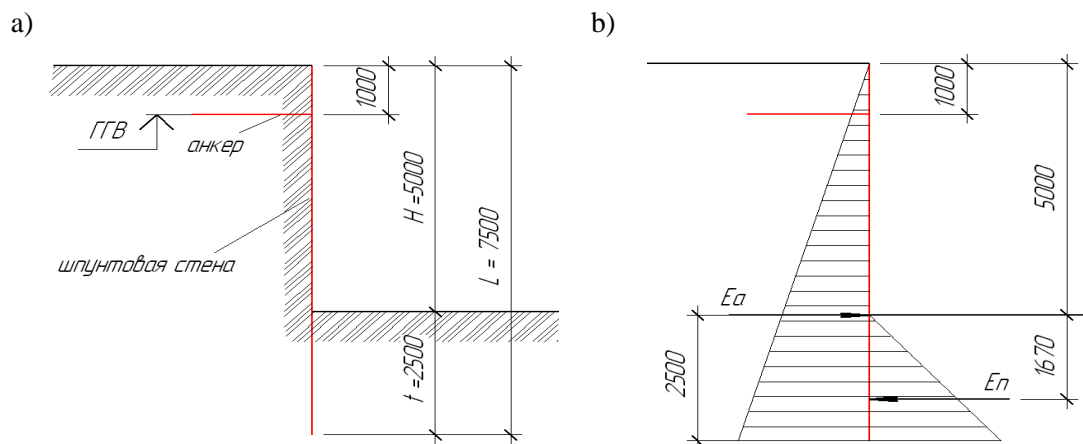


Рисунок 1. Крепление стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкерровкой:
а – конструктивная схема, б – загрузки

2. Исходные данные

Характеристики грунта:

- тип грунта – песок пылеватый;
- коэффициент пористости $e = 0,65$;
- удельный вес частиц грунта $\gamma = 25,5 \text{ кН/м}^3$;
- угол внутреннего трения – 30° .

Уровень грунтовых вод – 1,000 м.

Отметка дна котлована – 5,000 м.

Глубина забивки шпунта (определена отдельным расчетом) – 2,5 м.

3. Проектирование и расчет

Выбран тип шпунта U-образный (см. Рисунок 2 Примера 1, Таблицы 1 в Примере 1)

Размеры поперечного сечения определяем расчетом шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкерровки (см. Рисунок 2, а), собираем нагрузки (см. Рисунок 1, б), строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок 2, б) и поперечных сил (см. Рисунок 1, с).

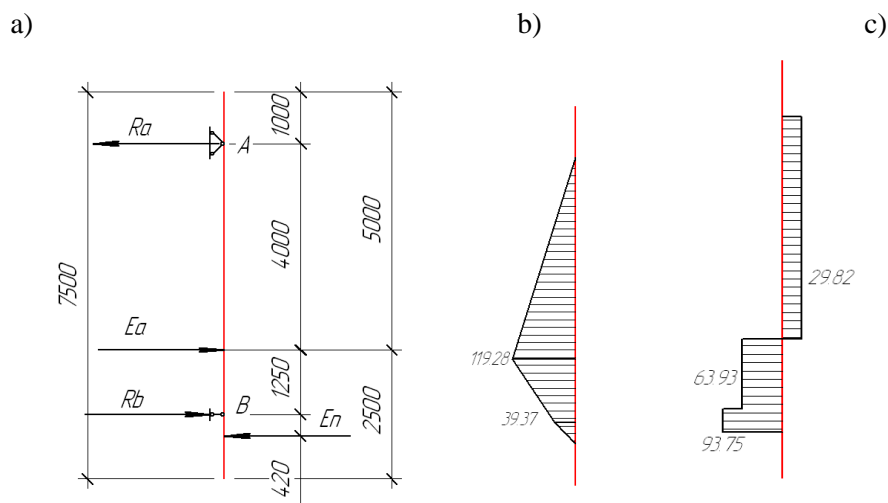


Рисунок 2. Расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг:
а – расчетная схема, б – эпюра изгибающих моментов; с – эпюра поперечных сил

Для расчета шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям приняли расчетную схему в виде шарнирной балки, в которой верхняя неподвижная опора соответствует анкеру, а нижняя подвижная – половине высоты заделки шпунта в грунт (см. Рисунок 2, а).

Нормативный объемный вес взвешенного в воде грунта определили по Формуле (1.10) [1]:

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{\gamma - \gamma_{\text{в}}}{1 + e},$$

где γ – удельный вес частиц грунта, кН/м³;

$\gamma_{\text{в}}$ – объемный вес воды, 10 кН/м³;

e – коэффициент пористости грунта.

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,65} = 10 \text{ кН/м}^3.$$

Активное и пассивное давление грунта привели к сосредоточенным нагрузкам E_a и E_n , соответственно (см. Рисунок 2, б Примера 1 и см. Рисунок 2, а).

Равнодействующие активного и пассивного давления грунта на 1 пог. м шпунтовой стенки определили по (8.18) и (8.18') [1] следующим образом:

$$E_a = \frac{\gamma_{\text{взв}} \cdot L^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$E_n = \frac{\gamma_{\text{взв}} \cdot t^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$E_a = \frac{10 \cdot 7,5^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 93,75 \text{ кН}$$

$$E_n = \frac{10 \cdot 2,5^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 93,75 \text{ кН}$$

Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет 119,3 кН×м, поперечной сдвигающей силы $V_{\text{ed}} - 93,8 \text{ кН}$

Расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{\text{c,Rd}}$ поперечного сечения класса 2 определяется по Формуле (5.2), в которой

β_v – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм², или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения, получили:

$$M_{\text{Ed}} = 119,3 \leq M_{\text{c,Rd}} = 1 \times W_{\text{pl}} \times 240 \times 10^3 / 1 = 240 \times 10^3 \times W_{\text{pl}}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{\text{pl}} = 119,3 / 240 \times 10^3 = 0,5 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 500 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивает шпунт Larssen 601 (745 см³, Таблица 1 в Примере 1).

Проверим на сдвиг шпунт Larssen 601.

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу $V_{\text{pl,Rd}}$ определяем по Формуле (5.5), в которой A_v – площадь сдвига (см. Рисунок.5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 6,4 \times (400 - 7,5) = 2512 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 400 мм;

t_f – толщина полки, 7,5 мм;

t_w – толщина переборки, 6,4 мм.

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай,

в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{m0} — частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{Ed} = 93,8 \text{ кН} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{2512 \times 240}{\sqrt{3} \times 1} = 348083 \text{ Н} = 348,1 \text{ кН}.$$

Т.е. условие (5.4) соблюдается и шпунт Larssen 601 обеспечивает прочность шпунтового свайного ряда на сдвиг.

5.2.3 Шпунтовой свайный ряд с изгибающими, сдвиговыми и осевыми усилиями

5.2.3.1 Для комбинированного изгиба и сжатия потерю устойчивости не требуется учитывать, если:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04 \quad (5.11)$$

где N_{Ed} — расчетное значение сжимающего усилия;

N_{cr} — упругая критическая нагрузка шпунтовой сваи, рассчитываемая с использованием соответствующей модели грунта, учитывающая только сжимающие усилия в шпунтовой свае.

5.2.3.2 В качестве альтернативного варианта N_{cr} можно рассчитывать следующим образом:

$$N_{cr} = \frac{E I_D \pi^2}{l^2}, \quad (5.12)$$

где l — длина потери устойчивости, определяемая согласно Рисунку 5.2 для незакрепленного или частично закрепленного опорного крепления в грунте или согласно Рисунку 5.3 для фиксированного опорного крепления в грунте;

β_D — коэффициент уменьшения, см. 6.4.

5.2.3.3 Если отсутствует соответствие критериям Пункта 1, следует проверить сопротивление потере устойчивости.

ПРИМЕЧАНИЕ Проверку можно выполнять с помощью процедуры, описанной в 5.2.3.4 – 5.2.3.7.

5.2.3.4 Если граничные условия выполняются элементами (анкер, опорное крепление в грунте, обвязочная балка и т. д.), которые обеспечивают ограничение положения, соответствующее режиму потери устойчивости без бокового перемещения, можно использовать следующую упрощенную проверку потери устойчивости:

— для сечений классов 1, 2 и 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1, \quad (5.13)$$

где $N_{pl,Rd}$ — пластическое расчетное сопротивление поперечного сечения ($A f_y / \gamma_{m0}$);

$M_{c,Rd}$ — расчетное сопротивление момента поперечного сечения, см. 5.2.2.2;

γ_{m1} — частный коэффициент согласно 5.1.1.4;

γ_{m0} — частный коэффициент согласно 5.1.1.4;

χ — коэффициент потери устойчивости из 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1, с использованием безразмерной податливости кривой d и a , данной на основании:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}},$$

где N_{cr} — упругая критическая нагрузка, которую можно определить на основе (5.12);

A — площадь поперечного сечения: для сечений класса 4 — см. Приложение А.

ПРИМЕЧАНИЕ Кривая потери устойчивости d включает в себя деформации погружения до 0,5% значения l , считающиеся приемлемыми.

5.2.3.5 Для упрощенного способа длину потери устойчивости l можно определять следующим образом, допуская режим потери устойчивости без бокового перемещения, согласно п. 5.2.3.7:

— для незакрепленного опорного крепления в грунте, если существует достаточное ограничение, согласно 5.2.3.6, длина l может рассматриваться как расстояние между передним нижним ребром и горизонтальным опорным креплением (схватка, анкер), см. Рисунок 5.3;

— для фиксированного опорного крепления в грунте длина l может рассматриваться как 70 % от расстояния между передним нижним ребром и горизонтальным опорным креплением (схватка, анкер), см. Рисунок 5.4.

5.2.3.6 Можно допустить, что незакрепленное опорное крепление в грунте обеспечивает достаточное ограничение для упрощенного способа, если переднее нижнее ребро стенки из шпунтовых свай закреплено в коренной породе, или если переднее нижнее ребро стенки из шпунтовых свай способно противостоять дополнительному горизонтальному усилию $F_{Q,Ed}$ с помощью пассивного давления грунта или с помощью трения, в соответствии с Рисунком 5.5. Значение $F_{Q,Ed}$ определяется с помощью Формулы:

$$F_{Q,Ed} = N_{Ed} \left(\frac{d}{l} + \alpha \right), \quad (5.14)$$

где d — максимальный относительный прогиб стенки из шпунтовых свай, возникающий между опорными креплениями согласно анализу первого порядка. Усилию $F_{Q,Ed}$ можно противостоять с помощью обеспечения дополнительной длины свай h согласно Рисунку 5.5, если сопротивление грунта полностью задействовано при отсутствии трения.

5.2.3.7 Если добавочное смещение горизонтального опорного крепления (анкер, схватка) в результате нагрузки опорного крепления $N_{Ed}/100$ меньше, чем $l/500$, можно предположить, что опорное крепление обеспечивает достаточное ограничение для допущения режима потери устойчивости без бокового перемещения.

5.2.3.8 Если система не обеспечивает достаточное ограничение, необходимо выполнить подробное исследование потери устойчивости на основе методов, указанных в СН РК EN 1993-1-1.

5.2.3.9 Для элементов, подвергающихся осевому усилию, расчетное значение осевого усилия N_{Ed} в каждом поперечном сечении должно соответствовать следующему условию:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}, \quad (5.15)$$

где $N_{pl,Rd}$ — пластическое расчетное сопротивление поперечного сечения со следующим определением:

$$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M0}. \quad (5.16)$$

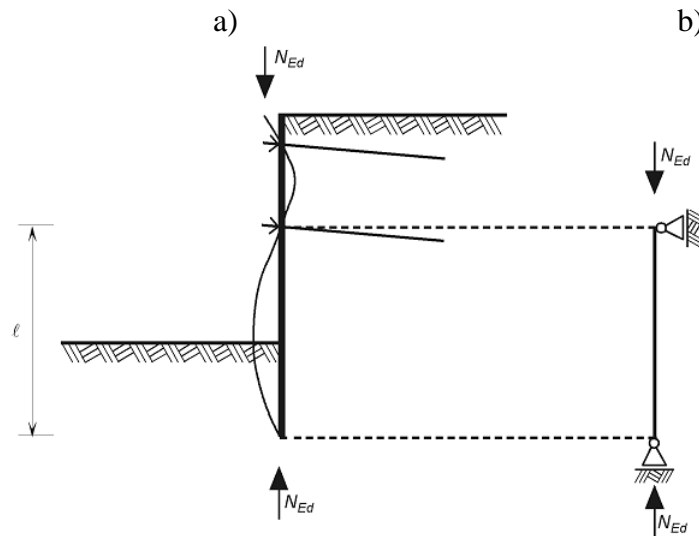


Рисунок 5.3 — Возможное определение длины потери устойчивости l , незакрепленное опорное крепление в грунте:
a — геометрия прогиба в результате потери устойчивости;
b — упрощенная система

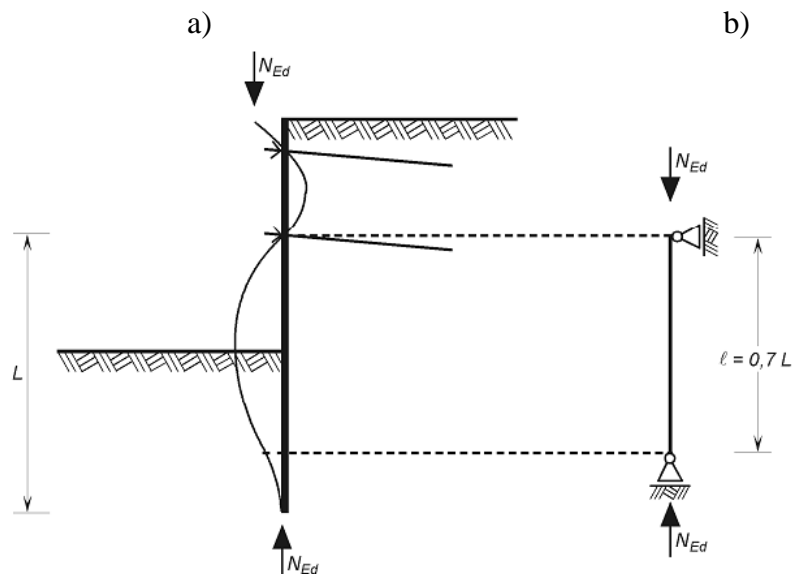
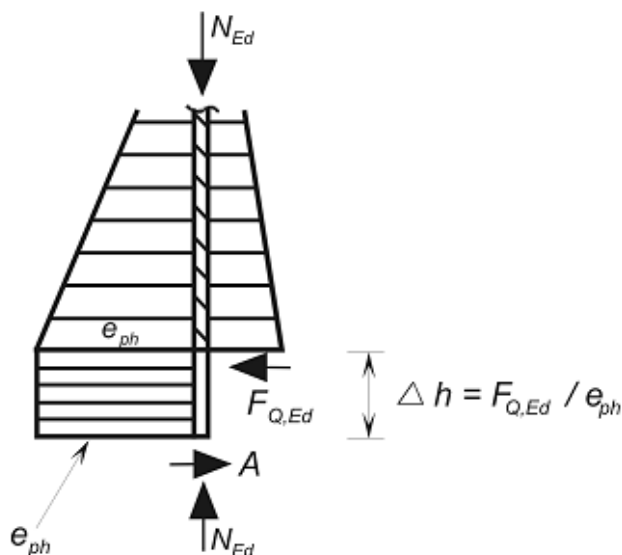


Рисунок 5.4 — Возможное определение длины потери устойчивости l , зафиксированное опорное крепление в грунте:
a — геометрия прогиба в результате потери устойчивости;
b — упрощенная система



e_{ph} — горизонтальное, пассивное давление грунта;

A — усилие трения

Рисунок 5.5 — Определение добавочного горизонтального усилия $F_{Q,Ed}$

5.2.3.10 Воздействия осевого усилия на пластичное сопротивление момента шпунтовых свай поперечного сечения класса 1, 2 и 3 можно не учитывать, если:

— для Z-образных профилей класса 1 и 2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{d,Rd}} \leq 0,1; \quad (5.17)$$

— для U-образных профилей класса 1 и 2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{d,Rd}} \leq 0,25; \quad (5.18)$$

— для профилей класса 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{d,Rd}} \leq 0,1. \quad (5.19)$$

11. Если осевое усилие превышает ограничивающие значения, указанные в 5.2.3.10, необходимо выполнить следующие критерии при отсутствии сдвигового усилия:

— поперечные сечения класса 1 и 2:

— для Z-образных профилей:

$$M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd}; \quad (5.20)$$

— для U-образных профилей:

$$M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd}; \quad (5.21)$$

— поперечные сечения класса 3:

$$M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd}; \quad (5.22)$$

где $M_{N,Rd}$ — уменьшенное расчетное сопротивление момента с учетом осевого усилия;

— поперечные сечения класса 4 — см. Приложение А

5.2.3.12 Если осевое усилие превышает ограничивающее значение, указанное в п. 5.2.3.10, следует принять в расчет суммарное действие изгибающего, осевого и сдвигающего усилия следующим образом:

1. если расчетное значение сдвигающего усилия V_{Ed} не превышает 50 % расчетного пластического сопротивления сдвигу $V_{pl,Rd}$, не требуется выполнять понижения в совокупности усилия момента и осевого усилия, которые соответствуют критериям 5.2.3.11;

2. если V_{Ed} превышает 50 % $V_{pl,Rd}$, расчетное сопротивление поперечного сечения для совокупности моментов и осевых усилий следует рассчитывать с использованием уменьшенного предела текучести $f_{y,red} = (1 - \rho) f_y$ — для площади сдвига, где $\rho = V_{Ed} / V_{pl,Rd}$.

ПРИМЕР 3 Расчет крепления откоса шпунтовым свайным рядом без анкеровки

Схема конструкции крепления откоса шпунтовым свайным рядом без анкеровки с обвязочной конструкцией поверху приведена на Рисунке 1, а. Через обвязочную конструкцию на шпунтовый свайный ряд (шпунтовую стенку) передается временная нагрузка. Расчетная нагрузка от веса обвязочной конструкции и временной нагрузки составляет 72,2 кН на 1 пог. м шпунтовой стенки. Особенности обвязочной конструкции исключают ее работу как анкера.

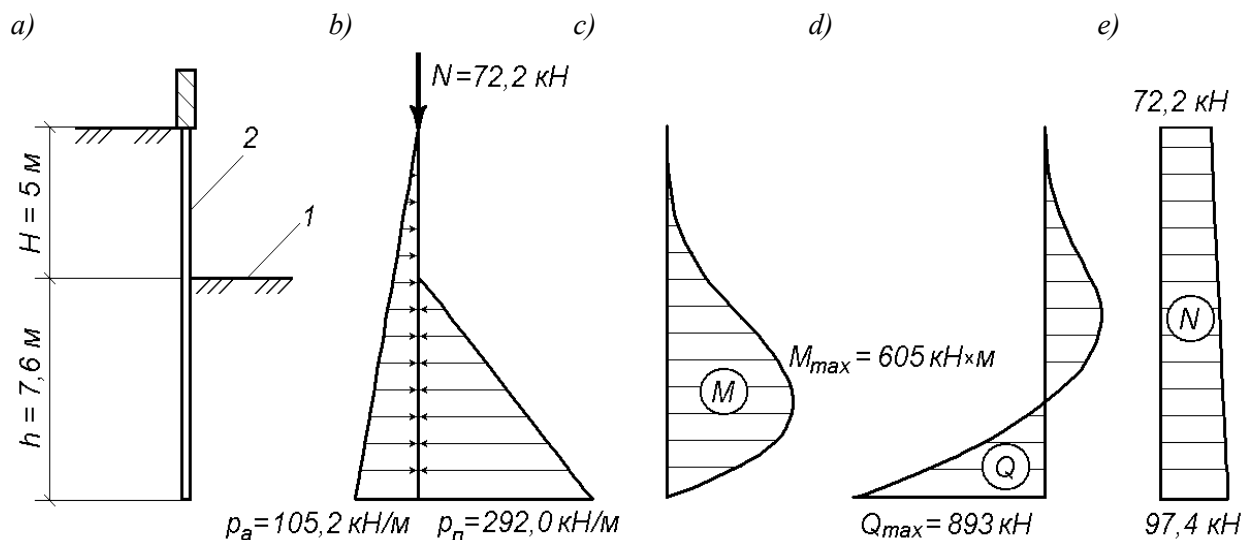


Рисунок 1. Крепление стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкеровки:

а – конструктивная схема, 1 – дно котлована; 2 – шпунтовый свайный ряд; б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов; г – эпюра поперечных сил; д – эпюра продольных сил

1. Цель расчета

Назначить глубину забивки шпунта и выбрать тип шпунта, выполнив расчет шпунтового свайного ряда на изгиб, сдвиг и осевое усилие по предельным состояниям.

2. Исходные данные

Характеристики грунта:

- тип грунта – супесь;
- удельный вес γ – 18 кН/м³;
- угол внутреннего трения φ – 24°.

Глубина котлована Н – 5 м.

3. Проектирование и расчет

Расчет проводим на 1 пог. м шпунтовой стенки.

Определяем минимальную глубину забивки шпунта h из условия, что опрокидывающий момент $M_{оп}$, создаваемый активным давлением грунта p_a , не превышает предельного момента $M_{пр}$, создаваемого пассивным давлением (отпором) грунта p_n (трением грунта о шпунт пренебрегаем):

$$M_{оп} \leq m M_{пр}$$

где m – коэффициент условий работы, определяемый национальными нормами, примем равным 1.

Активное и пассивное давление грунта принимаем такими, что передаются на шпунтовую стенку по треугольной эпюре (см. Рисунок 1, б) с максимальными расчетными значениями, равными, согласно (8.18) и (8.18') [1]:

$$p_a = \gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$p_n = \gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

где γ_{fm} – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый национальными нормами; для активного давления примем равным 1,1, для пассивного – 0,9.

Моменты $M_{оп}$ и $M_{пр}$ для треугольных эпюр с максимальными значениями p_a и p_n согласно [2] будут равны:

$$M_{оп} = \frac{1}{2} p_a (H + h) \times \frac{1}{3} (H + h) = \frac{1}{6} p_a (H + h)^2 = \frac{1}{6} \left[\gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \times (H + h)^2;$$

$$M_{пр} = \frac{1}{2} p_n h \times \frac{1}{3} h = \frac{1}{6} p_n h^2 = \frac{1}{6} \left[\gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \times h^2.$$

Подставив значения γ_{fm} , γ , и φ , получим:

$$M_{оп} = \frac{1}{6} \left[1,1 \times 18 \times (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) \right] \times (H + h)^2 = 1,392 \times (H + h)^3;$$

$$M_{пр} = \frac{1}{6} \left[0,9 \times 18 \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24^\circ}{2} \right) \right] \times h^2 = 6,402 h^3.$$

Подставив значение Н = 5 м, методом подбора определили минимальную глубину забивки шпунта h, которая составила 7,6 м.

Проверяем, подставляя в формулы значения Н = 5 м и h = 7,6 м:

$$M_{оп} = 1,392 \times (5 + 7,6)^3 = 2784,5 \text{ кН} \times \text{м} \leq M_{пр} = 6,402 \times 7,6^3 = 2810,3 \text{ кН} \times \text{м},$$

Т.е. условие $M_{оп} \leq m M_{пр}$ выполняется.

Выбираем тип шпунта – U-образный. Поперечное сечение шпунтового свайного ряда из U-образного шпунта приведено на Рисунке 2 Примера 1, некоторые из применяемых в странах СНГ и Европе типоразмеры U-образного шпунта – в Таблица 1 Примера 1 и Приложении Е.

Размеры поперечного сечения определяем расчетом шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкерки и собираем нагрузки (см. Рисунок 1, б), строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок с), поперечных сил (см. Рисунок d) и продольных сил (см. Рисунок 1, е).

Определяем величины расчетных нагрузок в треугольных эпюрах активного и пассивного давлений:

$$p_a = 1,1 \times 18 \times (5 + 7,6) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 105,2 \text{ кН/м};$$

$$p_n = 0,9 \times 18 \times \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{24}{2}\right) = 2920, \text{ кН/м.}$$

Эпюра продольных сил включает собственный вес шпунта 190 кг/м^2 . Это соответствует расчетной нагрузке на 1 пог. м стены с коэффициентом надежности по нагрузке $1,05 - 1,9 \times 1,05 = 2 \text{ кН/м}$.

Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет $605 \text{ кН}\cdot\text{м}$, поперечной силы – 893 кН .

Расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{c,Rd}$ поперечного сечения класса 2 (Таблица 5.1) определяется по Формуле (5.2), в которой:

β_w – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.1) и (5.2), получили:

$$M_{Ed} = 605 \leq M_{c,Rd} = 1 \times W_{pl} \times 240 \times 10^3 / 1 = 240 \times 10^3 \times W_{pl}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{pl} = 605 / 240 \times 10^3 = 2,52 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 2520 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивает шпунт Л-5 ($W = 2962 \text{ см}^3$, Таблица 1 Примера 1). Проверим на сдвиг шпунт Л-5.

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу $V_{pl,Rd}$ определяем по Формуле (5.5), в которой:

A_v – площадь сдвига (см. Рисунок 5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 11 \times (196 - 21) = 1925 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 196 мм ;

t_f – толщина полки, 21 мм ;

t_w – толщина переборки, 11 мм .

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{Ed} = 893 \text{ кН} > V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{1925 \times 240}{\sqrt{3} \times 1} = 266728,2 \text{ Н} = 266,7 \text{ кН}$$

т.е. условие (5.4) не соблюдается.

Принимаем тип шпунта Larssen 607п ($W = 1582 \text{ см}^3$; $I = 72320 \text{ см}^4$; $h = 452 \text{ мм}$; $t_f = 19 \text{ мм}$; $t_w = 10,6 \text{ мм}$; Таблица 1 Примера 1) из стали S355 и проверяем его на сдвиг:

$$A_v = 10,6 \times (452 - 19) = 4589,8 \text{ мм}^2;$$

$$V_{Ed} = 893 \text{ кН} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{4589,8 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} = 940695,8 \text{ Н} = 940,7 \text{ кН}$$

т.е. условие (5.4) соблюдается.

Проверяем необходимость проверки устойчивости шпунтовой стенки по (5.11).

Расчетное значение сжимающего усилия в соответствии с эпюрой продольных сил составляет $N_{Ed} = 97,4 \text{ кН}$.

Упругую критическую нагрузку N_{cr} определяем по (5.12), приняв следующие значения:

- E – модуль упругости, $210000 \text{ Н/мм}^2 = 21000 \text{ кН/см}^2$;

- I – момент инерции 1 пог. м шпунтовой стенки, 72320 см^4 ;
- β_D – коэффициент уменьшения, принимаем равным 1;
- l – длина потери устойчивости, определяемая согласно Рисунку 5.2 для незакрепленного опорного крепления в грунте, $12,6 \text{ м} = 12600 \text{ см}$;

$$N_{Cr} = 21000 \times 72320 \times 1 \times \pi^2 / 1260^2 = 9432 \text{ кН}.$$

Подставляем значения $N_{Ed} = 97,4 \text{ кН}$ и $N_{Cr} = 9432 \text{ кН}$ в (5.11):

$$\frac{97,4}{9432} = 0,01 < 0,04$$

т.е. условие (5.11) выполняется и конструкция не нуждается в дополнительной проверке сопротивления потере устойчивости.

Таким образом, для заданных условий следует принять глубину забивки шпунта не менее 7,6 м, а тип шпунта – Larssen 607п из стали S355.

ПРИМЕР 4 Расчет крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкерровкой

Схема конструкции крепления откоса шпунтовым свайным рядом с анкерровкой и обвязочной конструкцией поверху приведена на Рисунке 1, а. Через обвязочную конструкцию на шпунтовый свайный ряд (шпунтовую стенку) передается вертикальная нагрузка. Расчетная нагрузка от веса обвязочной конструкции и временной нагрузки составляет 72,2 кН на 1 пог. м шпунтовой стенки. Особенности обвязочной конструкции исключают ее работу как анкера.

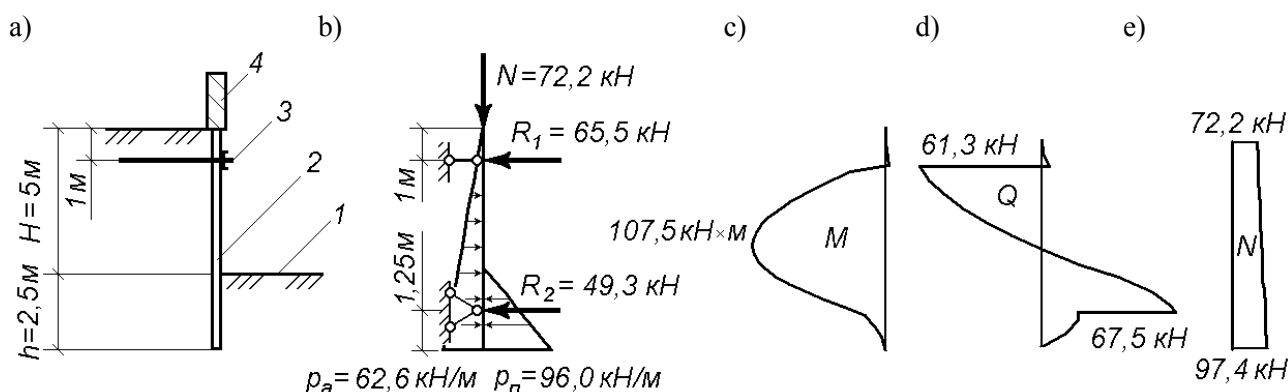


Рисунок 1. Крепление стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкерровки:

а – конструктивная схема, 1 – дно котлована, 2 – шпунтовый свайный ряд, 3 – анкерное крепление;

4 – обвязочная конструкция; б – расчетная схема; с – эпюра изгибающих моментов; д – эпюра поперечных сил; е – эпюра продольных сил

1. Цель расчета: выбрать тип шпунта, выполнив расчет шпунтового свайного ряда на изгиб, сдвиг и осевое усилие по предельным состояниям.

2. Исходные данные:

Характеристики грунта:

- тип грунта – супесь;
- удельный вес γ – 18 кН/м^3 ;
- угол внутреннего трения ϕ – 24° .

Глубина котлована H – 5 м.

Глубина забивки шпунта от дна котлована – 2,5 м.

Глубина заложения анкерного крепления – 1 м.

3. Проектирование и расчет

Расчет проводим на 1 пог. м шпунтовой стенки.

Активное и пассивное давление грунта принимаем такими, что передаются на шпунтовую стенку по треугольной эпюре (см. Рисунок 1, б) с максимальными расчетными значениями, равными согласно (8.18) и (8.18') [1]:

$$p_a = \gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$p_n = \gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

где γ_{fm} – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый национальными нормами; для активного давления примем равным 1,1, для пассивного – 0,9.

Максимальные значения активного и пассивного давления грунта составят:

$$p_a = 1,1 \times 18 \times (5 + 2,5) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right) = 62,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_n = 0,9 \times 18 \times 2,5 \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24}{2} \right) = 96,0 \text{ кН/м}^2.$$

Выбираем тип шпунта – U-образный. Поперечное сечение шпунтового свайного ряда из U-образного шпунта приведено на Рисунке 2 Примера 1, некоторые из применяемых в странах СНГ и Европе типоразмеры U-образного шпунта – в Таблица 1 Примера 1 и Приложении Е.

Размеры поперечного сечения определяем расчетом шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкером. В расчетной схеме анкер представлен в виде шарнирной опоры, а сопротивление грунта в дополнение к пассивному давлению – в виде второй шарнирной опоры (см. Рисунок 1, б).

Собираем нагрузки и определяем реакции опор (см. Рисунок 1, б). Реакция верхней опоры соответствует растягивающему усилию в анкерах, приходящемуся на 1 пог.м шпунтовой стенки.

Строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок 1, с), поперечных сил (см. Рисунок 1, d) и продольных сил (см. Рисунок 1, e).

Эпюра продольных сил включает собственный вес шпунта 190 кг/м^2 . Это соответствует расчетной нагрузке на 1 пог. м стены с коэффициентом надежности по нагрузке $1,05$ – $1,9 \times 1,05 = 2 \text{ кН/м}$.

Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет $107,5 \text{ кН} \times \text{м}$, поперечной силы – $67,5 \text{ кН}$.

Расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{c,Rd}$ поперечного сечения класса 2 (Таблица 5.1) определяется по Формуле (5.2), в которой:

β_w – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.1) и (5.2), получили:

$$M_{Ed} = 107,5 \leq M_{c,Rd} = 1 \times W_{pl} \times 240 \times 10^3 / 1 = 240 \times 10^3 \times W_{pl}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{pl} = 107,5 / 240 \times 10^3 = 0,45 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 450 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления обеспечивает шпунт Л-5 ($W = 2962 \text{ см}^3$, Таблице 1 Примера 1). Проверим на сдвиг шпунт Л-5.

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу $V_{pl,Rd}$ определяем по Формуле (5.5), в которой:

A_v – площадь сдвига (см. Рисунок 5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 11 \times (196 - 21) = 1925 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 196 мм;

t_f – толщина полки, 21 мм;

t_w – толщина переборки, 11 мм.

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240) составляет 240 Н/мм², или 240×10^3 кН/м²;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{Ed} = 67,5 \text{ кН} < V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{1925 \times 240}{\sqrt{3} \times 1} = 266728,2 \text{ Н} = 266,7 \text{ кН},$$

т.е. условие (5.4) соблюдается.

Проверяем необходимость проверки устойчивости шпунтовой стенки по (5.11).

Расчетное значение сжимающего усилия в соответствии с эпюрой продольных сил составляет $N_{Ed} = 97,4$ кН.

Упругую критическую нагрузку N_{Cr} определяем по (5.12), приняв следующие значения:

- E – модуль упругости, $210000 \text{ Н/мм}^2 = 21000 \text{ кН/см}^2$;
- I – момент инерции 1 пог. м шпунтовой стенки, 50943 см^4 ;
- β_D – коэффициент уменьшения, принимаем равным 1;
- l – длина потери устойчивости, определяемая согласно Рисунку 5.2 для незакрепленного опорного крепления в грунте, $6,5 \text{ м} = 650 \text{ см}$;

$$N_{Cr} = 21000 \times 50943 \times 1 \times \pi^2 / 650^2 = 24965 \text{ кН}.$$

Подставляем значения $N_{Ed} = 97,4$ кН и $N_{Cr} = 24965$ кН в (5.11):

$$\frac{97,4}{24965} = 0,004 < 0,04,$$

т.е. условие (5.11) выполняется и конструкция не нуждается в дополнительной проверке сопротивления потере устойчивости.

Таким образом, для заданных условий следует принять глубину забивки шпунта 2,5 м, тип шпунта – Л5 из стали S355, а анкерное крепление рассчитывать на растягивающее усилие в анкерах, приходящееся на 1 пог. м шпунтовой стенки, 65,5 кН.

5.2.4 Локальные воздействия давления воды

5.2.4.1 В случае, если дифференциальное давление воды превышает 5 м высоты напора для Z-образных свай и 20 м для U-образных свай, для определения общего сопротивления изгибу следует принимать в расчет воздействия давления воды на локальное поперечное изгибание плиты.

5.2.4.2 В качестве упрощения такую проверку можно выполнять для Z-образных свай с помощью следующей процедуры:

— если дифференциальное давление воды составляет более 5 м высоты напора, проверка поперечного сечения должна выполняться в зонах максимальных общих моментов изгиба;

— воздействие дифференциального давления воды следует учитывать с помощью уменьшенного предела текучести

$$f_{y,red} = \rho_P f_y,$$

где ρ_P выбрано из Таблицы 5.3 для определения сопротивления поперечного сечения;

— для определения ρ_P из Таблицы 5.3 необходимо учитывать дифференциальное давление воды, действующее в соответствующих зонах максимального момента.

Таблица 5.3 — Коэффициенты уменьшения ρ_P для Z-образных свай в результате воздействия дифференциального давления воды

| w | $(bt_{min}) \cdot \varepsilon = 200$ | $(bt_{min}) \cdot \varepsilon = 300$ | $(bt_{min}) \cdot \varepsilon = 400$ | $(bt_{min}) \cdot \varepsilon = 500$ |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 5,0 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 10,0 | 0,99 | 0,97 | 0,95 | 0,87 |
| 15,0 | 0,98 | 0,96 | 0,92 | 0,76 |
| 20,0 | 0,98 | 0,94 | 0,88 | 0,60 |
| <p>b — ширина полки, но b нельзя рассматривать менее чем $c\sqrt{2}$, где c — апофема переборки; t_{min} — составляет менее чем t_f или t_w; t_f — толщина полки; t_w — толщина переборки; w — дифференциальный напор, м; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, где f_y — предел текучести, Н/мм².</p> | | | | |
| <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 $\rho_P = 1,0$ можно использовать, если замковые соединения Z-образных свай свариваются.</p> | | | | |
| <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Промежуточные значения можно интерполировать линейно.</p> | | | | |

5.2.5 Прямые стальные шпунтовые сваи в переборке

5.2.5.1.Р Результаты воздействий для проверки прочности прямых стальных шпунтовых свай в переборке, используемых в ячеистых конструкциях, следует определять на основе модели, которая отображает поведение свайного ряда в предельно граничных состояниях.

5.2.5.2 За информацией о частных коэффициентах, применяемых для наполнения, и о воздействиях следует обращаться к EN 1997-1 и EN 1990.

5.2.5.3 Модель наполнения должна соответствовать требованиям EN 1997-1.

5.2.5.4 Модель свайного ряда должна соответствовать требованиям СН РК EN 1993-1-1.

ПРИМЕЧАНИЕ Полезным может стать применение моделей, учитывающих большие смещения для свайного ряда.

5.2.5.5 Можно использовать двухмерный анализ на основной горизонтальной плоскости.

5.2.5.6 Внутреннее давление, возникающее от наполнения или передающееся через наполнение, должно определяться с использованием значения не меньшего, чем остаточное значение давления грунта, см. EN 1997-1.

5.2.5.7 Сопротивление растяжению $F_{ts,Rd}$ стальных шпунтовых свай в простой ровной переборке (отличающихся от соединительных свай) следует рассматривать как меньшее из сопротивления замкового соединения и сопротивления переборки, с использованием:

$$F_{ts,Rd} = \min \left(\frac{R_{k,s} A_{ts}}{S_w}, \frac{f_y A_{ts}}{S_w} \right) \quad (5.23)$$

где f_y — предел текучести;

$R_{k,s}$ — характеристическое сопротивление замкового соединения;

t_w — толщина переборки;

β_R — коэффициент уменьшения для сопротивления замкового соединения.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение β_R может быть указано в Национальном Приложении. Рекомендуется значение $\beta_R = 0,8$.

5.2.5.8 Характеристическое сопротивление замкового соединения $R_{k,s}$ зависит от поперечного сечения замкового соединения и используемых сортов сталей. Характеристическое сопротивление $R_{k,s}$ следует определять с помощью испытания в соответствии с 2.6 EN 10248.

5.2.5.9 Для простых свай необходимо подтверждать, что:

$$F_{t,Ed} \leq F_{ts,Rd}, \quad (5.24)$$

где $F_{ts,Rd}$ — расчетное сопротивление растяжению согласно Формуле (5.23);

$F_{t,Ed}$ — расчетное значение кольцевого растягивающего усилия.

5.2.5.10 Если в одном секторе стенки используются сваи разных размеров, для проверки следует использовать наименьшее значение сопротивления растяжению.

5.2.5.11 Угол отклонения (180° минус угол между двумя соседними гранями) необходимо ограничивать до максимального значения, указанного изготовителем.

5.2.5.12 Для свариваемых соединительных свай должны использоваться сорта сталей с соответствующими свойствами.

5.2.5.13 В проектировании соединительных свай согласно Рисунку 5.6 и Рисунку 5.7 следует учитывать напряжения в результате изгиба плиты.

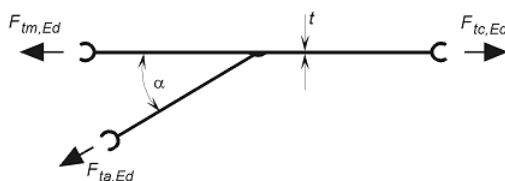


Рисунок 5.6 — Свариваемая соединительная свая

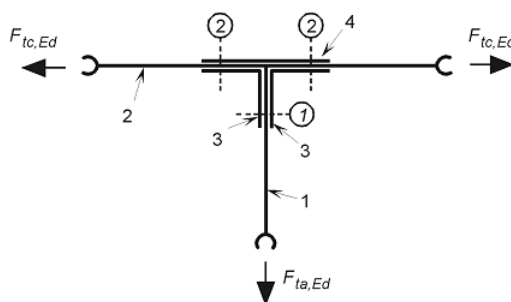


Рисунок 5.7 — Болтовое тройниковое соединение с подложкой

5.2.5.14 Если сварка выполняется в соответствии с процедурой, указанной в EN 12063, свариваемую соединительную сваю можно проверять с использованием:

$$F_{tc,Ed} \leq \beta_T F_{ts,Rd}, \quad (5.25)$$

где $F_{ts,Rd}$ — расчетное сопротивление растяжению сваи согласно Формуле (5.23);

$F_{tc,Ed}$ — расчетное растягивающее усилие в основной ячейке, определяемое по формуле:

$$F_{tc,Ed} = p_{m,Ed} r_m, \quad (5.26)$$

где $p_{m,Ed}$ — расчетное значение внутреннего давления основной ячейки на основной горизонтальной плоскости, в результате воздействия давления воды, и остаточного давления наполнения;

r_m — радиус основной ячейки (см. Рисунок 5.8).

β_T — коэффициент уменьшения, в котором учтено поведение свариваемой соединительной сваи в предельно граничных состояниях, и которое должно быть рассчитано следующим образом:

$$\beta_T = \frac{r_a}{r_m} \left(1 - \frac{\varphi_d}{2} \right), \quad (5.27)$$

где r_a и r_m — радиусы соединяющей дуги и основной ячейки, согласно Рисунку 5.8;

φ_d — расчетное значение внутреннего угла трения материала наполнения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В коэффициенте β_T учтена поворотная способность (пластичность) соединительной сваи, а также поворотная потребность (до 20°) в соответствии с моделью, отображающей поведение перемычки в предельно граничных состояниях.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Формула (5.27), несмотря на то, что составлена для ячеистых перегородок с совмещенными соединительными дугами (см. Рисунок 5.8) дает приемлемые результаты для альтернативных конфигураций. Там, где требуются более подходящие значения, они могут определяться либо с помощью сравнительного опыта, либо с помощью испытания в сочетании с применимой расчетной моделью согласно 5.2.5.1.Р.

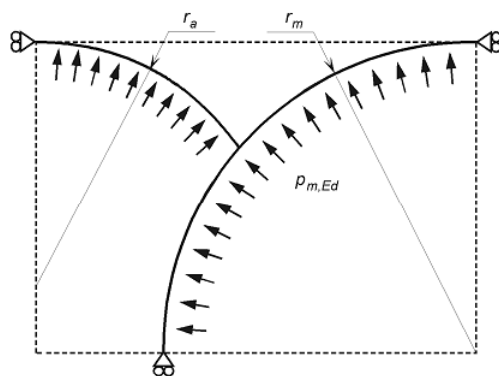


Рисунок 5.8 — Геометрия кольцевой ячейки и совмещенной соединительной дуги

5.2.5.15 Для соединительной сваи 90° можно использовать болтовое тройниковое соединение.

5.2.5.16 Для соединительных свай, собранных в болтовое тройниковое соединение, показанное на Рисунке 5.7, проверку можно выполнять с использованием следующей процедуры.

5.2.5.17 Прочность замкового соединения следует проверять в соответствии с 5.2.5.9.

5.2.5.18 Проверки соединений необходимо выполнять следующим образом, см. Рисунок 5.7:

- проверка сопротивления сдвигу и смятию болтов (1) согласно 3.6 СН РК EN 1993-1-8, предполагая, что растягивающее усилие $F_{ta,Ed}$ распределено равномерно;

- проверка интервалов между болтами (1) согласно 3.5 СН РК EN 1993-1-8;

- проверка поперечного сечения нетто переборки 1 и смежных сторон углов 3 согласно положениям, определенным в 6.2.5 СН РК EN 1993-1-8;

- проверка болтов (2) согласно 3.11 СН РК EN 1993-1-8 на сопротивление растяжению, с использованием модели тройниковой детали согласно 6.2.4 (тип 3) СН РК EN 1993-1-8;

- проверка пластины подложки 4 и смежных сторон углов 3 согласно положениям, определенным в 6.2.4 (тип 1 и тип 2) СН РК EN 1993-1-8. Чтобы позволить применение режимов расчетного разрушения, определенных в 6.2.4 СН РК EN 1993-1-8, переборку сваи 2 (см. Рисунок 5.7) следует рассматривать как полку эквивалентной тройниковой детали для режимов 1 и 2;

- проверка переборки сваи 2 для растягивающего усилия $F_{tc,Ed}$ относительно текучести поперечного сечения нетто.

5.2.5.19 Другие типы соединительных свай можно проверять соответственно.

5.3 Несущие сваи

5.3.1 Общие положения

5.3.1.1 Результаты воздействий в сваях следует определять в соответствии с EN 1997-1, с учетом равновесия и совместимости.

5.3.1.2 Проверки предельно граничных состояний должны выполняться на разрушения в грунте и для отдельных свай, и для групп свай, в соответствии с EN 1997, и

на разрушение свай и их соединений в конструкции, в соответствии с СН РК EN 1993-5, EN1992 и EN1994.

5.3.2 Методы проектирования и анализ

5.3.2.1 Для свай, подвергающихся осевым и поперечным нагрузкам, сопротивление грунта следует выбирать из EN 1997-1.

5.3.2.2 Результаты воздействий поперечных усилий в свае следует учитывать в сочетании с осевыми усилиями и применяемыми моментами. Они должны определяться с помощью наложения результатов различных расчетов, в которых предполагается, что грунт в контакте с отдельными частями длины сваи сопротивляется различным действиям. В качестве альтернативы, осевое усилие, изгибающие моменты и поперечные усилия можно рассматривать как усилия, которым сопротивляется грунт по идентичной длине сваи, если грунт способен переносить их совокупные воздействия.

5.3.2.3 Конструктивное проектирование отдельной сваи следует проверять в соответствии с Разделом 5 СН РК EN 1993-1-1.

5.3.2.4 Для осевых усилий, действующих на голове сваи, распределение напряжения можно предусмотрительно рассматривать как постоянную величину по длине сваи для определения результатов воздействий, за исключением случая негативного поверхностного трения.

5.3.2.5 Передача моментов кручения, действующих на голове сваи, следует допускать, если только специальные условия не позволяют введения крутящего момента в грунт. Распределение крутящих моментов следует рассматривать как постоянную величину по длине сваи.

5.3.3 Стальные сваи

5.3.3.1 Проверка поперечного сечения стальных несущих свай должна соответствовать СН РК EN 1993-1-1. Расчетное значение усилий в каждом поперечном сечении не должно превышать соответствующего расчетного значения несущей способности, и если несколько нагрузок действуют одновременно, суммарное усилие от их действия не должно превышать несущей способности для этого сочетания.

5.3.3.2 Эффекты сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости следует учитывать при назначении эффективной ширины в соответствии с СН РК EN 1993-1-5. Влияние потери устойчивости при сдвиге также должно учитываться в соответствии с СН РК EN 1993-1-5.

5.3.3.3 Расчетные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений.

5.3.3.4 Проверка прочности в упругой стадии может производиться для всех классов поперечных сечений при условии использования характеристик эффективных поперечных сечений, установленных для сечений класса 4.

5.3.3.5 Для проверки прочности в упругой стадии может использоваться следующий критерий для критической точки поперечного сечения по (6.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1,$$

где $\sigma_{x,Ed}$ — расчетное значение нормальных напряжений, параллельных оси элемента, в рассматриваемой точке;

$\sigma_{z,Ed}$ — расчетное значение нормальных напряжений, параллельных оси элемента, в рассматриваемой точке;

τ_{Ed} — расчетное значение касательных напряжений в рассматриваемой точке.

ПРИМЕЧАНИЕ Проверка в соответствии с 5.3.3.5 предусматривает запас прочности, так как она исключает ограниченное развитие пластических напряжений, которое допускается при упругом расчете. Следовательно, она может выполняться только в тех случаях, когда невозможно учесть взаимодействие на основе значений несущих способностей N_{Rd} , M_{Rd} и V_{Rd} .

5.3.3.6 Несущую способность поперечных сечений в пластической стадии следует проверять путем определения распределения напряжений, соблюдая условие равновесия с внутренними силами и моментами и не превышая предел текучести. Это распределение напряжений должно быть адекватно также соответствующим пластическим деформациям.

5.3.3.7 Прочность поперечных сечений всех классов может быть приближенно оценена суммированием отношений «действующее усилие/несущая способность» для каждого усилия. Для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых сочетанию усилий N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$, этот метод может применяться при использовании следующего критерия (6.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,$$

где N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ и $M_{z,Rd}$ — расчетные значения несущей способности, зависящие от класса поперечных сечений и включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием сдвига.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для поперечных сечений класса 4 должно выполняться следующее условие (6.44) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{N,y}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} N_{Ed} e_{N,z}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,$$

где A_{eff} — эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

$W_{eff,min}$ — минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения относительно соответствующей оси;

e_N — смещение нейтральной оси эффективной площади A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, когда поперечное сечение подвергается только сжатию.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Знаки N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ и $\Delta M_i = N_{Ed} e_{N,i}$ зависят от сочетания соответствующих нормальных напряжений.

5.3.3.8 Если поперечные сечения класса 4 подвергаются действию осевой сжимающей силы, то для определения возможного смещения e_N нейтральной оси эффективной площади A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто и дополнительного момента, возникающего при смещении e_N , следует использовать метод СН РК EN 1993-1-1, (6.4):

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N.$$

ПРИМЕЧАНИЕ Знак дополнительного момента зависит от соотношения внутренних сил и моментов.

5.3.3.9 Если все сжатые части поперечного сечения класса 1 или 2, то можно считать, что поперечное сечение обладает несущей способностью на изгиб с учетом полного развития пластических деформаций.

5.3.3.10 Если все сжатые части поперечного сечения класса 3, то его несущая способность должна основываться на упругом распределении деформаций в сечении. Сжимающие напряжения в крайних волокнах должны быть ограничены пределом текучести.

ПРИМЕЧАНИЕ При проверке по несущей способности по прочности крайние волокна могут считаться расположенными в средней плоскости полок. Расчет на выносливость см. СН РК EN 1993-1-9.

5.3.3.11 Если текучесть появляется сначала в растянутой части поперечного сечения, то при определении несущей способности по прочности поперечных сечений класса 3 может быть учтено частичное развитие пластических деформаций в указанной зоне.

5.3.3.12.Р Сваи необходимо проверять на разрушение их конструкции.

5.3.3.13.Р Конструкции свай следует проектировать с учетом всех возможных условий эксплуатации, а именно:

- возможная коррозия;
- сложность инженерно-геологических условий: валуны, круто падающие поверхности скальных массивов и т. д.;
- другие факторы, влияющие на забивку свай, включая качество стыков;
- для сборных свай — условия транспортировки к месту устройства и само их устройство.

5.3.3.14.Р При проектировании конструкций следует учитывать допуски для принятых типов свай, воздействия и поведение фундамента.

5.3.3.15.Р Гибкие сваи, проходящие через воду или толстые слои очень слабых грунтов, должны проверяться на изгиб.

5.3.3.16 Обычно проверка на изгиб не требуется, если сваи располагаются в грунтах, имеющих предел прочности на неконсолидированный сдвиг c_u , превышающий 10 кПа.

5.3.3.17 Если грунт обеспечивает недостаточное ограничение поперечного перемещения, можно допустить, что соблюдается критерий податливости для общей потери устойчивости, если $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,9$, где N_{cr} — критическое значение осевого усилия N_{Ed} .

5.3.3.18 Если требуется проверка общей потери устойчивости, следует уделить должное внимание несовершенствам и добавочным первоначальным дефектам (например, в результате соединений или установки).

5.3.3.19 Можно принимать в расчет боковую опору, обеспечиваемую окружающими грунтами, с использованием соответствующей модели (например, метод р-у, модель сопротивления земляного полотна) на основе теории второго порядка.

5.3.3.20 Для учета влияния несовершенств, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отклонение от вертикали, прямолинейности, плоскопараллельности, отсутствие пригонки и любой незначительный эксцентриситет в соединениях ненагруженной конструкции, в расчет должны быть включены соответствующие допущения.

5.3.3.21 Эквивалентные геометрические несовершенства должны приниматься со значениями, отражающими возможные эффекты всех типов несовершенств, за исключением тех эффектов, которые включены в формулы проверки прочности элемента.

5.3.3.22 Должны быть приняты во внимание следующие несовершенства:

- а) общие несовершенства рам и систем связей;
- б) местные несовершенства отдельных элементов.

5.3.3.23 Длину потери устойчивости можно оценивать следующим способом (см. Рисунок 5.9):

$$l_{cr} = kH, \quad (5.28)$$

В значении k учтено соединение между головой сваи и бетонным перекрытием или стальной конструкцией.

5.3.3.24 Более точное определение длины потери устойчивости, например, для микро-свай, можно найти в 5.3.3.18 – 5.3.3.21.

5.3.3.25.Р Выполнение должно соответствовать требованиям EN 12699 и EN 14199.

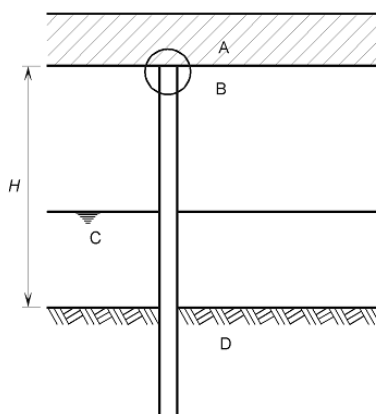
5.3.4 Стальные сваи, заполненные бетоном

5.3.4.1 Проектирование стальных свай, заполняемых бетоном, следует выполнять в соответствии с EN 1994.

5.3.4.2 Проверки поперечных сечений стальных свай, заполненных бетоном должны соответствовать требованиям СН РК EN 1994-1-1.

5.3.4.3 За информацией о проверке общей потери устойчивости следует обращаться к 5.3.3 и к Разделу 6.7 СН РК EN 1994-1-1.

5.3.4.4 Бетонирование стальной сваи должно выполняться в соответствии с требованиями EN 1536, EN 12699 и EN 14199.



$l_{crit} = kH$, где $k = 1,0$ (соединение В, зафиксированное и заделанное); $k = 0,7$ (соединение В, зафиксированное и связанное); $k = 2,0$ (соединение В не зафиксированное, но связанное)

А — бетон или стальная конструкция; В — соединение;

С — вода или мягкий грунт; D — плотный грунт

Рисунок 5.9 — Упрощенная оценка длины потери прочности для несущих свай

5.4 Стенки с высоким пределом прочности

5.4.1 Проектирование стенок с высоким пределом прочности должно выполняться в соответствии с положениями для стенок из шпунтовых свай, принимая в расчет специфической геометрии используемых профилей (см. Рисунок 1.6) с допущением локальных воздействий давления грунта и воды, и введение усилий анкера и схватки.

5.4.2 Определение сопротивления поперечного сечения можно предусматривать на основе анализа упругости поперечного сечения, если:

- потеря устойчивости элементов рассчитывается с помощью СН РК EN 1993-1-5;
- для широких элементов учтена инерционность сдвига.

5.5 Комбинированные стенки

5.5.1 Общие положения

5.5.1.1 Далее определены условия по предельно граничным состояниям для следующих типов комбинированных стенок (см. Рисунок 1.5):

- комбинированные стенки из труб и шпунтовых свай;
- комбинированные специальные стенки из двутаврового профиля и шпунтовых свай;
- комбинированные стенки из сборных профилей и шпунтовых свай.

5.5.1.2 Проектирование первичных и вторичных элементов должно основываться на их функциональном назначении:

- первичные элементы действуют в качестве подпорных элементов против давления грунта и воды и могут действовать в качестве несущих свай для вертикальных нагрузок;

— вторичные элементы только заполняют зазор между первичными элементами и передают нагрузки, возникающие в результате давления грунта и воды в первичные элементы.

5.5.1.3 Можно не принимать в расчет передачу продольных сдвигающих усилий в незакрепленных замковых соединениях между первичными и вторичными элементами.

5.5.1.4.Р Для каждого проекта необходимо установить и согласовать с клиентом, следует ли учитывать дефекты в результате погружения в проектировании комбинированных стенок. Расчетные значения для дефектов в результате погружения должны быть указаны в процентах от длины первичных элементов, с допущением линейного распределения.

5.5.2 Вторичные элементы

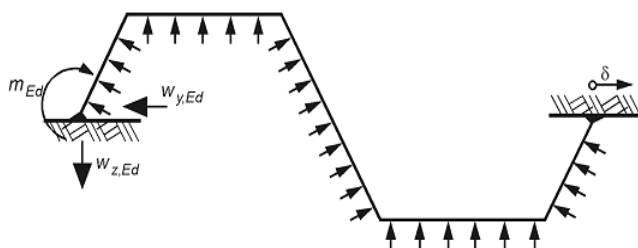
5.5.2.1 Шпунтовые сваи в качестве вторичных элементов для комбинированных стенок должны соответствовать требованиям EN 10248.

5.5.2.2.Р Для проектирования вторичных элементов необходимо подтверждать, что они способны передавать внутренние усилия, возникающие в результате давления грунта и воды, в первичные элементы через соединительные устройства.

ПРИМЕЧАНИЕ Полезным может быть принятие в расчет эффекты выпучивания свода, создающие дополнительную нагрузку в первичных элементах и уменьшение давления грунта, действующего на вторичные элементы.

5.5.2.3 Проверку согласно Пункту 5.5.2.2.Р можно выполнять с использованием упрощенной двумерной каркасной модели для вторичных элементов. Если необходимо, согласно 5.5.1.4, в таком упрощенном анализе следует учитывать несовершенства погружения посредством наложенного смещения $\square\square$ с использованием граничных условий, показанных на Рисунке 5.10, где в качестве примера вторичного элемента изображена двойная U-образная свая.

ПРИМЕЧАНИЕ Подразумевается, что несовершенство погружения перпендикулярно плоскости подпорной стенки амортизируется поворотом в замковых соединениях («колебание замкового соединения»).



(Замковые соединения не принимаются в расчет)

Рисунок 5.10 — Упрощенная модель для вторичных элементов

5.5.2.4 Для проверки поперечного сечения в упрощенной каркасной модели можно использовать анализ пластичности вместе с большими смещениями. Если элементы каркасной модели испытывают напряжение при сжатии, особое внимание следует уделить возможности неустойчивости.

5.5.2.5 В качестве альтернативы, проверка согласно Пункту 5.5.2.2.Р может основываться на результатах испытания в соответствии с Разделом 2.6.

5.5.2.6 При обработке результатов испытаний сначала следует сравнить поведение и виды отказа с прогнозируемыми. Если возникают значительные различия, то их необходимо обосновать; это может привести к дополнительным испытаниям, при необходимости — с отклоняющимися условиями, или к изменениям теоретической модели.

5.5.2.7 Обработка результатов испытаний должна производиться статистическими методами при использовании информации о функциях распределения и ее параметров. Методы в настоящем приложении допускается применять при условии распространения статистических данных (включая предварительную информацию) на определенные основные совокупности, являющиеся достаточно однородными, и наличия достаточного количества результатов измерений.

ПРИМЕЧАНИЕ При анализе результатов испытаний следует различать следующие три основные категории:

- классическая — статистическая оценка невозможна при проведении только одного испытания или только отдельных испытаний. Только наличие обширной предварительной информации и вариантов объединения этой предварительной информации с результатами испытаний дают возможность сделать статистический вывод (метод Байша, см. ИСО 12491);

- классическая — статистическая оценка может быть возможна при наличии большой серии испытаний по определению отдельного параметра. Обычные случаи рассматриваются, например, в D.7 EN 1990. Для данной оценки требуется также наличие предварительной информации о параметре, но в меньшем объеме, чем указано выше;

- классическая — статистическая оценка возможна при проведении серии испытаний с целью проверки расчетной модели (в форме функции) с применением одной или нескольких величин воздействия.

5.5.2.8 Результаты обработки испытаний распространяются только на условия испытаний и условия нагружения. При переносе результатов испытаний на другие условия и нагрузки необходимо использовать предварительную информацию прежних испытаний или полученную теоретически.

5.5.2.9 Испытательный стенд должен быть способен моделировать поведение промежуточных элементов.

5.5.2.10 Для шпунтовых свай, используемых в качестве вторичных элементов, дополнительную проверку можно не выполнять, если соблюдены все следующие условия:

- толщина стенки из шпунтовых свай ≤ 10 мм;
- разница давления, действующего на шпунтовые сваи ≤ 40 кН/м², что соответствует 4 м дифференциального напора воды;
- максимальный зазор между первичными элементами составляет: 1,8 м — для U-образных свай и 1,5 м — для Z-образных свай.

5.5.2.11 Полезным может быть использование более коротких вторичных элементов, чем первичных элементов. Укорачивание вторичных элементов необходимо контролировать в соответствии с EN 1997-1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для укороченных вторичных элементов необходимо уделять внимание предотвращению потока подземных вод в случае высокого давления воды или там, где существует риск размывания.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 За информацией о распределении пассивного давления грунта, действующего на первичные элементы, следует обращаться к EN 1997-1.

5.5.3 Соединительные устройства

5.5.3.1.P Соединения между первичными и вторичными элементами следует проектировать так, чтобы обеспечить передачу расчетных усилий из вторичных элементов в первичные элементы.

5.5.3.2 Такая проверка может основываться на результатах испытания согласно Разделу 2.6.

5.5.3.3 Если проверка выполняется с помощью расчетов, необходимо убедиться, что соединения способны передавать опорные реакции, определяемые согласно 5.5.2.3.

5.5.3.4 При проверке соединительных устройств в изгибе плиты необходимо принимать в расчет пластичность.

5.5.4 Первичные элементы

5.5.4.1.P Общие воздействия в результате давления грунта и воды должны определяться с учетом нагрузки и на первичные, и на вторичные элементы и возможной дополнительной нагрузки по причине воздействий образования свода в грунте, см. 5.5.2.2.P.

5.5.4.2 Необходимо учитывать уменьшение общей сопротивляемости первичных элементов в результате усилий, передаваемых вторичными элементами посредством соединительных устройств. Это требование может считаться выполненным, если предполагается, что давление грунта действует непосредственно на первичные элементы в результате действия образования свода, и если дифференциальное давление воды, действующее на вторичные элементы, составляет $\leq h$ метров напора.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение h может быть указано в Национальном Приложении. Рекомендуется значение $h = 5$ м.

5.5.4.3 При проверке прочности первичных элементов, если не применяется усовершенствованный метод, следует учитывать расчетные усилия из вторичных элементов, передаваемые через соединения, с использованием опорных реакций, определяемых согласно 5.5.2.3.

5.5.4.4 Общая сопротивляемость может определяться либо посредством испытания согласно Разделу 2.6, либо с помощью расчетов, описанных далее.

5.5.4.5 Проверка двутавровых профилей или трубчатых свай должна соответствовать требованиям Раздела 5 СН РК EN 1993-1-1.

5.5.4.6 Согласно СН РК EN 1993-1-1 следует принимать в расчет воздействия на сопротивляемость свай из двутаврового профиля в результате передачи усилий из вторичных элементов через соединения.

ПРИМЕЧАНИЕ Процедуру, описанную в Приложении D.1 можно использовать для определения уменьшенной общей сопротивляемости свай из двутаврового профиля, используемых в качестве первичных элементов в комбинированных стенках, в результате приложения расчетных усилий из вторичных элементов.

5.5.4.7 В соответствии с СН РК EN 1993-1-1 и СН РК EN 1993-1-6 следует учитывать воздействия на сопротивляемость трубчатых свай в результате передачи усилий из вторичных элементов через соединения.

ПРИМЕЧАНИЕ Процедуру, описанную в Приложении D.2 можно использовать для определения уменьшенной общей сопротивляемости трубчатых свай, используемых в качестве первичных элементов в комбинированных стенках, в результате приложения расчетных нагрузок из вторичных элементов.

5.5.4.8 Что касается приложения сосредоточенных нагрузок через схватки, анкеры и т. д., трубчатую сваю необходимо либо проверить соответствующим образом, либо оснастить ребрами жесткости, либо заполнить бетоном или высококачественным уплотненным несвязным материалом, чтобы избежать локальной потери устойчивости.

5.5.4.9 Если трубчатая свая наполняется согласно условиям 5.5.4.8, в заполненной части трубы можно использовать полное сопротивление поперечного сечения, согласно EN 1992 — EN 1994.

5.5.4.10 Сборные профили, используемые в качестве первичных элементов, следует проверять согласно Разделу 5.4 при условии, что воздействию приложения нагрузки, получаемой от вторичных элементов, уделяется должное внимание.

5.5.4.11 Если используется упрощенный метод согласно 5.4.2, следует учитывать локальные воздействия в результате приложения опорных реакций, определяемых в соответствии с 5.5.2.3.

6 ГРАНИЧНЫЕ СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ

6.1 Основные принципы

6.1.1 В проект необходимо определить значимость осадок и колебаний, и предельные значения для них в каждом случае, учитывая местные условия.

6.1.2 Предельные значения должны быть подтверждены проверкой граничного состояния эксплуатационной надежности.

6.1.3 Даже если не дано предельных значений, необходимо подтвердить, что не возникает пластических деформаций, с использованием модели согласно 2.5.3.3.1.

6.1.4 Проектирование шпунтовых свай или несущих свай следует проверять в граничных состояниях эксплуатационной надежности, с использованием соответствующих проектных ситуаций, согласно указаниям EN 1997-1, учитывая возможное уменьшение толщины стали в результате коррозии.

6.2 Смещения подпорных стенок

6.2.1 При оценке смещений подпорных стенок необходимо принимать в расчет EN 1997-1.

6.2.2 Следует учитывать смещения в результате перемещения опорных креплений (таких как схватки, связки жесткости, анкеры).

6.2.3 Если требуется, в дополнение к деформациям в результате нагрузок, основанных на допусках для погружения, указанных в EN 12063, необходимо учитывать начальные несовершенства в результате погружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Это может быть необходимым, если в ограждении котлована требуется исключительный зазор.

6.2.4 При оценке смещений стенки из шпунтовых свай, необходимо учитывать тот факт, что качество изготовления и контроля во время выполнения имеет большое влияние на величину этих смещений.

6.3 Смещения несущих свай

6.3.1 При определении смещений несущих свай и микро-свай следует принимать во внимание EN 1997-1.

6.4 Конструктивные аспекты рядов стальных шпунтовых свай

6.4.1 При расчете смещений подпорной конструкции необходимо учитывать возможные дополнительные смещения в результате локальной деформации в точках установки анкеров, схваток и связок жесткости там, где их влияние значительно.

ПРИМЕЧАНИЕ Такие воздействия могут быть значимыми, если в зигзагообразные стенки без элементов жесткости передаются высокие локальные поперечные усилия (см. Рисунок 1.7) через широкополочную балку двутаврового сечения, используемую в качестве схватки.

6.4.2.Р Необходимо учитывать эффективную жесткость при изгибе.

6.4.3 Эффективную жесткость при изгибе шпунтового ряда из U-образных свай можно определять с помощью следующего выражения, принимая в расчет степень передачи сдвигающего усилия в замковых соединениях, которые расположены близко к центральной оси сечения стенки:

$$(EI)_{ef} = \beta_D \cdot (EI), \quad (6.1)$$

где I — второй момент площади непрерывной стенки;

β_D — коэффициент со значением $\leq 1,0$, с учетом возможного уменьшения в результате недостаточной передачи сдвигающего усилия в замковых соединениях.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Величина β_D зависит от многих локальных воздействий в соответствии с Примечанием 1 5.2.2.2. Цифровое значение для величины β_D может быть определено в Национальном Приложении.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Передача сдвигающих усилий в замковых соединениях U-образных свай может быть усилена с помощью соединения замков посредством непрерывной или прерывистой сварки или посредством обжатия.

6.4.4.Р Обжатые точки должны быть способны передавать необходимое сдвигающее усилие замковых соединений. Репрезентативное сдвигающее усилие R_{ser} , передаваемое обжатой точкой в граничном состоянии эксплуатационной надежности, составляет: $R_{ser} = 75$ кН.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Такое требование к жесткости соответствует сдвигающему усилию 75 кН при смещении 5 мм.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Обжатые точки могут быть одинарными, двойными или тройными обжатыми точками.

6.4.5 Если расстояние между одинарными или двойными обжатыми точками не превышает 0,7 м (см. Рисунок 6.1), а расстояние между тройными обжатыми точками не превышает 1,0 м, можно предполагать, что каждая обжатая точка передает одинаковое сдвигающее усилие $V_{ser} \leq R_{ser}$.

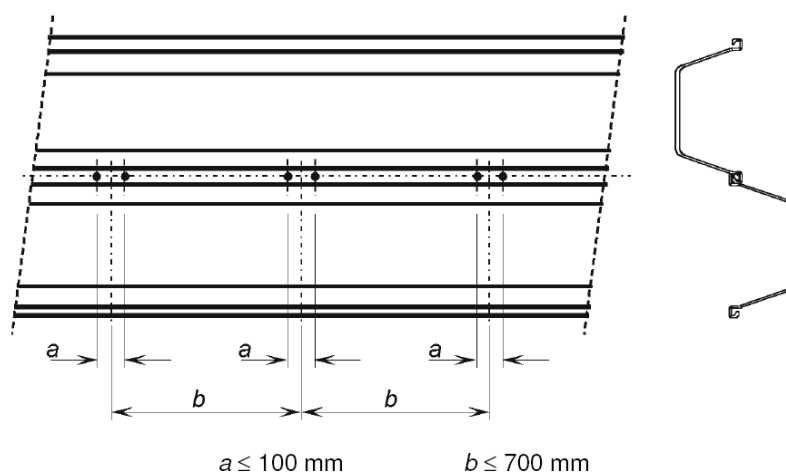


Рисунок 6.1 — Расстояние между обжатыми точками

7 АНКЕРЫ, СХВАТКИ, СВЯЗКИ ЖЕСТКОСТИ И СОЕДИНЕНИЯ

7.1 Общие положения

7.1.1.Р Результаты действий в анкерах, схватках, связках жесткости и соединениях должны определяться на основе структурного анализа с учетом взаимодействия между грунтом и конструкцией.

7.1.2 Там, где требуется, необходимо учитывать результаты действий, например, воздействия в результате температурных изменений или специфических нагрузок, см. 2.5.2.5.

7.1.3 Можно использовать соответствующие упрощенные методы, в которых в воздействиях, прилагаемых к различным элементам конструкции, учитывается поведение отдельных элементов.

7.1.4 Частные коэффициента γ_{M2} и $\gamma_{Mt,ser}$, применяемые для соединений, см. в СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Частные коэффициенты γ_{M2} и $\gamma_{Mt,ser}$ могут быть определены в Национальном Приложении. Рекомендуются значения $\gamma_{M2} = 1,25$ и $\gamma_{Mt,ser} = 1,10$.

7.2 Анкеры

7.2.1 Общие положения

7.2.1.Р Проверку поперечных сечений и соединений между стальными деталями анкерных блоков, в том числе стяжные стержни, головные элементы анкеров или сцепки, следует выполнять в соответствии со следующими указаниями.

ПРИМЕЧАНИЕ Условия проектирования для стальных деталей с анкерами с предварительным напряжением определены в EN 1537.

7.2.2 Процедура испытания и использование результатов испытания для определения расчетного сопротивления анкерных блоков и цементированные анкеры относительно расцепляющего повреждения анкера (поведение грунта – конструкции) должны соответствовать принципам, установленным в EN 1997-1 и EN 1537.

7.2.2 Основные условия проектирования

7.2.2.1.Р Для проектирования анкеров необходимо уделять внимание как эксплуатационной надежности, так и предельно граничным состояниям.

7.2.2.2 Длина анкера должна быть такой, чтобы предотвращать разрушение грунта или разрушение в результате потери сцепления перед переходом в состояние текучести минимально необходимого поперечного сечения анкера. Длину анкерного крепления следует рассчитывать согласно EN 1997-1.

7.2.2.3 Для анкерных блоков следует использовать сталь с указанным пределом текучести не более, чем 800 Н/мм^2 .

7.2.2.4 В проектировании подпорной стенки необходимо учитывать осевую жесткость анкера. Ее можно определить с помощью предварительного испытания или на основе сравнимого опыта.

ПРИМЕЧАНИЕ Полезным может быть «закрепление скобами» действия жесткости анкера в проектировании подпорной стенки с использованием принципа максимума/минимума для жесткости.

7.2.3 Проверка предельно граничного состояния

7.2.3.1 В качестве сопротивления растяжению $F_{t,Rd}$ анкеров должно приниматься меньшее из значений $F_{tt,Rd}$ и $F_{tg,Rd}$.

7.2.3.2 Если не указано иначе, сопротивление растяжению $F_{tt,Rd}$ резьбы анкеров должно рассчитываться следующим образом:

$$F_{tt,Rd} = k_t \cdot \frac{f_{ta} A_s}{\gamma_{M2}}, \quad (7.1)$$

где A_s — площадь напряжения при растяжении в резьбе;

f_{ta} — предел прочности при растяжении стального анкера;

γ_{M2} — частный коэффициент согласно 7.1.4.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Величину k_t можно определять в Национальном Приложении, рекомендуется значение $k_t = 0,9$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Предусмотрительным является использование площадь нетто нарезной части вместо площади напряжения при растяжении.

7.2.3.3 Сопротивление растяжению $F_{tg,Rd}$ оси анкера должно рассчитываться следующим образом:

$$F_{tg,Rd} = A_g f_y / \gamma_{M0}, \quad (7.2)$$

где A_g — площадь брутто поперечного сечения стержня анкера.

7.2.3.4 Условия проектирования, определенные в 7.2.3.2 и 7.2.3.3 не охватывают возникновения изгиба в резьбе. Детализация соединения, предоставляющая допуски на поворот и, если это требуется, процедура установки для стяжных стержней могут предотвратить возникновение изгиба в резьбе.

7.2.3.5 Если анкера оснащены торцами безопасности, или другими элементами распределения нагрузки на торце, не требуется учитывать вклад сцепления вдоль оси анкера. Все усилие целиком должно передаваться через устройство распределения нагрузки.

7.2.3.6 В качестве расчетного сопротивления растяжению комплекта подкладок $B_{t,Rd}$ следует принимать меньшую величину из значений расчетного сопротивления растягивающему усилию $F_{tg,Rd}$, указанного в 7.2.3.3, и расчетного сопротивления продавливанию головы анкера и гайки $B_{p,Rd}$ из Таблицы 3.4, СН РК EN 1993-1-8.

7.2.3.7 Проектирование стальных элементов распределения нагрузки должно соответствовать требованиям СН РК EN 1993-1-1.

7.2.3.8 В случае наклонного анкера необходимо подтверждение того, что компонент усилия анкера, действующего в направлении продольной оси шпунтовой сваи, может безопасно передаваться из анкера в схватки или полке шпунтовой сваи и в грунт, см. EN 1997-1.

7.2.4 Проверка граничного состояния эксплуатационной надежности

7.2.4.1.Р Для проверок граничного состояния эксплуатационной надежности поперечное сечение анкера должно проектироваться для предотвращения деформаций в результате податливости стержня при сочетании характеристических нагрузок.

7.2.4.2 Принцип 7.2.4.1.Р может считаться выполненным при условии, что:

$$F_{t,ser} \leq \frac{f_y A_s}{\gamma_{Mt,ser}}, \quad (7.3)$$

где A_s — площадь напряжения при растяжении нарезной части или площадь брутто поперечного сечения оси, в зависимости от того, какое из этих значений меньше;

$F_{t,ser}$ — осевое усилие анкера при характеристической нагрузке;

$\gamma_{Mt,ser}$ — частный коэффициент согласно 7.1.4.

7.2.5 Требования к длительной стойкости

7.2.5.1 За информацией о требованиях к длительной стойкости анкеров, изготовленных из высокопрочных сталей, согласно условиям 3.7.1, следует обращаться к EN 1537.

7.2.5.2 За информацией об анкерах, изготовленных из других сортов сталей, следует обращаться к 4.1.

ПРИМЕЧАНИЕ Возникновение изгиба стержня анкера в соединении со стенкой из шпунтовых свай может оказывать отрицательное воздействие на длительную стойкость подпорной конструкции. Этому необходимо уделить должное внимание, особенно для подпорных стенок, устойчивость которых зависит только от анкеров.

7.3 Схватки и связки жесткости

7.3.1 Конструктивные свойства схваток и связок жесткости, используемые в структурном анализе, должны соответствовать детализации проекта.

7.3.2 Для проверки предельно граничных состояний результаты воздействий на схватки и связки жесткости должны определяться для всех значимых проектных ситуаций.

ПРИМЕЧАНИЕ Если разрушается подпорка, не существует проявления каких-либо предостерегающих фактов, таких как постепенное перемещение, и не имеется времени для принятия мероприятий по устранению разрушения. Разрушение анкера может привести к прогрессирующему разрушению. Поскольку последствия разрушения этих элементов могут быть очень серьезными, целесообразным может быть включение в проектирование таких элементов и их соединений методов безопасности.

7.3.3 Сопротивление поперечного сечения элементов должно соответствовать требованиям СН РК EN 1993-1-1.

7.4 Соединения

7.4.1 Общие положения

7.4.1.1 Сопротивление соединений должно быть проверено согласно положениям EN 1993-1-8.

7.4.2 Несущие сваи

7.4.2.1 Если не указано иначе, соединение между несущей сваей и наголовником сваи можно принимать в расчет различными (консервативными) способами для проектирования стальной сваи и для проектирования наголовника сваи.

ПРИМЕЧАНИЕ Степень закрепления в соединении между сваей и наголовником сваи или фундаментом будет обуславливать локальные сдвигающие усилия и моменты, которые необходимо проектировать для этих элементов.

7.4.2.2 Конструктивные свойства соединений (заделанные или зафиксированные соединения) между головами свай и наголовником свай, которые зависят от их жесткости и проектной детализации, следует устанавливать в соответствии с выбранным способом передачи нагрузки, примеры которых представлены на Рисунках 7.1 и 7.2, см. также EN 1994.

ПРИМЕЧАНИЕ Прямое соединение стальной конструкции с несущей сваей также возможно, как показано на Рисунке 7.3.

7.4.2.3 При проектировании соединений между сваями и наголовниками свай необходимо учитывать аспекты длительной стойкости.

7.4.2.4 Соединения между двумя свайными элементами должны проектироваться в соответствии с положениями СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Информацию о методе проектирования для свайных сцепок может предоставлять Национальное Приложение.

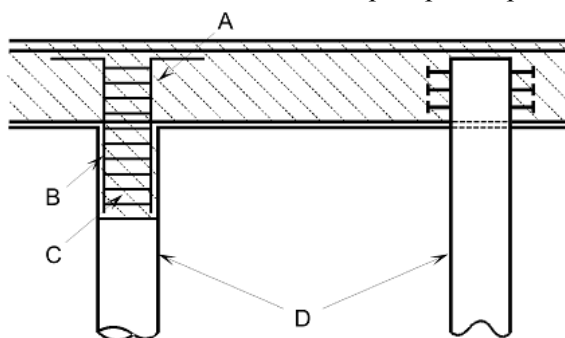
7.4.3 Анкеровка

7.4.3.1.Р Необходимо выполнять проверку сопротивления шпунтовой сваи для передачи усилия анкера в его фланец через подкладку, со схваткой позади стенки (см. Рисунок 7.4) или без применения схватки (см. Рисунок 7.5 а)).

ПРИМЕЧАНИЕ Возможная методика для такой проверки определена в 7.4.3.3.

7.4.3.2.Р Необходимо выполнять проверку сопротивления шпунтовой сваи для передачи усилия анкера или усилия подпорки в переборки через схватку (см. Рисунок 7 и б) или через подкладку (см. Рисунок 7.5 б)).

ПРИМЕЧАНИЕ Возможная методика для таких проверок определена в 7.4.3.4 и 7.4.3.5.

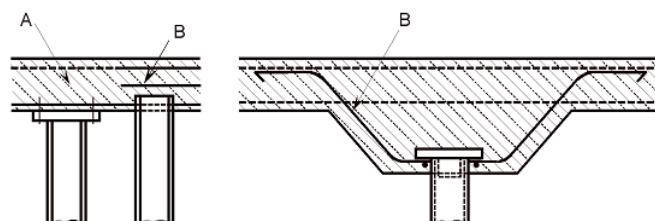


A — бетонная плита/наголовник сваи; B — усиление;
C — заполнение армированным бетоном; D — стальная свая

Рисунок 7.1 — Трубчатые и коробчатые сваи.

Примеры соединений с наголовником сваи

a)



A — наголовник сваи;

B — усиление, спроектированное с учетом способа передачи нагрузки в бетонную плиту;

C — арматурный прут, приваренный к сваям;

D — обрезные шпильки или шпильки, приваренные под углом;

Рисунок 7.2, лист 1 — Примеры соединений несущих свай с бетонным наголовником сваи:

a — сжимающая нагрузка;

b — сжимающая и растягивающая нагрузка

b)

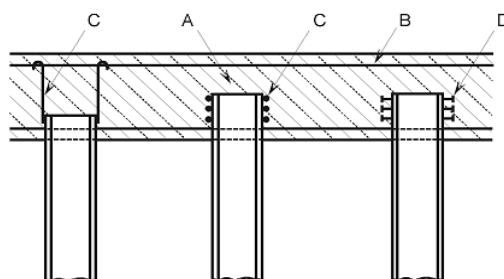
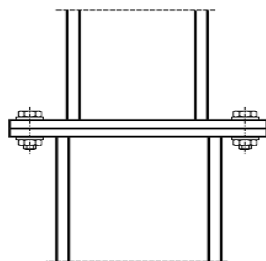
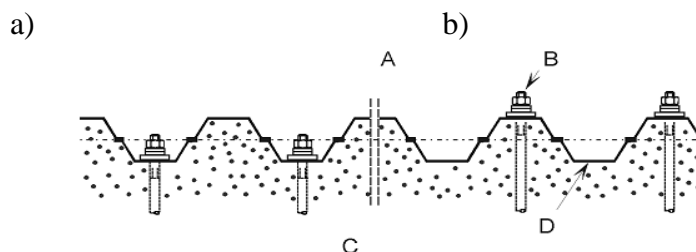


Рисунок 7.2, лист 2



A — выемка грунта; B — анкер; C — стенка шпунтовых свай; D — грунт; E — стяжной болт

Рисунок 7.3 — Пример соединения несущей сваи со стойкой стальной конструкции над фундаментом

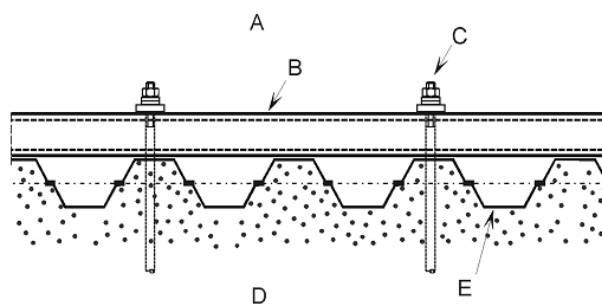


A — выемка грунта; B — анкер;
C — грунт; D — стенка шпунтовых свай

Рисунок 7.4 — Пример анкеровки со схваткой позади стенки шпунтовых свай

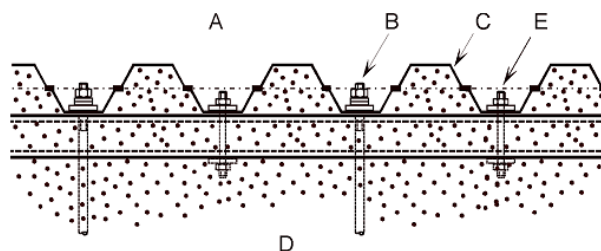
Рисунок 7.5 — Примеры анкеровки без схватки:

A — анкер, расположенный во внутреннем соединении стенки шпунтовых свай;
B — анкер, расположенный во внешнем соединении стенки шпунтовых свай



A — выемка грунта; B — схватка;
C — анкер; D — грунт; E — стенка шпунтовых свай

Рисунок 7.6 — Пример схватки перед стенкой шпунтовых свай



7.4.3.3 Сопротивление шпунтовой сваи той части усилия анкера, которое передается во фланец через подкладку, со схваткой позади стенки (см. Рисунок 7.4) или без применения схватки (см. Рисунок 7.5 а)) можно проверять согласно следующим условиям:

а) сопротивление сдвигу фланца:

$$F_{Ed} \leq R_{vf,Rd}, \quad (7.4)$$

где F_{Ed} — расчетное значение локального поперечного усилия, применяемого через фланец;

$R_{vf,Rd}$ — расчетное значение сопротивления сдвигу фланца под подкладкой, определяемое следующим образом:

$$R_{vf,Rd} = b_a \cdot h_a \cdot f_y \cdot t_f / \sqrt{3} \cdot \gamma_{ve}, \quad (7.5)$$

здесь b_a — ширина подкладки;

f_y — предел текучести ряда шпунтовых свай;

h_a — длина подкладки, но $\leq 1,5 b_a$;

t_f — толщина фланца;

б) сопротивление растяжению переборок:

$$F_{Ed} \leq R_{tw,Rd}, \quad (7.6)$$

где $R_{tw,Rd}$ — расчетное значение сопротивления растяжению двух переборок, определяемое следующим образом:

$$R_{tw,Rd} = 2 \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{ve}, \quad (7.7)$$

здесь t_w — толщина переборки;

с) ширина прокладки:

$$b_a \geq 0,8b \quad (7.8)$$

где b_a — ширина прокладки;

b — ширина фланца (см. Рисунок в Таблице 5.1).

ПРИМЕЧАНИЕ Если проверяется изгибание фланца, можно принимать меньшее значение для b .

д) толщина подкладки: подкладку следует проверить на изгибание, и ее толщина должна быть $2 t_f$.

7.4.3.4 Проверку сопротивления шпунтовой сваи до части усилия анкера или усилия подпорки, которая передается в переборки через схватку (см. Рисунок 7.6), можно выполнять следующим образом:

$F_{Ed} \leq 0,5 R_{c,Rd}$: дополнительная проверка не требуется;

$$F_{Ed} > 0,5 R_{c,Rd}: \quad \frac{F_{Ed}}{R_{c,Rd}} + 0,5 \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1, \quad (7.9)$$

где F_{Ed} — расчетное значение локального поперечного усилия для переборки, применяемого через схватку;

M_{Ed} — расчетное значение изгибающего момента в месте усилия анкера или усилия подпорки;

$M_{c,Rd}$ — расчетное сопротивление изгибу шпунтовой сваи на основе 5.2.2.2.

$R_{c,Rd}$ — расчетное сопротивление локального поперечного усилия. В качестве значения $R_{c,Rd}$ должно приниматься минимальная величина из $R_{e,Rd}$ и $R_{p,Rd}$, для каждой переборки, определяемое следующим образом:

$$R_{c,Rd} = \chi R_{p,Rd} / \gamma_{M2}; \quad (7.10)$$

$$R_{c,Rd} = \chi R_{p,Rd} / \gamma_{M2}; \quad (7.11)$$

где $\chi = 0,06 + \frac{0,47}{\lambda} \leq 1$; (7.12)

здесь $\lambda = \sqrt{\frac{R_{p0}}{R_{cr}}}$; (7.13)

$$R_{cr} = 54 E \frac{I_w}{C} \sin^2 \alpha; \quad (7.14)$$

$$R_{p,Rd} = \frac{R_{p0}}{\gamma_{M2}} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \sin^2 \alpha}{t_w}} \right); \quad (7.15)$$

b — ширина фланца (см. Рисунок в Таблице 5.1);

c — высота наклона переборки, как показано на Рисунке 5.1;

f_y — предел текучести шпунтовой сваи;

e — эксцентриситет усилия, передаваемого в переборку, определяемый следующим образом:

$$e = r_0 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \frac{t_w}{2 \sin \alpha}, \quad (7.16)$$

где r_0 — внешний радиус угла между фланцем и переборкой;

$$s_s = 20 r_0 \left(\frac{\alpha}{10} \right), \quad \text{где } \alpha \text{ — в градусах;} \quad (7.17)$$

s_s — длина жесткой опоры, определяемая на основе 7.4.3.5 – 7.4.3.7. Если схватка состоит из двух частей, например из двухканального профиля, то s_s — сумма обеих деталей плюс минимальное расстояние между двумя частями или длина s_{ec} ;

t_f — толщина фланца;

t_w — толщина переборки;

α — угол наклона переборки (см. Рисунок 5.1);

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad \text{где } f_y \text{ — в Н/мм}^2.$$

7.4.3.5 Длина распределения нагрузки на пояс s_s через жесткие опорные элементы принимается в соответствии с Рисунком 7.7, по которой происходит передача локальной нагрузки на пояс. Данную длину при приложении нагрузки на пояс прокатных и сварных балок можно рассчитывать по углу распределения нагрузки как 1:1. Значение s_s , как правило, должно приниматься не более h_w .

7.4.3.6 Если несколько отдельных нагрузок находятся вблизи друг от друга, то несущую способность определяют как для каждой отдельной силы, так и для всей нагрузки с s_s , с силой, приложенной в середине длины между внешними нагрузками.

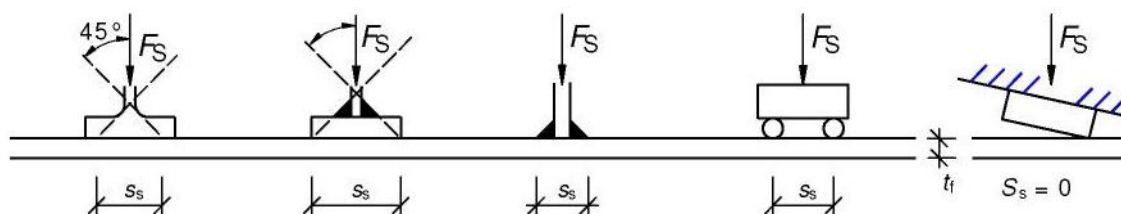


Рисунок 7.7 — Длина распределения нагрузки на пояс

7.4.3.7 Если передача нагрузки на стенку происходит не через всю поверхность опорного листа, а под углом в месте приложения нагрузки (см. Рисунок 7.7), то, как правило, принимают $s_s = 0$.

7.4.3.8 Если подкладка используется для передачи усилия анкера в переборки, в соответствии с Рисунком 7.5 б, можно применять выражение, приведенное в 7.4.3.4, если ширина подкладки больше, чем ширина фланца, для предотвращения дополнительного эксцентриситета e , указанного в 7.4.3.4.

ПРИМЕР 5 Расчет по проверке предельно граничного состояния анкера, проверке граничного состояния эксплуатационной надежности и проверке сопротивления шпунтовой сваи до части усилия анкера, которое передается в переборки через схватку

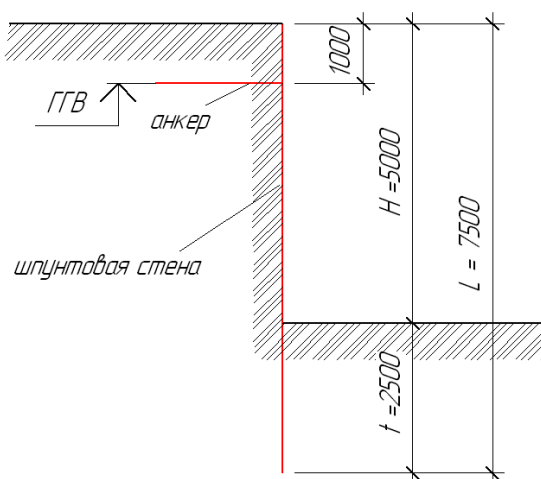
Проверка предельно граничного состояния анкера:

Схема конструкции крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкером приведена на Рисунке 1, а.

Цель расчета:

Выбрать тип шпунта и назначить размеры его поперечного сечения, выполнив расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям. Назначить конструкцию и сечение анкерного крепления, выполнив расчет по проверке предельно граничного состояния анкера

а)



б)

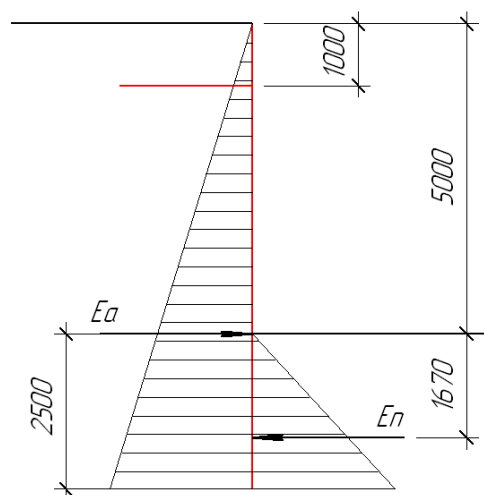


Рисунок 1. Крепление стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкером:
а – конструктивная схема, б – нагрузки

Исходные данные:

Характеристики грунта:

- тип грунта $\square\square\square$ песок пылеватый;

- коэффициент пористости $e = 0,65$;
- удельный вес частиц грунта $\gamma_s = 25,5 \text{ кН/м}^3$;
- угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$.

Уровень грунтовых вод $H_{гв} = 1,000 \text{ м}$.

Отметка дна котлована $H_{дн} = 5,000 \text{ м}$.

Глубина забивки шпунта (определена отдельным расчетом) – 2,5 м.

Проектирование и расчет

Выбран тип шпунта U-образный (см. Рисунок 2 Примера 1, Таблица 1 Примера 1)

Размеры поперечного сечения определяем расчетом шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкеровки (см. Рисунок 2, а), собираем нагрузки (см. Рисунок 1, б), строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок 2, б) и поперечных сил (см. Рисунок 2, с).

Для расчета шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям приняли расчетную схему в виде шарнирной балки, в которой верхняя неподвижная опора соответствует анкеру, а нижняя подвижная – половине высоты заделки шпунта в грунт (Рис. 1, а).

Нормативный объемный вес взвешенного в воде грунта определили по Формуле (1.10) [1]:

$$\gamma_{взв} = \frac{\gamma - \gamma_w}{1 + e}$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ;

γ_w – объемный вес воды, 10 кН/м^3 ;

e – коэффициент пористости грунта.

$$\gamma_{взв} = \frac{25,5 - 10}{1 + 0,65} = 9,375 \text{ кН/м}^3.$$

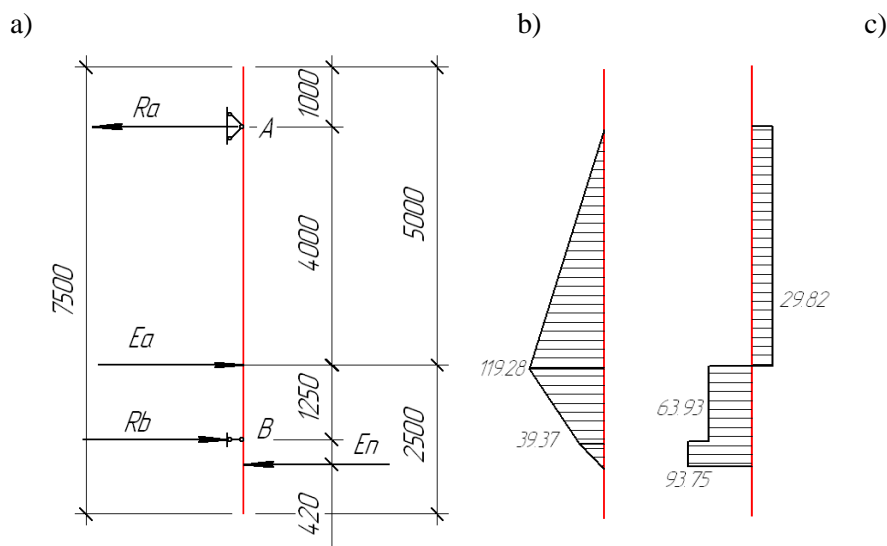
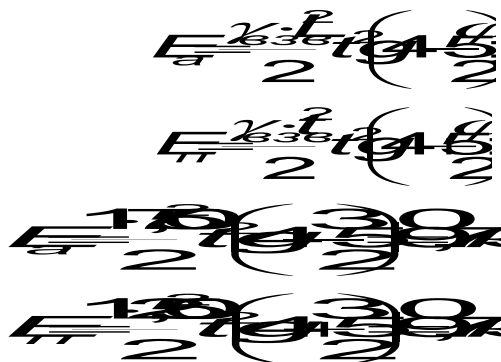


Рисунок 2. Расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг:

а – расчетная схема, б – эпюра изгибающих моментов; с – эпюра поперечных сил

Активное и пассивное давление грунта привели к сосредоточенным нагрузкам E_a и E_p , соответственно (см. Рисунок 2).

Равнодействующие активного и пассивного давления грунта на 1 пог. м шпунтовой стенки определили согласно (8.18) и (8.18') [1] следующим образом:



Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет 119,3 кН·м, поперечной сдвигающей силы V_{ed} – 93,8 кН

Расчетное сопротивление изгибающего момента M_c , R_d поперечного сечения класса 2 определяется по Формуле (5.2), в которой

β_w – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм², или 240×103 кН/м²

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в формулы, получили:

$$M_{Ed} = 119,3 \leq M_c, R_d = 1 \times W_{pl} \times 240 \times 103 / 1 = 240 \times 103 \times W_{pl}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{pl} = 119,3 / 240 \times 103 = 0,5 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 500 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивает шпунт Larssen 601 (745 см³, Таблица 1 Примера 1).

Проверим на сдвиг шпунт Larssen 601.

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу V_{pl}, R_d определяем по Формуле (5.5), в которой

A_v – площадь сдвига (см. Рисунок 5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 6,4 \times (400 - 7,5) = 2512 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 400 мм;

t_f – толщина полки, 7,5 мм;

t_w – толщина переборки, 6,4 мм.

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм², или 240×103 кН/м²;

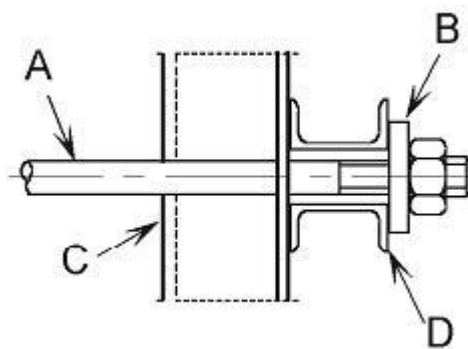
γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{ed} = 93,8 \text{ кН} \leq V_{pl}, R_d = 1 \times 2512 \times 240 \times 103 / 1 = 602,88 \text{ кН}.$$

Т.е. условие (5.4) соблюдается и шпунт Larssen 601 обеспечивает прочность шпунтового свайного ряда на сдвиг.

Для обеспечения прочности анкерного блока (см. Рисунок 3) произведем расчет анкера.



А — стяжной стержень; В — шайба; С — шпунтовая свая; D — схватка

Рисунок 3. Соединение между анкером и шпунтом

Прочность будет обеспечена в том случае, когда будет достаточная прочность самого анкера и резьбового соединения.

Согласно эпюре поперечных сил (см. Рисунок 2, с) усилие, которое возникает в анкере, составляет 29,82 кН на 1 пог. м. анкерного крепления. При расстановке анкеров с шагом 1 м усилие в каждом анкере будет составлять 29,82 кН.

В качестве сопротивления растяжению $F_{t,Rd}$ анкеров должно приниматься меньшее из значений $F_{t,Rd}$ и $F_{t,Rd}$.

$F_{t,Rd}$ резьбы анкеров согласно [2] рассчитывается следующим образом:

$$F_{t,Rd} = k_t \cdot \frac{f_{td} A_s}{\gamma_{M2}}$$

где A_s — площадь напряжения при растяжении в резьбе;

f_{td} — предел прочности при растяжении стального анкера (240 МПа=24000 Н/см²);

γ_{M2} — частный коэффициент согласно 5.1.1 равен 1,25.

$k_t = 0,9$.

Параметры анкера следующие:

- диаметр анкера $D=14$ мм;
- диаметр внешнего витка резьбы $d1=11,835$ мм;
- диаметр внутреннего витка резьбы $d2=12,701$ мм;
- шаг резьбы $S=2$ мм;
- длина резьбовой части, которая находится в соединении с гайкой $l=10$ мм.

Площадь резьбового соединения:

$$A_s = A_s^1 \cdot n$$

где n - количество витков;

A_s^1 — площадь среза одного витка согласно [2]

$$A_s^1 = l_{\text{ср. части витка}} \cdot 0,866 \cdot S,$$

где $l_{\text{ср. части витка}}$ — длина части витка по среднему диаметру ($d_{\text{ср}}$) резьбы;

0,866 - коэффициент неравномерности нагрузки по виткам резьбы для треугольной резьбы.

$$l_{\text{ср. части витка}} = 2 \cdot \pi \cdot d_{\text{ср}}$$

$$l_{\text{ср. части витка}} = 2 \cdot 3,14 \cdot ((12,701 - 11,835)/2 + 11,835) = 77,04 \text{ мм} = 7,7 \text{ см}$$

$$A_s^1 = 7,7 \cdot 0,866 \cdot 0,2 = 1,33 \text{ см}^2$$

Площадь резьбового соединения:

$$A_s = 1,33 \cdot 5 = 6,65 \text{ см}^2$$

Несущая способность резьбового соединения при прочности на растяжение стального анкера 24000 Н/см² составит: $F_{tt,Rd}$

$$F_{tt,Rd} = 0,9 \cdot (24000 \cdot 6,65) / 1,25 = 114912 \text{ Н} = 114,912 \text{ кН}.$$

Сопротивление растяжению $F_{tg,Rd}$ оси анкера должно рассчитываться следующим образом:

$$F_{tg,Rd} = A_g \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

где A_g — площадь брутто поперечного сечения стержня анкера, при диаметре 14 мм составляет 1,53 см².

f_y — предел прочности при растяжении стального анкера (240 МПа=24000 Н/см²);

γ_{M0} — частный коэффициент согласно 5.1.1 равен $\gamma_{M0} = 1,00$.

$$F_{tg,Rd} = 24000 \cdot 1,53 / 1 = 36720 \text{ Н} = 36,72 \text{ кН}.$$

В качестве сопротивления растяжению $F_{t,Rd}$ анкеров должно приниматься меньшее из значений $F_{tt,Rd}$ и $F_{tg,Rd}$.

$$F_{tg,Rd} = 36,72 \text{ кН}$$

$$F_{tt,Rd} = 114,912 \text{ кН}$$

За расчетное принимаем $F_{tg,Rd}$

Сравниваем с усилием в анкере от шпунта (29,82 кН) и делаем вывод, что для выбранной задачи достаточно анкера диаметром 14 мм при треугольной резьбе с обычным шагом и длиной гайки 10мм.

Проверка граничного состояния эксплуатационной надежности:

Должно соблюдаться условие (7.3), где:

- осевое усилие анкера при характеристической нагрузке $F_{t,ser}$ составляет 29,82кН;
- номинальное значение предела текучести f_y для стали С240 (S240) составляет 240 Н/мм² = 24000 Н/см²;
- площадь A_s напряжения при растяжении нарезной части или площадь брутто поперечного сечения оси, в зависимости от того, какое из этих значений меньше, составляет 1,53 см²;
- частный коэффициент $\gamma_{Mt,ser}$ согласно 7.1.4 составляет 1,1.

$$\frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{Mt,ser}} = \frac{24000 \cdot 1,53}{1,1} = 33381,81 \text{ Н} = 33,381 \text{ кН};$$

$$F_{t,ser} = 29,82 \leq 33,381$$

Т.е. условие (7.3) выполняется и эксплуатационная надежность обеспечена.

Проверка сопротивления шпунтовой сваи до части усилия анкера, которая передается в переборки через схватку:

Проверку сопротивления шпунтовой сваи до части усилия анкера, которая передается в переборки через схватку (см. Рисунок 7.6), выполняем, проверяя условие (7.9) где:

- расчетное значение локального поперечного усилия F_{Ed} для переборки, передаваемого через схватку, согласно Рисунку 2, с составляет 29,82 кН;
- расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} в месте усилия анкера или усилия подпорки согласно упрощенной эпюре Рисунку 2 b равно 0;
- расчетное сопротивление изгибу $M_{c,Rd}$ шпунтовой сваи по (5.2) и (5.3) составляет

$$M_{c,Rd} = F_{Ed} W_{pl} / \gamma_{af} = 1 \times 3200 \times 24000 / 1 = 7,68 \times 10^7 \text{ Н} \times \text{см} = 768 \text{ кН} \times \text{м},$$

где W_{pl} для шпунта Larssen 607п составляет 3200 см^3 , $f_y = 24000 \text{ Н/см}^2$.

- расчетное сопротивление локального поперечного усилия $R_{c,Rd}$ определили как минимальную величину из $R_{e,Rd}$ и $R_{p,Rd}$ по (7.10) и (7.11), составляющие которых определили по (7.12)÷(7.17):

$$\text{по (7.17) - } s = 20r_0 \left(\frac{\alpha}{180} \right) = 2,0 \times \pi \times 15 \times 53 / 180 = 27,74,$$

где r_0 – внешний радиус угла между фланцем и переборкой, для шпунта Larssen 607п составляет 15 мм;

α – угол наклона переборки (см. Рисунок 5.1), для шпунта Larssen 607п составляет 53° :

$$\text{tg} \alpha = (h/2) / [(b-b_1)/2] = (452/2) / [(600-294)/2] = 1,477; \alpha = 56^\circ \text{ (см. Рисунок 4),}$$

где для шпунта Larssen 607п $b = 600 \text{ мм}$, $b_1 = 294 \text{ мм}$, $h = 452 \text{ мм}$ (Таблица 1).

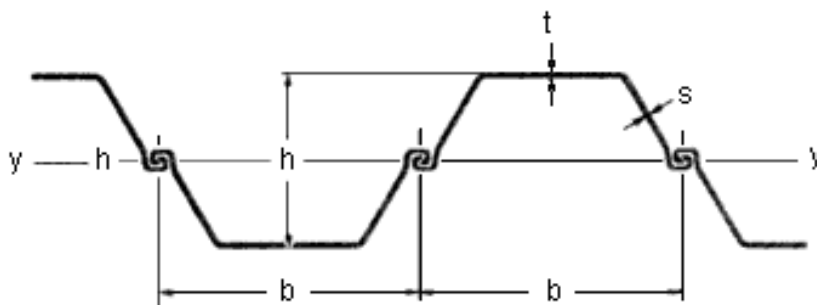


Рисунок 4. Поперечное сечение U-образного шпунта: b – ширина профиля по центрам замков;

h – высота сечения шпунтовой стенки; t; s – толщина стенки

Таблица 1 Характеристики шпунта Larssen 607п из стали S355GP

| Тип шпунта | Размеры сечения, мм | | | | | Масса, кг | | Момент сопротивления W , см^3 | | Момент инерции 1 м стенки I , см^4 |
|--------------|---------------------|-------|-----|----|------|-----------|------------------|--|-----------------|---|
| | b | b_1 | h | t | s | 1 пог.м | 1 м ² | одиночной шпунтины | 1 пог.м. стенки | |
| Larssen 607п | 600 | 294 | 452 | 19 | 10,6 | 114 | 190 | 635 | 3200 | 72320 |

по (7.16) – эксцентриситет усилия, передаваемого в переборку:

$$e = 6 \tan \left(\frac{\alpha}{2} \right) - \frac{t_w}{2 \sin \alpha} = 15 \cdot \text{tg} (56^\circ/2) - 10,6 / (2 \sin 56^\circ) = 4,72 \text{ мм},$$

где t_w – толщина переборки, для шпунта Larssen 607п составляет 10,6 мм;

по (7.15) – ~~$R_{p0} = \frac{F_s \sin \alpha}{\lambda} \left(0 + 19 \times \sqrt{\frac{2 \times 600 \times \sin 56^\circ}{10,6}} \right)$~~

$$= \sqrt{2} \times 0,99 \times 240 \times 10,6 \times \sin 56^\circ \times \left(0 + 19 \times \sqrt{\frac{2 \times 600 \times \sin 56^\circ}{10,6}} \right) = 544472 \text{ Н};$$

где $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{240}} = 0,99$;

f_y – предел текучести шпунтовой сваи, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240) составляет 240 Н/мм², или 240×10^3 кН/м²;

s_s – длина распределения нагрузки на пояс, определяемая на основе 6.3 СН РК EN 1993-1-5, для неблагоприятного случая перекоса схватки примем равной 0.

Длина распределения нагрузки на пояс s_s через жесткие опорные элементы, по которым происходит передача локальной нагрузки на пояс, принимается в соответствии с Рисунком 5. Данную длину при приложении нагрузки на пояс прокатных и сварных балок можно рассчитывать по углу распределения нагрузки как 1:1. Значение s_s , как правило, должно приниматься не более h_w .

Если схватка состоит из двух частей, например из двухканального профиля, то s_s — сумма обеих деталей плюс минимальное расстояние между двумя частями или длина s_{ec} .

Если несколько отдельных нагрузок находятся вблизи друг от друга, то несущую способность определяют как для каждой отдельной силы, так и для всей нагрузки с s_s , с силой, приложенной в середине длины между внешними нагрузками.

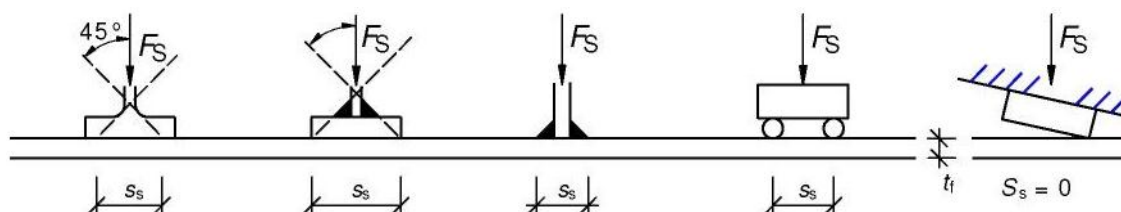


Рисунок 5. Длина распределения нагрузки на пояс

Если передача нагрузки на стенку происходит не через всю поверхность опорного листа, а под углом в месте приложения нагрузки (см. правую часть Рисунка 7.0.4), то, как правило, принимают s_s

= 0. По (7.14) определяем ~~$R_{p0} = \frac{F_s \sin \alpha}{c}$~~ $= 5,42 \times 210000 \times (10,6^3 / 260,84) \times \sin 56^\circ = 4313602$ Н,

где c – высота наклона переборки, как показано на Рисунке 5.1, $h/2 \times \sin \alpha = (452/2) \times \sin 56^\circ = 260,84$ мм;

по (7.13) – $\lambda = \sqrt{\frac{R_{p0}}{R_{cr}}} = \sqrt{\frac{544472,2}{4313602,1}} = 0,355$;

по (7.12) – $\chi = 0,06 + 0,47/\lambda = 0,06 + 0,47/0,355 = 1,39$, принимаем равным 1;

по (7.11) – ~~$R_{p0} = \chi R_{p0} / \gamma_{ld} = 1 \times 544472,2 / 1 = 544472,2$ Н;~~

по (7.10) – ~~$R_{p0} = \frac{F_s \sin \alpha}{\lambda} \left(0 + 19 \times \sqrt{\frac{2 \times 600 \times \sin 56^\circ}{10,6}} \right)$~~

$$= \frac{0,99}{4 \times 4,172} \times (0 + 4,0 \times 27,74) \times \sin 56^\circ \times (10,6^2 + 19^2) \times 240 / 1 = 548631,2 \text{ Н},$$

где $\alpha = 20 \times \left(\frac{\alpha}{180} \right) = 2,0 \times 3,14 \times 15 \times 53^\circ / 180 = 27,74 \text{ мм}.$

Расчетное сопротивление локального поперечного усилия $R_{c,Rd}$ как минимальная величина из $R_{e,Rd}$ и $R_{p,Rd}$ по (7.10) и (7.11) составило 5444472,2 Н или 544,5 кН.

Подставляем это значение в (7.9):

$$F_{Ed} = 29,8 \text{ кН} \leq 0,5 R_{c,Rd} = 0,5 \times 544,5 = 272,25 \text{ кН}.$$

Первое из условий (7.9) выполняется, дополнительная проверка не требуется, сопротивление шпунтовой сваи обеспечено.

8 ВЫПОЛНЕНИЕ

8.1 Общие положения

8.1.1 Работы по установке свай должны выполняться в соответствии с указаниями по проекту.

8.1.2 Если между строительством на месте и указаниями по проекту возникают различия, необходимо проанализировать последовательность операций и по необходимости внести изменения.

8.1.3 Требования к выполнению должны соответствовать положениям EN 1997-1.

8.1.4 Для каждого проекта необходимо определять специфические требования.

8.2 Установка стальных шпунтовых свай

8.2.1.Р Установка шпунтовых свай должна выполняться в соответствии с требованиями EN 12063.

8.2.2 Допуски на расположение и вертикальность шпунтовых свай должны соответствовать указаниям в Таблице 2 EN 12063.

8.2.3 Для того, чтобы свайный ряд мог создавать номинальное сопротивление и проявлять свойства жесткости, выравнивание стенки должно соответствовать требованиям Раздела 8.5, EN 12063.

8.3 Несущие сваи

8.3.1.Р При установке несущих свай для обеспечения требований к безопасности и качеству сооружения необходимо выполнение следующих мероприятий:

- надзор за проведением строительных работ и качеством их выполнения;
- мониторинг за поведением сооружения в процессе строительства и после его окончания;
- необходимое техническое обслуживание сооружения.

8.3.2.Р Результаты надзора за проведением строительных работ, включая оценку качества их выполнения и мониторинг поведения сооружения в процессе строительства и после его окончания, должны быть отражены в отчете о геотехническом проекте.

8.3.3 Надзор за проведением строительных работ, включая качество их проведения, должен, при необходимости, включать следующие этапы:

- проверка достоверности конструкторских допущений;
- определение разницы между фактическими грунтовыми условиями и теми, которые приняты в проекте;
- проверка того, что строительство ведется в соответствии с проектом.

8.3.4 При необходимости должны проводиться наблюдения за поведением сооружения и окружающей застройки и соответствующие измерения:

- во время строительства для определения необходимости корректировки или изменений последовательности строительных работ, например, в период и после окончания строительства для оценки долгосрочных прогнозов.

8.3.5.Р Должны быть четко обозначены проектные решения, которые зависят от результатов надзора и мониторинга.

8.3.6 Объем работ по надзору за строительством и качеством полевых и лабораторных испытаний, необходимых для контроля и мониторинга, должен быть запланирован на этапе проектирования.

8.3.7.Р В случае нештатных ситуаций необходимо пересмотреть методы, объем и регулярность мониторинга.

8.3.8.Р Уровень и качество надзора и мониторинга должны, по крайней мере, быть такими, какие приняты в проекте, должны соответствовать значениям проектных параметров и частных коэффициентов.

8.3.9 Установка несущих свай должна также соответствовать требованиям EN 12699 и EN 14199.

8.3.10 Допуски на расположение и вертикальность несущих свай должны соответствовать указаниям EN 12699 и EN 14199.

8.4 Анкерные крепления

8.4.1 Выполнение анкерных креплений должно соответствовать EN 1997-1 и EN 153, если они применимы.

8.5 Схватки, связки жесткости и соединения

8.5.1 За информацией о выполнении конструктивных компонентов обращаться следует к EN 1090-2.

Приложение А
(обязательное)

Тонкостенный ряд стальных шпунтовых свай

А.1 Общие положения

А.1.1 Область применения

А.1.1.1 Данное приложение следует использовать для определения сопротивления и жесткости стального шпунтового свайного ряда и для некоторых специфических аспектов стальных шпунтовых свай холодной штамповки с поперечным сечением класса 4. За информацией об определении воздействий и результатов воздействий следует обращаться к Разделу 2.

А.1.1.2 За информацией о классификации поперечных сечений обращаться следует к 5.2.

А.1.1.3 Несмотря на то, что в данном приложении представлены способы проектирования на примере шпунтовых свай холодной штамповки, их можно применять также для горячекатаных профилей класса 4.

А.1.1.4 Проектирование с помощью расчета, описанное в настоящем документе, предполагает, что поперечные сечения ограничены до поперечных сечений, составленных из элементов без промежуточных элементов жесткости. Такое ограничение не требуется применять для проектирования с помощью испытаний, см. А.7. За информацией о профилях, составленных из элементов с промежуточными элементами жесткости и проектируемых с использованием расчетов, следует обращаться к СН РК EN 1993-1-3.

А.1.1.5 В случае тонкостенных рядов стальных шпунтовых свай проектирование с помощью расчетов не всегда предоставляет в результате экономичные решения, и часто полезным бывает проведение испытаний для определения сопротивления.

ПРИМЕЧАНИЕ Руководство по применению испытаний приводится в Приложении В.

А.1.1.6 Ограничения, касающиеся геометрических свойств или материалов, применяются только для проектирования с помощью расчетов.

А.1.2 Форма стальных шпунтовых свай холодной штамповки

А.1.2.1 Стальные шпунтовые сваи холодной штамповки представляют собой продукты, изготовленные из плоских горячекатаных продуктов согласно EN 10249. К ним относятся прямые и закругленные стенки. По все их длине, в пределах разрешенных допусков, они имеют постоянное поперечное сечение и толщину не менее 2 мм.

А.1.2.2 Такие шпунтовые сваи изготавливаются исключительно с помощью холодной штамповки (прокатка или прессование).

А.1.2.3 Кромки поперечного сечения шпунтовой сваи могут состоять из замковых соединений.

А.1.2.4 Некоторые типы профилей свай холодной штамповки, описываемые в данном приложении, перечислены в Таблице А.1.

А.1.3 Терминология

А.1.3.1 Используется терминология для размеров поперечных сечений, определенная в 1.5.3, СН РК EN 1993-1-3.

А.1.3.2 Общие размеры поперечного сечения холодноформованных элементов и профилированных листов, включая общую ширину b , общую высоту h , внутренний радиусгиба r и другие внешние размеры, обозначенные символами без индексов, такими как a , c или d , измеряются от поверхности профиля, как показано на Рисунке А.1, за исключением других случаев.

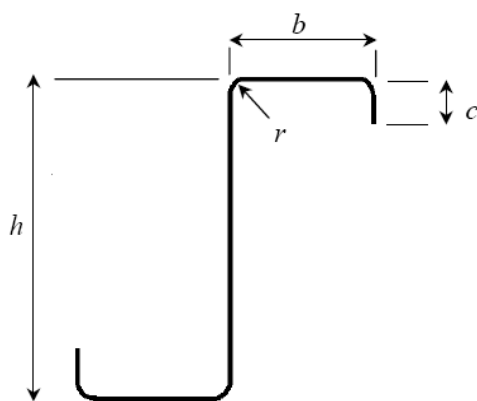


Рисунок А.1 — Размеры типичного S-образного поперечного сечения

А.1.3.3 В других случаях размеры поперечного сечения холодноформованных элементов и профилированных листов, обозначенные символами с индексами, такими как b_d , h_w или s_w , измеряются или по срединной линии листа или средней точке угла.

А.1.3.4 Для наклонных элементов, таких как стенки профилированных листов с трапециевидными гофрами, наклонная высота s измеряется параллельно наклону. Наклон — это прямая линия между точками пересечения полок и стенки.

А.1.3.5 Развернутая высота стенки измеряется по ее срединной линии, включая любые элементы жесткости на стенке.

А.1.3.6 Развернутая ширина полки измеряется по ее срединной линии, включая любые промежуточные элементы жесткости.

Толщина t — это расчетная толщина стального листа (толщина листа, при необходимости, за вычетом минусового допуска), если не оговорено иначе.

А.1.3.7 Для стальных шпунтовых свай холодной штамповки применяются условные обозначения осей, определенные в 1.9.

Таблица А.1 — Примеры профилей свай холодной штамповки

| | Пример поперечного сечения |
|---------------------------|--|
| Ω-образный профиль |  |
| Z-образный профиль |  |
| Профиль листа с канавками |  |

А.2 Основные принципы проектирования

А.2.1 Предельно граничные состояния

А.2.1.1 Общие положения, определенные в 2.2 и 5.1, должны также применяться для профилей холодной штамповки, за исключением случаев, для которых в данном Приложении представлены другие условия.

А.2.2 Граничные состояния эксплуатационной надежности

А.2.2.1 Общие положения, определенные в 2.3, 6.1 и 6.2, должны также применяться для профилей холодной штамповки, за исключением случаев, для которых в данном Приложении представлены другие условия.

А.2.2.2 За информацией о проверках граничных состояний эксплуатационной надежности следует обращаться к Разделу 7 СН РК EN 1993-1-3.

А.2.2.3 Правила расчета по предельным состояниям второй группы, приведенные в Разделе 7 СН РК EN 1993-1-1, применимы также для холодноформованных элементов и профилированных листов.

А.2.2.4 При расчете холодноформованных элементов и профилированных листов по второй группе предельных состояний должны использоваться геометрические характеристики эффективного поперечного сечения.

А.2.2.5 Как вариант, момент инерции сечения может быть рассчитан с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений, по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-3:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff}),$$

где I_{gr} — момент инерции полного поперечного сечения;

σ_{gr} — максимальное сжимающее напряжение от изгиба, при расчете по второй группе предельных состояний, основанное на полном поперечном сечении (в формуле со знаком «плюс»);

$I(\sigma)_{eff}$ — момент инерции эффективного поперечного сечения, с учетом потери местной устойчивости, вычисленной при максимальном напряжении $\sigma \geq \sigma_{gr}$.

Максимальным напряжением является наибольшее по абсолютному значению напряжение в пределах рассматриваемой расчетной длины элемента.

А.2.2.6 Момент инерции эффективного сечения I_{eff} (или I_{fic}) может быть принят переменным вдоль пролета. Как вариант, может использоваться постоянное значение момента инерции, полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

А.2.2.7 При расчете с учетом полного развития пластических деформаций сочетание опорного момента и реакции на промежуточной опоре должно учитываться с коэффициентом не более 0,9 при расчете несущей способности, определенной с учетом $\Delta_{M,\text{ser}}$.

А.2.2.8 Комбинированную расчетную несущую способность элементов и профилированных листов с более чем одной стенкой $R_{w,Rd}$ допускается определять как сумму несущих способностей отдельных стенок, используя при этом эффективное поперечное сечение для предельных состояний второй группы и учитывая $\Delta_{M,\text{ser}}$.

А.2.2.9 Прогибы могут быть определены в предположении упругой работы стали.

А.2.2.10 В расчете прогибов, усилий и моментов должно учитываться влияние податливости соединений (например, в случае неразрезных балочных систем с соединениями внахлестку и на накладках).

А.3 Свойства материалов и поперечные сечения

А.3.1 Свойства материалов

А.3.1.1 За информацией о свойствах материалов, описываемых в данном Приложении, обращаться следует к Разделу 3.

А.3.1.2 Условия, определенные в данном Приложении, применяются для стальных шпунтовых свай класса 4, в соответствии с EN 10248 и EN 10249.

А.3.1.3 Такие способы проектирования могут также применяться для других конструкционных сталей с аналогичными качествами прочности и ударной вязкости, если выполнено соответствие всем перечисленным далее условиям:

— сталь соответствует требованиям по химическому анализу, механическим испытаниям и другим контрольным процедурам в том объеме и таким способом, как это предписано в EN 10248 или EN 10249;

— требуется минимальная пластичность, которая должна быть выражена в показателях ограничений:

— f_u / f_y ;

— удлинение при разрушении по длине замера $5,65 \sqrt{A_0}$, где A_0 — площадь первоначального поперечного сечения);

— критическая деформация ε_u , где ε_u соответствует пределу прочности f_u .

ПРИМЕЧАНИЕ Эти ограничивающие значения могут быть определены в национальном стандарте. Рекомендуются следующие значения:

— $f_u / f_y \geq 1,1$;

— удлинение при разрушении ≥ 15 %;

- $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, где ε_y соответствует пределу текучести f_y .
- сталь поставляется, либо:
- в соответствии с другим общепризнанным стандартом для листового материала из конструкционных сталей;
- с механическими свойствами и химическим составом, по крайней мере, эквивалентными одному из сортов сталей, которые перечислены в Таблице 3.1 или в Таблице 3.2, соответственно.

А.3.1.4 Номинальные значения базового предела текучести f_{yb} , приведенные в 3.1 и в Таблице 3.2, следует принимать в качестве характеристических значений в проектных расчетах. Для других сталей характеристические значения должны основываться на результатах испытаний на растяжение, выполняемых в соответствии с EN 10002-1.

А.3.1.5 Можно допустить, что свойства сталей при сжатии остаются такими же, как при растяжении.

А.3.1.6 Для сталей, описываемых в данном Приложении, другие свойства материала, используемые в проектировании, должны рассматриваться следующим образом:

- модуль упругости: $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$;
- модуль сдвига: $G = E/[2(1+\nu)] \text{ Н/мм}^2$;
- коэффициент Пуассона: $\nu = 0,3$;
- коэффициент линейного термического удлинения: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/К}$;
- единичная масса: $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$.

А.3.1.7 Результат увеличенного предела текучести в результате холодной штамповки можно принимать в расчет на основе испытаний согласно А.7.

А.3.1.8 Если предел текучести определяется с помощью f_y , в данном Приложении или в СН РК EN 1993-1-3, следует использовать либо базовый предел текучести f_{yb} из Таблицы 3.2, или предел текучести из Таблицы 3.1.

ПРИМЕЧАНИЕ Это отличается от условных обозначений, используемых в СН РК EN 1993-1-3.

А.3.1.9 Условия для проектирования с помощью расчетов, определяемые в данном Приложении, могут использоваться только для сталей в пределах номинальной толщины t следующим образом:

$$2,0 \text{ мм} \leq t \leq 15,0 \text{ мм}.$$

А.3.1.10 Для поперечных сечений стальных шпунтовых свай класса 4 с большей или меньшей толщиной допустимая несущая способность должна определяться в проекте, выполняемом с помощью испытаний согласно А.7.

А.3.2 Свойства сечения

А.3.2.1 Свойства профилей следует рассчитывать с учетом чувствительности свойств общего поперечного сечения к каким-либо используемым аппроксимациям, см. 5.1 СН РК EN 1993-1-3, и их влияние на прогнозируемое сопротивление элемента.

А.3.2.2 Следует принимать в расчет воздействия локальной потери устойчивости с использованием полезной площади сечения, согласно указаниям Пункта А.4.

А.3.2.3 Свойства поперечного сечения брутто следует определять с использованием указанных номинальных размеров. В расчетах свойств поперечного сечения брутто малые отверстия не требуется отнимать, но необходимо делать поправку на большие отверстия.

А.3.2.4 Площадь нетто поперечного сечения сваи или элемента поперечного сечения следует рассчитывать как его площадь брутто минус соответствующие вычеты для всех отверстий и зазоров.

А.3.2.5 Необходимо учитывать влияние закругленных углов на свойства профиля. Влияние углов сгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с острыми углами, используя следующие приближенные Формулы (5.1a) - (5.1d) СН РК EN 1993-1-3:

$$\begin{aligned} A_g &\approx A_{g,sh}(1 - \delta); \\ I_g &\approx I_{g,sh}(1 - 2\delta); \\ I_w &\approx I_{w,sh}(1 - 4\delta); \\ \delta &= 0,43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n r_j \cdot \frac{\varphi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^n b_{p,i}}, \end{aligned}$$

где A_g — полная площадь поперечного сечения;
 $A_{g,sh}$ — значение A_g для сечения с острыми углами;
 $b_{p,i}$ — теоретическая ширина плоского i -го элемента в сечении с острыми углами;
 I_g — момент инерции полного поперечного сечения;
 $I_{g,sh}$ — значение I_g для сечения с острыми углами;
 I_w — бимомент инерции полного сечения;
 $I_{w,sh}$ — значение I_w для сечения с острыми углами;
 φ — угол между двумя плоскими элементами;
 m — количество плоских элементов;
 n — количество криволинейных элементов;
 r_j — внутренний радиус криволинейного j -го элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ Пример идеализированного поперечного сечения шпунтовой сваи с острыми углами приводится на Рисунке А.2.

А.3.2.6 Для проектирования с помощью расчетов соотношение ширины к толщине не должно превышать значений, приведенных в Таблице А.2.

А.3.2.7 Применение соотношений ширины к толщине, превышающих эти значения, не исключается, но сопротивление сваи в предельно граничных состояниях и ее поведение в граничных состояниях эксплуатационной надежности следует проверять с помощью испытания в соответствии с Пунктом А.7.

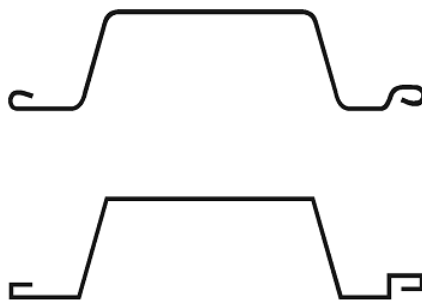


Рисунок А.2 — Пример идеализированного поперечного сечения

А.4 Локальная потеря устойчивости

А.4.1 При определении сопротивления и жесткости поперечных сечений стальных шпунтовых свай класса 4 следует учитывать воздействия локальной потери устойчивости, в соответствии с 5.5, СН РК EN 1993-1-3, за исключением случаев, для которых в данном Приложении указаны другие условия.

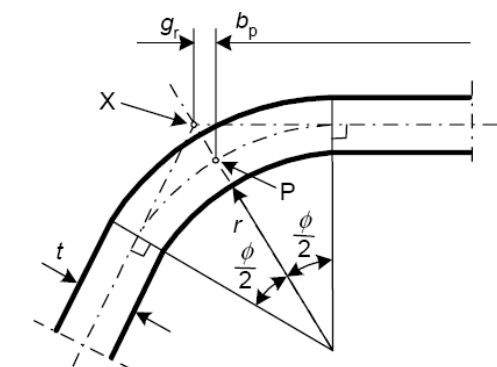
А.4.2 Эффективную ширину плоских элементов без элементов жесткости следует определять по СН РК EN 1993-1-5, используя теоретическую ширину b_p для \bar{b} путем определения уменьшающего коэффициента для устойчивости пластинок, основываясь на ее условной гибкости $\bar{\lambda}_p$.

А.4.3 Теоретическая ширина b_p плоского элемента должна быть определена по Рисунку А.3. В этом случае для плоских элементов в виде наклонных стенок принимается соответствующая наклонная высота.

А.4.4 Для плоских элементов с замковыми соединениями, действующими в качестве краевых ребер жесткости, приведенная ниже методика для краевого отгиба применима, если угол между отгибом и плоским элементом находится в пределах от 45° до 135° и выполняются требования 5.2.

А.4.5 Поперечное сечение краевого отгиба должно быть принято состоящим из эффективной части элемента жесткости, т. е. части с или частей с и d, как показано на Рисунке А.4, плюс примыкающая эффективная часть плоского участка b_p .

а)



б)

X — пересечение срединных линий;

P — средняя точка угла;

$$r_m = r + t/2;$$

$$g_r = r_m \left(\tan \left(\frac{\varphi}{2} \right) - \sin \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

с)

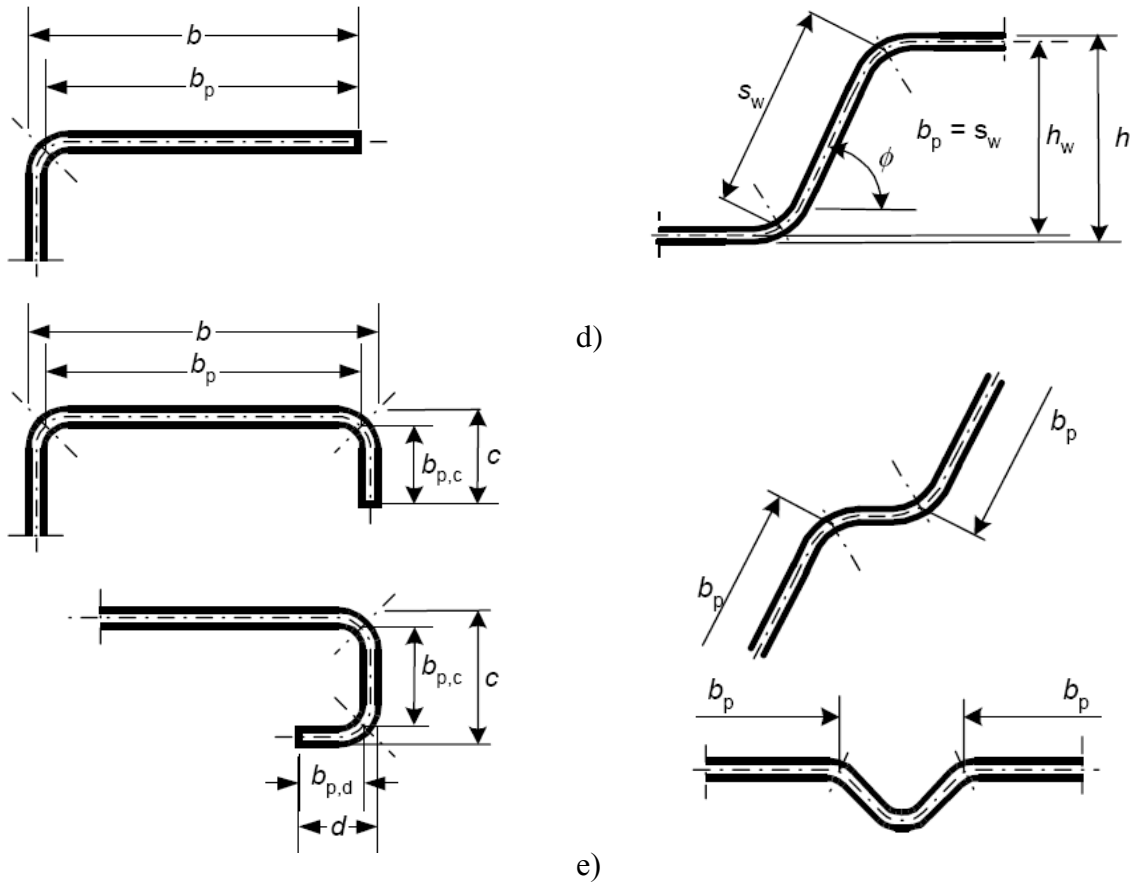


Рисунок А.3 — Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения, примыкающих к углу:

- а — средняя точка угла или сгиба;
- б — теоретическая ширина b_p для плоских частей полки;
- с — теоретическая ширина b_p плоской части стенки ($b_p =$ наклонная высота s_w);
- д — теоретическая ширина b_p плоских частей, смежных с элементом жесткости на стенке;
- е — теоретическая ширина b_p плоских участков, смежных с элементом жесткости на полке

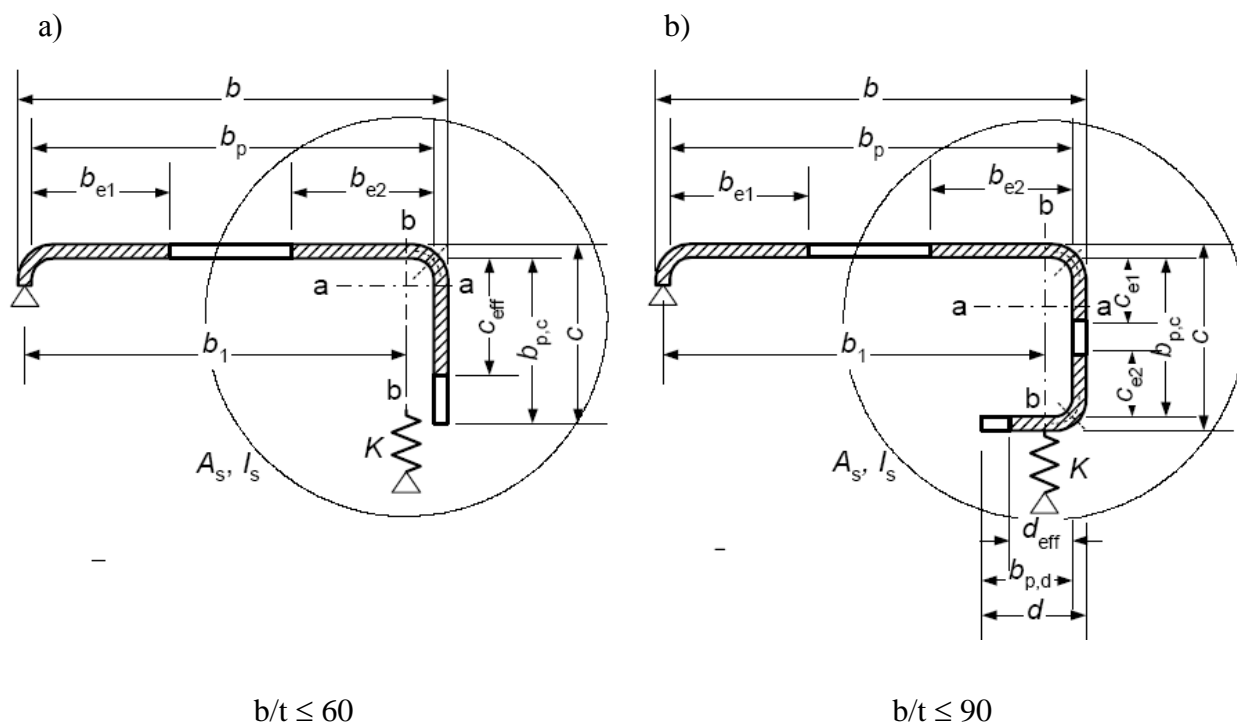


Рисунок А.4 — Краевые отгибы:

а — одинарный краевой отгиб;

б — двойной краевой отгиб

А.4.6 Алгоритм определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов должен содержать следующие этапы:

— этап 1. Определяется начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины, определяемой при $K = \infty$ и $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$, см. СН РК EN 1993-1-3 Пункты 5.5.3.2.4, 5.5.3.2.5;

— этап 2. Определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости), используя начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости и наличие непрерывной упруго-податливой опоры см. Пункты 5.5.3.2.6, 5.5.3.2.7, 5.5.3.2.8 СН РК EN 1993-1-3;

— этап 3. Уточнение коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения осуществляется итерационным расчетом см. СН РК EN 1993-1-3 Пункты 5.5.3.2.9, 5.5.3.2.10.

ПРИМЕЧАНИЕ На Рисунке А.2 показан пример идеализации геометрии замкового соединения, действующего в качестве краевого ребра жесткости.

Таблица А.2 — Максимальные соотношения ширины к толщине; моделирование статического поведения

| Часть поперечного сечения | Моделирование статического поведения |
|---|--------------------------------------|
| | |
| $b/t \leq 90$ | |
| | |
| $b/t \leq 200$ | |
| | |
| $45 \leq c/t \leq 90$ $c/t \leq 200$ | |

А.4.7 Для плоских элементов сжатия с замковыми соединениями, действующими в качестве краевых ребер жесткости, проектирование должно основываться на допущении, что элемент жесткости работает как сжатый с непрерывным закреплением упруго-податливыми связями, жесткость которых зависит от граничных условий и изгибной жесткости смежных плоских элементов.

А.4.8 Пружинную жесткость замкового соединения, действующего как краевое ребро жесткости, следует определять на основе Формулы (5.9) СН РК EN 1993-1-3:

$$K = u/\delta,$$

где δ — перемещение элемента жесткости от единичной нагрузки u , действующей в центре тяжести (b_1) эффективной части поперечного сечения.

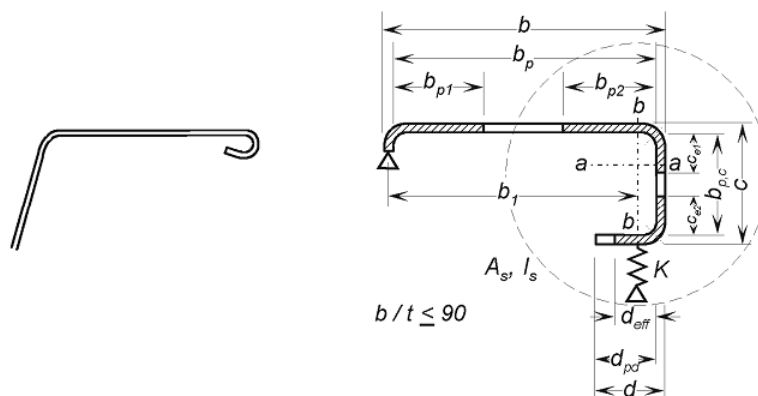


Рисунок А.5 — Замковое соединение, считающееся краевым ребром жесткости

А.4.9 Формулу (5.10) СН РК EN 1993-1-3 можно применять для шпунтового свайного ряда для Z-образного профиля, согласно Рисункам А.6 и А.7, с помощью жесткости изгиба плиты $(E^p)/I_z(1-\nu)$.

$$\delta = \theta b_p + \frac{ub_p^3}{3} \cdot \frac{12 \cdot (1 - v^2)}{Et^3},$$

где $\theta = ub_p / C_\theta$.

А.4.10 Жесткость поворотной пружины, представляющей переборку (см. Рисунок А.7) можно определять следующим образом:

$$E_{\omega} = 1/2 \times 1 \times s_i, \quad (\text{A.1})$$

$$C_\theta = \frac{1}{\theta} = \frac{2E_w}{G};$$

(A.2)

$$l_w = \frac{t^3}{12(1-\nu^2)}. \quad (\text{A.3})$$

А.4.11 Фактический изгибающий момент в поворотной пружине в результате единичной нагрузки составляет ub_p , а соответствующий поворот определяется следующим образом:

$$\Theta = \frac{u_p}{C_p} = \frac{u_{pc}}{2H_w} \quad (\text{A.4})$$

Так, Формула (5.10) СН РК EN 1993-1-3 преобразовывается в следующее выражение:

$$\delta = \frac{2\beta(1-\beta)}{\beta} \cdot (6\beta) \quad (\text{A.5})$$

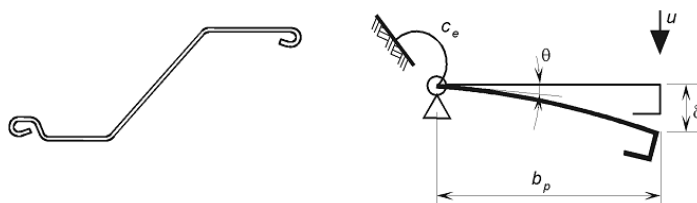


Рисунок А.6 — Определение пружинной жесткости фланца

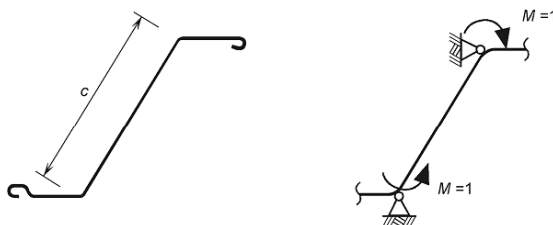


Рисунок А.7 — Определение пружинной жесткости переборки

А.5 Сопротивление поперечного сечения

А.5.1 Общие положения

А.5.1.1.Р Расчетные значения внутренних усилий и моментов в каждом поперечном сечении не должны превышать расчетные значения соответствующих сопротивлений.

А.5.1.2 Расчетное сопротивление поперечного сечения должно определяться либо с помощью расчетов, используя способы, определенные в данном разделе, либо с помощью проектирования на основе испытаний, согласно А.7.

А.5.1.3 Положения Пункта А.5 не следует применять, за исключением одноосного изгиба с $M_z = 0$.

А.5.1.4 Можно допустить, что одна из главных осей шпунтового свайного ряда параллельна оси системы подпорной стенки.

А.5.1.5 Для проектирования на основе расчетов сопротивление поперечного сечения необходимо проверять для следующих пунктов:

- изгибающий момент, с учетом воздействий локального поперечного изгиба;
- локальные поперечные усилия;
- совокупность изгибающего момента и сдвигающего усилия;
- совокупность изгибающего момента и осевого усилия;
- совокупность изгибающего момента и локальных поперечных усилий.

А.5.1.6 Проектирование на основе испытаний можно применять вместо проектирования на основе расчетов для любого из этих сопротивлений.

ПРИМЕЧАНИЕ Проектирование на основе испытаний может быть чрезвычайно полезным для поперечных сечений с относительно высокими соотношениями b_p / t , например в отношении не упругого поведения или повреждения переборки.

А.5.1.7 При проектировании на основе расчетов необходимо учитывать воздействия локальной потери устойчивости с использованием свойств полезной площади сечения, определяемых согласно указаниям Пункта А.4.

А.5.1.8 В положениях, определенных в данном разделе, не учитывается возможная общая потеря устойчивости шпунтовых свай, так что за информацией о рядах шпунтовых свай, в которых может возникнуть потеря устойчивости в результате сжимающих усилий, следует обращаться к Разделу 6.2 СН РК EN 1993-1-3.

А.5.1.9 Следует применять критерии, определенные в 5.2.3.1. Необходимо избегать высоких осевых усилий, приводящих к общей потере устойчивости, при использовании поперечных сечений класса 4.

А.5.1.10 Схватки перед стенкой из шпунтовых свай или позади нее следует использовать для передачи усилий из анкеров или подпорок (см. Рисунок А.8 а)), при этом предусматривая перераспределение усилий. Если для передачи усилия из стяжного стержня непосредственно в шпунтовую сваю, как показано на Рисунке А.8 б)), используется подкладка, необходимо провести испытания согласно Разделу 2.6, если толщина профиля шпунтовой сваи составляет ≤ 6 мм.

А.5.1.11 При использовании способов итерационных вычислений, необходимо произвести несколько итераций, если требуется, во избежание недостатка точности.

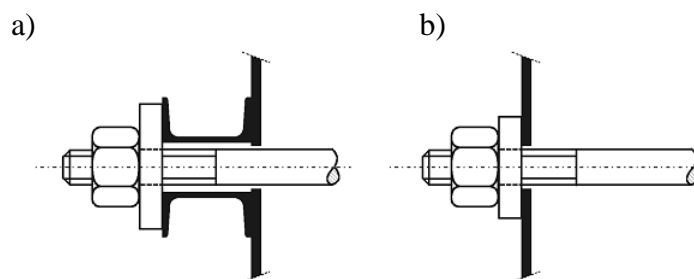


Рисунок А.8 — Передача усилий анкера:

а — со схваткой;

б — с подкладкой

А.5.2 Изгибающий момент

А.5.2.1 Сопротивление моменту поперечного сечения шпунтовой сваи класса 4 следует определять согласно СН РК EN 1993-1-3, за исключением случаев, для которых в данном Приложении определены другие условия.

А.5.2.2 Расчетная несущая способность поперечного сечения при изгибе относительно одной из главных осей $M_{c,Rd}$ определяется следующим образом (см. Рисунок А.9):

— если момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} меньше, чем момент сопротивления полного упругого сечения W_{el} , (6.4) СН РК EN 1993-1-3:

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0};$$

— если момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} равен моменту сопротивления полного упругого сечения W_{el} , (6.5) СН РК EN 1993-1-3:

$$M_{c,Rd} = f_{yb} \cdot (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \cdot 4 \cdot (1 - \bar{\lambda}_{e,max} / \bar{\lambda}_{e0})) / \gamma_{M0}, \text{ но не более чем } W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0},$$

где $\bar{\lambda}_{e,max}$ — условная гибкость элемента, соответствующая наибольшему значению отношения $\bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0}$.

А.5.2.3 Для плоских элементов, опертых по двум сторонам, $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ и $\lambda_{el} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055 \cdot (3 + \psi)}$, где ψ — соотношение напряжений, см. 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3.

А.5.2.4 Для плоских элементов, опертых по одной стороне (свес), $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ и $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$, см. 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3.

А.5.2.5 Для элементов с элементами жесткости $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ и $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$, см. 5.5.3 СН РК EN 1993-1-3.

А.5.2.6 Зависимость несущей способности при изгибе от условной гибкости элемента приведена на Рисунке А.9.

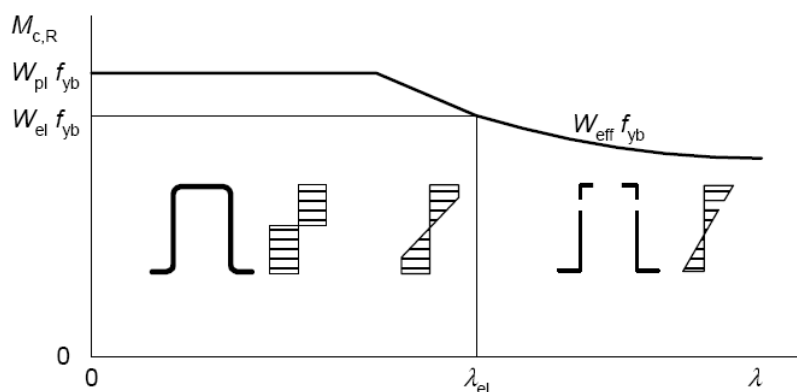


Рисунок А.9 — Зависимость предельного изгибающего момента от условной гибкости

А.5.2.7 Воздействия инерционности сдвига в рядах из стальных шпунтовых свай можно не учитывать.

А.5.2.8 Не требуется выполнять пластическое перераспределение изгибающих моментов в подпорных стенках, состоящих из поперечных сечений класса 4.

А.5.2.9 Если сопротивление моменту профиля различно для положительных и отрицательных изгибающих моментов, то это необходимо учитывать при проектировании.

А.5.3 Сдвигающее усилие

А.5.3.1 Сопротивление сдвига переборки следует определять в соответствии с Пунктами А.5.3.2 и А.5.3.3, за исключением случаев, для которых в данном Приложении определены другие условия.

А.5.3.2 Несущая способность поперечного сечения на сдвиг $V_{b,Rd}$ определяется по Формуле (6.8) СН РК EN 1993-1-3:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} \cdot t f_{bv}}{\gamma_{M0}},$$

где f_{bv} — критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости

стенки, приведенное в Таблице А.3;

h_w — высота стенки между срединными плоскостями полок (см. Рисунок А.3с);

ϕ — угол наклона стенки относительно полок (см. Рисунок А.10).

Таблица А.3 — Критическое напряжение f_{bv} при сдвиге

| Условная гибкость стенки | Стенка без элемента жесткости на опоре | Стенка с элементом жесткости на опоре * |
|---|--|---|
| $\bar{\lambda}_w \leq 0,83$ | $0,58f_{yb}$ | $0,58f_{yb}$ |
| $0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$ | $0,48f_{yb}/\bar{\lambda}$ | $0,48f_{yb}/\bar{\lambda}$ |
| $\bar{\lambda}_w \geq 1,40$ | $0,67f_{yb}/\bar{\lambda}_w^2$ | $0,48f_{yb}/\bar{\lambda}$ |
| * Элементы жесткости на опоре, такие как ребра жесткости, установленные для предотвращения искривлений стенки и рассчитанные на восприятие опорной реакции. | | |

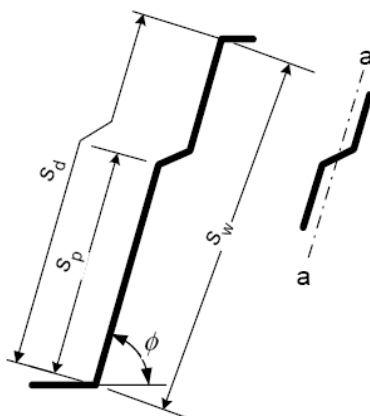


Рисунок А.10 — Стенка с продольным элементом жесткости

А.5.3.3 Условная гибкость стенки должна определяться следующим образом по Формулам (6.10а), (6.10b) СН РК EN 1993-1-3:

— для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}};$$

— для стенок с продольными элементами жесткости (см. Рисунок А.10)

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34}{k_t} \cdot \frac{f_{yb}}{E}}, \text{ но } \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}},$$

$$\text{где } k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \cdot \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3};$$

I_s — момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенный по 5.5.3.4.3.7 СН РК EN 1993-1-3, относительно оси а-а, как показано на Рисунке А.10;

s_d — общая наклонная высота стенки, как показано на Рисунке А.10;

s_p — наклонная высота наибольшего плоского участка стенки (см. Рисунок А.10);

s_w — наклонная высота стенки, показанная на Рисунке А.10, между средними

точками углов (см. Рисунок А.3с).

А.5.3.4 Сопротивление потере устойчивости при сдвиге f_{bv} следует определять с помощью Таблицы А.3, для переборок без элементов жесткости в опорном креплении.

А.5.4 Локальные поперечные усилия

А.5.4.1 Общие положения

А.5.4.1.1 Если схватка расположена перед стенкой на стороне выемки грунта, как показано на Рисунке 7.6, то проверку следует производить согласно **А.5.4.2**.

А.5.4.1.2 Если схватка расположена позади стенки, как показано на Рисунке 7.4, то проверку следует производить согласно **А.5.4.3**.

А.5.4.2 Переборки, подвергающиеся поперечным сжимающим усилиям

А.5.4.2.1 Чтобы предотвратить обрушение, повреждение или потерю устойчивости в переборке, подвергающейся опорной реакции через схватку, прилагаемое поперечное усилие F_{Ed} должно соответствовать следующему условию:

$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$, где $R_{w,Rd}$ — локальное поперечное сопротивление переборки.

А.5.4.2.2 Для переборки без элементов жесткости локальное поперечное сопротивление $R_{w,Rd}$ должно рассчитываться согласно Пункта А.5.4.2.3, за исключением случаев, для которых в данном Приложении определены другие условия.

ПРИМЕЧАНИЕ В этот параграф входит описание Z-образных профилей, представляющее двойную сваю, изготовленную из двух Z-образных профилей.

А.5.4.2.3 Для схваток, действующих в качестве опорного крепления:

— значение эффективной несущей длины l_a , используемое в Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-3, должно определяться в соответствии с Пунктом А.5.4.2.4;

— значение коэффициента α , используемое в Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-3, должно быть рассчитано согласно следующим условиям:

$\alpha = 0,075$ — для категории 1;

$\alpha = 0,15$ — для категории 2.

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \cdot (1 - 0,1 \sqrt{r/t}) \cdot [0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t}] \cdot (2,4 + (\varphi / 90)^2) / \gamma_{M1},$$

ПРИМЕЧАНИЕ Категория 1 применяется, если расстояние между схваткой и кромкой сваи составляет $\leq 1,5 h_w$, где h_w — глубина профиля, в других случаях применяется категория 2.

А.5.4.2.4 Значение эффективной длины нагружения l_a должно определяться следующим образом по Формулам (6.19a), (6.19b), (6.19c) СН РК EN 1993-1-3:

а) для категории 1

$$l_a = 10 \text{ мм},$$

б) для категории 2

$$l_a = s_s \quad \text{при } \beta_v \leq 0,2,$$

$$l_a = 10 \cdot i \quad \text{при } \beta_v \geq 0,3.$$

При $0,2 < \beta_v < 0,3$ — линейной интерполяцией по значениям l_a при $\beta_v = 0,2$ и $0,3$,

$$\text{где } \beta_v = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}.$$

$|V_{Ed,1}|$ и $|V_{Ed,2}|$ — абсолютные значения поперечных сил на каждой стороне от местной нагрузки или опорной реакции и $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$.

А.5.4.3 Переборки, подвергающиеся поперечным растягивающим усилиям

А.5.4.3.1 Для переборок, подвергающихся поперечным растягивающим усилиям, проверки должны производиться согласно 7.4.3.3.

А.5.5 Совокупность сдвигающего усилия и изгибающего момента

А.5.5.1 Для совокупности сдвигающего усилия и изгибающего момента проверку следует производить с помощью Формулы (6.27) СН РК EN 1993-1-3.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0,$$

где N_{Rd} — несущая способность поперечного сечения при равномерном растяжении или сжатии, приведенная в 6.1.2 или 6.1.3 СН РК EN 1993-1-3;

$M_{y,Rd}$ — несущая способность поперечного сечения на изгиб, см. А.5.2;

$V_{w,Rd}$ — несущая способность стенки на сдвиг, см. А.5.3;

$M_{f,Rd}$ — несущая способность на изгиб поперечного сечения, состоящего только из полок, см. СН РК EN 1993-1-5;

$M_{pl,Rd}$ — несущая способность поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, см. СН РК EN 1993-1-5.

А.5.6 Совокупность изгибающего момента и локальных поперечных усилий

А.5.6.1 Для совокупности изгибающего момента и локальных поперечных усилий проверка должна производиться в соответствии с Пунктом А.5.6.2.

А.5.6.2 Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента M_{Ed} и поперечной силы от местной нагрузки или опорной реакции F_{Ed} должно удовлетворять условиям (6.28а) - (6.28с) СН РК EN 1993-1-3:

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1,$$

$$F_{Ed}/F_{w,Rd} \leq 1,$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Ed}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Ed}} \leq 1,25,$$

где $M_{c,Rd}$ — предельный момент для сечения, приведенный в А.5.2.1;

$R_{w,Rd}$ — несущая способность стенки при местном поперечном воздействии, см. 6.1.7 EN 1993-1-3.

В Формуле (6.28с) СН РК EN 1993-1-3 изгибающий момент M_{Ed} может быть

рассчитан для края опоры. Для элементов и профилированных листов с более чем одной стенкой $R_{w,Rd}$ равно сумме несущих способностей отдельных стенок.

А.5.7 Совокупность изгибающего момента и осевого усилия

А.5.7.1 Сочетание изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ с осевым растяжением N_{Ed} должны удовлетворять критерию (6.23) СН РК EN 1993-1-3, без учета изгиба по оси $z - z$.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} \leq 1,$$

где $N_{t,Rd}$ — расчетное предельное усилие для поперечного сечения при равномерном растяжении (6.1.2 СН РК EN 1993-1-3);

$M_{cy,Rd,ten}$ — несущая способность поперечного сечения при максимальном растягивающем напряжении от момента, действующего только относительно оси $y-y$ (А.5.2);

$M_{cz,Rd,ten}$ — несущая способность поперечного сечения при максимальном растягивающем напряжении от момента, действующего только относительно оси $z-z$ (6.1.4 СН РК EN 1993-1-3).

А.5.7.2 Если выполняются условия $M_{cy,Rd,com} \leq M_{cy,Rd,ten}$ или $M_{cz,Rd,com} \leq M_{cz,Rd,ten}$

(где $M_{cy,Rd,com}$ и $M_{cz,Rd,com}$ — несущая способность поперечного сечения при максимальном сжимающем напряжении от момента только относительно соответствующей оси), то должно быть также выполнено условие

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.$$

А.5.7.3 Проверку для совокупности изгибающего момента и осевого сжатия следует производить в соответствии с 6.1.9 СН РК EN 1993-1-3, без учета изгиба по оси $z - z$.

А.5.8 Локальное поперечное изгибание

А.5.8.1 В случае, если дифференциальное давление воды превышает 1 м напора, воздействия давления воды на локальное поперечное изгибание плиты необходимо учитывать при определении общего сопротивления изгибу.

А.5.8.2 В качестве упрощения такую проверку можно выполнять с помощью следующей процедуры:

— проверку поперечного сечения необходимо выполнять только в точках максимальных моментов, где дифференциальное давление воды более 1 м напора;

— влияние дифференциального давления воды следует принимать в расчет с использованием уменьшенной толщины плиты $t_{red} = \rho_p t$, где значение ρ_p определяется по Таблице А.4;

— при определении ρ_p по Таблице А.4 необходимо учитывать дифференциальное давление воды, действующее в значимых точках максимальных моментов.

Таблица А.4 — Коэффициенты уменьшения \square_p для толщины плиты в результате действия дифференциального давления воды

| w | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 400$ | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 600$ | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 800$ | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 1000$ |
|-----|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|
| 1,0 | 0,99 | 0,98 | 0,96 | 0,94 |
| 2,5 | 0,98 | 0,94 | 0,88 | 0,78 |
| 5,0 | 0,95 | 0,86 | 0,67 | 0,00 |

Таблица А.4 — Коэффициенты уменьшения \square_p для толщины плиты в результате действия дифференциального давления воды (продолжение)

| w | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 400$ | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 600$ | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 800$ | $(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 1000$ |
|------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|
| 7,5 | 0,92 | 0,75 | 0,00 | 0,00 |
| 10,0 | 0,88 | 0,58 | 0,00 | 0,00 |

b — ширина полки, но b не должно быть меньше, чем $c/\sqrt{2}$, где c — высота наклона переборки;

t_{min} — минимальная толщина полки или переборки;

w — напор дифференциального давления воды, м;

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, где f_y измеряется в Н/мм².

ПРИМЕЧАНИЕ Эти значения применяются для Z-свай и являются консервативными для Ω -образных и U-образных свай. Возможно увеличение ρ_p (например, если замковые соединения свариваются), но в этом случае необходимо дополнительное исследование.

А.6 Проектирование на основе расчетов

А.6.1 Для проектирования подпорной стенки, изготовленной из шпунтовых свай класса 4, можно применять следующие способы.

А.6.2 Результаты воздействий в сваях в предельно граничных состояниях можно определять с помощью упругой балочной модели и применимой модели для грунта, в соответствии с EN 1997-1.

А.6.3 Если необходимо, в качестве наилучшей оценки следует выбирать конструктивные входные данные для балочной модели.

А.6.4 Для осевого сжатия необходимо проверять, можно ли не учитывать потерю устойчивости.

А.6.5 При применении проектирования с помощью расчетов, необходимо проверять, что для стальных шпунтовых свай, которые предполагается использовать, выполнены соответствующие критерии, определенные в данном Приложении,

А.6.6 На основе сопротивлений поперечных сечений, представляемых изготовителем стальных шпунтовых свай, выбранное поперечное сечение сваи необходимо проверять согласно Пункту А.5, делая поправку на воздействия коррозии, если это требуется.

ПРИМЕЧАНИЕ ДАННЫЕ о сопротивлении поперечного сечения, которые могут предоставляться изготовителем: $M_{c,Rk}$, N_{Rk} , $V_{b,Rk}$, $R_{w,Rk}$, с учетом сортов сталей и уменьшенной толщины в результате коррозии.

А.6.7 Если требуется, с балочной моделью в итерационной процедуре следует использовать эффективную жесткость поперечного сечения в предельно граничных состояниях.

А.6.8 Если необходима проверка в граничном состоянии эксплуатационной надежности, можно использовать балочную модель в сочетании с соответствующей моделью для грунта, согласно предписаниям EN 1997-1.

А.6.9 За информацией об определении данных по жесткости поперечного сечения, используемых для проверки состояний эксплуатационной надежности, следует обращаться к Разделу 7.1 СН РК EN 1993-1-3.

А.7 Проектирование на основе испытаний

А.7.1 Основные принципы

А.7.1.1 Для применения принципов проектирования на основе испытаний, определенных в Разделе 5 EN 1990, для специальных требований к стальным шпунтовым сваям холодной штамповки, следует использовать следующую процедуру.

А.7.1.2 Несмотря на то, что следующие условия были разработаны для профилей холодной штамповки, их можно также применять для стальных шпунтовых свай горячей прокатки.

А.7.1.3 Испытание можно проводить в одном из следующих обстоятельств, если:

- а) свойства стали не известны;
- б) существует необходимость учета фактических свойств профиля холодной штамповки;
- в) для проектирования профиля шпунтовой сваи только на основе расчетов не имеется приемлемых аналитических методов;
- г) реалистичные данные для проектирования невозможно получить иным способом;
- е) необходима проверка эксплуатационных параметров имеющейся конструкции;
- ф) желательно соорудить несколько аналогичных конструкций или компонентов на основе макета;
- г) необходимо подтверждение соответствия изготовления;
- д) требуется подтвердить достоверность и приемлемость аналитического метода;
- и) желательно составление таблиц сопротивлений на основе испытаний или на совокупности испытаний и анализа;
- ж) желательно принять в расчет практические коэффициенты, которые могут изменять эксплуатационные характеристики конструкции, но не определены соответствующим способом анализа в проектировании на основе расчетов.

А.7.1.4 Испытание, являющееся основой для таблиц несущей способности, должно проводиться в соответствии с указаниями А.7.3.

ПРИМЕЧАНИЕ Информация о процедурах для стальных тонкостенных шпунтовых свай приводится в Приложении В.

А.7.1.5 Испытание на растяжение стале́й должно проводиться в соответствии с указаниями EN 10002-1. Испытания других свойств стале́й следует выполнять согласно соответствующим Европейским стандартам.

А.7.2 Условия

А.7.2.1 Необходимо выполнять условия, определенные в Пунктах А.7.2.2 - А.7.2.11, за исключением случаев, для которых в данном Приложении определены другие условия.

А.7.2.2 Каждый испытываемый образец должен быть подобен по всем показателям части или целой конструкции, которую он представляет.

А.7.2.3 Условия опирания образцов должны быть идентичными применяемым на практике. Когда это не может быть достигнуто, должны использоваться, как вариант, менее благоприятные условия опирания, которые занижают несущую способность или завышают гибкость.

А.7.2.4 Устройства для приложения испытательных нагрузок должны воспроизводить реальные условия приложения нагрузок. Эти устройства не должны повышать несущую способность поперечного сечения при поперечных деформациях по сравнению с той, которая была бы получена в случае перегрузки при эксплуатации. Они не должны также создавать сосредоточенные нагрузки в местах наибольшей несущей способности.

А.7.2.5 Если данное сочетание нагрузок включает силы, действующие по более чем одной линии, каждая ступень испытательной нагрузки должна быть пропорциональна каждой из этих сил.

А.7.2.6 На каждой стадии нагружения перемещения или деформации должны измеряться в одном или нескольких характерных местах конструкции. Отсчеты перемещений или деформаций должны сниматься после полной их стабилизации после приложения ступени нагрузки.

А.7.2.7 Образец считается разрушенным в любом из следующих случаев:

- обрушение или раскол;
- развитие трещины в жизненно важной части образца;
- чрезмерные перемещения.

А.7.2.8 В результате испытаний должно быть получено максимальное значение нагрузки, приложенной к образцу или в момент разрушения, или непосредственно перед разрушением.

А.7.2.9 Точность всех измерений должна соответствовать измеряемой величине и в любом случае не должна превышать $\pm 1\%$ от определяемой величины. Нижеследующие значения А.7.2.9 должны также учитываться.

А.7.2.10 Измерения геометрических параметров поперечного сечения испытываемого образца должны включать:

- общие размеры (ширина, высота и длина) с точностью $\pm 1,0$ мм;
- ширина плоских частей сечения с точностью $\pm 1,0$ мм;
- радиусыгиба с точностью $\pm 1,0$ мм;
- наклон плоских частей с точностью $\pm 2,0^\circ$;

- углы между плоскими поверхностями с точностью $\pm 2,0^\circ$;
- положения и размеры промежуточных элементов жесткости с точностью $\pm 1,0$ мм;
- толщина материала с точностью $\pm 0,01$ мм;
- точность всех измерений поперечного сечения должна быть максимум 0,5 % от номинальных размеров.

А.7.2.11 Также измеряются другие геометрические параметры, такие как:

- расположение частей относительно друг друга;
- расположение креплений;
- величина крутящего момента при натяжении метизов крепления и т. д.

А.7.2.12 Во время приложения нагрузки, до достижения рабочей нагрузки, нагрузку можно устранять и затем прилагать снова. Для этой цели рабочую нагрузку можно оценивать как 30 % предельной нагрузки. Нагрузка, превышающая рабочую нагрузку, должна поддерживаться с неизменной величиной при каждом возрастании, пока любые деформации, зависящие от времени, в результате пластичного поведения не станут незначительными.

А.7.3 Данные о поперечном сечении, основанные на испытаниях

А.7.3.1 Сопротивления поперечных сечений и эффективная жесткость стальных шпунтовых свай холодной штамповки можно определять согласно испытаниям на прочность.

А.7.3.2 Испытания на прочность могут быть использованы для подтверждения расчетной несущей способности конструкции или ее части. Если имеется определенное количество подобных конструкций, запроектированных по общей методике и если испытаны один и более прототипов и они отвечают всем требованиям испытаний на прочность, то другие конструкции могут быть использованы без дальнейших испытаний, с учетом их подобия прототипам по всем соответствующим показателям.

А.7.3.3 Перед проведением испытаний на прочность сначала должны быть проведены предварительные испытания.

А.7.3.1 Предварительные испытания

А.7.3.1.1 Чтобы убедиться в надежности конструкции или ее части, предварительные испытания могут быть использованы как испытания без разрушения.

А.7.3.1.2 Испытательная нагрузка для предварительных испытаний должна приниматься равной сумме:

- 1,0×(фактический собственный вес во время испытаний);
- 1,15×(остальная постоянная нагрузка);
- 1,25×(временные нагрузки),

но нет необходимости принимать нагрузку более чем расчетная предельная нагрузка и нормативная предельная нагрузка для нормативных (редких) сочетаний нагрузки.

А.7.3.1.3 До проведения предварительных испытаний может быть целесообразным выполнить пробное нагружение (нагрузкой, не превышающей нормативные значения) и затем снять нагрузку.

А.7.3.1.4 Сначала конструкция должна быть нагружена полной нормативной нагрузкой. Под этой нагрузкой конструкция должна работать абсолютно упруго. После снятия этой нагрузки остаточный прогиб не должен превышать 20 % от максимального зафиксированного прогиба. Если этот критерий не выполняется, данная часть испытаний должна быть повторена. При повторном цикле нагружения конструкция должна показывать линейную работу до нормативной нагрузки, и остаточный прогиб не должен превышать 10 % от максимального зафиксированного.

А.7.3.1.5 При предварительных испытаниях нагрузки должны прилагаться равными ступенями через равные промежутки времени, с измерением прогибов на каждом этапе. Когда прогибы становятся значительно нелинейными, ступени нагрузки должны быть уменьшены.

А.7.3.1.6 После достижения предварительной испытательной нагрузки она должна оставаться неизменной между несколькими последовательными записями показаний и измерениями прогибов, для установления зависимостей различных деформаций конструкции от времени, таких как деформации креплений или деформации, вызванные ползучестью в цинковом покрытии.

А.7.3.1.7 Разгрузка должна выполняться равными ступенями, с записью прогибов на каждом этапе.

А.7.3.1.8 Конструкция должна быть способна выдержать предварительную испытательную нагрузку, и в ней не должно быть значительных местных смятий или дефектов, свидетельствующих о непригодности конструкции после испытаний.

А.7.3.1.9 Нагружение должно производиться ступенями до нагрузки, соответствующей несущей способности по прочности, с измерениями на каждом этапе нагружения прогибов. Для того, чтобы установить, не происходит ли ползучесть конструкции, предельная нагрузка удерживается в течение не менее 1 ч, с измерениями за это время прогибов.

А.7.3.1.10 Разгрузка должна выполняться равными ступенями, с записью прогибов на каждом этапе.

А.7.3.1.11 Полная испытательная нагрузка (включая собственный вес) для испытаний на прочность F_{str} должна определяться исходя из полной расчетной нагрузки F_{Ed} , определенной расчетом для различных предельных состояний по Формуле (А.2) СН РК EN 1993-1-3:

$$F_{str} = \gamma_{Mi} \mu_F F_{Ed},$$

где μ_F — соответствующий грузовой коэффициент;

γ_{Mi} — частный коэффициент безопасности для предельного состояния.

А.7.3.1.12 Грузовой коэффициент μ_F учитывает изменения несущей способности конструкции или ее части в зависимости от различных пределов текучести материала, местной устойчивости, общей устойчивости и любых других уместных параметров или обстоятельств.

А.7.3.1.13 Грузовой коэффициент μ_F может быть принят равным отношению значения предельной нагрузки по несущей способности, основанной на среднем значении предела текучести f_{ym} , к соответствующему значению, основанному на номинальном значении предела текучести f_{yb} , в том случае, если реальное представление о несущей способности конструкции или ее части получено расчетом с использованием требований

настоящего технического кодекса или другим приемлемым методом расчета, учитывающим влияние всех видов потери устойчивости.

А.7.3.1.14 Значение f_{ym} должно определяться исходя из измеренных пределов текучести материала $f_{yb,obs}$ для различных элементов конструкции или ее части с учетом их относительной важности.

А.7.3.1.15 Если реальные теоретические представления о несущей способности не могут быть получены, то значение грузового коэффициента μ_F должно приниматься равным поправочному коэффициенту по несущей способности μ_R .

μ_R — поправочный коэффициент по несущей способности:

$$\mu_R = \left(\frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{t_{obs,cor}}{t_{cor}} \right)^\beta.$$

А.7.3.1.16 Под действием испытательной нагрузки образец не должен потерять устойчивость или иметь трещины в любой части. После снятия испытательной нагрузки прогиб должен уменьшиться как минимум на 20 %.

Приложение В (информационное)

Испытания стальных тонкостенных шпунтовых свай

В.1 Общие положения

В.1.1 Нагрузки можно прилагать посредством воздушных мешков или с помощью перекладин, расположенных для моделирования распределяемых нагрузок. Чтобы предотвратить деформацию профиля в точках приложения нагрузки или опорных креплений, можно использовать поперечные стяжки и/или ребра жесткости (такие как деревянные блоки или стальные плиты).

В.1.2 Для испытаний Z-образных свай следует использовать, как минимум, двойную шпунтовую сваю.

В.1.3 Для Ω -образных свай следует использовать, как минимум, одну шпунтовую сваю.

В.1.4 Точность измерения должна соответствовать величине замеров и не должна выходить за пределы $\pm 1\%$ определяемого значения.

В.1.5 Измерения поперечных сечений испытываемого образца должны охватывать следующие геометрические свойства:

- габаритные размеры (ширина, глубина и длина) с точностью $\pm 1,0$ мм;
- ширина плоской части профиля с точностью $\pm 1,0$ мм;
- радиусы изгибов с точностью $\pm 1,0$ мм;
- угол наклона плоских стенок (угол между двумя поверхностями) с точностью $\pm 2^\circ$;
- толщина материала с точностью $\pm 1,0$ мм.

В.1.6 Необходимо обеспечить, чтобы направление нагрузки оставалось неизменным на протяжении испытания.

В.2 Испытание балки с одним пролетом

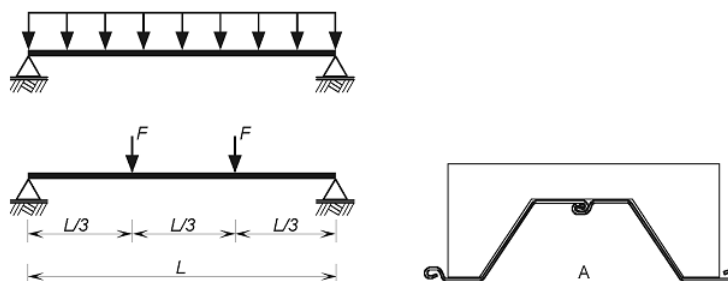
В.2.1 Для получения сопротивления моменту (когда незначительно сдвигающее усилие) и эффективной жесткости изгиба следует применять схемы испытания, показанные на Рисунке В.1.

В.2.2 В этом испытании необходимо использовать, как минимум, две точки приложения нагрузок, как изображено на Рисунке В.1.

В.2.3 Пролет следует выбирать так, чтобы результаты испытания отображали сопротивление моменту ряда из шпунтовых свай. Отклонения необходимо измерить в середине пролета на обеих сторонах полосы (исключая деформации опорных креплений).

В.2.4 Максимальную нагрузку, применяемую к образцу, совпадающую по времени с повреждением, или перед повреждением необходимо записать как величину, отображающую предельное сопротивление изгибающему моменту. Жесткость изгиба следует получить на основе кривой отклонений при нагрузке.

а)



A — в точке приложения нагрузки; B — в опорном креплении

Рисунок В.1, лист 1 — Схемы испытаний для определения сопротивления моменту:

a — приложение нагрузки;

b — предотвращение деформации профиля

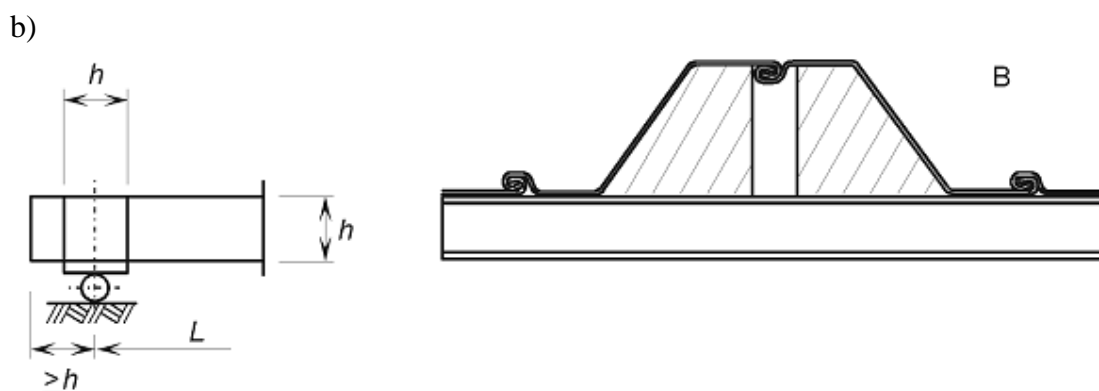


Рисунок В.1, лист 2

ПРИМЕЧАНИЕ Может потребоваться также изменение направления нагрузки на противоположное направление для несимметричных сечений.

В.3 Испытание промежуточного опорного крепления

В.3.1 Схема испытания, изображенная на Рисунке В.2, может применяться для определения сопротивления совокупности изгибающего момента и сдвигающего усилия в промежуточном опорном креплении ряда из шпунтовых свай, а также взаимодействия между моментом и опорной реакцией для данной ширины опорного крепления (схватки).

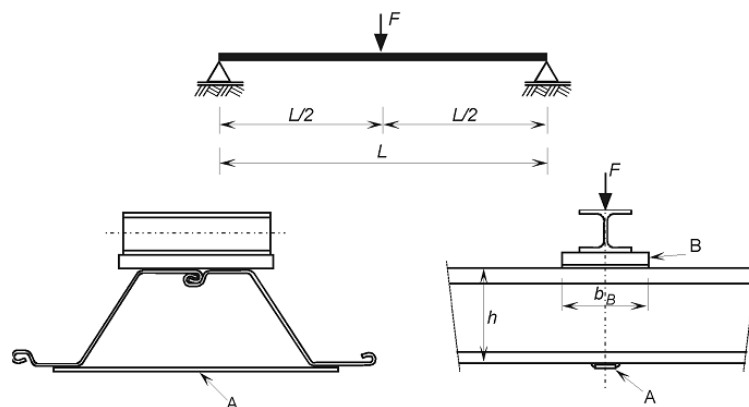
В.3.2 Для того, чтобы получить подробную запись данных о падающей (неустойчивой) части на кривой отклонений при нагрузках, испытание должно продолжаться в течение должного времени после достижения максимальной нагрузки.

В.3.3 Пролет для испытания L следует выбирать так, чтобы он представлял часть сваи между точками с каждой стороны обратного изгиба опорного крепления.

В.3.4 Ширина нагрузочного рычага b_B должна представлять ширину схватки, используемой на практике.

В.3.5 Деформации образца необходимо измерять с обеих сторон образца (включая деформации опорных креплений).

В.3.6 Максимальную нагрузку, применяемую к образцу, совпадающую по времени с повреждением, или перед повреждением следует записывать как предельную критическую нагрузку. Она отображает момент изгиба опорного крепления и опорную реакцию для данной ширины опорного крепления. Чтобы получить информацию о взаимодействии между моментом и опорной реакцией, испытания следует проводить для различных расстояний.



А — стяжка; В — плита

Рисунок В.2 — Приложение нагрузки для определения сопротивления изгибу и сопротивления сдвигу в промежуточном опорном креплении (схватке)

В.4 Испытание балки с двумя пролетами

В.4.1 В качестве альтернативы к В.3 можно проводить испытания с двумя пролетами, чтобы определить предельное сопротивление ряда из шпунтовых свай холодной штамповки. Предпочтительно нагрузка должна прилагаться с равномерным распределением (например, воздушный мешок).

В.4.2 Такое приложение нагрузки можно заменить несколькими сосредоточенными нагрузками, которые должным образом отражают поведение при равномерно распределенных нагрузках (см. Рисунок В.3).

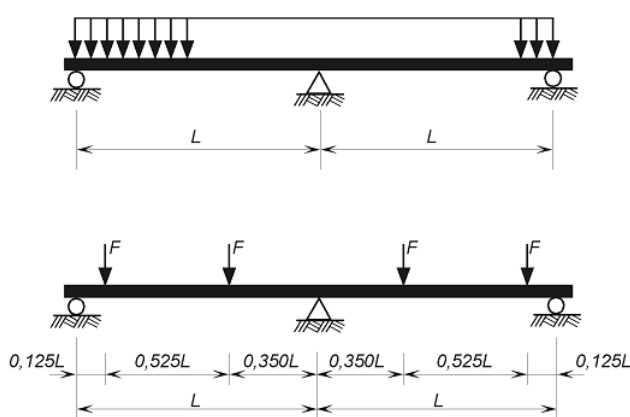


Рисунок В.3 — Схема для испытаний с двойным пролетом

В.5 Оценка результатов испытаний

В.5.1 Общие положения

В.5.1.1 Испытываемый образец должен считаться разрушенным, если прилагаемые испытательные нагрузки достигают своих максимальных значений, или если происходят серьезные деформации, превышающие допустимые пределы.

В.5.1.2 Полные деформации элементов должны удовлетворять следующим условиям (А.6) и (А.7) СН РК EN 1993-1-3:

$$\delta \leq L/50,$$

$$\phi \leq 1/50,$$

где δ — максимальный прогиб балки пролетом L ;

ϕ — угол наклона конструкции.

В.5.1.3 При испытаниях соединений или их частей, в которых необходима точная оценка больших деформаций (например, при определении зависимости «момент-поворот» для накладок), развитие деформаций в течение испытаний ограничивать не следует.

В.5.1.4 Соответствующий уровень безопасности должен соблюдаться при пластичной и возможной хрупкой формах разрушения. Так как хрупкие формы разрушения обычно не проявляются при крупномасштабных испытаниях, то в случае необходимости должны быть проведены дополнительные детальные испытания.

ПРИМЕЧАНИЕ Это частый случай для соединений.

В.5.2 Корректировка результатов испытаний

В.5.2.1 Результаты испытаний должны быть приблизительно скорректированы для того, чтобы учесть отличия между измеренными характеристиками образцов при их испытаниях и номинальными значениями.

В.5.2.2 Измеренный основной предел текучести $f_{yb,obs}$ не должен отличаться более чем на 25% от номинального базового предела текучести f_{yb} , т. е. $f_{yb,obs} \geq 0,75 f_{yb}$.

В.5.2.3 Измеренная толщина t_{obs} не должна превышать номинальную толщину материала t_{nom} (см. 3.2.4 СН РК EN 1993-1-3) более чем на 12 %.

В.5.2.4 Корректировки должны быть выполнены в отношении измеренных значений толщины материала $t_{obs,cor}$ и основного предела текучести $f_{yb,obs}$ для всех испытаний, кроме тех, где эти измеренные при испытаниях значения использовались для проверки расчетной модели для которых указания 5.2.5 неприменимы.

В.5.2.5 Скорректированное значение $R_{adj,i}$ как результат испытания i должно быть определено на основе результата испытаний $R_{obs,i}$ (А.8) СН РК EN1993-1-3:

$$R_{adj,i} = R_{obs,i} / \mu_R,$$

где μ_R — поправочный коэффициент по несущей способности (А.9) СН РК EN1993-1-3:

$$\mu_R = \left(\frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{t_{obs,cor}}{t_{cor}} \right)^\beta.$$

В.5.2.6 Показатель степени α в Формуле (В.4) принимают следующим образом:

— если $f_{yb,obs} \leq f_{yb}$ — $\alpha = 0$;

— если $f_{yb,obs} > f_{yb}$ — $\alpha = 1$.

Для профилированных листов или кассетных профилей, в которых сжатые элементы имеют такие большие значения отношения b_p/t , что потеря местной устойчивости является формой разрушения, $\alpha = 0,5$.

В.5.2.7 Показатель степени β в Формуле (В.4) принимают следующим образом:

— если $t_{obs,cor} \leq t_{cor}$ — $\beta = 1$;

— если $t_{obs,cor} > t_{cor}$:

для испытаний профилированных листов или кассетных профилей

— $\beta = 2$;

для испытаний элементов, конструкций или их частей:

— если $b_p/t \leq (b_p/t)_{lim}$ — $\beta = 1$;

— если $b_p/t > 1,5(b_p/t)_{lim}$ — $\beta = 2$;

— если $(b_p/t)_{lim} < b_p/t < 1,5(b_p/t)_{lim}$

— β принимают по линейной интерполяции.

Предельное отношение ширины к толщине $(b_p/t)_{lim}$ определяется по Формуле (А.10) СН РК EN1993-1-3

$$(b_p/t)_{lim} = 0,64 \cdot \sqrt{\frac{E k_\sigma}{f_{yb}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}/\gamma_{M1}}{\sigma_{com,Ed}}} \cong 19,1 \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}/\gamma_{M1}}{\sigma_{com,Ed}}},$$

где b_p — номинальная ширина плоского элемента;

k_σ — соответствующий коэффициент потери устойчивости из Таблицы 4.1 или 4.2 EN 1993-1-5;

$\sigma_{com,Ed}$ — наибольшее расчетное сжимающее напряжение в элементе в предельной стадии.

ПРИМЕЧАНИЕ Скорректированное значение $R_{adj,i}$ как результат испытания, можно не учитывать, если в отчете об испытаниях образцов с $t_{obs,cor}/t_{cor} \leq 1,06$ результат испытаний $R_{obs,i}$ превышает $R_{adj,i}$ не более чем в 1,02 раза.

В.5.3 Характеристические значения

В.5.3.1 Характеристическое значение R_k может быть определено на основе результатов испытаний согласно указаниям А.6.3, EN 1993-1-3.

В.5.4 Расчетные значения

В.5.4.1 Расчетное значение сопротивления R_d следует вычислять на основе соответствующего характеристического значения R_k , определенного во время испытания, с помощью формулы

$$R_d = R_k / \gamma_M / \eta_s \quad (B.1)$$

где γ_M — частный коэффициент для сопротивления согласно 5.1.1.4;

η_{sys} — коэффициент для отличий в поведении в условиях испытания и в условиях эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значение, приписываемое символу η_{sys} , может быть определено в Национальном Приложении. Для правильно проведенных стандартных методов испытаний, указанных в В.2, В.3 и В.4, рекомендуется $\eta_{sys} = 1,0$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение γ_M можно определить с помощью статистических методов для ряда последних четырех испытаний. Обращаться следует к Приложению D, EN 1990.

Приложение С
(информационное)

**Руководящие указания по проектированию
рядов стальных шпунтовых свай**

С.1 Проектирование поперечного сечения шпунтовой сваи в предельно граничном состоянии

С.1.1 Общие положения

С.1.1.1 Расчетные значения для результатов воздействий не должны превышать расчетное сопротивление поперечного сечения.

С.1.1.2 Расчетное сопротивление следует определять с учетом тщательно выбранной конструктивной модели проекта в соответствии с 2.5.

С.1.1.3 Если требуется, необходимо учитывать снижение свойств поперечного сечения в результате потери толщины, к которой приводит воздействие коррозии, в соответствии с Разделом 4.

С.1.1.4 Для U-образных свай следует учитывать возможное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, в соответствии с 5.2.2.2.

С.1.1.5 Если ряд шпунтовых свай подвергается поперечному изгибанию в результате дифференциального давления воды, необходимо принимать в расчет воздействия давления воды, с помощью 5.2.4.

С.1.1.6 Сопротивление поперечного сечения передаче усилия анкера в полку шпунтовой сваи через подкладку, или усилия анкера или подпорки в переборки стальной сваи через схватку, следует определять в соответствии с 7.4.3.

С.1.1.7 Если свойства поперечного сечения, выбранные для определения внутренних усилий и моментов, не удовлетворяют критериям, указанным в Пунктах С.1.1.1 – С.1.1.4, следует выбрать новый профиль (или другой сорт стали) и повторить процедуру расчетов.

С.1.1.8 Пластическое сопротивление можно использовать для поперечных сечений класса 1 и класса 2.

С.1.1.9 Если для профилей класса 1 или 2 в расчет не принимается перераспределение моментов и, следовательно, пластический поворот, определение результатов воздействий для проверки поперечного сечения можно выполнять с применением упругой балочной модели.

С.1.1.10 Если при проектировании не учитывается перераспределение моментов и, следовательно, пластический поворот, необходимо соблюдать следующие условия проектирования:

— в комбинации с проверкой поворота должны использоваться только поперечные сечения класса 1 или класса 2, согласно указаниям, приведенным далее;

— проверку поперечных сечений следует выполнять с использованием балочной модели, которая предусматривает пластический поворот (например, модель пластической зоны или пластической шарнирно опертой балки).

С.1.2 Проверка поперечных сечений класса 1 и класса 2

С.1.2.1 Классификацию поперечных сечений можно выполнять с помощью соотношений b/t_f в соответствии с одной из следующих процедур:

- классификация по Таблице 5.1: соотношения b/t_f , определенные для полного сопротивления изгибающему моменту в пластическом шарнире;
- классификация по Таблице С.1, при которой соотношения b/t_f определяются для 85 % – 100 % полного сопротивления изгибающему моменту в пластическом шарнире, поэтапно по 5 %.

С.1.2.2 Если для определения поперечных сечений класса 1 или класса 2 применяется классификация с пониженным уровнем полного сопротивления изгибающему моменту пластического шарнира с коэффициентом уменьшения $\rho_c = 0,85-0,95$, то расчетное сопротивление поперечного сечения должно определяться с использованием уменьшенным пределом текучести $f_{y,red} = \rho_c f_y$.

Таблица С.1 — Классификация поперечных сечений при изгибе на пониженном уровне $M_{pl,Rd}$

| Тип свай | $M_{pl,Rd}$ | 100 % | 95 % | 90 % | 85 % |
|-----------------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | Коэффициент уменьшения ρ_c | 1,0 | 0,95 | 0,90 | 0,85 |
| U-образные сваи | Класс 1 или 2 | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 37$ | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 40$ | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 46$ | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 49$ |
| Z-образные сваи | Класс 1 или 2 | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 45$ | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 50$ | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 60$ | $\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 66$ |

С.1.2.3 Проектирование пластичности с перераспределением момента можно выполнять с использованием поперечных сечений класса 1 или класса 2, если можно подтвердить, что:

$$\varphi_{Cd} \geq \varphi_{Ed}, \quad (C.1)$$

где φ_{Cd} — расчетный угол поворота пластической модели, создаваемый поперечным сечением, см. Рисунок С.1 и Рисунок С.2;

φ_{Ed} — максимальный расчетный угол поворота, необходимый для реального проектного случая.

С.1.2.4 Углы поворота пластической модели φ_{Cd} показаны на Рисунке С.1 для различных уровней $M_{pl,Rd}$, в зависимости от соотношений $b/t_f/\varepsilon$ поперечного сечения. Эти диаграммы основаны на результатах испытаний на изгиб стальных шпунтовых свай (см. Рисунок С.2).

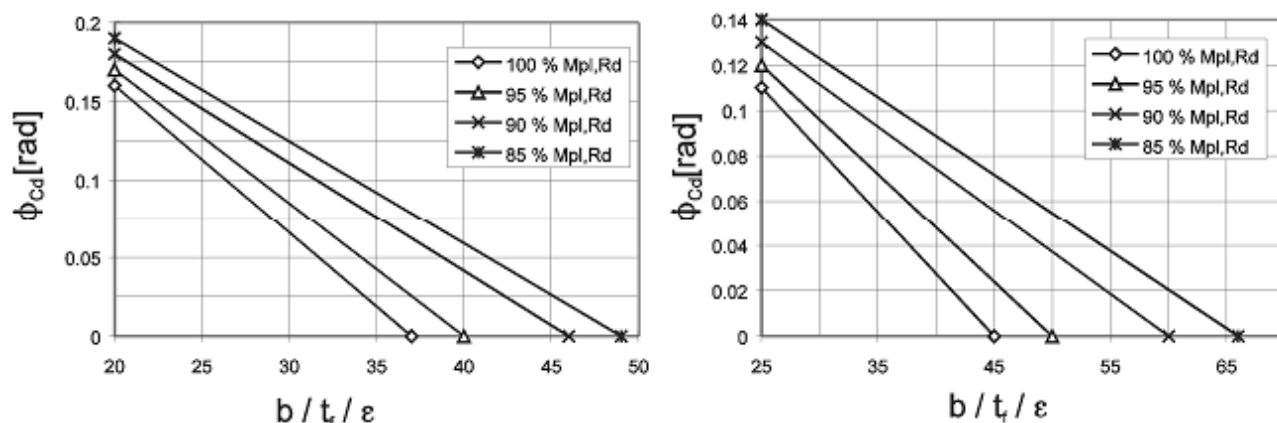


Рисунок С.1 — Угол поворота пластической модели ϕ_{Cd} , создаваемый поперечным сечением на разных уровнях $M_{pl,Rd}$

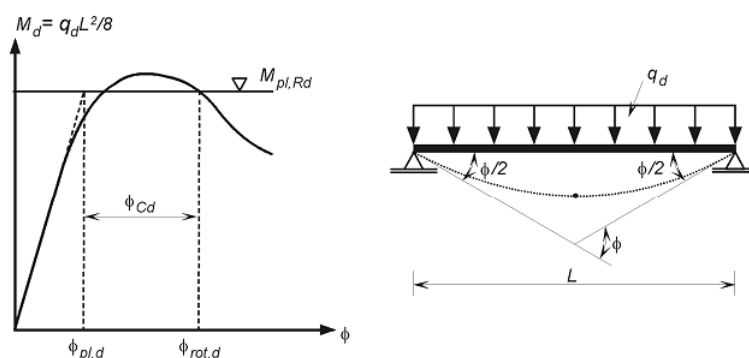


Рисунок С.2 — Определение угла поворота пластической модели ϕ_{Cd}

С.1.2.5 Расчетный угол поворота ϕ_{Ed} для реального проектного случая можно определить с помощью одной из следующих процедур:

а) для моделей пластических шарниров:

ϕ_{Ed} — максимальный угол поворота в каком-либо из пластических шарниров;

б) альтернативный способ для моделей пластических шарниров и для моделей пластических зон:

$$\phi_{Ed} = \phi_{rot,Ed} - \phi_{pl,Ed}, \quad (C.2)$$

где $\phi_{rot,Ed}$ — расчетный угол в предельно граничном состоянии, измеряемый в точках нулевых моментов (см. Рисунок С.3);

$\phi_{pl,Ed}$ — расчетный угол поворота упругой модели, определяемый для сопротивления моменту пластической модели M_{pl} .

ПРИМЕЧАНИЕ В качестве упрощенной процедуры значение $\phi_{pl,Ed}$ можно определять следующим образом:

$$\phi_{pl,Ed} = \frac{2 M_{pl,Rd}}{3 \beta_D EI}, \quad (C.3)$$

где L — расстояние между точками нулевых моментов в предельно граничном состоянии (см. Рисунок С.3);

EI — жесткость при упругом изгибе шпунтовой сваи;

β_D — коэффициент, определенный в 6.4.3.

в) для моделей пластических шарниров или пластических зон, с использованием поворотов, определяемых на основе рассчитанных смещений стенки, как показано на Рисунке С.4:

$$\varphi_{Ed} = \varphi_{d,Ed} - \varphi_{d,E_2}, \quad (C.4)$$

где

$$\varphi_{d,Ed} = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{L_1} + \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{L_2}, \quad (C.5)$$

$$\varphi_{d,E_2} = \frac{5}{12} \cdot \frac{M_{d,Ed}}{EI}. \quad (C.6)$$

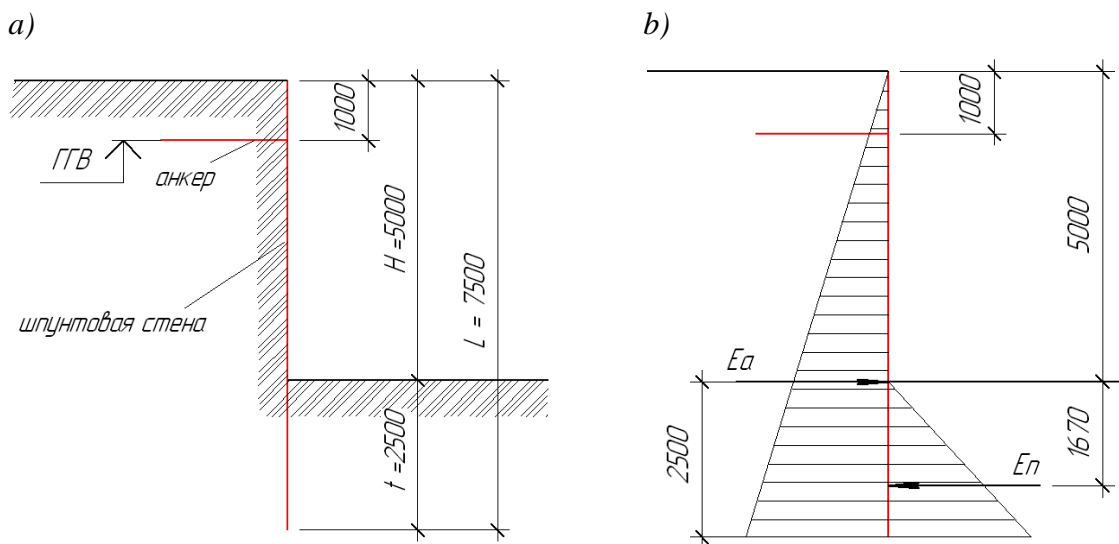
ПРИМЕЧАНИЕ Если программа расчетов, используемая для проектирования, позволяет снятие нагрузки шпунтовой сваи после процедуры расчетов для того, чтобы получить пластическую деформацию, таким образом можно определить значение φ_{Ed} , и тогда определение остаточной пластической деформации не вызывает затруднений.

ПРИМЕР 6 Проектирование поперечного сечения шпунтовой сваи в предельно граничном состоянии.

Схема конструкции крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкером приведена на Рисунке 1, а.

Цель расчета:

Выбрать тип шпунта и назначить размеры его поперечного сечения, выполнив расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.



**Рисунок 1. Крепление стенок котлована шпунтовым свайным рядом с анкером:
а – конструктивная схема, б – нагрузки**

Исходные данные:

Характеристики грунта:

- тип грунта – песок пылеватый;
- коэффициент пористости $e - 0,65$;
- удельный вес частиц грунта $\gamma - 25,5$ кН/м³;
- угол внутреннего трения – 30°.

Уровень грунтовых вод –1,000 м.

Отметка дна котлована –5,000 м.

Глубина забивки шпунта – 2,5 м.

Проектирование и расчет:

Выбран тип шпунта U-образный (см. Рисунок 2 Примера 1, Таблица 1)

Таблица 1 – Типы и характеристики U-образных шпунтов

| Тип шпунта* | Размеры сечения, мм | | | | | Масса, кг | | Момент сопротивления W , см ³ | | Момент инерции I м стенки I, см ⁴ |
|-------------------|---------------------|----------------|-----|------|------|-----------|------------------|--|-----------------|--|
| | b | b ₁ | h | t | s | 1 пог.м | 1 м ² | одиночной шпунтины | 1 пог.м. стенки | |
| ШК-1 | 400 | | 149 | 10 | 10 | 50 | 125 | 114 | 285 | 1830 |
| Л4 | 436(400) | 292,2 | 204 | 14,8 | 9,5 | 74 | 190 | 405 | 2200 | 37837 |
| Л5 | 466(420) | 332,0 | 196 | 21 | 11 | 100 | 238 | 461 | 2962 | 50943 |
| Л5-УМ | 549(500) | 344,0 | 239 | 23 | 12 | 114 | 228 | 524 | 3073 | 76430 |
| AU14 S240GP | 750 | 303 | 408 | 10 | 8,3 | 77,9 | 103,8 | 456 | 1410 | 28710 |
| AU18 S240GP | 750 | 336 | 441 | 10,5 | 9,1 | 88,5 | 118 | 554 | 1780 | 39300 |
| AU21 S240GP | 750 | 336 | 445 | 12,5 | 10,3 | 99,7 | 132,9 | 588 | 2075 | 46180 |
| Larssen 601 | 600 | 249 | 310 | 7,5 | 6,4 | 46,8 | 78 | 251 | 745 | 11520 |
| Larssen 603 | 600 | 377 | 310 | 9,7 | 8,2 | 64,8 | 108 | 330 | 1200 | 18600 |
| Larssen 604n | 600 | 381 | 380 | 10 | 9 | 77,08 | 123 | 415 | 1862 | 30400 |
| Larssen 605 | 600 | 348 | 420 | 12,5 | 9 | 83,5 | 139 | 520 | 2020 | 42370 |
| Larssen 606 | 600 | 301 | 435 | 15,6 | 9,2 | 94,4 | 157 | 600 | 2500 | 54375 |
| Larssen 607n | 600 | 294 | 452 | 19 | 10,6 | 114 | 190 | 635 | 3200 | 72320 |
| Larssen 703-10/10 | 700 | 302 | 400 | 10 | 10 | 78,4 | 112 | 460 | 1582 | 26800 |
| VL 601 | 600 | 253,4 | 310 | 7,5 | 6,4 | 46,3 | 77,2 | – | 742 | 11496 |
| VL 602 | 600 | 250,1 | 310 | 8,2 | 8 | 54,3 | 90,5 | – | 845 | 13075 |
| VL 603 | 600 | 383,7 | 310 | 9,7 | 8,4 | 64,8 | 108 | – | 1180 | 18251 |
| VL 604 | 600 | 379,8 | 310 | 10,5 | 9 | 74,1 | 123,5 | – | 1620 | 30726 |
| VL 605 | 600 | 367,9 | 410 | 12,8 | 9 | 82,4 | 137,3 | – | 2006 | 41127 |
| VL 606A | 600 | 347,7 | 420 | 14 | 9 | 86,2 | 143,7 | – | 2200 | 46217 |
| GU7-600 | 600 | 249 | 309 | 7,5 | 6,4 | 47 | 78,3 | – | 735 | 11350 |
| GU9-600 | 600 | 249 | 309 | 9,5 | 7,9 | 57 | 95 | – | 910 | 14060 |

Таблица 1 – Типы и характеристики U-образных шпунтов
(продолжение)

| Тип шпунта* | Размеры сечения, мм | | | | | Масса, кг | | Момент сопротивления W , см ³ | | Момент инерции 1 м стенки I, см ⁴ |
|-------------|---------------------|----------------|-----|------|-----|-----------|------------------|--|-----------------|--|
| | b | b ₁ | h | t | s | 1 пог.м | 1 м ² | одиночной шпунтины | 1 пог.м. стенки | |
| GU12-500 | 500 | 262 | 340 | 9 | 8,5 | 56,6 | 113,2 | – | 1155 | 19640 |
| GU13-500 | 500 | 262 | 340 | 10 | 9 | 60,8 | 121,7 | – | 1260 | 21390 |
| GU15-500 | 500 | 262 | 340 | 12 | 10 | 69,3 | 138,6 | – | 1460 | 24810 |
| GU16-400 | 400 | 252 | 290 | 12,7 | 9,4 | 62 | 154,9 | – | 1560 | 22580 |
| GU18-400 | 400 | 252 | 292 | 15 | 9,7 | 69,3 | 173,3 | – | 1785 | 26090 |

* Производители проката: Л4, Л5 – Украина; Л5-УМ – Россия; AU – «Arcelor», Люксембург; Larssen – «Thyssen Krupp», Германия; VL – «Evraz Vitkovice Steel», Чехия; GU – «Arcelor», Польша

Размеры поперечного сечения определяем расчетом шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована шпунтовым свайным рядом без анкеровки (см. Рисунок 2, а), собираем нагрузки (см. Рисунок 1, б), строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок 2, б) и поперечных сил (см. Рисунок 2, с).

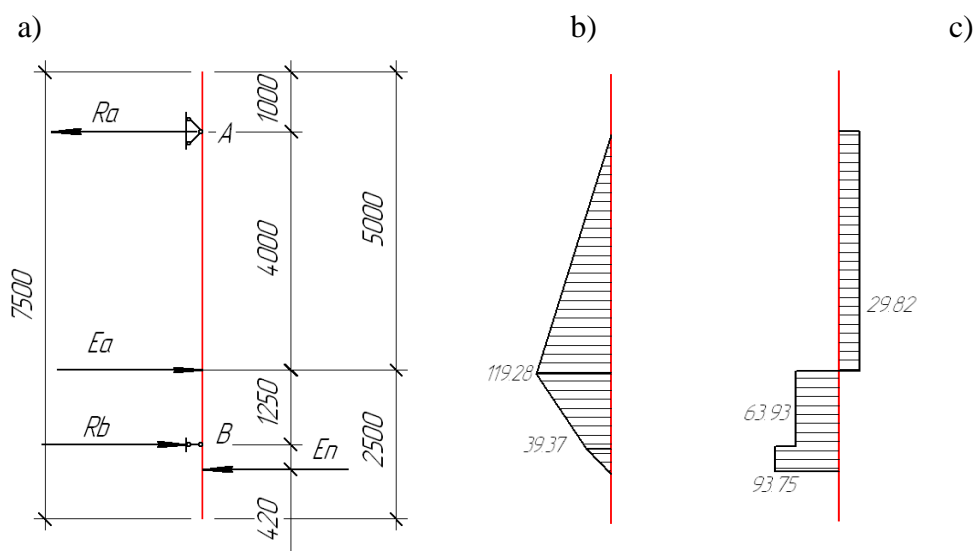


Рисунок 2. Расчет шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг:

а – расчетная схема, б – эпюра изгибающих моментов; с – эпюра поперечных сил

Для расчета шпунтового свайного ряда на изгиб и сдвиг по предельным состояниям приняли расчетную схему в виде шарнирной балки, в которой верхняя неподвижная опора

соответствует анкеру, а нижняя подвижная – половине высоты заделки шпунта в грунт (см. Рисунок 2, а).

Нормативный объемный вес взвешенного в воде грунта определили по Формуле (1.10) [1]:

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{\gamma - \gamma_{\text{в}}}{1 + e},$$

где γ – удельный вес частиц грунта, кН/м³;

$\gamma_{\text{в}}$ – объемный вес воды, 10 кН/м³;

e – коэффициент пористости грунта.

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,65} = 10 \text{ кН/м}^3.$$

Активное и пассивное давление грунта привели к сосредоточенным нагрузкам E_a и E_n , соответственно (см. Рисунок 1, б и см. Рисунок. 2, а).

Равнодействующие активного и пассивного давления грунта на 1 пог. м шпунтовой стенки определили по Формулам (8.18) и (8.18') [1] следующим образом:

$$E_a = \frac{\gamma_{\text{взв}} \cdot L^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$E_n = \frac{\gamma_{\text{взв}} \cdot t^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$E_a = \frac{10 \cdot 7,5^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 93,75 \text{ кН}$$

$$E_n = \frac{10 \cdot 2,5^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 93,75 \text{ кН}$$

Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет 119,3 кН×м, поперечной сдвигающей силы V_{ed} – 93,8 кН

Расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{\text{c,Rd}}$ поперечного сечения класса 2 определяется по Формуле (5.2), в которой

$\beta_{\text{в}}$ – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240GP) составляет 240 Н/мм², или 240×10^3 кН/м²

$\gamma_{\text{мо}}$ – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в формулы, получили:

$$M_{\text{Ed}} = 119,3 \leq M_{\text{c,Rd}} = 1 \times W_{\text{pl}} \times 240 \times 10^3 / 1 = 240 \times 10^3 \times W_{\text{pl}}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{\text{pl}} = 119,3 / 240 \times 10^3 = 0,5 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 500 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивает шпунт Larssen 601 (745 см³, Таблица 1 Примера 1).

Проверим на сдвиг шпунт Larssen 601.

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу $V_{pl,Rd}$ определяем по Формуле (5.5), в которой A_v – площадь сдвига (см. Рисунок 5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 6,4 \times (400 - 7,5) = 2512 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 400 мм;

t_f – толщина полки, 7,5 мм;

t_w – толщина переборки, 6,4 мм.

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240) составляет 240 Н/мм², или 240×10^3 кН/м²;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{Ed} = 93,8 \text{ кН} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{2512 \times 240}{\sqrt{3} \times 1} = 348083 \text{ Н} = 348,1 \text{ кН},$$

Т.е. условие (5.4) соблюдается и шпунт Larssen 601 из стали S240GP обеспечивает прочность шпунтового свайного ряда на сдвиг.

Устанавливаем класс поперечного сечения для принятого типа шпунта Larssen 601 из стали S240GP по Таблице 5.1. Соотношение b/t_f определено для полного сопротивления изгибающему моменту в пластическом шарнире.

Определяем деформацию сечения ε по Таблице 5.1. Для стали S240GP она составит 0,99.

Устанавливаем класс сечения по уравнению:

$$\frac{b/t_f}{\varepsilon} = \frac{249/7,5}{0,99} = 33,5 \leq 37$$

где: b – ширина плоской части полки, измеряемая между радиусами закругления вершин, мм., (Таблица 1 Примера 1);

t_f – толщина полки для полок с постоянной толщиной, мм (Таблица 1).

Полученное значение удовлетворяет условию Таблица 5.1 для U – образных профилей класса 1 и 2.

Проектирование пластичности с перераспределением момента можно выполнять с использованием поперечных сечений класса 1 или класса 2, если можно подтвердить по (С.1), что:

$$\varphi_{Cd} \geq \varphi_{Ed}$$

где: φ_{Cd} – расчетный угол поворота пластической модели, создаваемый поперечным сечением, (см. Рисунок С.1, С.2);

φ_{Ed} – максимальный расчетный угол поворота, необходимый для реального проектного случая.

Расчетный угол поворота пластической модели φ_{Cd} определили по Рисунку С.1 и его значение составило 0,065 rad.

Угол поворота φ_{Ed} для реального проектного случая определили с помощью альтернативного способа для моделей пластических шарниров и для моделей пластических зон по Формуле (С.2), где $\varphi_{rot,Ed}$ – расчетный угол в предельно граничном состоянии, измеряемый в точках нулевых моментов (см. Рисунок С.3); $\varphi_{pl,Ed}$ – расчетный угол поворота упругой модели, определяемый для сопротивления моменту пластической модели M_{pl} , определили согласно упрощенной процедуре по Формуле (С.3), в которой:

L – расстояние между точками нулевых моментов в предельно граничном состоянии (см. Рисунок 2 Примера 2);

EI – жесткость при упругом изгибе шпунтовой сваи;

β_D – коэффициент, определенный в 6.4.3, согласно Национальному Приложению К СН РК EN 1993-5 принят 0,9.

E – модуль упругости стали, $E = 210\,000\text{ Н/мм}^2 = 210 \times 10^6\text{ кН/м}^2$

I – момент инерции шпунта, $11520\text{ см}^4 = 115,20 \times 10^{-6}\text{ м}^4$.

В Формуле (С.3) применили расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{c,Rd}$ поперечного сечения класса 1 или 2 без понижения уровня полного сопротивления изгибающему моменту пластического шарнира. $M_{c,Rd}$ определили по Формуле (5.2), в которой:

β_D – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для U-образных свай приняли равным 0,9;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения выбранного типа шпунта;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали С240 (S240GP) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3\text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

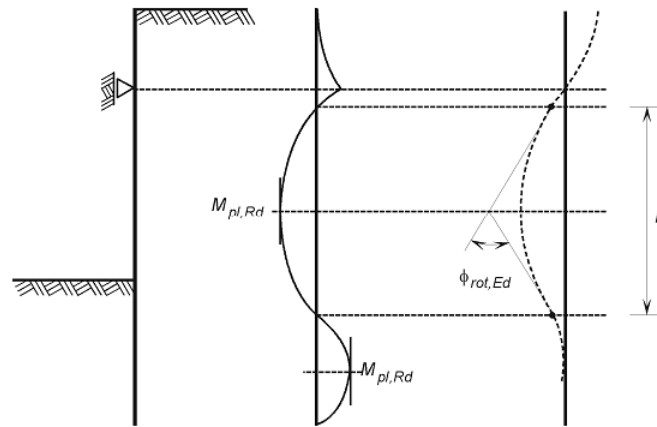
$$M_{c,Rd} = \frac{\beta_D W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,9 \cdot 0,745 \times 10^{-3} \cdot 240 \times 10^3}{1} = 160,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Подставив полученное значение в (С.3), получили

$$\varphi_{pl,Ed} = \frac{2}{3} \cdot \frac{M_{c,Rd} L}{\beta_D EI} = \frac{2}{3} \cdot \frac{160,9 \cdot 5,67}{0,9 \cdot 201 \times 10^6 \cdot 115,2 \times 10^{-6}} = 0,0437 \text{ rad}$$

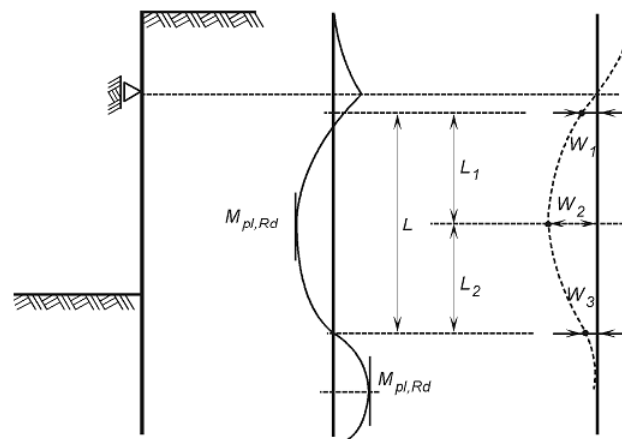
С.2 Граничное состояние эксплуатационной надежности

С.2.1 В случае использования U-образных свай необходимо учитывать возможное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, в соответствии с 6.4.



а) Система(с
постепенным
увеличением) б) Распределение
моментов в) Отклонение

Рисунок С.3 — Пример определения общего угла поворота $\phi_{rot,Ed}$



а) Система (с б) Распределение в) Отклонение
постепенным моментов
увеличением)

Рисунок С.4 — Примечание для определения общего угла поворота $\phi_{rot,Ed}$ на основе смещений

Приложение D (информационное)

Первичные элементы комбинированных стенок

D.1 Двутапровые профили, используемые в качестве первичных элементов

D.1.1 Общие положения

D.1.1.1 Двутапровые профили, используемые в качестве первичных элементов в комбинированных стенках (см. Рисунок 1.5), которые относятся к сечениям класса 1, класса 2 или класса 3, по Таблице 5.2, СН РК EN 1993-1-1, можно проверять в соответствии с процедурой, приведенной в D.1.2.

ПРИМЕЧАНИЕ Поперечные сечения класса 4 следует проверять в соответствии с СН РК EN 1993-1-3 и СН РК EN 1993-1-7.

D.1.1.2 Если не соблюдается критерий (5.1), установленный в СН РК EN 1993-1-1, общие внутренние усилия и моменты следует определять с использованием балочной модели по теории второго порядка. За информацией об определении длины потери устойчивости следует обращаться к 5.2.3.

D.1.1.3 Если необходимо, то следует учитывать локальные напряжения при изгибе плиты в результате расчетных усилий, передаваемых вторичными элементами через соединения, в соответствии с 5.5.4 (см. Рисунок D.1).

D.1.2 Метод проверки

D.1.2.1. Если усовершенствованные методы не применяются, то следующая упрощенная процедура предусматривает проверку двутапровых профилей, с учетом взаимодействия между общим изгибом, нормальными усилиями и локальным изгибом плиты в полках в результате расчетных усилий от вторичных элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ С помощью усовершенствованных методов расчета, которые учитывают и материал, и геометрические нелинейные характеристики, можно разрабатывать более экономичный проект. Такой подход рекомендуется также для рассмотрения высоких давлений воды, превышающих 10 м напора.

D.1.2.2. При давлении воды (или эквивалентном давлении грунта в очень мягких почвах) до $h = 10$ м, взаимодействие между общими воздействиями или локальным изгибом плиты можно учитывать следующим образом:

— проверка поперечного сечения первичных элементов должна выполняться согласно 6.2.9.2 и 6.2.10, СН РК EN 1993-1-1, с учетом пониженного предела текучести:

— для $h = 10$ м: $f_{y,red} = 0,9f_y$;

— для $h \leq 4$ м: $f_{y,red} = 1,0f_y$;

— для $4 < h < 10$ м: линейная интерполяция.

— локальный изгиб плиты в полках проверяется в соответствии с Пунктом 7.

D.1.2.3. При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения в сечениях класса 3 должны удовлетворять условию (6.42) СН РК EN 1993-1-1

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где $\sigma_{x,Ed}$ — расчетное значение локальных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях.

D.1.2.4. При действии поперечной и осевой сил следует учитывать их совместное влияние на несущую способность на изгиб.

D.1.2.5. Если расчетное значение усилия сдвига V_{Ed} не превышает 50 % от расчетного значения несущей способности на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$, то значение несущей способности, определенное по указаниям 6.2.9 СН РК EN 1993-1-1, при совместном действии изгибающего момента и осевой силы снижать не следует, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность сечения, см. СН РК EN 1993-1-5.

D.1.2.6. Если V_{Ed} превышает 50 % от $V_{pl,Rd}$, то расчетное значение несущей способности поперечного сечения при совместном действии момента и осевой силы следует определять по уменьшенному значению предела текучести (6.45) СН РК EN 1993-1-1

$$(1 - \rho)f_y,$$

$$\text{где } \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \text{ и } V_{pl,Rd} \text{ вычисляется по 6.2.6.2 СН РК EN 1993-1-1.}$$

ПРИМЕЧАНИЕ Вместо уменьшения предела текучести может быть уменьшена толщина листа в соответствующей части поперечного сечения.

D.1.2.7. Локальный изгиб плиты в полках следует проверять для поперечного сечения вдоль полки, расположенной в начале углового соединения, с учетом расчетных усилий, передаваемых через соединители (см. Рисунок D.1) с помощью формулы:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (D.1)$$

где M_{Ed} , N_{Ed} — расчетные воздействия для изгиба плиты, определяемые на основе:

$$M_{Ed} = m_{Ed} + w_{Ed}c \quad \text{и} \quad N_{Ed} = w_{y,Ed}. \quad (D.2)$$

M_{Rd} , N_{Rd} — расчетные значения сопротивлений для изгиба плиты, определяемые на основе:

$$M_{Rd} = 0,85t^2f_y/\gamma_{M0} \quad \text{и} \quad N_{Rd} = tf_y/\gamma_{M0},$$

здесь t — толщина полки в начале углового соединения.

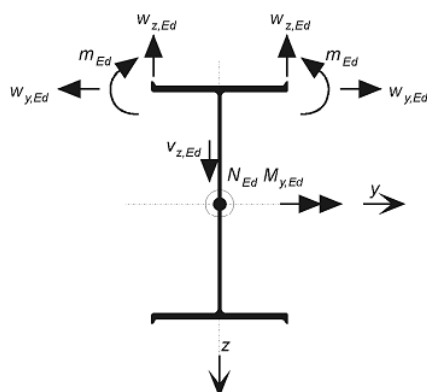
ПРИМЕЧАНИЕ 1 M_{Ed} , N_{Ed} , M_{Rd} и N_{Rd} должны приниматься по единичной длине.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Взаимодействие сдвигающих усилий можно не учитывать.

D.1.2.8. За информацией о проверке потери устойчивости при сдвиге переборок следует обращаться к СН РК EN 1993-1-5.

D.1.2.9. За информацией о проверке общей потери устойчивости следует обращаться к Разделу 6.3.3, СН РК EN 1993-1-1.

a)



b)

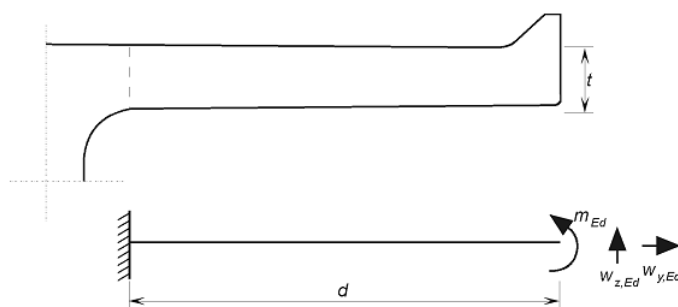


Рисунок D.1 — Двутавровый профиль с общим изгибом и изгибом плиты

ПРИМЕР 7 Расчет крепления стенок котлована комбинированной стенкой

Схема конструкции крепления откоса котлована комбинированной стенкой с обвязочной конструкцией поверху приведена на Рисунке 1, а. Через обвязочную конструкцию на комбинированную стенку передается временная нагрузка. Расчетная нагрузка от веса обвязочной конструкции и временной нагрузки составляет 72,2 кН на 1 пог. м комбинированной стенки. Особенности обвязочной конструкции исключают ее работу как анкера.

a)

b)

c)

d)

e)

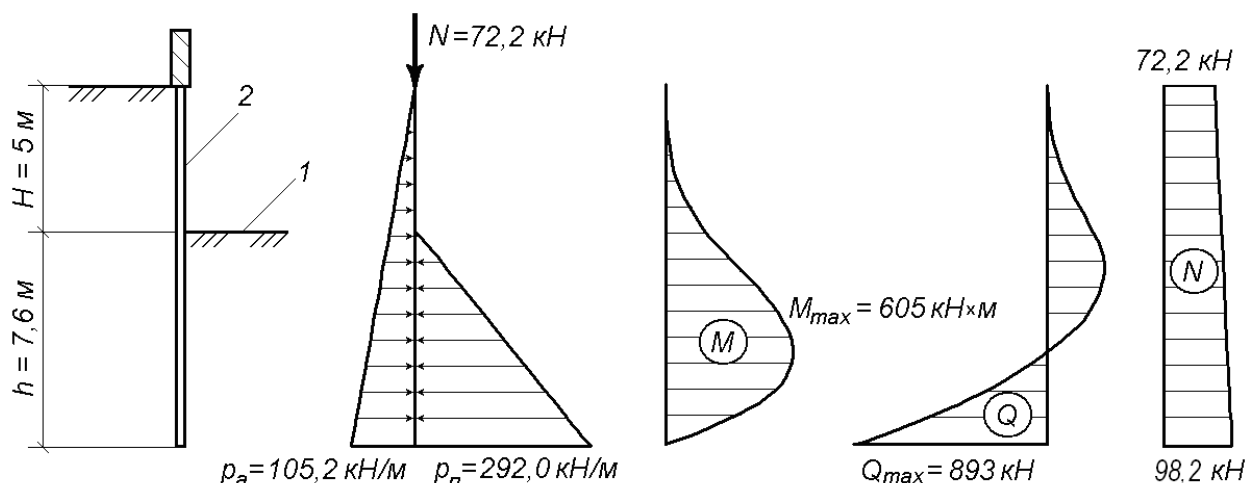


Рисунок 1 Крепление стенок котлована комбинированной стенкой:

а – конструктивная схема, **1** – дно котлована; **2** – комбинированная стенка; **б** – расчетная схема; **с** – эпюра изгибающих моментов; **д** – эпюра поперечных сил; **е** – эпюра продольных сил

Цель расчета: назначить глубину забивки элементов комбинированной стенки и выбрать тип комбинированной стенки, выполнив расчет на изгиб, сдвиг и осевое усилие по предельным состояниям.

Исходные данные:

Характеристики грунта:

- тип грунта – супесь;
- удельный вес $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$;
- угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$.

Глубина котлована $H = 5 \text{ м}$.

Проектирование и расчет

Расчет проводим на 1 пог. м комбинированной стенки.

Определяем минимальную глубину забивки комбинированной стенки h из условия, что опрокидывающий момент $M_{оп}$, создаваемый активным давлением грунта p_a , не превышает предельного момента $M_{пр}$, создаваемого пассивным давлением (отпором) грунта p_n (трением грунта о шпунт пренебрегаем):

$$M_{оп} \leq m M_{пр}$$

где m – коэффициент условий работы, определяемый национальными нормами, примем равным 1.

Активное и пассивное давление грунта принимаем такими, что передаются на элементы комбинированной стенки по треугольной эпюре (см. Рисунок 1, б) с максимальными расчетными значениями, равными по (8.18) и (8.18') [1]:

$$p_a = \gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$p_n = \gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

где γ_{fm} – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый национальными нормами; для активного давления примем равным 1,1, для пассивного – 0,9.

Моменты $M_{оп}$ и $M_{пр}$ для треугольных эпюр с максимальными значениями p_a и p_n сжукfcy [2] будут равны:

$$M_{оп} = \frac{1}{2} p_a (H + h) \times \frac{1}{3} (H + h) = \frac{1}{6} p_a (H + h)^2 = \frac{1}{6} \left[\gamma_{fm} \gamma (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \times (H + h)^2;$$

$$M_{np} = \frac{1}{2} p_n h \times \frac{1}{3} h = \frac{1}{6} p_n h^2 = \frac{1}{6} \left[\gamma_{fm} \gamma h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \times h^2.$$

Подставив значения γ_{fm} , γ , и φ , получим:

$$M_{оп} = \frac{1}{6} \left[1,1 \times 18 \times (H + h) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) \right] \times (H + h)^2 = 1,392 \times (H + h)^3;$$

$$M_{np} = \frac{1}{6} \left[0,9 \times 18 \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24^\circ}{2} \right) \right] \times h^2 = 6,402 h^3.$$

Подставив значение $H = 5$ м, методом подбора определили минимальную глубину забивки шпунта h , которая составила 7,6 м.

Проверяем, подставляя значения $H = 5$ м и $h = 7,6$ м:

$$M_{оп} = 1,392 \times (5 + 7,6)^3 = 2784,5 \text{ кН} \times \text{м} \leq M_{np} = 6,402 \times 7,6^3 = 2810,3 \text{ кН} \times \text{м},$$

Т.е. условие выполняется.

Выбираем тип комбинированной стенки – комбинация HZ...-12/AZ26-700, производства ArcelorMittal, с первичными элементами двутаврового сечения и промежуточными шпунтовыми сваями – Z – профиля. Поперечное сечение и характеристики комбинированной стенки приведено на Рисунке 2.

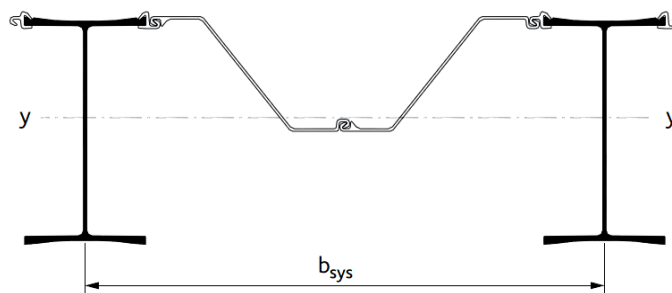
Размеры поперечного сечения определяем расчетом комбинированной стенки на изгиб и сдвиг по предельным состояниям.

Разрабатываем расчетную схему крепления стенок котлована комбинированной стенкой и собираем нагрузки (см. Рисунок 1, б), строим эпюры изгибающих моментов (см. Рисунок 1, с), поперечных сил (см. Рисунок 1, d) и продольных сил (см. Рисунок 1, e).

Величины расчетных нагрузок в треугольных эпюрах активного и пассивного давлений определяем по (8.18) и (8.18') [1]:

$$p_a = 1,1 \times 18 \times (5 + 7,6) \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 105,2 \text{ кН/м};$$

$$p_n = 0,9 \times 18 \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24^\circ}{2} \right) = 292,0 \text{ кН/м}.$$



Combination HZ - 12 / AZ 26

 ($b_{sys} = 1.780 \text{ m}$)

| Section | Properties per meter of wall | | | | | | | Per system | |
|------------|------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | A | I_y | $W_{el,y}^*$ | $W_{el,y}^{**}$ | $G_{80\%}$ | $G_{80\%}$ | $G_{100\%}$ | A_{lw} | A_{ls} |
| | cm ² /m | cm ⁴ /m | cm ³ /m | cm ³ /m | kg/m ² | kg/m ² | kg/m ² | m ² /m | m ² /m |
| HZ 850M A | 320.0 | 262 240 | 5 830 | 6 755 | 200 | 226 | 251 | 2.383 | 4.758 |
| HZ 850M B | 337.7 | 282 180 | 6 315 | 7 175 | 214 | 239 | 265 | 2.387 | 4.760 |
| HZ 850M C | 345.8 | 295 830 | 6 620 | 7 490 | 220 | 246 | 271 | 2.387 | 4.759 |
| HZ 1075M A | 348.2 | 447 050 | 7 740 | 8 865 | 222 | 248 | 273 | 2.386 | 5.248 |
| HZ 1075M B | 361.0 | 483 530 | 8 385 | 9 515 | 232 | 258 | 283 | 2.387 | 5.247 |
| HZ 1075M C | 384.2 | 527 570 | 9 175 | 10 285 | 250 | 276 | 302 | 2.389 | 5.249 |
| HZ 1075M D | 403.1 | 570 530 | 9 910 | 11 050 | 265 | 291 | 316 | 2.389 | 5.250 |
| HZ 1100M A | 418.1 | 602 790 | 10 440 | 11 625 | 277 | 303 | 328 | 2.390 | 5.250 |
| HZ 1100M B | 427.6 | 630 750 | 10 935 | 12 105 | 285 | 310 | 336 | 2.392 | 5.254 |
| HZ 1100M C | 446.3 | 672 180 | 11 570 | 12 880 | 298 | 324 | 350 | 2.405 | 5.093 |
| HZ 1100M D | 460.9 | 704 510 | 12 170 | 13 390 | 310 | 336 | 362 | 2.410 | 5.098 |

Рисунок 2 Поперечное сечение комбинированной стенки комбинации HZ...-12/AZ26-700 и ее характеристики: A – площадь сечения, см²/м; I_y – момент инерции, см⁴/м; $W_{el,y}^*$ - упругий момент сопротивления относительно внешней стороны фланца HZM, см³/м; $W_{el,y}^{**}$ - упругий момент сопротивления относительно внешней стороны RH/RZ, см³/м; $G_{100\%}$ - масса, кг/м²; A_{lw} – площадь покрытия со стороны воды, м²/м; A_{ls} - площадь покрытия со стороны грунта, м²/м.

Эпюра продольных сил включает собственный вес комбинированной стенки 196 кг/м². Это соответствует расчетной нагрузке на 1 пог. м стены с коэффициентом надежности по нагрузке 1,05 – $1,96 \times 1,05 = 2,06 \text{ кН/м}$.

Из эпюры изгибающих моментов видно, что максимальное значение расчетного изгибающего момента M_{Ed} составляет 605 кН×м, поперечной силы – 893 кН.

Расчетное сопротивление изгибающего момента $M_{c,Rd}$ поперечного сечения класса 2 (Таблица 5.1) определяется по Формуле (5.2), в которой:

β_v – коэффициент, учитывающий вероятное отсутствие передачи сдвигового усилия в замковые соединения, для Z-образных свай приняли равным 1;

W_{pl} – пластичный момент сопротивления сечения, определяемый для непрерывной стенки;

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали C240 (S240GP) составляет 240 Н/мм², или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.1) и (5.2), получили:

$$M_{Ed} = 605 \leq M_{c,Rd} = 1 \times W_{pl} \times 240 \times 10^3 / 1 = 240 \times 10^3 \times W_{pl}.$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления шпунтовой стенки:

$$W_{pl} = 605 / 240 \times 10^3 = 2,52 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 2520 \text{ см}^3.$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивают вторичные элементы комбинированной стенки выполненные из шпунтовых свай Z – профиля AZ26-700 ($W = 2596 \text{ см}^3$, см. Рисунок 3).

| Профиль (или сечение) | Ширина | Высота | Толщина | Площадь сечения | Масса | Момент инерции | Упругий момент сопротив- ления | Статиче- ский момент | Пластиче- ский момент сопротив- ления | Класс стали ¹⁾ | | | | | | | | |
|--------------------------|--------|--------|---------|--------------------|-------|-----------------------------|---|----------------------------|---|------------------------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | b | h | t | s | см²/м | кг/м одиноч- ной сваи | кг/м² стенки | см⁴/м | см³/м | см³/м | см³/м | S 240 GP | S 270 GP | S 320 GP | S 355 GP | S 390 GP | S 430 GP | S 460 AP |
| | мм | мм | мм | мм | | | | | | | | | | | | | | |
| AZ-700 и AZ-770 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AZ 12-770 | 770 | 344 | 8,5 | 8,5 | 120 | 72,6 | 94 | 21430 | 1245 | 740 | 1480 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 13-770 | 770 | 344 | 9,0 | 9,0 | 126 | 76,1 | 99 | 22360 | 1300 | 775 | 1546 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 14-770 | 770 | 345 | 9,5 | 9,5 | 132 | 79,5 | 103 | 23300 | 1355 | 805 | 1611 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 14-770-10/10 | 770 | 345 | 10,0 | 10,0 | 137 | 82,9 | 108 | 24240 | 1405 | 840 | 1677 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 |
| AZ 12-700R | 700 | 314 | 8,5 | 8,5 | 123 | 67,7 | 97 | 18880 | 1205 | 710 | 1415 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 13-700R | 700 | 315 | 9,5 | 9,5 | 135 | 74,0 | 106 | 20540 | 1305 | 770 | 1540 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 13-700R-10/10 | 700 | 316 | 10,0 | 10,0 | 140 | 77,2 | 110 | 21370 | 1355 | 800 | 1600 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 14-700R | 700 | 316 | 10,5 | 10,5 | 146 | 80,3 | 115 | 22190 | 1405 | 835 | 1665 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 |
| AZ 17-700 | 700 | 420 | 8,5 | 8,5 | 133 | 73,1 | 104 | 36230 | 1730 | 1015 | 2027 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 18-700 | 700 | 420 | 9,0 | 9,0 | 139 | 76,5 | 109 | 37800 | 1800 | 1060 | 2116 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 19-700 | 700 | 421 | 9,5 | 9,5 | 146 | 80,0 | 114 | 39380 | 1870 | 1105 | 2206 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| AZ 20-700 | 700 | 421 | 10,0 | 10,0 | 152 | 83,5 | 119 | 40960 | 1945 | 1150 | 2296 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 |
| AZ 24-700 | 700 | 459 | 11,2 | 11,2 | 174 | 95,7 | 137 | 55820 | 2430 | 1435 | 2867 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 |
| AZ 26-700 | 700 | 460 | 12,2 | 12,2 | 187 | 102,9 | 147 | 59720 | 2600 | 1535 | 3070 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| AZ 28-700 | 700 | 461 | 13,2 | 13,2 | 200 | 110,0 | 157 | 63620 | 2760 | 1635 | 3273 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| AZ 36-700N | 700 | 499 | 15,0 | 11,2 | 216 | 118,6 | 169 | 89610 | 3590 | 2055 | 4110 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| AZ 38-700N | 700 | 500 | 16,0 | 12,2 | 230 | 126,4 | 181 | 94840 | 3795 | 2180 | 4360 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| AZ 40-700N | 700 | 501 | 17,0 | 13,2 | 244 | 134,2 | 192 | 100080 | 3995 | 2305 | 4605 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |

Рисунок 3 Шпунтовая свая Z – профиля производства ArcelorMittal

Проверка на сдвиг промежуточных шпунтовых свай – Z – профиля AZ26-700

Расчетное пластическое сопротивление сдвигу $V_{pl,Rd}$ определяем по Формуле (5.5), в которой: A_v – площадь сдвига (см. Рисунок 5.1).

$$A_v = t_w \times (h - t_f) = 12,2 \times (460 - 12,2) = 5463,2 \text{ мм}^2;$$

h – общая высота, 460 мм;

t_f – толщина полки, 12,2 мм;

t_w – толщина переборки, 12,2 мм.

f_y – номинальное значение предела текучести для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240GP) составляет 240 Н/мм^2 , или $240 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{mo} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 5.1.1 приняли равным 1.

Подставив значения в (5.5) и (5.4), получили:

$$V_{Ed} = 893 \kappa H > V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{5463,2 \times 240}{\sqrt{3} \times 1} = 757025,4 H = 757 \kappa H$$

т.е. условие 5.4 не соблюдается.

Принимаем тип шпунтовой сваи AZ28-700 ($W = 2760 \text{ см}^3$; $I = 63620 \text{ см}^4$; $h = 461 \text{ мм}$; $t_f = 13,2 \text{ мм}$; $t_w = 13,2 \text{ мм}$; см. Рисунок 5-4-4) из стали S320GP и проверяем его на сдвиг:

$$V_{Ed} = 893 \kappa H \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{5463,2 \times 320}{\sqrt{3} \times 1} = 1009367,2 H = 1009,4 \kappa H ,$$

т.е. условие (5.4) соблюдается.

В соответствии с 5.5.2.10 дополнительную проверку шпунтовых свай можно не выполнять.

Устанавливаем класс сечения для двутаврового профиля, используемого в качестве первичных элементов в комбинированных стенках.

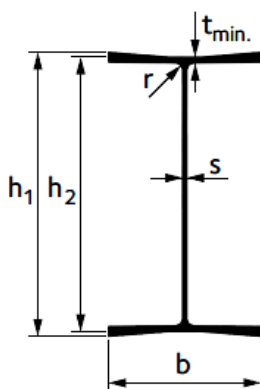
Определяем деформацию сечения ε по Таблице 5.2. Для стали S240GP она составит 0,99

Устанавливаем класс сечения для стенки прокатной двутавровой балки HZ850MA по уравнению:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon = \frac{769,4}{12} \leq 72 \cdot 0,99 = 64,12 \leq 71,28$$

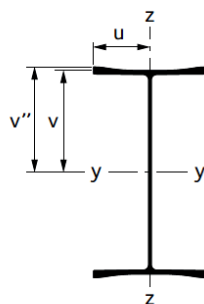
где: c – высота стенки балки двутаврового сечения, мм., (см. Рисунок 4);

t - толщина стенки балки двутаврового сечения, мм., (см. Рисунок 4).



| Section | h_1 mm | h_2 mm | b mm | t_{min} mm | s mm | r mm | Suitable connectors | |
|------------|-------------|-------------|-----------|-----------------|-----------|-----------|---------------------|-------|
| HZ 850M A | 831.3 | 803.4 | 446 | 17.0 | 12.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 850M B | 831.3 | 807.4 | 448 | 19.0 | 14.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 850M C | 831.3 | 811.4 | 448 | 21.0 | 14.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1075M A | 1075.3 | 1047.4 | 448 | 17.0 | 14.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1075M B | 1075.3 | 1053.4 | 448 | 20.0 | 14.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1075M C | 1075.3 | 1059.4 | 450 | 23.0 | 16.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1075M D | 1075.3 | 1067.4 | 451 | 27.0 | 17.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1100M A | 1075.4 | - | 452 | 31.0 | 18.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1100M B | 1079.4 | - | 452 | 33.0 | 18.0 | 20 | RZDU 16 | RH 16 |
| HZ 1100M C | 1083.4 | - | 453 | 35.0 | 19.0 | 20 | RZDU 18 | RH 20 |
| HZ 1100M D | 1087.4 | - | 454 | 37.0 | 20.0 | 20 | RZDU 18 | RH 20 |

Рисунок 4



| Section | Dimensions | | | | | | Properties per solution | | | | | | | | |
|------------|------------|----|-------|------|-------|----|-------------------------|-------|-----------------|-----------------|--------------------|---------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| | v | v' | v'' | v''' | u | u' | A | G | I _y | I _z | W _{ely} * | W _{ely} ** | W _{elz} | A _w | A _s |
| | mm | mm | mm | mm | mm | mm | cm ² | kg/m | cm ⁴ | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ | cm ³ | m ² /m | m ² /m |
| HZ 850M A | 401.7 | - | 415.7 | - | 223.0 | - | 280.9 | 220.5 | 341 730 | 36 430 | 8 505 | - | 1 635 | 0.447 | 2.932 |
| HZ 850M B | 403.7 | - | 415.7 | - | 224.0 | - | 313.5 | 246.1 | 377 700 | 39 180 | 9 355 | - | 1 750 | 0.449 | 2.934 |
| HZ 850M C | 405.7 | - | 415.7 | - | 224.0 | - | 328.0 | 257.5 | 401 720 | 40 760 | 9 900 | - | 1 820 | 0.449 | 2.934 |
| HZ 1075M A | 523.7 | - | 537.7 | - | 224.0 | - | 331.7 | 260.4 | 631 340 | 37 040 | 12 055 | - | 1 655 | 0.449 | 3.422 |
| HZ 1075M B | 526.7 | - | 537.7 | - | 224.0 | - | 355.1 | 278.7 | 696 650 | 40 020 | 13 225 | - | 1 785 | 0.449 | 3.422 |
| HZ 1075M C | 529.7 | - | 537.7 | - | 225.0 | - | 397.1 | 311.7 | 775 070 | 42 630 | 14 630 | - | 1 895 | 0.451 | 3.423 |
| HZ 1075M D | 533.7 | - | 537.7 | - | 225.5 | - | 431.1 | 338.4 | 851 460 | 44 600 | 15 955 | - | 1 980 | 0.451 | 3.424 |
| HZ 1100M A | 537.7 | - | 537.7 | - | 226.0 | - | 458.3 | 359.8 | 909 130 | 45 590 | 16 910 | - | 2 015 | 0.452 | 3.425 |
| HZ 1100M B | 539.7 | - | 539.7 | - | 226.0 | - | 476.4 | 373.9 | 961 540 | 48 660 | 17 815 | - | 2 155 | 0.452 | 3.433 |
| HZ 1100M C | 541.7 | - | 541.7 | - | 226.5 | - | 505.3 | 396.6 | 1 025 000 | 52 100 | 18 920 | - | 2 300 | 0.454 | 3.442 |
| HZ 1100M D | 543.7 | - | 543.7 | - | 227.0 | - | 534.3 | 419.4 | 1 089 130 | 55 580 | 20 030 | - | 2 450 | 0.454 | 3.451 |

Рисунок 5

Полученное значение удовлетворяет условию Таблица 5.2 СН РК EN 1993-1-1 для класса 1.

Устанавливаем класс сечения для свеса полки прокатной двутавровой балки HZ850MA по уравнению:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha} = \frac{420}{17} \leq \frac{9 \cdot 0,99}{0,34} = 24,2 \leq 26,2$$

где: c – длина свеса полки балки двутаврового сечения, мм, (см. Рисунок 4);

t – толщина полки балки двутаврового сечения, мм, (см. Рисунок 4)

α – коэффициент несовершенства для соответствующей кривой потери устойчивости (6.3.1.2.2 СН РК EN 1991-1-1)

Полученное значение удовлетворяет условию Таблица 5.2 СН РК EN 1993-1-1 для класса 1.

Проверка на сдвиг прокатной двутавровой балки HZ850MA из стали S240GP.

Расчетное значение поперечной силы V_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию (6.17) СН РК EN 1993-1-1

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где $V_{c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг. При расчете в пластической стадии $V_{c,Rd}$ принимается равным расчетному значению несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$,

по (6.18) СН РК EN 1993-1-1

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{y,red} / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}}$$

где A_v – площадь сдвига.

γ_{M0} — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса $\gamma_{M0} = 1$ (п. 5.1.1.4)

$f_{y,red}$ — пониженный предела текучести, согласно D.1.2.2, для $h = 12,6$ м: $f_{y,red} \approx 0,855f_y$; для горячекатаных стальных шпунтовых свай, в соответствии с EN 10248-1 для стали S240 (S240GP) составляет $f_{y,red} = 240 \times 0,855 = 205,2$ Н/мм², или $205,2 \times 10^3$ кН/м²;

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f > \eta h_w t_w$$

$$A_v = 28090 - 2 \cdot 446 \cdot 17 + (12 + 2 \cdot 20) \cdot 17 > 1,2 \cdot 769,4 \cdot 12$$

$$A_v = 13810 \text{ мм}^2 > 11079 \text{ мм}^2$$

где A — площадь поперечного сечения;

b — ширина сечения;

h — высота сечения;

h_w — высота стенки;

r — радиус сопряжения полки со стенкой;

t_f — толщина полки;

t_w — толщина стенки. (Если толщина стенки не постоянна, то t_w следует принимать равной минимальной толщине);

η — см. СН РК EN 1993-1-5. Принято рекомендуемое значение $\eta = 1,2$ для сталей до S460 и $\eta = 1,0$ для более прочных сталей. (СН РК EN 1993-1-5)

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{y,red} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11079 \cdot (205,2 / 1,732)}{1} = 131259284 \text{ Н} = 13126 \text{ кН}$$

С учетом передачи нагрузки на первичный элемент комбинированной стенки от двух соседних вторичных (см. Рисунок 1 Примера 4) $V_{Ed} = 893 \cdot 1,78 = 1589$ кН. Подставив полученные значения в (6.17) получили:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} = \frac{1589}{1312,6} = 1,21 \leq 1,0$$

Условие не выполнено, для дальнейшей проверки принимаем прокатную двутавровую балку HZ850MA из стали S320GP

$$f_{y,red} = 320 \times 0,855 = 273,6 \text{ Н/мм}^2, \text{ или } 273,6 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{y,red} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11079 \cdot (273,6 / 1,732)}{1} = 175012378 \text{ Н} = 1750 \text{ кН}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} = \frac{1589}{1750} = 0,91 \leq 1,0$$

Условие выполнено, но поскольку V_{Ed} превышает 50 % от $V_{pl,Rd}$, то расчетное значение несущей способности поперечного сечения при совместном действии момента и осевой силы определили по уменьшенному значению предела текучести (6.45 СН РК EN1993-1-1)

$$(1 - \rho)f_y = (1 - 0,39) \cdot 320 = 195,2 \text{ Н/мм}^2 = 195,2 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$$

где

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 1250}{1535,2} - 1 \right)^2 = 0,39$$

Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию (6.12) СН РК EN 1993-1-1

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

С учетом передачи нагрузки на первичный элемент вторичной стенки от двух соседних вторичных $M_{Ed} = 605 \cdot 1,78 = 1077 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$ относительно одной из главных осей поперечного сечения класса 1 определяется по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-1

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{MO}}$$

где: W_{pl} – момент сопротивления сечения в пластической стадии;

f_y – номинальное значение предела текучести для стали С240 (S240GP) с учетом уменьшения составляет $146,4 \text{ Н/мм}^2$, или $146,4 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$;

γ_{MO} – частный коэффициент безопасности в соответствии с 6.1.1 СН РК EN 1993-1-1 приняли равным 1.

Подставив значения в (6.13) СН РК EN 1993-1-1, получили:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot 195,2 \times 10^3}{1} = W_{pl} \cdot 195,2 \times 10^3$$

Отсюда найдем минимально допустимый момент сопротивления прокатной двутавровой балки первичного элемента комбинированной стенки:

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed}}{195,2 \times 10^3} = \frac{1077}{195,2 \times 10^3} = 5,517 \times 10^{-3} \text{ м}^3 = 5517 \text{ см}^3$$

Такой момент сопротивления с минимальными затратами материалов обеспечивает прокатная двутавровая балка HZ850MA ($W = 8505 \text{ см}^3$, см. Рисунок 5).

Отсюда проверяем условие (6.12) СН РК EN 1993-1-1

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1077}{8,505 \times 10^{-3} \cdot 195,2 \cdot 10^3} = \frac{1077}{1660} = 0,65 \leq 1,0$$

т.е. условие (6.12) СН РК EN 1993-1-1 соблюдается.

Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии или других сечений с полками влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси $y-y$ в пластической стадии учитывать не следует, если выполняются следующие условия (6.33) и (6.34) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

где $N_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии по (6.6) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{y,red}}{\gamma_{MO}} = \frac{28090 \cdot 195,2}{1} = 5483168 \text{ Н} = 5483,2 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_{y,red}}{\gamma_{MO}}$$

где: h_w – высота стенки;

t_w – толщина стенки.

Проверяем условие (6.33) СН РК EN 1993-1-1 подставляя значения: $N_{Ed} = 98,2 \text{ кН}$, $N_{pl,Rd} = 5483,2 \text{ кН}$

$$98,2 \leq 0,25 \cdot 5483,2 = 1371$$

т.е. условие (6.33) выполняется.

Проверяем условие (6.34) СН РК EN 1993-1-1, подставляя значения: $h_w = 769,4$ мм, $t_w = 12$ мм, $f_{y,red} = 195,2$ Н/мм²

$$98,2кН \leq \frac{0,5 \cdot 769,4 \cdot 12 \cdot 195,2}{1} = 90112128Н = 901,12кН$$

т.е. условие (6.34) также выполняется и конструкция не нуждается в дополнительной проверке сопротивления.

Таким образом, для заданных условий следует принять глубину забивки комбинированной стенки не менее 7,6 м, тип первичного элемента – прокатная двутавровая балка HZ850МА из стали S320GP, тип вторичного элемента - шпунтовая свая AZ28-700 из стали S320GP.

D.2 Трубчатые сваи, используемые в качестве первичных элементов

D.2.1 Общие положения

D.2.1.1 Трубчатые сваи, используемые в качестве первичных элементов в комбинированных стенках, которые относятся к сечениям класса 4, в соответствии с Таблицей 5.2, СН РК EN 1993-1-1, можно проверять с помощью следующей процедуры.

D.2.1.2 Если не соблюдается критерий (5.1), установленный в СН РК EN 1993-1-1, общие внутренние усилия и моменты следует определять с использованием балочной модели по теории второго порядка.

ПРИМЕЧАНИЕ Чтобы рассчитать значение $F_{ст}$, необходимо учитывать действие овализации во втором моменте площади. Определение длины коробления см. в 5.2.3.

D.2.1.3 Если требуется, согласно Разделу 5.5.4, локальные напряжения при изгибе оболочки и смещения в результате расчетных усилий, передаваемых вторичными элементами через соединители, можно оценивать на основе Таблицы D.1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Вертикальные опорные реакции, согласно Рисунку 5.10, можно не учитывать при определении локальных напряжений при изгибе оболочке.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для упрощения можно допустить, что горизонтальные усилия $w_{y,Ed}$ действуют только при растяжении.

D.2.1.4. Действие овализации трубы в результате локального изгиба оболочки во втором моменте площади вокруг оси стенки (см. Рисунок D.2) можно оценивать с помощью коэффициента уменьшения:

$$\beta_x = 1 - 15(e/r) \quad (D.3)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Действие овализации в моменте сопротивления сечения можно не учитывать.

D.2.1.5 Овализацию e в результате локального изгиба оболочки (см. Рисунок D.2 и Таблицу D.1) можно оценивать следующим образом:

$$e = 0,08 w_{y,Ed} \frac{r^2}{EI} \text{ но } e \leq 0,1 r, \quad (D.4)$$

где EI — жесткость для изгиба оболочки трубы, определяемая по формуле:

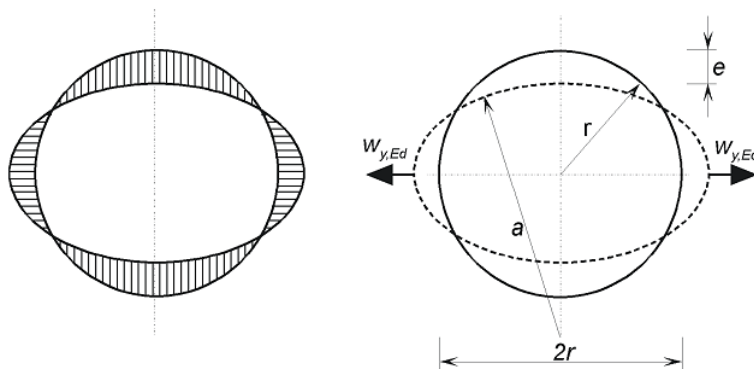
$$B = Et^3 / 12,$$

r — среднелинейный радиус трубы;

$w_{y,Ed}$ — опорная реакция на единичную длину, определяемая на основе 5.5.2.3 (см. Рисунок 5.10).

D.2.1.6 Радиус искривления a при овализации (см. Рисунок D.2) можно определить по формуле:

$$a = \frac{r}{1 - \frac{3e}{r}}. \quad (D.5)$$



a — радиус искривления при овализации;

e — овализация в результате локального изгиба оболочки;

r — среднелинейный радиус трубы; t — толщина стенки трубы;

$w_{y,Ed}$ — усилие, передаваемое вторичными элементами

**Рисунок D.2 — Трубчатая свая:
геометрические данные и локальный изгиб оболочки**

D.2.2 Метод проверки

D.2.2.1 Следующую процедуру можно использовать для проверки трубчатых свай с учетом коробления оболочки, взаимодействия между общим изгибом, нормальными усилиями, локальным изгибом оболочки и общего коробления.

ПРИМЕЧАНИЕ — В качестве альтернативы, проверку можно выполнять согласно 8.6 или 8.7 СН РК EN 1993-1-6 с использованием модели, подходящей для такого типа анализа, и должным образом учитывающей эффект уплотнения грунта. Такой подход, как правило, предоставляет более экономичные результаты, чем процедура, описанная далее.

D.2.2.2 Необходимо выполнение проверки коробления для цилиндрической оболочки с радиусом, равным радиусу искривления a при овализации.

D.2.2.3 За информацией о проверке коробления следует обращаться к Разделу 8.5 СН РК EN 1993-1-6.

D.2.2.4 Коробление при сдвиге можно не учитывать в точках передачи нагрузки, если эти точки усилены бетонным наполнением или соответствующим образом спроектированными элементами жесткости.

D.2.2.5 Если труба заполняется на определенную высоту плотным песком или глиной средней пластичности, напряжения при кольцевом сжатии в результате давления грунта и воды при проверке коробления в этой части трубы можно не учитывать.

ПРИМЕЧАНИЕ Информация, касающаяся необходимой плотности или жесткости, может быть представлена в Национальном Приложении на основе местного опыта.

D.2.2.6 Необходимо определить критическое напряжение при короблении для:

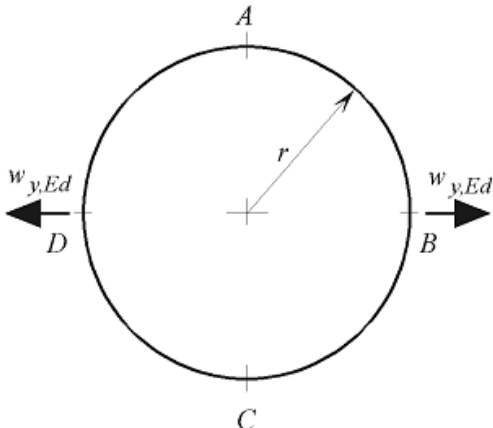
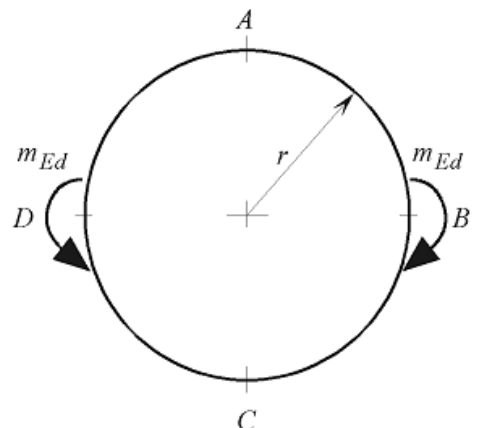
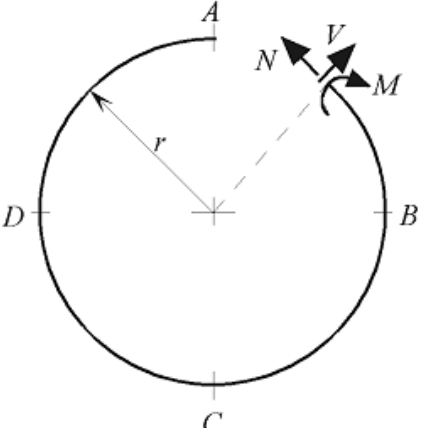
- меридиональных осевых напряжений в соответствии с E.1.2.1, СН РК EN 1993-1-6, где $C_z = 1,0$, даже для длинных цилиндров;
- напряжений при сдвиге в соответствии с D.1.4.1, СН РК EN 1993-1-6;
- напряжений при кольцевом сжатии в соответствии с D.1.3.1, СН РК EN 1993-1-6, с использованием граничных условий случая 3 в Таблице D.3 или D.4.

D.2.2.7 Параметры коробления следует определять в соответствии с D.1.2.2, D.1.4.2 и D.1.3.2, СН РК EN 1993-1-6, соответственно, с учетом класса качества В для новых труб.

D.2.2.8 Расчетные значения напряжений должны рассчитываться с помощью мембранной теории в соответствии с Приложением А, СН РК EN 1993-1-6.

D.2.2.9 За информацией о проверке прочности на коробление следует обращаться к Разделу 8.5.3, СН РК EN 1993-1-6.

Таблица D.1 — Локальный изгиб оболочки в результате действия расчетных усилий из вторичных элементов

| | |
|---|--|
|  |  |
| $M_A = 0,182 w_{y,Ed} r$ $N_A = 0,5 w_{y,Ed}$ $V_A = 0$ $M_B = -0,318 w_{y,Ed} r$ $N_B = 0$ $V_B = -0,5 w_{y,Ed}$ $\Delta D_{BD} = 0,182 w_{y,Ed}^2 / EI$ $\Delta D_{AC} = 0,182 w_{y,Ed}^2 / EI$ | $M_A = 0,137 m_{Ed}$ $N_A = 0,637 m_{Ed} / r$ $V_A = 0$ $M_B = -0,5 m_{Ed}$ $N_B = 0$ $V_B = -0,637 m_{Ed} / r$ $\Delta D_{BD} = 0$ $\Delta D_{AC} = 0$ |
| <p>Где:</p> <p>M, N, V — внутренние усилия и моменты в изгибе оболочки, согласно данному рисунку;</p> <p>$w_{y,Ed}$ и m_{Ed} — расчетные усилия, передаваемые вторичными элементами через соединительные устройства;</p> <p>ΔD_{BD} и ΔD_{AC} — изменения в диаметре, возникающие в результате применяемых усилий (овализации);</p> <p>r — среднелинейный радиус трубы;</p> <p>EI — жесткость изгиба оболочки трубы</p> | <p>Определение внутренних усилий и моментов в изгибе оболочки:</p>  |

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если при проверке короблению необходимо учитывать напряжения при круговом сжатии, неравномерные распределения давления следует заменить однородными распределениями на основе максимального значения.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Сдвиг можно не учитывать при проверке взаимодействия, если при рассматриваемых воздействиях имеется более одной из трех составляющих мембранных напряжений, относящихся к потере продольной устойчивости, следует выполнить

следующую проверку взаимодействия для сложного напряженного состояния по Формуле (6.1) СН РК EN1993-1-6:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1,$$

где $\sigma_{x,Ed}$ — расчетное значение нормальных напряжений, параллельных оси элемента, в рассматриваемой точке;

$\sigma_{x,Ed}$ — расчетное значение нормальных напряжений, параллельных оси

элемента, в рассматриваемой точке;

τ_{Ed} — расчетное значение касательных напряжений в рассматриваемой точке.

D.2.2.10 Общая проверка поперечного сечения должна проводиться в соответствии с 6.2.1, СН РК EN 1993-1-1, с помощью процедуры, определенной в Разделе 6.2, СН РК EN 1993-1-6. В такой проверке необходимо учитывать напряжения как в результате общего изгиба, так и в результате локального изгиба оболочки, согласно Таблицы D.1. Действие овализации можно не принимать в расчет, и для такой проверки можно использовать свойства полного сечения упругого процесса. Критические точки, в которых необходимо применять критерии текучести, должны определяться с учетом основных поперечных сечений и определяющих точек в этих поперечных сечениях (точки A, B, C и D в Таблице D.1).

D.2.2.11 Такая проверка может считаться выполненной при подтверждении соответствия критериям взаимодействия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \chi \frac{M_{Ed}}{M_{Rk}} \leq \chi, \quad (D.6)$$

где N_{Ed} , M_{Ed} — расчетные значения сжимающего усилия и момент изгиба в основном поперечном сечении;

N_{Rk} , M_{Rk} — характеристические сопротивления, определяемые в соответствии с Пунктом 11;

χ — коэффициент уменьшения в результате общего изгибного коробления на основе длины коробления следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по Формуле (6.49) СН РК EN 1993-1-1

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{— при } \chi \leq 1,0,$$

$$\text{где } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right];$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{— для поперечных сечений классов 1, 2 и 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{— для поперечных сечений класса 4,}$$

здесь α — коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

N_{cr} — критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто.

Коэффициент η , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по Таблицам D.2 и D.3

Таблица D.2 — Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства для кривых потери устойчивости при центральном сжатии

| Кривая потери устойчивости | a_0 | a | b | c | d |
|----------------------------|-------|------|------|------|------|
| Коэффициент η | 0,13 | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

Таблица D.3 — Выбор кривой потери устойчивости

| Поперечные сечения | | Пределы | | Потеря устойчивости относительно оси | Кривая потери устойчивости | |
|------------------------------------|--|--|----------------------|--------------------------------------|----------------------------------|------------|
| | | | | | S 235 S 275 S 355 S 420 | S 460 |
| Прокатные сечения | | h/b > 1.2 | t_f ≤ 40 мм | y – y z – z | a b | a_0 a_0 |
| | | | 40 мм < t_f ≤ 100 мм | y – y z – z | b c | a a |
| | | h/b ≤ 1.2 | t_f ≤ 100 мм | y – y z – z | b c | a a |
| | | | t_f > 100 мм | y – y z – z | d d | c c |
| Сварные двутавровые сечения | | t_f ≤ 40 мм | | y – y z – z | b c | b c |
| | | t_f > 40 мм | | y – y z – z | c d | c d |
| Замкнутые сечения | | Горячедеформированные | | Все | a | a_0 |
| | | Холоднодеформированные | | Все | c | c |
| Сварные коробчатые сечения | | В целом (в общем случае) (кроме перечисленных ниже) | | Все | b | b |
| | | С толщиной сварных швов: a > 0,5t_f b/t_f < 30 h/t_w < 30 | | Все | c | c |
| Швеллеры, тавры и сплошные сечения | | | | Все | c | c |
| Уголки | | | | Все | b | b |

Численные значения понижающего коэффициента χ для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}$ можно определить по графику на Рисунке D.3

При гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверять поперечное сечение только на прочность.

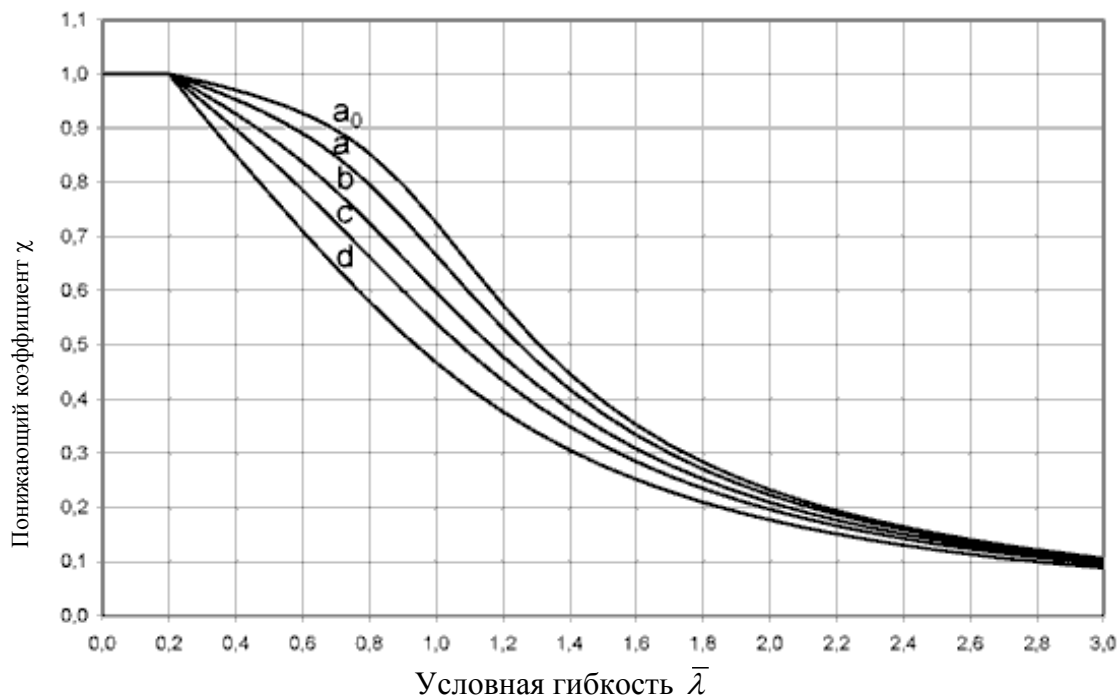


Рисунок D.3 — Кривые потери устойчивости

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Гибкость $\bar{\lambda}$ должна определяться по Формулам (6.50) и (6.51) РК EN 1993-1-1 с учетом D.2.1.2:

СН

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{— для поперечных сечений классов 1, 2 и 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{— для поперечных сечений класса 4,}$$

где L_{cr} — расчетная длина;

i — радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

здесь $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, (f_y в Н/мм²).

При продольном изгибе соответствующую кривую потери устойчивости следует определять по Таблице D.3.

Приложение Е
(информационное)

| | Момент сопротивления | | Масса | | Размеры | | | | Периметр*** 1-го метра стены |
|-------------------|------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|---------------------------|---------|---------|---------|---------|------------------------------------|
| | см ³ /м стены* | см ³ одиночной сваи | кг/м ² стены | кг/м одиночной сваи | b мм | h мм | t мм | s мм | см/м |
| LARSEN 703 | 1210 | 414 | 96,5 | 67,5 | 700 | 400 | 9,5 | 8,0 | 251 |
| LARSEN 703 | 1300 | 426 | 103 | 72,1 | 700 | 400 | 10,0 | 9,0 | 251 |
| LARSEN 703 10 /10 | 1340 | 460 | 108 | 75,6 | 700 | 400 | 10,0 | 10,0 | 251 |
| LARSEN 704 | 1600 | 529 | 115 | 80,5 | 700 | 440 | 10,2 | 9,5 | 258 |
| LARSEN 600 | 510 | 109 | 94 | 56,4 | 600 | 150 | 9,5 | 9,5 | 225 |
| LARSEN 600 K | 540 | 123 | 99 | 59,4 | 600 | 150 | 10,0 | 10,0 | 225 |
| LARSEN 601 | 745 | 251 | 77 | 46,3 | 600 | 310 | 7,5 | 6,4 | 245 |
| LARSEN 602 | 830 | 265 | 89 | 53,4 | 600 | 310 | 8,2 | 8,0 | 245 |
| LARSEN 603 | 1200 | 330 | 108 | 64,8 | 600 | 310 | 9,7 | 8,2 | 260 |
| LARSEN 603 K | 1240 | 340 | 113 | 68,1 | 600 | 310 | 10,0 | 9,0 | 260 |
| LARSEN 603 10 /10 | 1260 | 350 | 116 | 69,6 | 600 | 310 | 10,0 | 10,0 | 260 |
| LARSEN 604 | 1620 | 425 | 124 | 74,5 | 600 | 380 | 10,5 | 9,0 | 282 |
| LARSEN 605 | 2020 | 520 | 139 | 83,5 | 600 | 420 | 12,5 | 9,0 | 290 |
| | Момент сопротивления | | Масса | | Размеры | | | | Периметр*** 1-го метра стены |
| | см ³ /м стены* | см ³ одиночной сваи | кг/м ² стены | кг/м одиночной сваи | b мм | h мм | t мм | s мм | см/м |
| LARSEN 605 K | 2030 | 549 | 144 | 86,7 | 600 | 420 | 12,2 | 10,0 | 290 |
| LARSEN 606 | 2500 | 600 | 157 | 94,4 | 600 | 435 | 15,6 | 9,2 | 293 |
| LARSEN 606 K | 2540 | 620 | 162 | 97,5 | 600 | 435 | 15,6 | 10,0 | 293 |
| LARSEN 607 n | 3200 | 635 | 190 | 114,0 | 600 | 452 | 19,0 | 10,6 | 293 |
| LARSEN 23 | 2000 | 527 | 155 | 77,5 | 500 | 420 | 11,5 | 10,0 | 315 |
| LARSEN 24 | 2500 | 547 | 175 | 87,5 | 500 | 420 | 15,6 | 10,0 | 315 |
| LARSEN 24/12 | 2550 | 560 | 185 | 92,7 | 500 | 420 | 15,6 | 12,0 | 315 |
| LARSEN 25 | 3040 | 562 | 206 | 103,0 | 500 | 420 | 20,0 | 11,5 | 311 |
| LARSEN 43 | 1660 | 483 | 166 | 83,0 | 500 | 420 | 12,0 | 12,0 | 280 |
| LARSEN 430** | 6450 | - | 235 ** | 83,0 | 708 | 750 | 12,0 | 12,0 | 396 |

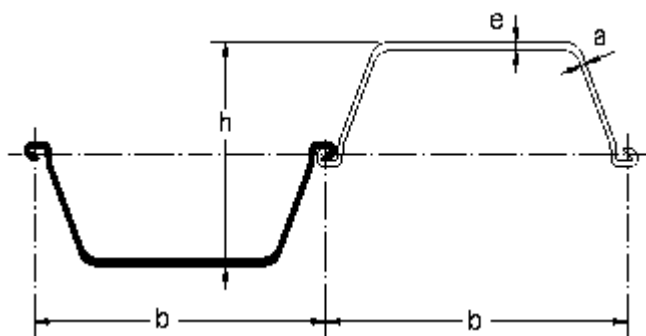
Моменты сопротивления LARSEN-профилей можно применять в

* статических расчетах только в том случае, если для передачи касательных усилий минимум каждый второй замок в стене будет зафиксирован.

** Форма шпунта LARSEN 43. При поставке шпунтин, спаренных по четыре, дополнительно нужно учитывать массу сварных швов.

*** Исключая внутреннюю поверхность замков.

Шпунт Ларсена (производство ArcelorMittal) - Шпунтовые сваи коробчатого профиля



| Профиль | b | h | e | a | S-одиночная свая D-двойная свая T-тройная свая | Площадь сечения | Масса l м | Момент инерции | Момент сопротивления* |
|---------|-----|-----|------|------|---|--------------------|--------------|-----------------|--------------------------|
| | мм | мм | мм | мм | | см ² | кг/м | см ⁴ | см ³ |
| AU 14 | 750 | 408 | 10,0 | 8,3 | Для S | 99,2 | 77,9 | 6590 | 456 |
| | - | - | - | - | Для D | 198,5 | 155,8 | 43060 | 2110 |
| | - | - | - | - | Для T | 297,7 | 233,7 | 59610 | 2410 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 132,3 | 103,8 | 28710 | 1 410 |
| AU 16 | 750 | 411 | 11,5 | 9,3 | Для S | 109,9 | 86,3 | 7 110 | 481 |
| | - | - | - | - | Для D | 219,7 | 172,5 | 49280 | 2400 |
| | - | - | - | - | Для T | 329,6 | 258,7 | 68080 | 2750 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 146,5 | 115 | 32850 | 1 600 |
| AU 17 | 750 | 412 | 10,0 | 9,7 | Для S | 113,4 | 89 | 7270 | 488 |
| | - | - | - | - | Для D | 226,9 | 178,1 | 51 400 | 2495 |
| | - | - | - | - | Для T | 340,3 | 267,2 | 70960 | 2855 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 151,2 | 118,7 | 34270 | 1 665 |
| AU 18 | 750 | 441 | 10,5 | 9,1 | Для S | 112,7 | 88,5 | 8760 | 554 |
| | - | - | - | - | Для D | 225,5 | 177 | 58950 | 2670 |
| | - | - | - | - | Для T | 338,2 | 265,5 | 81 520 | 3065 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 150,3 | 118 | 39300 | 1 780 |
| AU 20 | 750 | 444 | 12,0 | 10,0 | Для S | 123,4 | 96,9 | 9380 | 579 |
| | - | - | - | - | Для D | 246,9 | 193,8 | 66660 | 3000 |
| | - | - | - | - | Для T | 370,3 | 290,7 | 92010 | 3425 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 164,6 | 129,2 | 44440 | 2000 |
| AU 21 | 750 | 445 | 12,5 | 10,3 | Для S | 127 | 99,7 | 9580 | 588 |
| | - | - | - | - | Для D | 253,9 | 199,3 | 69270 | 3110 |
| | - | - | - | - | Для T | 380,9 | 299 | 95560 | 3545 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 169,3 | 132,9 | 46180 | 2075 |
| AU 23 | 750 | 447 | 13,0 | 9,5 | Для S | 130,1 | 102,1 | 9830 | 579 |
| | - | - | - | - | Для D | 260,1 | 204,2 | 76050 | 3405 |
| | - | - | - | - | Для T | 390,2 | 306,3 | 104680 | 3840 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 173,4 | 136,1 | 50700 | 2270 |
| AU 25 | 750 | 450 | 14,5 | 10,2 | Для S | 140,6 | 110,4 | 10390 | 601 |
| | - | - | - | - | Для D | 281,3 | 220,8 | 84370 | 3750 |
| | - | - | - | - | Для T | 422 | 331,3 | 115950 | 4215 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 187,5 | 147,2 | 56240 | 2500 |

Продолжение таблицы







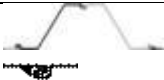
| Профиль | b | h | e | a | S-одиночная свая D-двойная свая Т-тройная свая | Площадь сечения | Масса l м | Момент инерции | Момент сопротивления* |
|-------------|-----|-----|------|------|---|--------------------|--------------|-----------------|--------------------------|
| | мм | мм | мм | мм | | см ² | кг/м | см ⁴ | см ³ |
| AU 26 | 750 | 451 | 15,0 | 10,5 | Для S | 144,2 | 113,2 | 10580 | 608 |
| | - | - | - | - | Для D | 288,4 | 226,4 | 87220 | 3870 |
| | - | - | - | - | Для Т | 432,6 | 339,6 | 119810 | 4340 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 192,2 | 150,9 | 58140 | 2580 |
| Профиль | b | h | e | a | S-одиночная свая D-двойная свая Т-тройная свая | Площадь сечения | Масса l м | Момент инерции | Момент сопротивления* |
| PU 6 | 600 | 226 | 7,5 | 6,4 | Для S | 58,1 | 45,6 | 1 320 | 150 |
| | - | - | - | - | Для D | 116,2 | 91,2 | 8 130 | 720 |
| | - | - | - | - | Для Т | 174,3 | 136,8 | 11 280 | 830 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 97 | 76 | 6780 | 600 |
| PU 8 | 600 | 280 | 8,0 | 8,0 | Для S | 69,5 | 54,5 | 2380 | 234 |
| | - | - | - | - | Для D | 139 | 109,1 | 13940 | 1 000 |
| | - | - | - | - | Для Т | 208,5 | 163,6 | 19380 | 1 160 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 116 | 90,9 | 11 620 | 830 |
| PU 12 | 600 | 360 | 9,8 | 9,0 | Для S | 84,2 | 66,1 | 4500 | 370 |
| | - | - | - | - | Для D | 168,4 | 132,2 | 25920 | 1 440 |
| | - | - | - | - | Для Т | 252,6 | 198,3 | 36060 | 1 690 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 140 | 110,1 | 21 600 | 1 200 |
| PU 12 10/10 | 600 | 360 | 10,0 | 10,0 | Для S | 88,7 | 69,6 | 4600 | 377 |
| | - | - | - | - | Для D | 177,3 | 139,2 | 27100 | 1505 |
| | - | - | - | - | Для Т | 266 | 208,8 | 37670 | 1765 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 147,8 | 116 | 22580 | 1255 |
| PU 18 | 600 | 430 | 11,2 | 9,0 | Для S | 98 | 76,9 | 7220 | 484 |
| | - | - | - | - | Для D | 196 | 153,8 | 46380 | 2160 |
| | - | - | - | - | Для Т | 294 | 230,7 | 64240 | 2495 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 163,3 | 128,2 | 38650 | 1 800 |
| PU 22 | 600 | 430 | 12,4 | 10,0 | Для S | 109,7 | 86,1 | 8740 | 546 |
| | - | - | - | - | Для D | 219,5 | 172,3 | 59360 | 2640 |
| | - | - | - | - | Для Т | 329,2 | 258,4 | 82060 | 3025 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 182,9 | 143,6 | 49460 | 2200 |
| PU 25 | 600 | 452 | 14,2 | 10,0 | Для S | 119,2 | 93,6 | 9540 | 577 |
| | - | - | - | - | Для D | 238,5 | 187,2 | 67790 | 3000 |
| | - | - | - | - | Для Т | 357,8 | 280,9 | 93560 | 3420 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 199 | 156 | 56490 | 2500 |
| PU 32 | 600 | 452 | 19,5 | 11,0 | Для S | 145,4 | 114,1 | 10950 | 633 |
| | - | - | - | - | Для D | 290,8 | 228,3 | 86790 | 3840 |
| | - | - | - | - | Для Т | 436,2 | 342,4 | 119370 | 4330 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 242 | 190,2 | 72320 | 3200 |

Продолжение таблицы


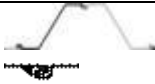




















| Профиль | b | h | e | a | S-одиночная свая D-двойная свая T-тройная свая | Площадь сечения | Масса l м | Момент инерции | Момент сопротивления* |
|---------|-----|-----|------|------|---|--------------------|--------------|-----------------|--------------------------|
| | мм | мм | мм | мм | | см ² | кг/м | см ⁴ | см ³ |
| L 3 S | 500 | 400 | 14,1 | 10,0 | Для S | 100,5 | 78,9 | 6710 | 485 |
| | - | - | - | - | Для D | 201 | 157,8 | 40010 | 2000 |
| | - | - | - | - | Для T | 301,5 | 236,7 | 55580 | 2330 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 201 | 157,8 | 40010 | 2000 |
| L 4 S | 500 | 440 | 15,5 | 10,0 | Для S | 109,8 | 86,2 | 8650 | 560 |
| | - | - | - | - | Для D | 219,6 | 172,4 | 55010 | 2500 |
| | - | - | - | - | Для T | 329,4 | 258,6 | 76230 | 2890 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 219 | 172,4 | 55010 | 2500 |
| JSP 3 | 400 | 250 | 13,0 | - | Для S | 76,4 | 60 | 2220 | 223 |
| | - | - | - | - | Для D | 152,8 | 120 | 13440 | 1 070 |
| | - | - | - | - | Для T | 229,2 | 180 | 18660 | 1 240 |
| | - | - | - | - | Для 1 метра стены | 191 | 150 | 16800 | 1 340 |

* Для гарантированности приведенных в таблице значений момента инерции и момента сопротивления необходимо обеспечить передачу касательных усилий в замках.




















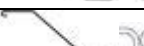
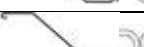


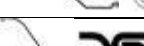
1. ХАРАКТЕРИСТИКИ ШПУНТОВ ЛАРСЕНА И ПРОФИЛЕЙ, ПРЕДСТАВЛЕННЫХ НА РОССИЙСКОМ РЫНКЕ

| Название шпунта | Вид замка | Производ итель | Размер профиля, b x h x s x t(мм)* | Момент сопроти вления W, см ³ / м | Момент инерции I, см ⁴ / м | Удель ная масса площа ди 1 кг/м ² | Удель ная масса длин ы, 1 кг/м |
|--------------------|---|-------------------|---|--|--|--|--|
| PUR 14 |  | Бельгия | 675x400x11 | 1400 | - | 104,5 | - |
| AU-14 |  | Бельгия | 750x408x10 | 1410 | - | 103,8 | - |
| AU-18 |  | Бельгия | 750x441x10, 5 | 1780 | Источн ик: sbh.ru | 118 | Источ ник: sbh.ru |
| AU-18 |  | Бельгия | 750x441x10, 5 | 1780 | - | 118 | - |
| AZ-18-700 |  | Бельгия | 700x420x9,0 | 1800 | - | 109 | - |
| AZ-19-700 |  | Бельгия | 700x420x9,5 | 1870 | - | 114 | - |
| AZ-20-700 |  | Бельгия | 700x421x10 | 1945 | - | 119 | - |





















Продолжение таблицы

| | | | | | | | |
|-----------------|---|----------|------------------|------|--------|-------|--|
| AU-21 |  | Бельгия | 750x445x12,5 | 2075 | - | 133 | - |
| ШД-3 |  | Россия | 400x240x10 | 1575 | 19000 | 153 | - |
| ШД-5 |  | Россия | 400x320x14 | 3140 | 50250 | 213 | - |
| Л5 |  | Украина | 466x196x21x11 | 2962 | 50943 | 238 | 100 |
| Л4 |  | Украина | 436x204x14.8x9.5 | 2200 | 39600 | 190 | 74 |
| Л7 |  | Украина | 467x236x23x12 | 4764 | 97663 | 339 | 144.3 |
| Л5УМ |  | Россия | 549x239x23x11 | 3073 | - | 228 | 114 |
| SP-Vm |  | Корея | 500x350x16.5 | 2310 | - | 172 | - |
| SP-VA |  | Корея | 500x200x19.5 | 3150 | - | 210 | - |
| SP-IIIw |  | Корея | 600x360x13.4 | 1800 | - | 136 | - |
| NI-XZ90 |  | Корея | 635x359x9 | 1700 | - | 113,6 | - |
| ZP-38 |  | США | 457x305x12.7x9.5 | 2516 | - | 185 | - |
| ZP-32 |  | США | 533x292x12.7x9.5 | 2059 | - | 156 | Источ ник: S bh.ru |
| PZC-18 |  | США | 632x387.3x9.5 | 1800 | - | 118,2 | - |
| PZC-25 |  | США | 708x448.6x14.2 | 2460 | - | 145,9 | - |
| LARSEN 23 |  | Германия | 500x420x11.5x10 | 2000 | 42000 | 155 | 77.5 |
| LARSEN 24 |  | Германия | 500x420x15.6x10 | 2500 | 52500 | 175 | 87.5 |
| LARSEN 24/12 |  | Германия | 500x420x15.6x12 | 2550 | 53610 | 185.4 | 92.7 |
| LARSEN 25 |  | Германия | 500x420x20x11.5 | 3040 | 63840 | 206 | 103 |
| LARSEN 43 |  | Германия | 500x420x12x12 | 1660 | 34900 | 166 | 83 |
| LARSEN 430 |  | Германия | 708x750x12x12 | 6450 | 241800 | 243.5 | 83 |
| LARSEN 600 |  | Германия | 600x150x9.5x9.5 | 510 | 3840 | 94 | 56.4 |









Продолжение таблицы

| | | | | | | | |
|---------------------|---|----------|----------------------|------|-------|--|------|
| LARSEN 600 K |  | Германия | 600x150x10 x10 | 540 | 4050 | 99 | 59.4 |
| LARSEN 601 |  | Германия | 600x310x7.5 x6.4 | 745 | 11520 | 77.2 | 46.3 |
| LARSEN 602 |  | Германия | 600x310x8.2 x8.0 | 830 | 12870 | 89 | 53.4 |
| LARSEN 603 |  | Германия | 600x310x9.7 x8.2 | 1200 | 18600 | 108 | 64.8 |
| LARSEN 603 K |  | Германия | 600x310x10 x9 | 1240 | 19220 | 113.5 | 68.1 |
| LARSEN 604 |  | Германия | 600x380x10. 5x9 | 1620 | 30710 | 124.2 | 74.5 |
| LARSEN 604 n |  | Германия | 600x380x10 x9 | 1862 | 30400 | Источ ник: sb h.ru | 123 |
| LARSEN 605 |  | Германия | 600x420x12. 5x9 | 2020 | 42370 | 139.2 | 83.5 |
| LARSEN 605 K |  | Германия | 600x420x12. 2x10 | 2030 | 42550 | 144.5 | 86.7 |
| LARSEN 606 n |  | Германия | 600x435x14. 4x9.2 | 2500 | 54375 | 157 | 94.2 |
| LARSEN 607 n |  | Германия | 600x452x19 x10.6 | 3200 | 72320 | 190 | 114 |
| LARSEN 703 |  | Германия | 700x400x9.5 x8 | 1210 | 24200 | 96.4 | 67.5 |
| LARSEN 703 K |  | Германия | 700x400x10 x9 | 1300 | 25950 | 103 | 72.1 |
| LARSEN 703 10/10 |  | Германия | 700x400x10 x10 | 1582 | 26800 | Источ ник: sb h.ru | 108 |
| LARSEN 704 |  | Германия | 700x400x10. 2x9.5 | 1600 | 35200 | 115 | 80.5 |
| LARSEN 755 |  | Германия | 750x450x11. 7x10 | 2000 | 45000 | 127.5 | 95.6 |
| <u>ZN 30</u> |  | Германия | 700x300x6 | 755 | 11330 | 64,5 | 45,2 |
| <u>ZN 31/6</u> |  | Германия | 825x305x6 | 755 | 11499 | 61,7 | 50,9 |
| <u>ZN 31/7</u> |  | Германия | 825x306x7 | 880 | 13416 | 70,5 | 58,2 |
| <u>ZN 41/7</u> |  | Германия | 725x405x7 | 1442 | 29215 | 84,2 | 61,1 |
| <u>ZN 41/7.5</u> |  | Германия | 725x405x7.5 | 1539 | 31171 | 90,1 | 65,4 |
| <u>ZN 41/8</u> |  | Германия | 725x405x8 | 1632 | 33044 | 95,8 | 69,4 |
| <u>ZN 41/9</u> |  | Германия | 725x405x9 | 1813 | 36714 | 106,9 | 77,5 |
| <u>S 46/7</u> |  | Германия | 630x459x7 | 1334 | 31695 | 87,1 | 54,9 |

Продолжение таблицы

| | | | | | | | |
|------------------|---|----------|-----------------------|------|--|-------|--|
| <u>S 46/8</u> |  | Германия | 630x460x8 | 1528 | 36401 | 99,6 | 62,7 |
| <u>S 46/9</u> |  | Германия | 630x461x9 | 1716 | 41041 | 112,0 | 70,2 |
| <u>LP 76 / 7</u> |  | Германия | 700x150x7 | 478 | 3585 | 76 | 53,3 |
| <u>LP 88 / 8</u> |  | Германия | 700x151x8 | 552 | 4133 | 88 | 61,6 |
| <u>LP-W 6,5</u> |  | Германия | 700x196x6.5 | 593 | 5873 | 75,8 | 57,0 |
| <u>LP-W 7</u> |  | Германия | 700x196x7 | 634 | 6341 | 81,8 | 60,6 |
| <u>OMEGA 4</u> |  | Германия | 780x274x4 | 538 | - | 50 | 39 |
| <u>OMEGA 5</u> |  | Германия | 780x275x5 | 664 | - | 62 | 49 |
| <u>OMEGA 6</u> |  | Германия | 780x276x6 | 778 | - | 78 | 59 |
| <u>OMEGA 750</u> |  | Германия | 800x253x7 | 750 | 9795 | 84,4 | 67,5 |
| <u>OMEGA 850</u> |  | Германия | 800x254x8 | 852 | 11144 | 96,2 | 76,9 |
| <u>OMEGA 7</u> |  | Германия | 750x277x7 | 1065 | 12778 | 90 | 68 |
| <u>OMEGA 8</u> |  | Германия | 750x278x8 | 1237 | 14294 | 103 | 76,8 |
| <u>OMEGA 9</u> |  | Германия | 750x279x9 | 1393 | 16083 | 115 | 86,3 |
| <u>KD 750/8</u> |  | Германия | 750x92x8 | 260 | 1196 | 74,5 | 55,3 |
| <u>KD VI / 6</u> |  | Германия | 600x78x6 | 182 | 726 | 62 | 37,5 |
| <u>KD VI / 8</u> |  | Германия | 600x80x8 | 242 | 968 | 83 | 50 |
| VSP-IV |  | Япония | 400x155x15. 5x15.5 | 2060 | <u>Источн</u> <u>ик:sbh.г</u> <u>у</u> | 190 | <u>Источ</u> <u>ник:s</u> <u>bh.ru</u> |
| VSP-V |  | Япония | 420x175x22 x22 | 3150 | - | 250 | - |
| FSP-IV |  | Япония | 400x170x15. 5x15.5 | 2270 | - | 190 | - |

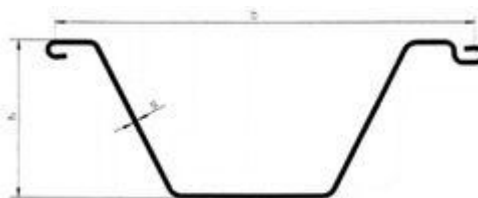
Продолжение таблицы

| | | | | | | | |
|----------------------|---|--------|-----------------------|------|--|-------|--|
| FSP-VII |  | Япония | 500x225x27. 6x27.6 | 3820 | - | 240 | - |
| NKK-4 |  | Япония | 500x180x11 x9 | 2030 | - | 152 | - |
| NKK-4 |  | Япония | 600x180x16 x9 | 2840 | - | 192 | - |
| VSPZ-25 |  | Япония | 400x304x13. 5x9.6 | 2510 | - | 185 | - |
| VSPZ-45 |  | Япония | 400x360x21. 5x12.5 | 4550 | - | 290 | - |
| Фродингхат и - 4 |  | Англия | 400x473x14 x11.4 | 2352 | - | 200 | - |
| Фродингхат и - 4N |  | Англия | 483x330x14 x10.4 | 2414 | Источн ик: sbh.ru | 170.5 | Источ ник: s bh.ru |
| Фродингхат и - 5 |  | Англия | 425x311x17 x11.9 | 3168 | - | 237 | - |

* Размеры профиля – как на рисунке ниже:

s - толщина стенки

t - толщина полки



| Сечен ие | Шир ина | выс ота | толщина | | Площадь поверхн ости | Масса | | Мо мен т ине рци и | Упруги й момент сопрот ив- ления | Стат ичес - кий мом ент | Пласт ическ ий моме нт сопро тивле ния |
|---------------|------------|------------|----------|-----|----------------------------|----------------------------|-------------------|-----------------------------------|---|--|---|
| | b | h | t | s | | оди ноч- ной сваи | для стенк и | | | | |
| | мм | мм | мм | мм | | см ² /м | кг/м | | | | |
| Шпунт типа AU | | | | | | | | | | | |
| AU 14 | 750 | 408 | 10. 0 | 8.3 | 132 | 77.9 | 104 | 28710 | 1410 | 820 | 1663 |
| AU 16 | 750 | 411 | 11. 5 | 9.3 | 147 | 86.3 | 115 | 32850 | 1600 | 935 | 1891 |

Продолжение таблицы

| | | | | | | | | | | | |
|----------------|-----|-----|----------|----------|-----|-----------|-----|-------|------|----------|------|
| AU 17 | 750 | 412 | 12. 0 | 9.7 | 151 | 89.0 | 119 | 34270 | 1665 | 975 | 1968 |
| <u>AU 18</u> | 750 | 441 | 10. 5 | 9.1 | 150 | 88.5 | 118 | 39300 | 1780 | 1028 | 2082 |
| AU 20 | 750 | 444 | 12. 0 | 10. 0 | 165 | 96.9 | 129 | 44440 | 2000 | 1157 | 2339 |
| <u>AU 21</u> | 750 | 445 | 12. 5 | 10. 3 | 169 | 99.7 | 133 | 46180 | 2075 | 1200 | 2423 |
| AU 23 | 750 | 447 | 13. 0 | 9.5 | 173 | 102. 1 | 136 | 50700 | 2270 | 1285 | 2600 |
| AU 25 | 750 | 450 | 14. 5 | 10. 2 | 188 | 110. 4 | 147 | 56240 | 2500 | 1420 | 2866 |
| AU 26 | 750 | 451 | 15. 0 | 10. 5 | 192 | 113. 2 | 151 | 58140 | 2580 | 1465 | 2955 |
| Шпунт типа PU | | | | | | | | | | | |
| PU 6R | 600 | 280 | 6,0 | 6,0 | 90 | 42,2 | 70 | 8940 | 640 | 365 | 750 |
| PU 7R | 600 | 280 | 6,5 | 6,3 | 94 | 44,3 | 74 | 9580 | 685 | 390 | 800 |
| PU 8R | 600 | 280 | 7,5 | 6,9 | 103 | 48,7 | 81 | 10830 | 775 | 445 | 905 |
| PU 9R | 600 | 360 | 7,0 | 6,4 | 105 | 49,5 | 82 | 16930 | 940 | 545 | 1115 |
| PU 10R | 600 | 360 | 8,0 | 7,0 | 114 | 53,8 | 90 | 18960 | 1055 | 610 | 1245 |
| PU 11R | 600 | 360 | 9,0 | 7,6 | 123 | 58,1 | 97 | 20960 | 1165 | 675 | 1370 |
| PU 12 | 600 | 360 | 9,8 | 9,0 | 140 | 66,1 | 110 | 21600 | 1200 | 715 | 1457 |
| PU 12 10/10 | 600 | 360 | 10, 0 | 10, 0 | 148 | 69,6 | 116 | 22580 | 1255 | 755 | 1535 |
| PU 13R | 675 | 400 | 10, 0 | 7,4 | 124 | 65,6 | 97 | 25690 | 1285 | 750 | 1515 |
| PU 14R | 675 | 400 | 11, 0 | 8,0 | 133 | 70,5 | 104 | 28000 | 1400 | 815 | 1655 |
| PU 15R | 675 | 400 | 12, 0 | 8,6 | 142 | 75,4 | 112 | 30290 | 1515 | 885 | 1790 |
| PU 18 | 600 | 430 | 11. 2 | 9.0 | 163 | 76.9 | 128 | 38650 | 1800 | 105 5 | 2134 |
| PU 22 | 600 | 450 | 12. 1 | 9.5 | 183 | 86.1 | 144 | 49460 | 2200 | 127 5 | 2580 |
| PU 28 | 600 | 454 | 15. 2 | 10. 1 | 216 | 101. 8 | 170 | 64460 | 2840 | 162 0 | 3269 |
| PU 32 | 600 | 452 | 19. 5 | 11. 0 | 242 | 114. 1 | 190 | 72320 | 3200 | 182 5 | 3687 |

Продолжение таблицы

| Шпунт типа L | | | | | | | | | | | |
|---------------|-----|-----|----------|----------|-----|------|-----|-------|------|----------|------|
| L 3 S | 500 | 400 | 14. 1 | 10. 0 | 201 | 78.9 | 158 | 40010 | 2000 | 117 5 | 2389 |
| Шпунт типа GU | | | | | | | | | | | |
| GU 7- 600 | 600 | 309 | 7.5 | 6.4 | 100 | 47.0 | 78 | 11350 | 735 | 435 | 890 |
| GU 8- 600 | 600 | 309 | 8.5 | 7.1 | 110 | 51.8 | 86 | 12690 | 820 | 485 | 995 |
| GU 9- 600 | 600 | 309 | 9.5 | 7.9 | 121 | 57.0 | 95 | 14060 | 910 | 540 | 1105 |
| GU 12 -500 | 500 | 340 | 9.0 | 8.5 | 144 | 56.6 | 113 | 19640 | 1155 | 680 | 1390 |
| GU 13 -500 | 500 | 340 | 10. 0 | 9.0 | 155 | 60.8 | 122 | 21390 | 1260 | 740 | 1515 |
| GU 15 -500 | 500 | 340 | 12. 0 | 10. 0 | 177 | 69.3 | 139 | 24810 | 1460 | 855 | 1755 |
| GU 16 -400 | 400 | 290 | 12. 7 | 9.4 | 197 | 62.0 | 155 | 22580 | 1560 | 885 | 1815 |
| GU 18 -400 | 400 | 292 | 15. 0 | 9.7 | 221 | 69.3 | 173 | 26090 | 1785 | 101 5 | 2080 |

БИБЛИОГРАФИЯ

[1] Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии): Учеб. для вузов.- 2-е изд., переработанное и дополненное - Л.: Стройиздат, 1988.- 415 с.

[2] Беляев Н.М. Сопротивление материалов: 14-е изд.- М.: Наука.- 1965.- 865 с.

УДК

МКС

КПВЭД*

Ключевые слова: воздействия, расчетные ситуации, модуль упругости; коэффициенты, долговечность, предельные состояния, контроль, усталостная прочность.

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**ҚР НТҚ 03-05.1-2011
БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. 1-9 БӨЛІМІ. БОЛАТ
КАДАЛАР МЕН ШПУНТТАРДЫ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

**НТП РК 03-05.1-2011
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ 1-9.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ СВАЙ И ШПУНТОВ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная