

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ,
НАУКИ И КАДРОВОЙ ПОЛИТИКИ

Учреждение образования
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ
ОРДЕНОВ ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
И ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
в сфере высшего образования Республики Беларусь
по образованию в области сельского хозяйства
в качестве учебно-методического пособия
для студентов учреждений образования, обеспечивающих
получение общего высшего образования по специальности
6-05-0811-03 Мелиорация и водное хозяйство*

Горки
БГСХА
2024

УДК 624.137(075.8)

ББК 38.5я73

С86

*Рекомендовано методической комиссией
мелиоративно-строительного факультета 27.11.2023 (протокол № 3)
и Научно-методическим советом БГСХА 27.12.2023 (протокол № 4)*

Авторы:

кандидат технических наук, доцент *В. В. Дятлов*;
кандидат сельскохозяйственных наук, доцент *Ю. Н. Дуброва*;
старший преподаватель *Л. И. Мельникова*;
старший преподаватель *И. Д. Гуц*

Рецензенты:

доктор архитектуры, профессор *И. Г. Малков*;
руководитель «Климовичская ДСПМК-9, ДП» *В. В. Солдатенко*

Строительная механика. Подпорные сооружения : учебно-методическое пособие / В. В. Дятлов [и др.]. – Горки : БГСХА, 2024. – 252 с.

ISBN 978-985-882-574-4.

Приводится общая теория и последовательность графоаналитического и компьютерного методов расчета массивных подпорных стенок.

Для студентов учреждений образования, обеспечивающих получение общего высшего образования по специальности 6-05-0811-03 Мелиорация и водное хозяйство.

УДК 624.137(075.8)

ББК 38.5я73

ISBN 978-985-882-574-4

© УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия», 2024

ПРЕДИСЛОВИЕ

«Строительная механика» является одной из основных общеобразовательных инженерных дисциплин и играет существенную роль в формировании знаний инженера любой специальности. Особенно большое значение данная дисциплина имеет для технических и строительных инженерных специальностей. Содержание учебного пособия обеспечивает мировоззренческую направленность курса, соответствует методическим требованиям преподавания дисциплины, а также дает возможность использования его для самостоятельной работы студентов с целью овладения теоретическими и практическими навыками в проведении расчетов элементов подпорных сооружений и конструкций.

Усвоение программного материала основывается на знаниях студентов по предметам образовательного цикла высшей школы (высшая математика, физика, теоретическая механика, сопротивление материалов) и создает необходимую базу для усвоения ряда других дисциплин, например таких, как «Основы расчета строительных конструкций», «Механика грунтов, основания и фундаменты», «Железобетонные и инженерные конструкции» и др.

Включение в разрабатываемые учебные программы высших учебных заведений новых дисциплин, отражающих современное состояние строительной науки и техники, при сокращенном сроке обучения приводит к существенному уменьшению количества лекционных, практических и лабораторных часов по курсу дисциплины «Строительная механика».

В связи с этим в последнее время наметилась тенденция к разработке и применению в учебном процессе учебных изданий, в которых достаточно подробно изложены основные теоретические положения и приведено значительное количество примеров решения задач различной степени сложности по разделам изучаемого курса учебной дисциплины.

В настоящем учебном пособии также приведены примеры решения задач, причем почти для каждой задачи представлены два варианта методики расчета – графоаналитический ручного счета и с применением программно-вычислительного комплекса RSA.

Целью подготовки данного учебного пособия, составленного на ос-

нове анализа разработанных и используемых в настоящее время источников, является расширение объема материала, рассматриваемого на практических занятиях в условиях дефицита учебного времени, а также привитие студентам навыков самостоятельной подготовки и оказание помощи в усвоении методов решения задач, предлагаемых на контрольных этапах учебных занятий.

Авторы выражают уверенность, что настоящее учебное издание будет полезно студентам при практическом освоении расчетов на прочность, жесткость и устойчивость элементов строительных конструкций и инженерных сооружений.

При подготовке учебного пособия использовались материалы, изложенные в существующих учебниках и методических пособиях по строительной механике, а также учтен опыт преподавания данной дисциплины на кафедре сельского строительства и обустройства территорий УО «Белорусская государственная орденов Октябрьской Революции и Трудового Красного Знамени сельскохозяйственная академия».

1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Из истории развития подпорных стенок. Еще в далекой древности люди, проживавшие в пересеченной местности, были вынуждены возводить простейшие подпорные сооружения для террасирования почвы, увеличивая тем самым полезные площади для земледелия. Террасами были рассечены знаменитые сады Семирамиды и поля для занятия земледелием племени майя, народов Китая и Японии. В гористой местности дорожный серпантин также был обрамлен подпорными стенками.

Одним из ярких примеров является строительство комплекса «Большой Меншиковский дворец в Ораниенбауме», которое было начато в 1711 г. мастером фортификационного и палатного дела М. Фонтана по проекту, предусматривавшему трехчастную композицию дворца: центральные палаты, галереи и завершающие их павильоны – Японский и Церковный (рис. 1.1). Дворец был построен на склоне уступа – древнего берега Балтийского моря с перепадом высот около 7–9 м. Склон спланирован в виде двухуровневых террас, по центру которого устроена парадная лестница.



Рис. 1.1. Большой Меншиковский дворец

Подпорные стены, устроенные для обеспечения устойчивости террас, неоднократно повреждались под воздействием природных, в основном гидрогеологических, факторов и перестраивались с частичной разборкой ранее существовавших конструкций. Нынешний облик террасы приобрели к началу XX в. При последней переделке была произведена вычинка подпорных стен, отделка снаружи слоем бетона толщиной до 40 см, был выполнен бетонный пояс по верху кирпичных стен. Сохранившаяся внутренняя конструкция стен террас сформировалась к 1775 г. Конструкция подпорного сооружения состоит из нескольких параллельных подпорных стен. Вблизи дворца сохранились фундаменты аркады, некогда располагавшейся вдоль существующих галерей. Между ними и стеной верхней террасы устроена подпорная стена, усиленная контрфорсами. Контрфорсы примыкают к наружной стене верхней террасы. Эта стена также укреплена контрфорсами, распространяющимися до подпорной стены нижней террасы. Контрфорсы верхней и нижней террас перекрыты цилиндрическими сводами, что образует замкнутые камеры.

В 1773 г. француз Ш. Кулон разработал способ расчета давления сползающего грунта по напорной грани подпорной стенки (наблюдал за ходом строительства фортификационных сооружений на юге Франции). Это исследование Кулона по разработке теории прочности сыпучих тел известно в современной механике как закон Кулона – Мора. Строительные технологии постоянно развиваются, появляются новые виды материалов – более стойкие, более долговечные, но достаточно внимательно приглядеться к природе, чтобы понять – идея подпорных стенок тоже взята у нее – в скалах, каменистых осыпях и буреломах. Еще Петр I создал знаменитый на весь мир Петергоф на террасах с помощью подпорных стенок.

Павловск также включает в свой великолепный ансамбль эти сооружения. Именно отсюда берет свой исток традиция создания подпорных стенок в усадьбах вблизи Санкт-Петербурга.

С тех далеких времен внешний вид и назначение подпорных стенок остались те же – изменились лишь материалы, из которых они состоят, и технологии возведения.

Стены из валунов, вне всякого сомнения, являются одними из старейших и самых прочных видов построек, созданных человеком. В отличие от обработанного камня или модульных блоков, валуны доступны и готовы к созданию стенки даже без дополнительной обработки. В то же время они сохраняют большинство положительных

сторон обставленных камней и могут прослужить вам не меньше века. Каменные валуны идеально подходят для любого загородного участка.

Исторически решения подпорных стен формировались и развивались по мере появления новых строительных материалов. Первоначально подпорные стенки изготавливались из камней, которые укладывались друг на друга «всухую» (без связующего материала), а затем с применением различных связующих и твердеющих растворов. Сегодня разновидностей конструкций подпорных стен столько, что сложно свести их к какой-либо единой классификации. Существуют различные типы подпорных стен по функциональному назначению, по расположению относительно полотна дороги, по типу используемого материала, по роду основания, по степени экономической эффективности, по виду внешней поверхности и т. д.

Начало детального изучения и массового применения подпорных стен было положено в конце XIX в. Основной причиной для развития этого направления стало активное строительство железных и автомобильных дорог. В дорожном строительстве подпорные стены используются при возведении устоев мостов и других искусственных сооружений и служат для удержания от обрушения дорожных насыпей, выемок.

Подпорная стена – это конструкционное сооружение, удерживающее от обрушения и сползания находящийся за ней массив грунта на уклонах местности (откосах, склонах, выпуклостях и впадинах поверхности участка).

Существуют разные мнения по поводу необходимости использования подпорных стенок в строительстве. Например, одно из них заключается в том, что при правильном понимании гармонии городского ландшафта в подпорных стенках нет необходимости: озелененный естественный откос грунта визуально приятнее и дешевле в производстве.

Другое мнение говорит о невозможности в условиях городского ландшафта обойтись без подпорных сооружений, поскольку относительная стесненность застройки характерна для города и отказ от подпорных стен приведет к потере ценного жизненного пространства территории городов.

С древних времен человечество стремилось строить конструкции для удержания грунта и его ограничения под более крутым углом, чем позволяет природа. В настоящее время при работе с грунтом люди нередко сталкиваются с такими же проблемами. На грунтовых склонах

с малой несущей способностью грунт должен выдерживать экстремальные нагрузки, например, на шахтном отвале или на подпорной стене для дробилки, где масса карьерного самосвала с грузом может составлять более 300 т, или даже при производстве строительных работ в сейсмических районах, при этом армирующие конструкции могут решить проблему удержания грунта.

С каждым годом воплощаются в жизнь сотни технологических решений: от небольших подпорных стенок при строительстве жилья до массивных армированных земляных сооружений для автострад. Разрабатываются экономически эффективные, инженерно обоснованные и масштабируемые решения для проектирования инфраструктуры, коммерческих сооружений и жилья.

В настоящее время практически все населенные пункты нашей страны также включают в свой ландшафтный ансамбль эти сооружения.

Целью настоящего учебного пособия является составление обзора об особенностях, конструктивных формах, материалах подпорных стенок. Обобщение опыта строительства и решения проблем, связанных с подпорными стенами, в течение последних более 100 лет. Помимо этого, есть стремление к разработке новых инструментов и подходов к проектированию и расчету подпорных стен и армогрунтовых конструкций.

1.1. Структура подпорных сооружений

Известно, что более 70 % строительных конструкций и инженерно-технических сооружений при их эксплуатации контактируют с грунтом. Грунт – это бесчисленное скопление мелких твердых частиц, обладающих весом, внутренним трением и сцеплением. Пространство между песчинками грунта может быть частично заполнено воздухом и жидкостью.

Грунт может находиться как снизу сооружения, сбоку, так и над сооружением. В первом случае грунт воспринимает всю ту нагрузку, что передает ему сооружение. Во втором случае сооружение не дает грунту возможности сползть или осыпаться и обеспечивает вероятность образования более крутых откосов. Эти инженерные сооружения называют подпорными стенками. В случае нахождения грунта сверху (водопрпускные гидромелиоративные тоннели, трубы проезды и т. д.) оболочка сооружения взаимодействует с грунтом, испытывая

сложное нагружение. Обобщенная конструкция классической подпорной стенки представлена на рис. 1.2.

Любая подпорная стенка состоит из следующих частей:

- Фундамент – часть стены, которая находится под землей и принимает на себя основную нагрузку от давления грунта.
- «Тело» – вертикальная часть конструкции (собственно стенка).
- Дренаж – водоотвод, необходимый для усиления прочности стенки.

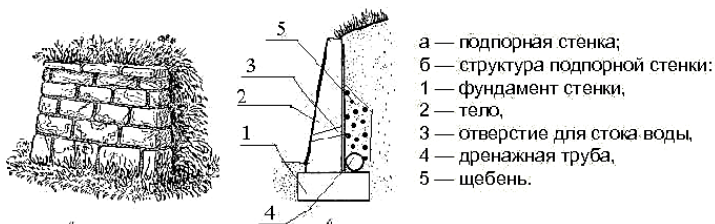


Рис. 1.2. Общая структура подпорных сооружений

Все ограждающие конструкции предназначены для того, чтобы удерживать от обрушения находящийся за ними грунтовый массив. К ним относятся подпорные стены, массивные и гибкие, «стены в грунте», шпунтовые ограждения, ограждения из металлических труб и т. п. (рис. 1.3).

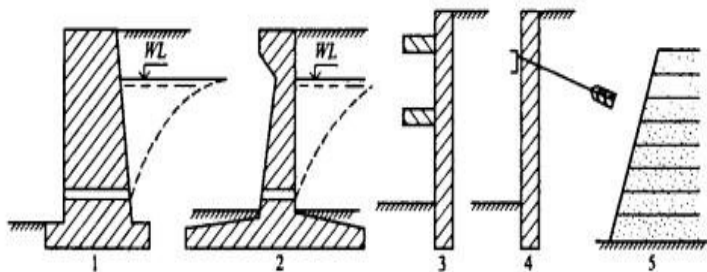


Рис. 1.3. Примеры ограждающих конструкций:

- 1 – массивная подпорная стенка; 2 – тонкостенная подпорная стенка;
3, 4 – стены в грунте соответственно с распорками и анкерным закреплением; 5 – ограждающая конструкция из армированного грунта

Подпорной стеной называют инженерно-техническое сооружение, основная цель которого заключается в ограждении и удержании слоев массива грунта или других сыпучих тел от обрушения в местах перепада высот, а также в восприятии расположенных на поверхности грунта технологических нагрузок.

Устойчивость ограждающих конструкций обеспечивается как за счет собственного веса (массивные и гибкие подпорные стены), так и за счет гибкости ограждающих конструкций типа «стена в грунте», шпунтовые ограждения, заделанные ниже основания котлована, а также за счет анкерных стержней и распорок. Взаимодействие ограждающих конструкций с массивом грунта носит сложный характер и зависит от жесткости конструкции, ее смещений и прогибов. При абсолютно неподвижном состоянии за подпорной стеной реализуется так называемое давление покоя. При смещении стенки от массива грунта за подпорной стеной реализуется активное давление. В случае же движения стены на удерживаемый ею массив грунта в нем реализуется пассивное давление. Последний случай часто возникает у опор мостов, воспринимающих распорное усилие. Графически эти три вида давления для сыпучих грунтов представляются в виде зависимости, показанной на рис. 1.4.

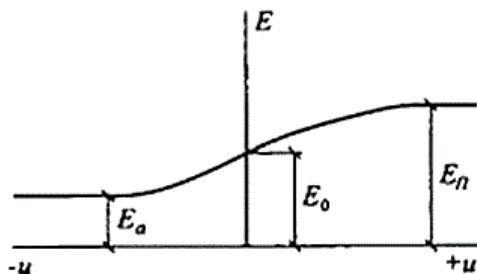


Рис. 1.4. Зависимость давления грунта на ограждающую конструкцию от его смещения:
 E_0 — давление покоя; E_a — активное давление; E_n — пассивное давление;
 u — направление перемещения стенки

Давление покоя грунта легко определяется через коэффициент бокового давления.

Для определения активного давления грунта на ограждающую конструкцию принимается, что массив грунта при движении стены от

грунта образует призму обрушения и грунт переходит в состояние предельного равновесия.

Для определения пассивного давления грунта на ограждающую конструкцию принимается, что массив грунта при движении от стены образует призму выпирания и грунт переходит в состояние предельного равновесия (рис. 1.5).

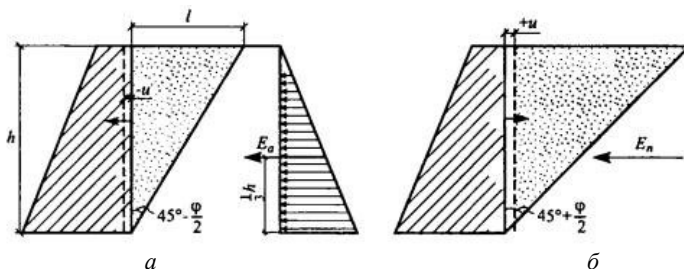


Рис. 1.5. Схемы для определения активного (а) и пассивного (б) давления грунта на подпорную стенку

На рис. 1.6 представлена одна из многочисленных классификаций подпорных стенок – по степени причастности доли массива грунта за напорной гранью стенки в обеспечении прочности и устойчивости самой подпорной стенки.

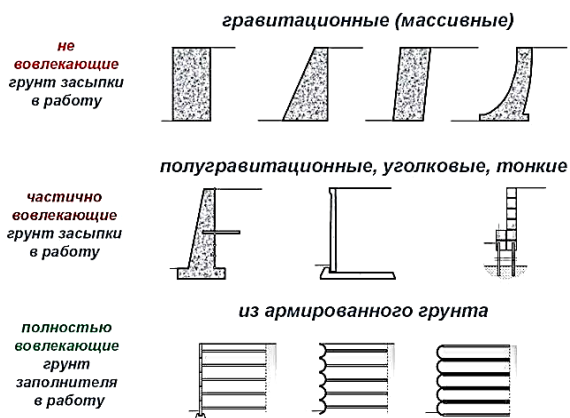


Рис. 1.6. Классификация подпорных стен по степени участия удерживаемого грунта в их работе

Различные по назначению примеры применения подпорных стен представлены на рис. 1.7.

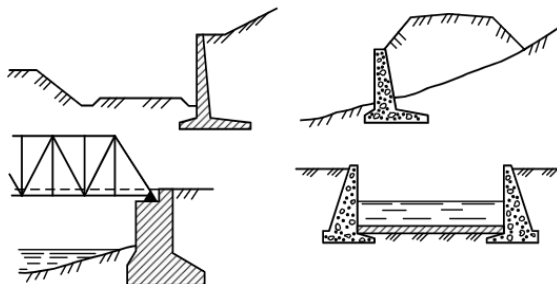


Рис. 1.7. Примеры применения подпорных сооружений

Подпорные стены широко применяются практически во всех отраслях строительства: в промышленном строительстве – устройстве подземных инженерных коммуникаций; на подземных и внутриплощадочных путях железнодорожного и автомобильного транспорта; в дорожном строительстве – как ограждения для поддержания земляных откосов насыпей, выемок и естественных склонов от обсыпки (рис. 1.8, *а*); в железнодорожных и автомобильных мостах – как береговые опоры – устои (или быки) (рис. 1.8, *б*); в гидротехническом строительстве – как ограждения набережных и стен шлюзов (рис. 1.8, *в*); в гражданском строительстве – как декоративные ограждения тротуаров и пешеходных дорожек в парках и скверах; стены подвальных помещений (рис. 1.8, *з*); а также в горном деле и фортификации.

Отдельно остановимся на применении подпорных сооружений в качестве облицовки (одежды) гидротехнических каналов на участках со сложным рельефом местности – например, на крутых склонах и т. п.

По назначению такие подпорные сооружения подразделяются на защитные – предохраняют ложе канала от размыва, повреждений ледовой шугой и другими плавающими предметами; противофильтрационные – сокращают горизонтальную фильтрацию воды из канала; и уменьшающие шероховатость живого (гидравлического) сечения – увеличивают пропускную способность канала.

По видам материала различают грунтовые подпорные сооружения, покрытые битумной мастикой; каменные, гравийные, асфальтовые, бетонные и железобетонные. Выбор типа подпорного сооружения для водоподводящих каналов определяется технико-экономическими соображениями и условиями эксплуатации.

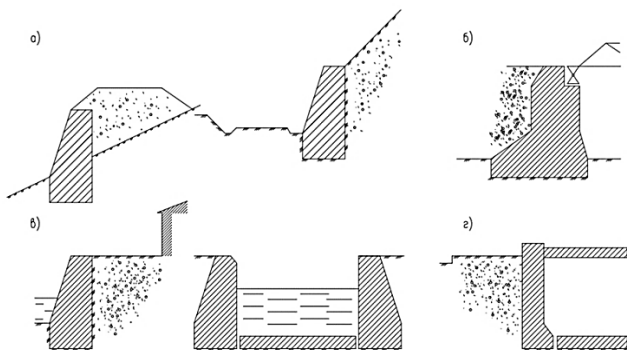


Рис. 1.8. Примеры применения подпорных сооружений:
a – ограждение дорожного полотна в насыпи или выемке; *б* – береговая опора
автомобильного моста; *в* – ограждение набережной площадки водоема
и берегов водоканала; *г* – стена подвала здания

Полное название таких сооружений – укрепительные подпорные стены. Следует отметить, что в технической нормативно-справочной литературе существует множество определений понятия «Подпорная стенка», которые применяются, в частности, в зависимости от основного назначения подпорного сооружения. Множественное разнообразие вариантов возведения таких сооружений можно отследить на рис. 1.9.

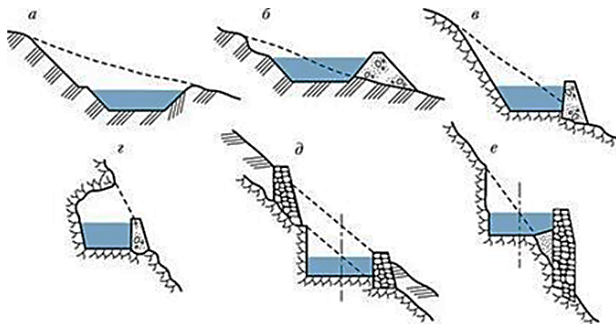


Рис. 1.9. Примеры применения подпорных сооружений:
представлены поперечные профили водопропускных каналов на косогоре: *a* – на пологом устойчивом склоне, в минимальной выемке; *б* – в полувыемке-полунасыпи; *в* – на крутом устойчивом склоне с подпорной низовой стенкой; *г* – в полутуннеле на очень крутом или отвесном склоне в прочных породах; *д* – с двумя оградительными подпорными стенками при наличии на склоне наносного слоя грунта; *е* – на скальном склоне в полувыемке с ограждающей низовой стенкой

Подпорные стены – это сооружения, удерживающие грунт в откосе в состоянии равновесия. В зависимости от предназначения их принято разделять на два основных вида:

- декоративные подпорные стены – основное их назначение – укрепление грунта на склонах и откосах, т. е. это главная функция таких подпорных стенок;

Конструкции таких сооружений весьма разнообразны. На рис. 1.10 представлены некоторые из вариантов декоративных стенок;

- укрепительные – их предназначение чаще всего – создание одинарного перепада уровней почвы, укрепление откосов насыпей или выемок, противооползневые подпорные стеночки, т. е. обеспечение рационального инженерного обустройства жилой зоны либо производственной территории.

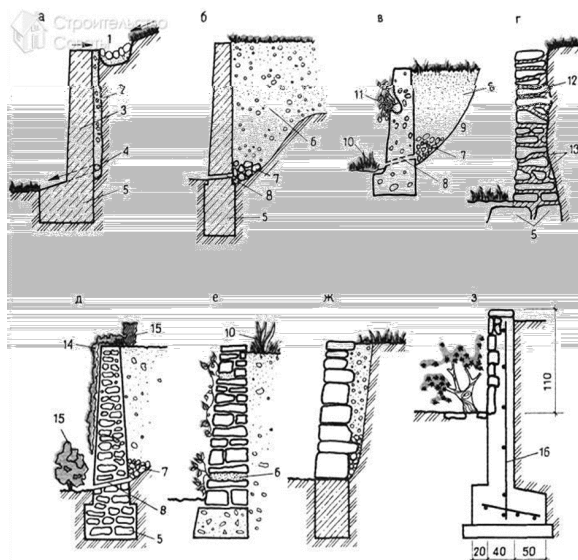


Рис. 1.10. Варианты конструкций подпорных стенок:
а, б – подпорные стеночки из бетона; *1* – открытый лоток; *2* – дренирующий слой из песка; *3* – тело подпорной стенки; *4* – дренажная труба; *5* – фундамент; *6* – насыпной грунт; *7* – щебень; *8* – дренаж; *9* – прочный грунт; *10* – многолетние цветущие растения; *11* – карман для посадки растений; *г* – подпорная стенка из тесаных каменных плит; *12* – плиты; *13* – засыпаемая смесь для скрепления плит; *д* – подпорная стена бутовой кладки; *14* – вьющиеся растения; *15* – кустарник; *е, ж* – каменные подпорные стены сухой кладки; *з* – железобетонная подпорная стенка; *16* – арматура

На рис. 1.11, 1.12 представлены некоторые из способов по обеспечению устойчивости земляных откосов.

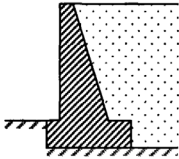
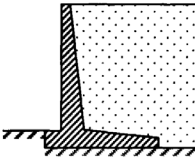
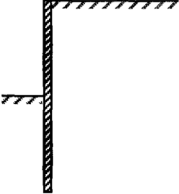
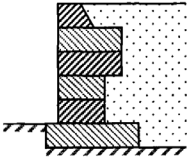
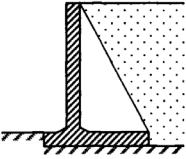
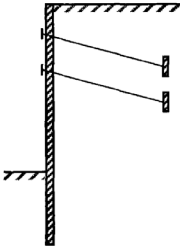
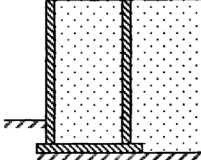
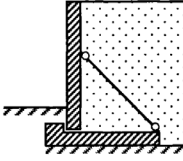
Массивные	Тонкостенные (угловые)	Гибкие (шпунтовые)
 <p data-bbox="266 547 356 563">монолитная</p>	 <p data-bbox="529 547 613 563">консольная</p>	 <p data-bbox="725 547 927 563">консольная (безанкерная)</p>
 <p data-bbox="227 815 396 831">из сборных элементов</p>	 <p data-bbox="518 815 624 831">контрфорсная</p>	 <p data-bbox="736 1034 916 1050">консольная с анкерами</p>
 <p data-bbox="188 1134 434 1166">ячейчатая из оболочек большого диаметра</p>	 <p data-bbox="496 1142 651 1158">с анкерными тягами</p>	

Рис. 1.11. Примеры конструкций укрепительных подпорных стен

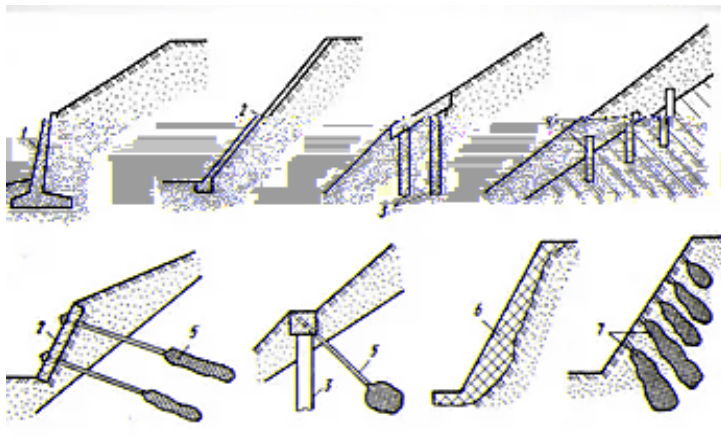


Рис. 1.12. Примеры обеспечения декоративными стенами устойчивости земляных откосов:
 1 – подпорная стенка; 2 – плита; 3 – свая; 4 – шпонка; 5 – анкер;
 6 – поверхностное закрепление; 7 – глубинное закрепление

Участки со сложным рельефом, где есть перепады высот более 50 см, нуждаются в террасировании для оптимального использования земли, создания условий для нормального роста культурных растений. Самый надежный способ укрепить грунтовые террасы – возводить подпорные стенки (рис. 1.13). С помощью формирования горизонтальных уступов, укрепленных подпорными стенками, создается новый рельеф фруктового сада либо парка отдыха, надежно защищается земля от почвенной эрозии и предотвращается ее размывание. Без подпорных стенок не обойтись, если участок расположен на берегу природного водоема, оврага или на территории, подверженной эрозии почв. В условиях поймы реки либо поблизости крупных водоемов довольно много участков, где близко подходят грунтовые воды, и, что еще хуже, имеются так называемые пльвуны. В таком случае подпорные стены возводятся специальными строительными организациями, так как они представляют собой сложное инженерное сооружение, основание которого приходится выполнять со значительным заглублением в грунт.



Рис. 1.13. Подпорные стенки на грунтовых террасах

Вне зависимости от применяемой конструкции, все подпорные стенки включают в себя несколько основных элементов (рис. 1.14):

- водоотвод, необходимый для усиления прочности подпорной стенки;
- дренажная система, проектируется для обеспечения отвода грунтовых вод;
- тело самой стенки – вертикальная часть конструкции, которая выполняет роль удерживающего элемента;
- фундамент – это часть стены, которая находится под землей и принимает на себя основную нагрузку от давления грунта.

Углубление основания фундамента зависит от плотности грунта. На глинистых почвах вполне достаточно проектировать фундамент с углублением в 30 см на каждый метр высоты удерживающей стенки. Расчеты подпорных стен показывают, что на легких почвах углубление фундамента должно быть в 1,5 раза больше.

По профилю поперечного сечения выделяют разные виды подпорных стен (рис. 1.15). Все их условно можно разделить на три группы:

- прямоугольные (возводятся значительно проще остальных);
- трапециевидные (самые популярные на сегодняшний день виды подпорных стенок);
- наклонные (боковые части таких стенок имеют различный угол наклона с наружной и внутренней стороны).

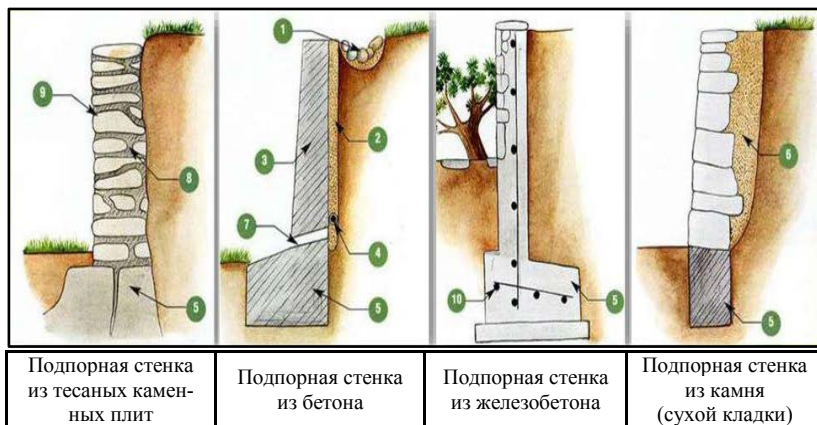


Рис. 1.14. Основные элементы классических подпорных стенок:
 1 – открытый лоток; 2 – дренирующий слой из песка; 3 – тело подпорной стенки;
 4 – дренажная труба; 5 – фундамент; 6 – щебень + песчано-гравийная смесь;
 7 – дренажное отверстие; 8 – каменные плиты;
 9 – смесь для скрепления плит; 10 – арматура

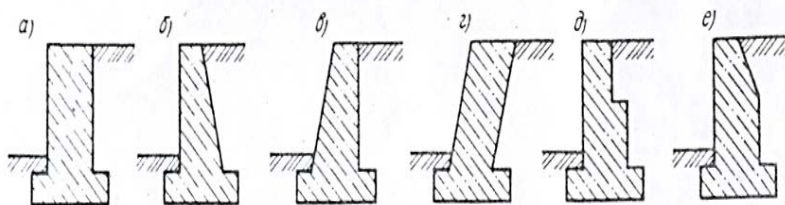


Рис. 1.15. Виды поперечных сечений массивных подпорных стен:
 а – с двумя вертикальными гранями; б – с наклонной напорной гранью;
 в – с наклонной лицевой гранью; г – с обеими наклонными гранями;
 д – со ступенчатой напорной гранью; е – с ломаной напорной гранью

Все названные конструкции имеют определенные достоинства перед своими конкурентами и устанавливаются в зависимости от плотности грунта. На легких почвах «Строительными нормами» рекомендуется устанавливать конструкции трапециевидного сечения. При их использовании вероятность смещения стены сводится к минимуму за счет распределения нагрузки со стороны почвы в различных направлениях. В этом случае часть нагрузки будет направлена вертикально, что будет положительно влиять на устойчивость всей конструкции.

Все конструкции подпорных стен обычно подразумевают, что задняя сторона стены, обращенная к грунту, должна быть как можно более шероховатой или даже ячеистой. Ячеистые поверхности в этом случае будут обеспечивать две важные функции – сцепление с почвой будет значительно лучше за счет увеличения площади соприкосновения, а распределение нагрузки со стороны почвы будет происходить более равномерно по всем направлениям плоскости задней напорной грани.

Повторим, что подпорной стеной называется сооружение, удерживающее грунт от обрушения и сползания в откосах насыпей и выемок. Различные примеры применения подпорных стен были представлены выше.

Отметим, что грань подпорной стены, обращенная в сторону грунтовой засыпки, называется задней (или напорной), а грань, обращенная в противоположную сторону, – передней (или лицевой).

Основными геометрическими характеристиками поперечного профиля подпорной стены являются: высота h_c ; ширина поверху b_o ; ширина понизу b_c ; а также угол α наклона задней (напорной) грани стены к вертикали. Для фундамента стены такими характеристиками являются: высота h_ϕ и ширина понизу B . Высота стены вместе с фундаментом обозначается через H (рис. 1.16).

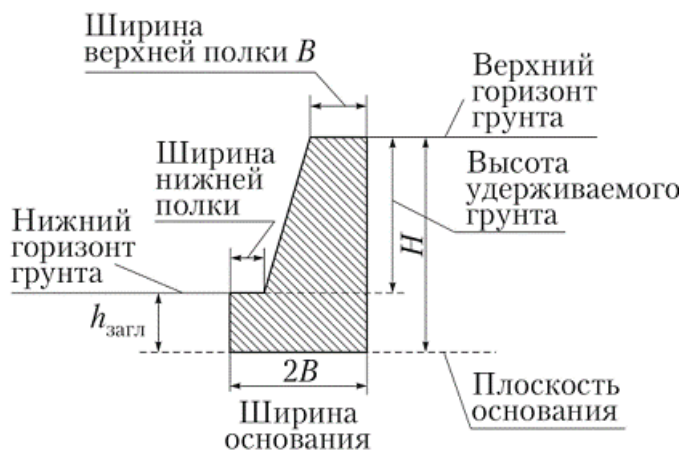


Рис. 1.16. Основные геометрические характеристики профиля стенки

Различают следующие формы свободной поверхности грунта за подпорной стеной: горизонтальная, откос (поднимающийся), падающий откос, полуоткос, ломаная, неспланированная (рис. 1.17).

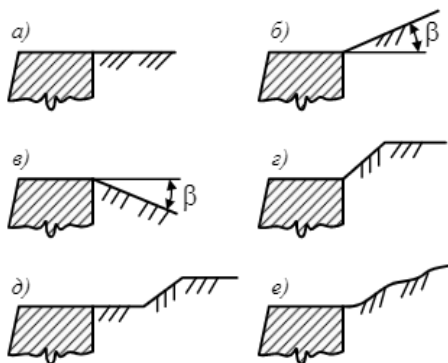


Рис. 1.17. Формы свободной поверхности грунта за подпорной стеной:
a – горизонтальная; *б* – откос (поднимающийся); *в* – падающий откос;
г – полуоткос; *д* – ломаная; *е* – неспланированная

Подпорные стенки могут играть функциональную роль, например в пересеченной местности, где необходимо обустроить пространство. К примеру, когда участок равнинный, проектировщику хочется разнообразить унылый рельеф. Для этого локально могут создаваться фальшивые подпорные стенки. Они смогут значительно улучшить эстетическое восприятие участка, с их помощью появляется возможность разграничивать отдельные функциональные зоны и таким образом создавать камерность пространства (рис. 1.18).



Рис. 1.18. Подпорные стенки в ландшафтном дизайне

Но все же вполне очевидно, что подпорные стенки в абсолютном большинстве отраслей их применения предназначены для формирования уклона грунта, крутизна которого превышает предельное значение угла естественного откоса, определяемое физико-механическими характеристиками грунта.

Расчет подпорных стен выполняют по двум группам предельных состояний:

1. По первой группе (по несущей способности) выполняют расчеты устойчивости положения подпорной стены против сдвига и прочности грунтового основания; устойчивости грунта основания под подошвой стены (для нескальных грунтов); прочности скального основания (для скальных грунтов); по прочности элементов конструкций и узлов соединений.

2. По второй группе (по пригодности к эксплуатации) выполняют расчеты оснований на допускаемые деформации; расчеты элементов конструкций на допустимые величины раскрытия трещин.

При расчете в качестве действующих нагрузок учитывают собственный вес стены, активное и пассивное давления грунта на стену, а также вертикальные и горизонтальные внешние нагрузки, расположенные на призме обрушения. В некоторых случаях необходимо учитывать гидростатическое давление воды. Если подпорная стена не предназначена для удержания воды, необходимо обустроить за ней дренаж, чтобы ограничить только грунтом давление на напорную грань стены.

1.2. Типы и конструкции подпорных стенок

Классификацию подпорных стенок можно проводить по многим признакам. Рассмотрим основные из них.

1. По назначению подпорного сооружения различают:

- поддерживающие насыпи;
- ограждающие выемки.

2. По характеру работы подпорные сооружения делятся:

- на отдельно стоящие;
- связанные с примыкающим сооружением;
- не подвергающиеся давлению воды;
- гидротехнические.

3. По высоте поперечного профиля сооружения различают:

- низкие – высота не превышает 10 м;

- средние – высотой от 10 до 20 м;
- высокие – высотой более 20 м.

Следует отметить, что средние и высокие стенки целесообразно рассчитывать специальными (в том числе на основе современных адаптированных компьютерных программ) методами, а не принимать размеры их поперечного профиля, исходя исключительно из конструктивных соображений.

4. По материалу тела подпорные стены могут быть:

- железобетонные;
- бетонные;
- бутобетонные;
- кирпичные;
- деревянные;
- металлические;
- из утрамбованного грунта.

5. По принципу работы (конструктивным особенностям) подпорных сооружений различают:

- гравитационные (жесткие);
- тонкоэлементные (консольные, кантилеверные);
- тонкие (шпунтовые – гибкие, свайные, якорные).

Гравитационные подпорные стены подразделяют на массивные, полумассивные и тонкоэлементные, уголкового, контрфорсные, ряжевые (с днищем или без него), уголкового с лицевыми элементами, прикрепленными к фундаментным плитам, а также стены подвалов. Основные типы подпорных стенок представлены на рис. 1.19 – в гражданском строительстве; на рис. 1.20 – в гидротехническом строительстве.

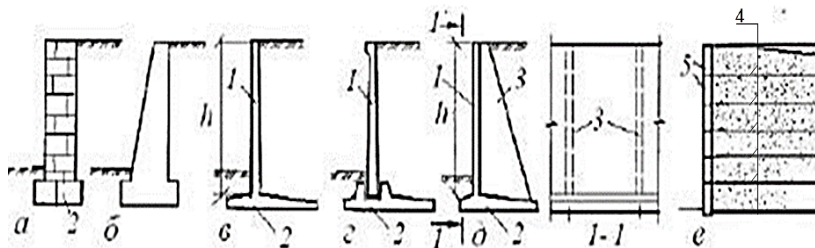


Рис. 1.19. Основные типы применяемых подпорных стенок:

- a, б* – массивные; *в, г* – уголкового монолитные и сборные; *д* – контрфорсные; *е* – мембранные; *1* – лицевая плита; *2* – фундаментная плита; *3* – контрфорсы; *4* – анкеры; *5* – железобетонные лицевые элементы

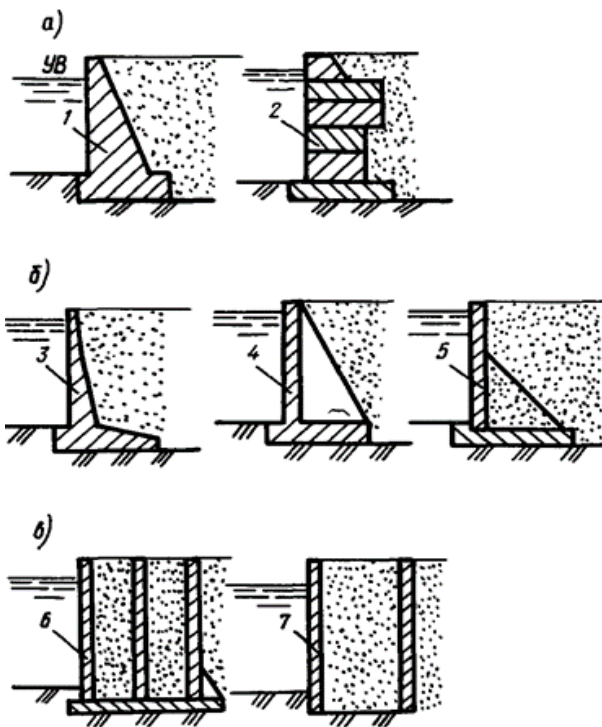


Рис. 1.20. Основные виды гравитационных подпорных стенок:
a – массивные; *б* – уголкового монолитные и сборные; *в* – ячеистые;
 1 – монолитные; 2 – из сборных элементов; 3 – консольные; 4 – контрфорсные;
 5 – с анкерными тягами; 6 – возводимые в котловане или наплавные;
 7 – из оболочек большого диаметра

Для большинства гравитационных стен характерно то, что горизонтальное давление на напорную грань от тела грунта воспринимается в основном собственной массой стены и самого грунта, который лежит в пределах выступов поперечного сечения стены.

Более всего это выражено для массивных подпорных стенок (рис. 1.21), которые практически полностью обеспечивают устойчивость за счет своего собственного веса, а материал тела стенки (бетон, бутовая или кирпичная кладка) испытывает преимущественно сжимающие напряжения.

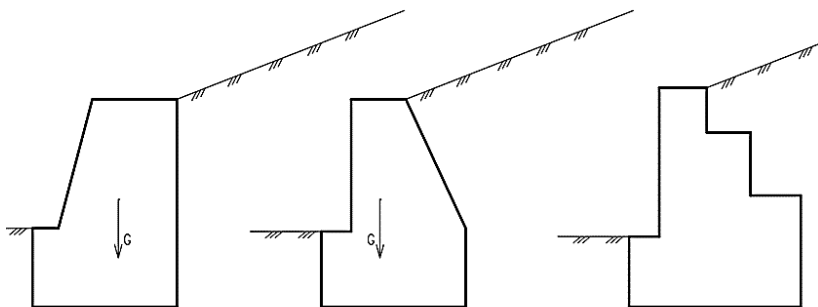


Рис. 1.21. Способы повышения устойчивости массивных подпорных стен – виды поперечных профилей

Их можно изготавливать по двум технологиям: сборная и монолитная. К недостаткам подпорных сооружений такого типа можно отнести:

- высокая материалоемкость;
- сложность выполнения работ;
- высокая стоимость возведения;
- необходимость в специальной технике.

Все эти недостатки больше всего проявляются при возведении укрепительных подпорных сооружений большой высоты. При изготовлении декоративных элементов для ландшафтного дизайна неудобства не так заметны.

Массивная стена с двумя вертикальными гранями наиболее проста в строительстве, но наименее экономична. Наклон передней (лицевой) или тыльной (напорной) граней стены позволяет уменьшить ее сечение в верхней части, что соответствует характеру изменения эпюр активных давлений и моментов. Стена с двумя наклонными в сторону склона гранями способствует уменьшению активного давления грунта, но она более сложная в производстве. Наиболее целесообразна конструкция массивной стены со ступенчатой напорной гранью, которая не усложняет производство работ.

Повышение устойчивости стены обеспечивается также весом грунта на ее уступах, когда она выполнена из сборных бетонных фундаментных блоков. Блоки укладываются перпендикулярно либо параллельно лицевой грани стены.

Грань со стороны грунта рекомендуется устраивать с обрезом (уступом) так, чтобы стенка сверху имела минимальную толщину – в пределах 50–60 см. При высоте бутовых стенок более 2,5 м передней грани может быть придан большой уклон – до 20 %, а на грани со стороны грунта устроены один, два или более уступов. Кладку стенок малой высоты можно выполнить из рваного камня. Для стенок большей высоты камень должен быть более постелистым.

Положение блоков в стенке фиксируется с помощью вертикальных бетонных шпонок в вертикальных стыках и горизонтальных четвертей (зубьев) в горизонтальных стыках. Горизонтальные четверти оказывают сопротивление скольжению блоков.

Линейные размеры элементов назначаются, как правило, кратными 300 мм. Минимальную глубину заложения фундаментов принимают при скальном основании – 300 мм, при нескальном – 600 мм.

Полумассивные стены (рис. 1.22) обеспечивают устойчивость комплексно: как собственным весом стенки, так и весом грунта, лежащего на фундаментной плите. Такие стены обычно представляют собой конструкцию из армированного бетона, в которой растягивающие усилия воспринимаются стальной арматурой. Общая технологическая схема полумассивной монолитной железобетонной стенки представлена на рис. 1.23.

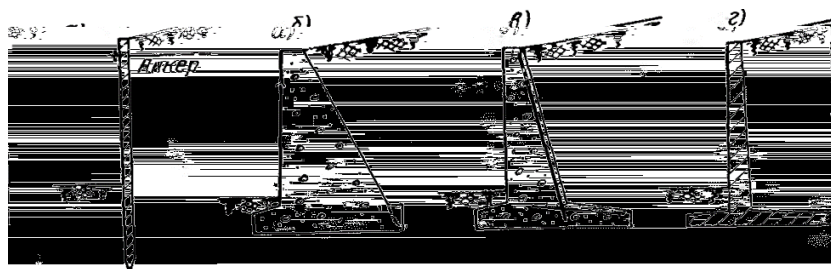


Рис. 1.22. Виды подпорных стен по способу удержания грунта:
а – массивная стенка, *б* – полумассивная, *в* – тонкоэлементная, *г* – шпунтовая

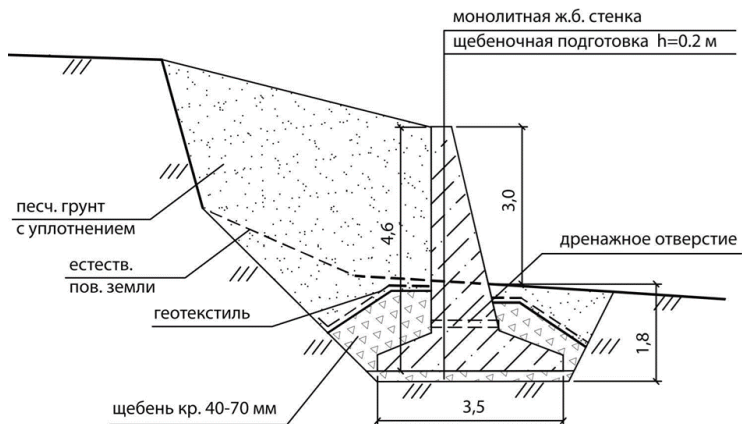


Рис. 1.23. Общая технология монолитной железобетонной стенки

Для повышения устойчивости подпорных стен против опрокидывания в ее конструкции со стороны засыпки предусматривают консольный выступ – разгрузочную консоль (рис. 1.24, 1.25). Для повышения устойчивости и против скольжения стены устраивают шпору в подошве фундамента – уголковая консольная с зубом – или подошве придают уклон, при котором ее скольжению по грунту сопротивляется сила от веса стены.

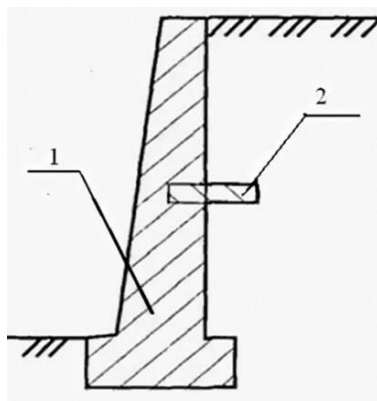


Рис. 1.24. Подпорная стенка с разгрузочной площадкой:
1 – стенка; 2 – разгрузочная площадка

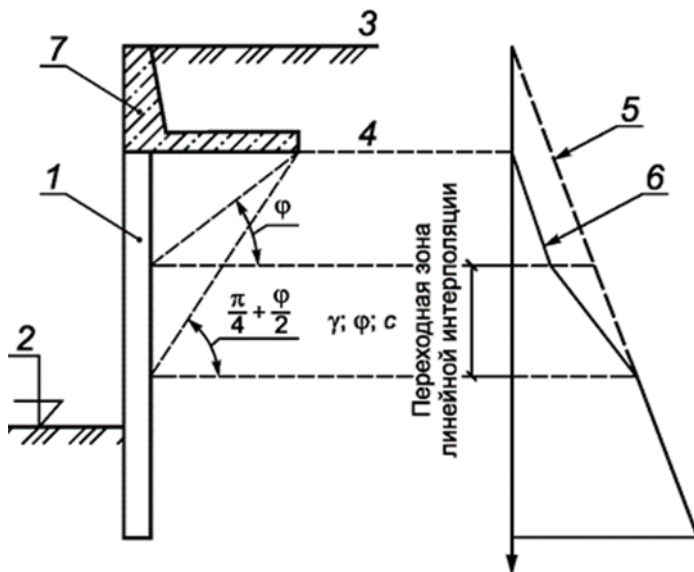


Рис. 1.25. Эпюра активного давления грунта при наличии разгружающих элементов: 1 – подпорное сооружение; 2 – отметка разработки; 3 – поверхность A ; 4 – поверхность B ; 5, 6 – эпюры давления, соответствующие уровням поверхностей A и B соответственно; 7 – разгрузочная плита

При высоте подпора грунта до 4,8 м рекомендуются уголковые стены типовой серии, состоящие из двух плит (лицевой и фундаментной), жестко связанных между собой. Обычно железобетонные стенки уголковой формы сооружают из горизонтальной плиты и вертикальной или немного наклонной в сторону грунта плиты, которые монолитно связаны между собой по линии их сопряжения из таких же плит, но усиленных ребрами-контрфорсами. Железобетонные блоки уголковой формы соединяются стальными деталями, которые привариваются к рабочей арматуре плит и защищаются слоем бетона толщиной 3–4 см. Габаритные размеры стен уголкового и контрфорсного типов проверяются расчетом на устойчивость против сдвига. Фундаментная плита и контрфорсы могут быть выполнены из монолитного железобетона, лицевая – из горизонтальных сборных элементов.

Тонкоэлементные стены (см. рис. 1.22, в) состоят из связанных друг с другом железобетонных плит. Устойчивость стен этого типа обеспечивается в основном весом грунта над фундаментной плитой и лишь в

небольшой степени собственным весом. Стены уголкового типа с наклонными анкерными тягами позволяют сократить расход материалов в виду уменьшения внутренних усилий в элементах стены. Стены с наклонными анкерными тягами проектируются высотой 15 м и более.

Подошва фундамента подпорной стены в поперечном направлении может быть с уклоном до 1:8 в сторону склона, что улучшает работу стены на сдвиг, но усложняет производство работ. Под фундаментом выполняется бетонная или щебенчатая подготовка. Обратную засыпку производят с послойным трамбованием и уплотнением ее до 95 % удельного веса грунта в естественном состоянии. Не рекомендуется применять для засыпки грунты, содержащие органические включения более 5 % по весу. Для засыпки рекомендуются дренирующие грунты – песчаные или крупнообломочные. При наличии в основании стены слабых грунтов их можно заменить песчаной подушкой высотой не менее 600 мм.

Шпунтовая подпорная стенка (см. рис. 1.22, з) представляет из себя сплошной ряд шпунтовых свай, герметично соединенных между собой пазогребневыми замками, и применяется для ограждения котлованов, укрепления откосов, насыпей, береговых линий, гидротехнических объектов, при нарушении целостности грунта в процессе строительства, а также в силу естественных процессов – выветривание, размыв и т. п. – порода осыпается под действием силы тяжести. Различают шпунты:

- металлические;
- полимерные;
- железобетонные;
- деревянные.

Гибкие подпорные стены выполняют в виде стальных или железобетонных шпунтовых рядов, а также из буронабивных свай диаметром 600, 800, 1000 и 1200 мм, длиной 30 м, расположенных в один или два ряда с расстоянием между сваями в ряду (в свету) от 0,5 до 1 диаметра свай, их применяют при высоте подпора грунта до 10 м.

Для железобетонных конструкций подпорных стен рекомендуется арматурная сталь: в качестве рабочей – стержневая горячекатанная периодического профиля классов А-II или А-III, в качестве распределительной и конструктивной – класса А-I или арматурная проволока гладкая класса В-I. Для анкерных тяг рекомендуется арматурная сталь класса А-III, прокатная полосовая марок ВСтЗкп2-1, ВСтЗпсб и 10Г2С1; толщина полосовой стали должна быть не менее 6 мм.

Как правило, конструкции всех подпорных стен по высоте разделяются температурно-осадочными швами. Расстояние между швами не должно превышать: для каменных, бутобетонных и бетонных стенок – 10 м; а при наличии в них армирования – 20 м; для монолитных железобетонных – 25 м; для сборных железобетонных – 30 м.

Если основание подпорной стены представлено неоднородными грунтами, то расстояние между швами уменьшается так, чтобы каждый отсек опирался на однородный грунт. Ширина швов принимается равной 30 мм, в монолитных конструкциях в шов укладывается просмоленная доска.

Для отвода атмосферной воды с поверхности стены в монолитных стенах предусматривается козырек со стоком, а в сборных – специальный карнизный блок.

Поверхность напорной грани подпорных стенок защищается гидроизоляционным слоем. В качестве гидроизоляции обычно применяются рулонные материалы в один-два слоя гидроизола, которые наклеиваются по горячей битумной мастике. При сухих грунтах достаточно промазать поверхность горячей мастикой. Остальные поверхности подпорных стен, соприкасающихся с грунтом (кроме подошвы фундамента), покрывают гидроизоляцией, в частности, горячим битумом в два слоя.

Бутовые подпорные стенки до нанесения гидроизоляции должны быть выровнены цементным раствором. В сборных стенках из бетонных блоков вертикальные и горизонтальные швы до нанесения изоляции заделывают цементным раствором.

При проектировании подпорных стен обязательно предусматривают дренаж для отвода накапливающейся за напорной гранью воды. За подпорной стеной на высоте не менее 0,5 м над дном кювета или поверхности грунта следует устраивать продольный дренаж (с уклоном не менее 4 %) из камня, щебня или гравия. В основании дренажа устраивается подготовка из слоя жирной глины или должны быть уложены сборные железобетонные лотки. В теле стены через 2–12 м по длине необходимо в зависимости от гидрогеологических условий предусмотреть устройство дренажных отверстий или трубок для выпуска воды из дренажа. Достаточно эффективный и простой по устройству дренаж показан на рис. 1.26.

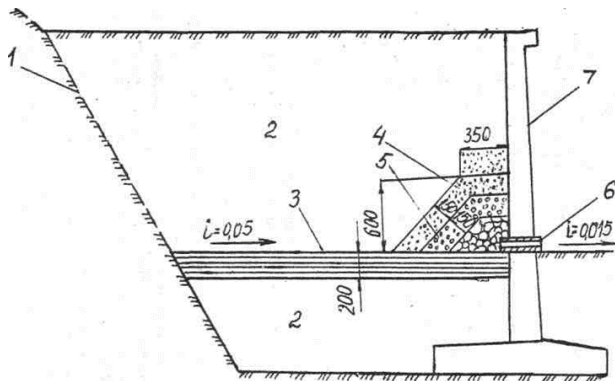


Рис. 1.26. Устройство дренажа в подпорной стене:
 1 – откос; 2 – засыпка из рыхлого грунта; 3 – слой утрамбованной глины; 4 – песок;
 5 – щебень; 6 – водоотводная труба диаметром 50 мм и длиной 350 мм; 7 – стена

В зависимости от целевого назначения подпорные стенки монтируют стационарно или на время строительных работ. Для временного ограждения обычно используются металлические (реже – пластиковые) шпунты: количество рабочих циклов у такого ограждения достигает до 13–20 раз.

Тонкоэлементные подпорные стены выполняются также из уголкового профиля (рис. 1.27), и могут быть консольного типа или контрфорсными (ребристыми). На рис. 1.28 представлены подпорные стены уголкового типа с применением армирования из АНК (неметаллической композитной арматуры).

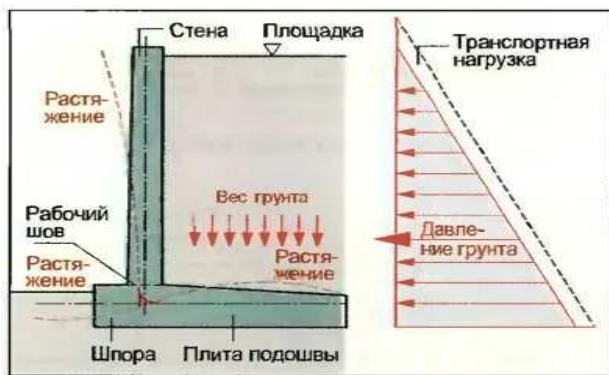


Рис. 1.27. Расчетная схема уголковой подпорной стены

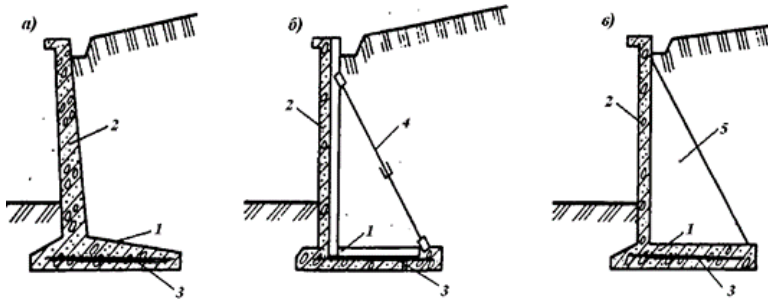


Рис. 1.28. Подпорные стены уголкового типа:
 1 – фундаментная плита; 2 – лицевая плита; 3 – армирование АНК подстенкой фундаментной плиты; 4 – анкерные тяги из АНК; 5 – жесткий контрфорс

Тонкостенные подпорные стенки представляют собой сооружение в виде уголка. Их изготавливают из бетона. Принцип работы заключается в наличии очень широкой подошвы, которая включает в работу против опрокидывания весь расположенный позади стенки грунт. Это главное их отличие от массивной конструкции, где внешним воздействиям стенка противостоит только за счет собственного веса. На рис. 1.29 представлены некоторые из способов повышения устойчивости тонкостенных бетонных подпорных стен.

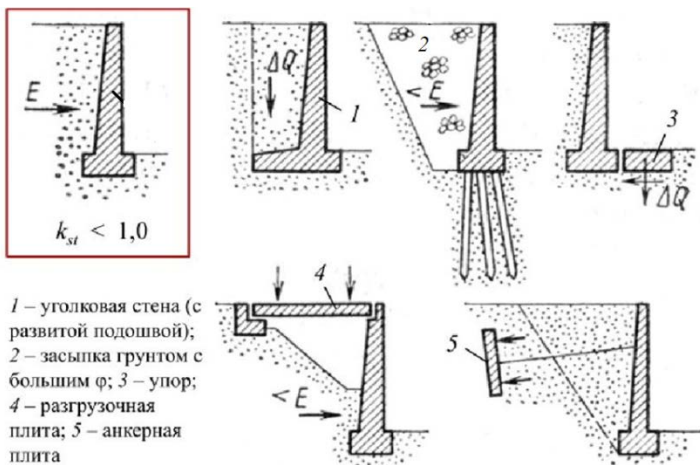


Рис. 1.29. Способы повышения устойчивости тонкостенных бетонных подпорных стен

К преимуществам тонкостенных сооружений можно отнести:

- невысокая материалоемкость;
- снижение затрат на транспортировку изделий;
- уменьшение необходимости в трудовых ресурсах;
- снижение финансовых вложений.

Такие варианты являются оптимальным решением. Согласно нормативным документам использовать дорогие массивные сооружения можно только при наличии обоснования. Но часто строители оказываются в такой ситуации, что уголковую подпорную стенку невозможно купить на ближайшем заводе. Залить такую конструкцию непосредственно на участке практически невозможно из-за сложной формы. Именно по причине большей доступности массивные типы подпорных стен завоевали большую популярность, чем тонкостенные.

Выделяют три типа уголковых стенок (с различным названием) для подпора грунта (рис. 1.30, 1.31):

- уголковые консольные;
- уголковые анкерные;
- контрфорсные.

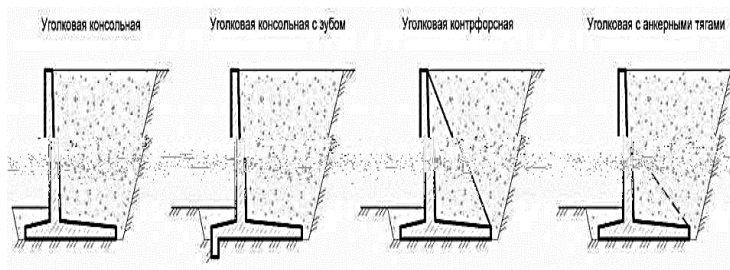


Рис. 1.30. Виды тонкостенных уголковых подпорных стенок

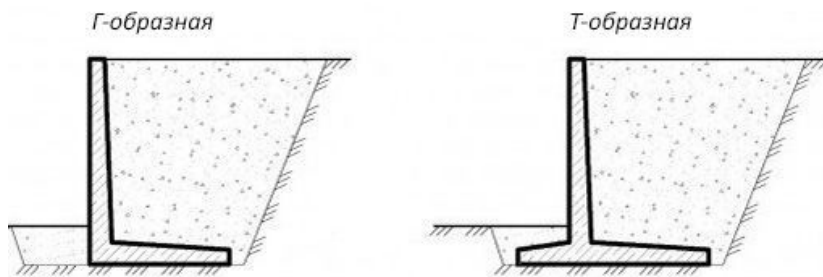


Рис. 1.31. Тонкостенные подпорные стены

Самое важное место подпорной стенки углового типа – участок сопряжения подошвы и вертикальной части. Именно здесь в подавляющем большинстве случаев возникают проблемы при эксплуатации. Важно, чтобы армирование этой части конструкции было выполнено грамотно. Общая технология устройства сборной тонкоэлементной стенки представлена на рис. 1.32.

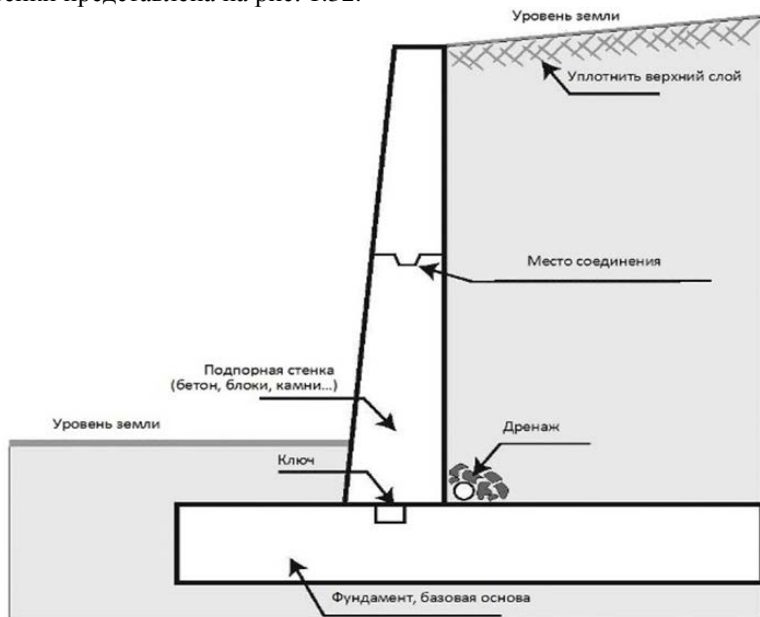


Рис. 1.32. Общая технология устройства сборной тонкоэлементной стенки

Прочность шпунтовых и свайных стен в основном обеспечивается сопротивлением их деформации изгиба, а устойчивость – сопротивлением выпирания грунта в основании шпунта или сваи.

Тонкие стены (см. рис. 1.22, з) обеспечивают устойчивость путем защемления их в грунт в основании. Для уменьшения глубины заложения таких стен, а также для повышения их жесткости применяются анкеры.

Шпунтовые и свайные подпорные стенки подразделяются на безанкерные, заанкеренные одной или двумя тягами к плитам или железобетонным сваям, заанкеренные к наклонным сваям, возведенные на свайном фундаменте (рис. 1.33, 1.34).

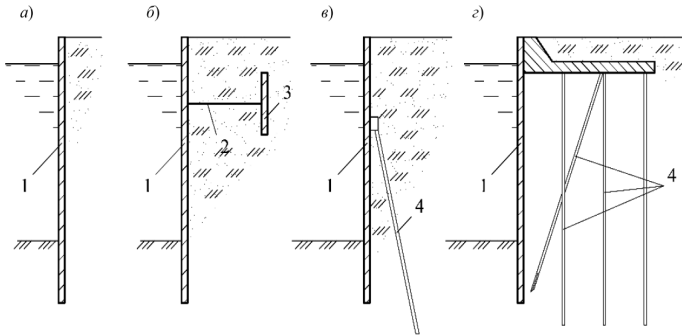


Рис. 1.33. Шпунтовые и свайные подпорные стены:

a – безанкерная; *б* – заанкеренная в плите; *в* – заанкеренная наклонной свайю; *г* – на свайном фундаменте; 1 – шпунт; 2 – тяга (анкера); 3 – анкерная плита; 4 – свай

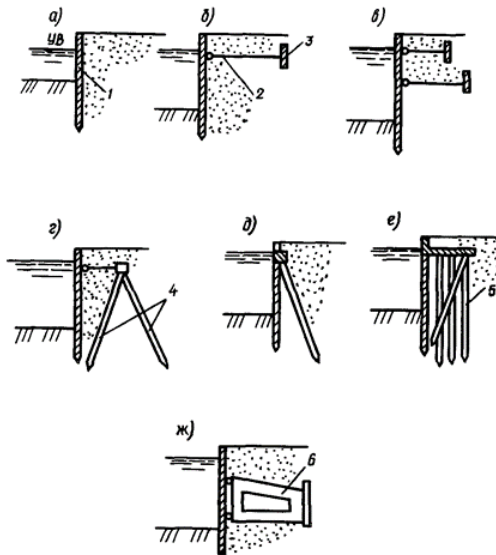


Рис. 1.34. Основные виды шпунтовых и свайных подпорных стенок:

a – безанкерные; *б*, *в*, *г* – заанкеренные одной или двумя тягами к плитам и сваям; *д* – заанкеренные к наклонным сваям; *е* – свайный ростверк с передним шпунтом; *ж* – заанкеренные с жестким (в том числе скользящим) анкерным устройством; 1 – шпунт; 2 – анкерная тяга; 3 – анкерная плита; 4 – анкерные свай; 5 – свайный фундамент; 6 – жесткий анкер

6. По технологическому назначению подпорные стены могут создавать камеры для прохода разногабаритных судов и рыбопропускных сооружений, набережных, причалов. Их сооружают при необходимости сопряжения берега с руслом реки, в водоподводящих каналах, при устройстве шлюзов-регуляторов, при укреплении набережных рек, морей и водохранилищ. Примеры применения различных гравитационных подпорных стен в гидротехническом строительстве представлены на рис. 1.35, 1.36.

7. В зависимости от наклона задней (напорной) грани стенки бывают: крутые, с прямым и обратным уклоном; пологие; лежачие (рис. 1.37).

8. Различают три основных вида наиболее распространенных подпорных сооружений по способу возведения: монолитные; сборные; сборно-монолитные.

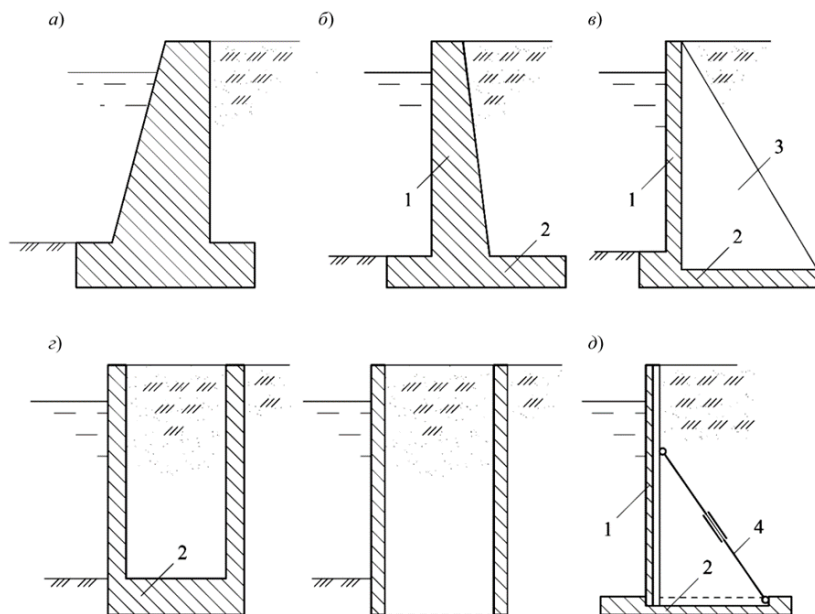


Рис. 1.35. Гравитационные подпорные стены в гидротехническом строительстве:
а – массивная; *б* – уголкового; *в* – контрфорсная; *г* – ряжевая; *д* – уголкового сборная с лицевым элементом, заанкеренным в фундаментной плите; *1* – лицевой элемент (плита); *2* – фундаментная плита; *3* – контрфорс (ребро); *4* – натяжной элемент (тяж)

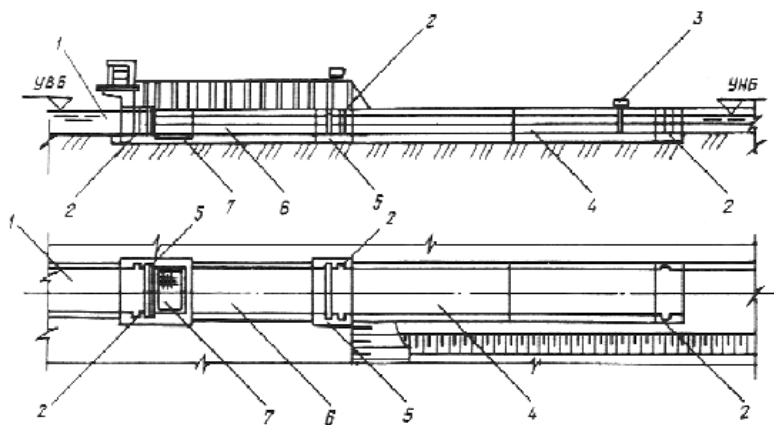


Рис. 1.36. Рыбоподъемные сооружения. Рыбопропускной шлюз:
 1 – верховой (выходной) лоток; 2 – аварийно-ремонтные заграждения;
 3 – побудительное устройство; 4 – рыбоаккумулятор; 5 – затворы эксплуатационные
 с блоком питания; 6 – рабочая камера; 7 – ихтиологическое устройство

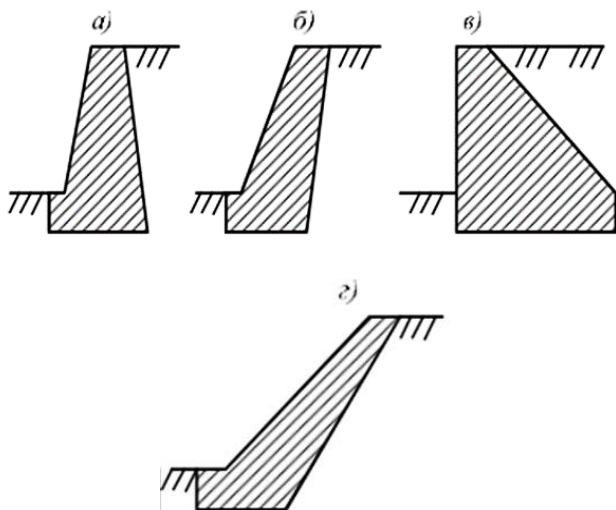


Рис. 1.37. Классификация подпорных стен по наклону напорной грани:
 а – крутая, с прямым уклоном; б – крутая, с обратным уклоном;
 в – пологая ломаная; з – лежачая

Монолитные подпорные стены изготавливаются в виде отдельных звеньев на заводах железобетонных изделий, выполняются из бетона, бутобетона, бутовой или кирпичной кладки и железобетона, а затем транспортируются к месту возведения.

Подпорные стенки первого и второго классов чаще всего проектируют монолитными или сборно-монолитными, а третьего и четвертого классов – сборно-монолитными или сборными. В сборно-монолитных вариантах подпорных стен фундаментную плиту выполняют из монолитного железобетона, а лицевую – из сборного.

Монолитные подпорные стены могут иметь несколько типов поперечного сечения:

- прямоугольный – эти стенки подходят только для небольших перепадов высот грунта – применяют в основном для декоративных объектов;
- трапециевидный с наклонной передней гранью;
- трапециевидный с наклонной задней гранью – отличаются хорошей устойчивостью, имеют, как правило, одну наклонную боковую (напорную) поверхность с уширением трапеции у основания.
- трапециевидный с наклонными гранями;
- наклоненный в сторону засыпки;
- с выступающим передним нижним ребром;
- ломаный;
- ступенчатый;
- с разгрузочной площадкой;
- уголковый;
- Т-образные сечения с уширением снизу.

Монолитные железобетонные тонкоэлементные подпорные стены обычно выполняются из уголкового профиля и могут быть консольного типа или контрфорсными (ребристыми). Первые, как правило, состоят из фундаментной и лицевой плит, а вторые для увеличения жесткости всей конструкции имеют еще контрфорсы или поперечные ребра. Расчетная схема тонкостенной подпорной стенки представлена на рис. 1.38.

Монолитная конструкция подпорной стенки при возведении ее с целью ландшафтного обустройства небольшой территории лучше подходит для частного строительства. В этом случае, как правило, нет острой необходимости сокращать сроки строительства, как это происходит в условиях масштабного строительства.

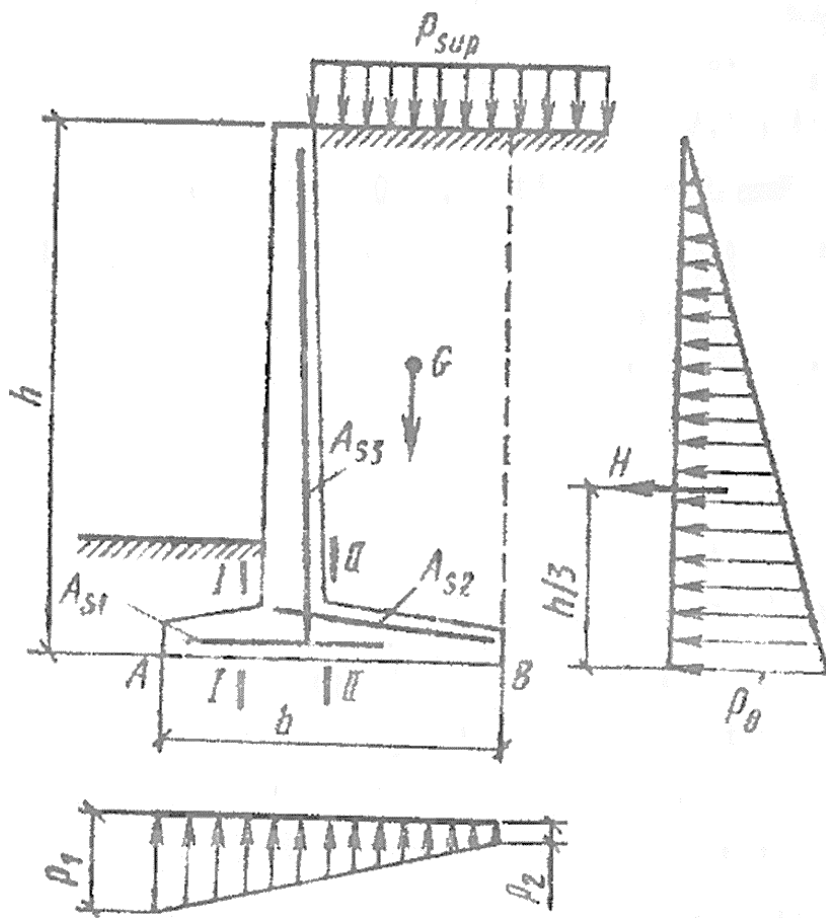


Рис. 1.38. Расчетная схема тонкостенной подпорной стенки

Преимущества метода для постройки декоративных элементов ландшафтного дизайна или небольшого объекта:

- нет необходимости нанимать подъемный кран;
- можно легко выполнить работу, задействовав несколько рабочих.

На рис. 1.39 представлены варианты подпорных стенок для ландшафтного обустройства небольшой территории.

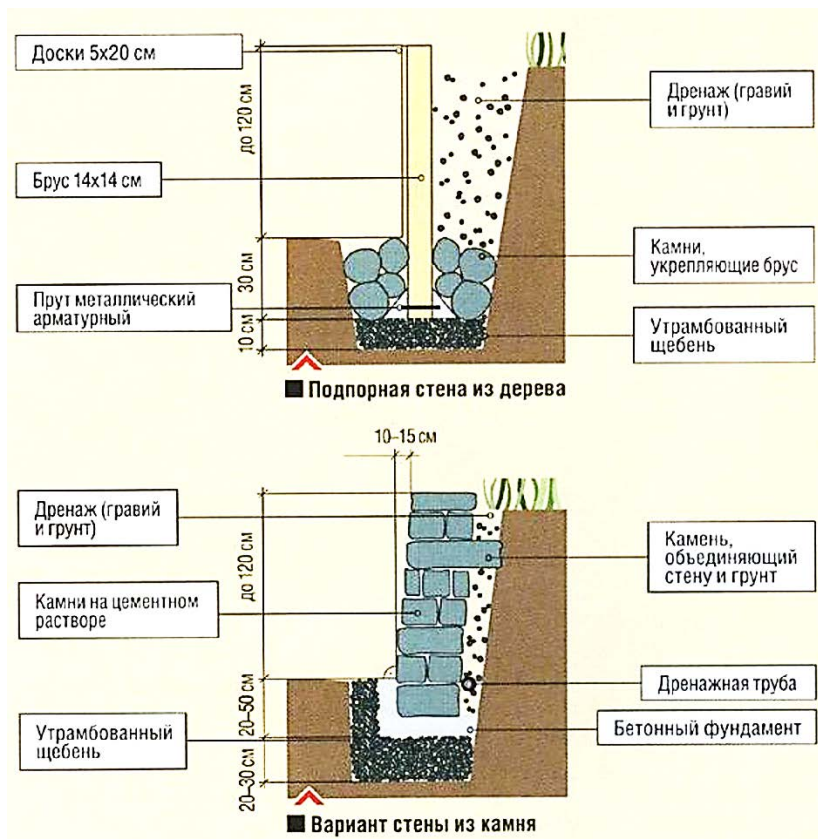


Рис. 1.39. Подпорные стенки для ландшафтного дизайна территории

Для изготовления монолитной конструкции потребуется бетонная смесь и арматура. Важно грамотно подобрать марку бетона (или класс) и диаметр армирования.

Поскольку конструкция одновременно работает на сжатие и на изгиб, рекомендуется использовать бетон не ниже класса С20/25 или марки М350. Нельзя использовать такой же бетон, как, например, для ленточного фундамента, который работает только на сжатие. При несоблюдении рекомендаций возможно появление трещин или разрушение подпорной стенки под давлением грунта.

Рабочую арматуру располагают в двух направлениях – вертикальном и горизонтальном. Точный диаметр ее будет зависеть от нагрузки,

но в качестве среднего значения можно принимать $\text{Ø}12\text{--}14$ мм. Для связывания отдельных стержней в каркасы используют хомуты. Минимальный диаметр таких арматурных прутков составляет 8 мм (рис. 1.40, 1.41).

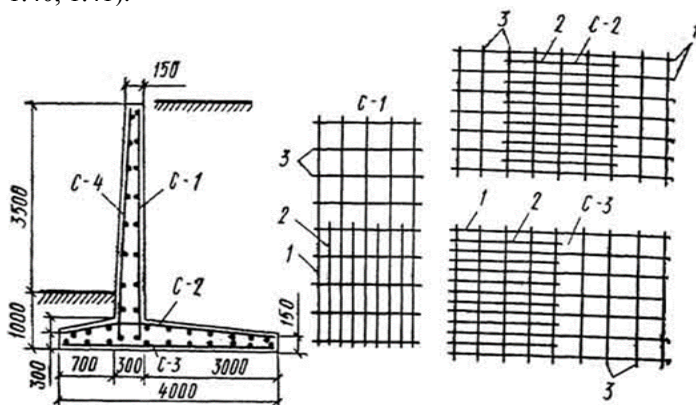


Рис. 1.40. Схема армирования сборной подпорной стенки:
1 – сквозные рабочие стержни; 2 – дополнительные рабочие стержни;
3 – монтажные стержни

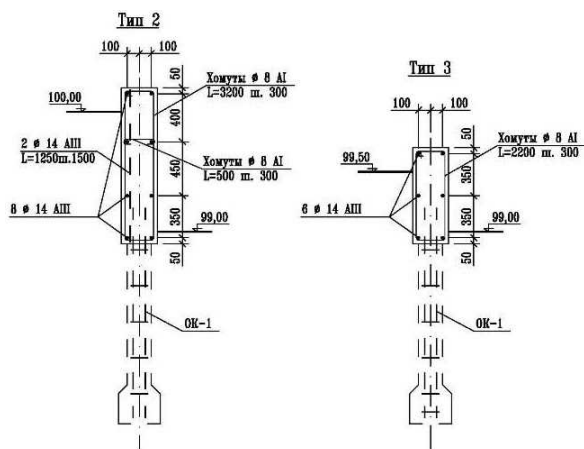


Рис. 1.41. Армирование железобетонной подпорной стенки:
Тип 2 – Т-образные с уширением снизу; Тип 3 – трапециевидные,
отличаются хорошей устойчивостью, имеют одну наклонную
боковую поверхность, их делают шире у основания

Рабочие стержни объединяют в сетки с помощью монтажной арматуры. Для экономии арматуры часть стержней размещают только в зонах наибольших моментов. Сетка С-4 конструктивная.

Сборные подпорные стены чаще всего выполняются из железобетона и по конструкции разделяются:

а) стены уголкового профиля, выполняющиеся из отдельных блоков или плит, собираемых на месте, а также в виде цельноперевозимых секций (высотой до 3 м и длиной 1,5–2,5 м);

б) заборчатые стены, состоящие из отдельных опор, пролеты между которыми заполняются плитами. Опоры выполняются в виде столбов или контрфорсов различного очертания;

в) стены из пустотелых ящиков (рис. 1.42), устанавливающиеся в один, два и более ярусов и заполняющиеся песчаным или крупногабаритным грунтом. На рис. 1.43 и 1.44 представлены технологические схемы берегозащитных подпорных сооружений из габионных конструкций, применяемых в гидротехническом строительстве;

г) ряжевые (см. рис. 1.35, з), собирающиеся в виде клетки из отдельных продольных или поперечных элементов и загружающиеся мелкозернистым или крупнообломочным грунтом.

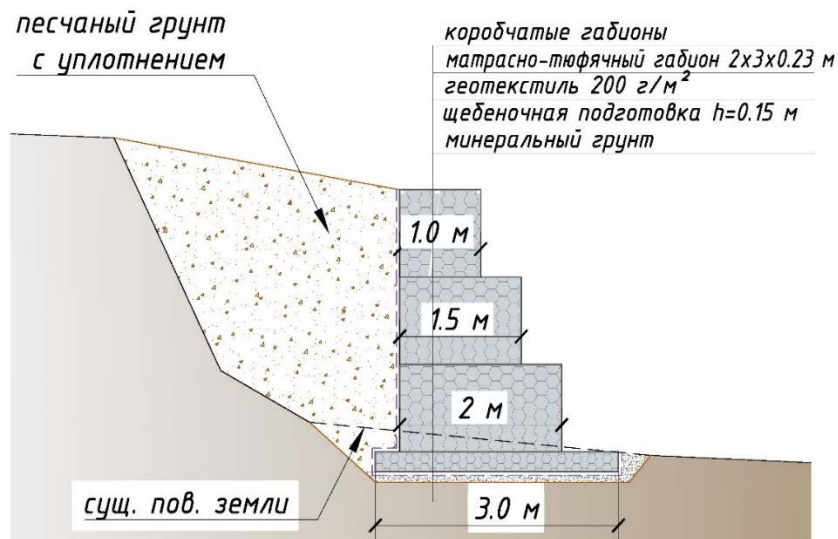


Рис. 1.42. Подпорная стенка из габионных конструкций

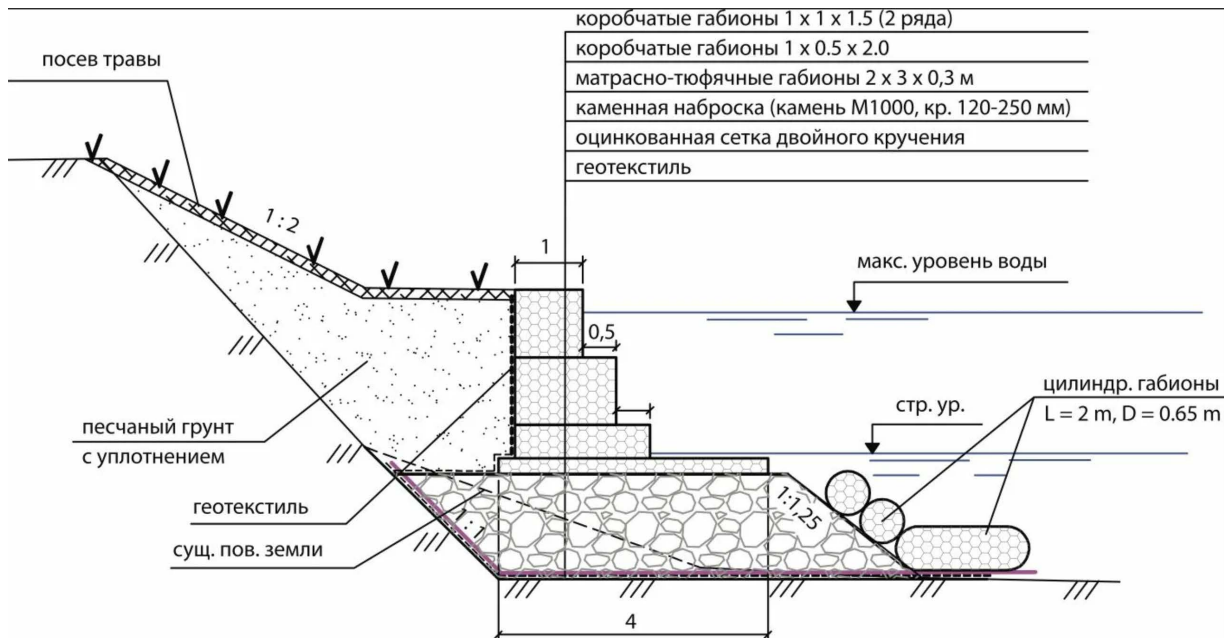


Рис. 1.43. Общая технология подпорной стенки из габионных конструкций в гидротехническом строительстве

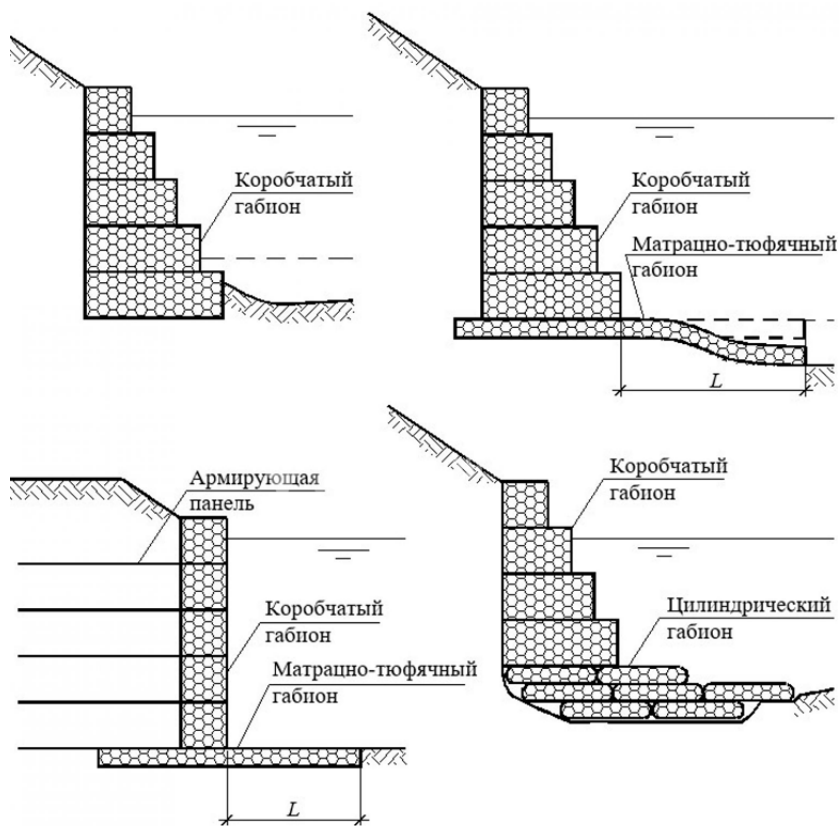


Рис. 1.44. Технологические схемы вертикальных подпорных берегозащитных сооружений из габионных конструкций

Сборные элементы подпорных стенок часто изготавливают из бутового камня или бетонных блоков шириной не менее 400 мм (рис. 1.45, 1.46). Не рекомендуется для их строительства применять пористые стройматериалы. Изготовление подпорных стенок из кирпича запрещено, так как этот материал нельзя применять в качестве конструктивного при возведении подземных сооружений.

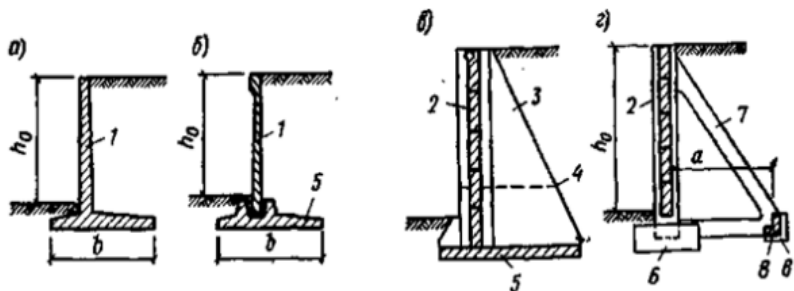


Рис. 1.45. Конструктивные схемы сборных подпорных стен:
а – угловая одноэлементная; *б* – угловая двухэлементная;
в – с контрфорсами; *г* – анкерная;
1 – сборные цельные блоки; *2* – стеновые плиты; *3* – сборный контрфорс;
4 – стык сборных элементов контрфорса; *5* – фундаментная плита;
6 – опоры рамы; *7* – рамы; *8* – анкерная балка

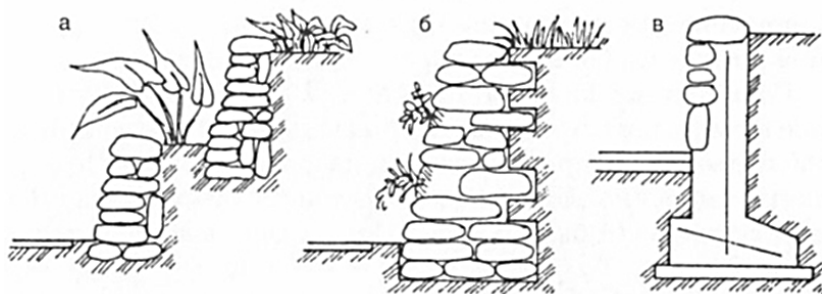


Рис. 1.46. Варианты каменных подпорных стенок:
а – многоступенчатая из камня; *б* – одноступенчатая из камня;
в – одноступенчатая, монолитная с частичной облицовкой камнем

У сборной технологии есть несколько своих преимуществ:

- увеличение скорости работ, нет необходимости выжидать, пока бетон затвердеет и наберет прочность;
- невысокие затраты при использовании типовых элементов;
- простота технологии.

Чаще всего крупные строительные компании, которые не испытывают недостатка в специальной технике и трудовых ресурсах, соору-

жают конструкции из фундаментных блоков ФБС. В частном строительстве у таких стен проявляются существенные минусы:

- необходимость в грузоподъемной технике для установки блоков в проектное положение;
- затраты на транспортировку изделий с завода;
- для сооружения конструкции из блоков потребуются профессиональные рабочие, способные закрепить изделия на крюк подъемного крана, грамотно установить их, а также организовать складирование и разгрузку.

Сборно-монолитные подпорные стены выполняются в том случае, когда размеры сборной фундаментной плиты недостаточны и к ней присоединяется дополнительная монолитная анкерная плита. Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных гибкими стальными анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу.

Сборную или сборно-монолитную технологию применяют также при отсутствии возможности купить цельный тонкостенный элемент подпорной стенки.

Сборный вариант предполагает использование лицевых (маркировка ПЛ) и фундаментных (ПФ) плит, произведенных в соответствии с нормативными документами. Они представляют собой готовые элементы. Плита ПФ имеет специальную уширенную форму, за счет которой можно эффективно включать в работу против опрокидывания прилегающий грунт (рис. 1.47).

Сборно-монолитная технология заключается в следующем:

- горизонтальную часть (фундаментную плиту) заливают из монолита;
- вертикальную часть (лицевую плиту) сооружают из сборных материалов.

При использовании сборной или сборно-монолитной технологии особенно важно помнить об уязвимости места стыка подошвы и вертикальной части. Поэтому обязательно требуется обеспечить надежное закрепление этих основных элементов между собой (рис. 1.48, 1.49).

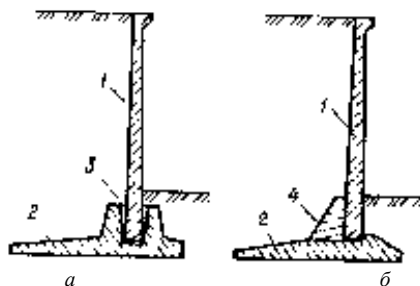


Рис. 1.48. Сопряжение сборных лицевых и фундаментных плит:
a – с помощью щелевого паз; *б* – с помощью петлевого стыка;
 1 – лицевая плита; 2 – фундаментная плита;
 3 – цементно-песчаный раствор; 4 – бетон замоноличивания

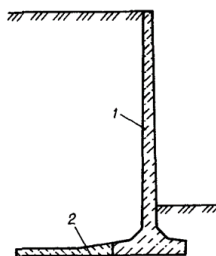


Рис. 1.49. Конструкция подпорной стенки с использованием
 универсальной стеновой панели:
 1 – универсальная панель стеновая (УПС);
 2 – монолитная часть подошвы

Также широко применяются габионные конструкции, которые можно назвать разновидностью массивных сборных стенок. Их собирают из камней, которые удерживаются за счет металлической сетки. Сетка может быть изготовлена из проволоки или прутков. Для заполнения каркаса применяют несколько типов заполнителя: базальт, гранит, известняк, песчаник, туф и др.

В зависимости от конструктивных особенностей выделяют три типа габионов:

- коробчатые – для ландшафтного дизайна и укрепления мест перепада высот поверхности почвы;

- цилиндрические (по форме напоминают колбасу или конфету в обертке) – для укрепления берегов водоемов, сооружения дамб;
- плоские (низкие по высоте) – для облицовки или устройства оснований подпорных сооружений.

Следует отметить, что выполнение расчетов элементов подпорных стенок различных видов и конструкций достаточно сложно даже для профессионального строителя. При этом приходится оперировать большим количеством формул и учитывать сразу несколько факторов, которые воздействуют на конструкцию. Если необходимо построить сооружение с большой степенью ответственности, рекомендуется обратиться за помощью к опытным специалистам. Декоративные стенки можно сооружать без расчетов, исходя из минимальных требований (для массивных подпорных стен они были указаны ранее).

Конструкция подпорной стены должна удовлетворять наиболее рациональной статической схеме ее расчета (использование грунтовых пригрузок, упирание стенки в смежные сооружения, использование анкерных устройств и распорок, передача в строительный период активного давления грунта на части подпорных стен с целью предварительного их напряжения и т. п.).

В тех случаях, когда основной поперечный профиль подпорной стенки, полученный по условиям прочности, не удовлетворяет условиям устойчивости стенки, рекомендуется рассматривать специальные конструктивные мероприятия, повышающие ее устойчивость (рис. 1.50, 1.51).

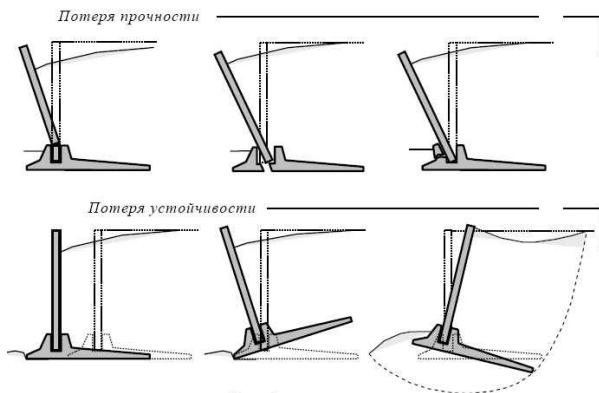


Рис. 1.50. Вероятные пути разрушения подпорной стенки из плит ПФ и ПЛ

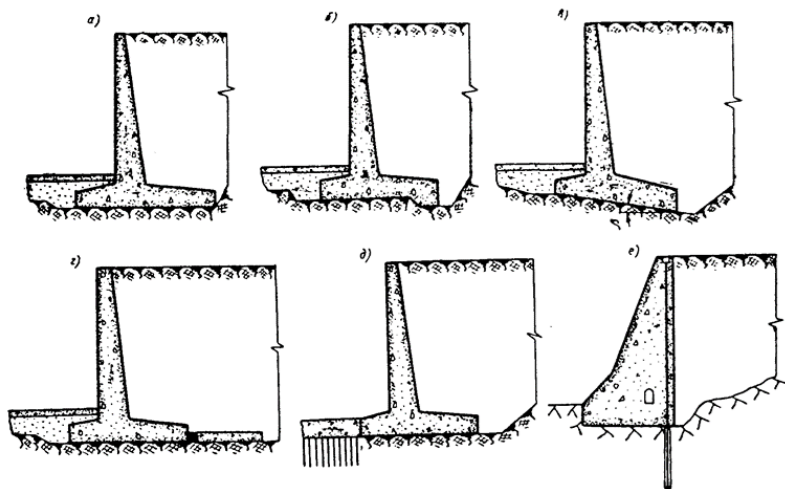


Рис. 1.51. Конструктивные устройства для повышения устойчивости подпорных стен:
a – фундаментная плита, уширенная со стороны напорной грани; *б* – то же, с зубом со стороны напорной грани; *в* – фундаментная плита с обратным уклоном подошвы; *г* – уширенная фундаментная плита с анкерной плитой со стороны напорной грани; *д* – упор на свайном ростверке со стороны лицевой грани; *е* – анкеровка подпорной стены к основанию с помощью арматуры

Примечание. Варианты стен *б*, *г* и *д* рекомендованы для нескального основания, вариант стены *е* – для скального основания, *а* и *в* – для скального и нескального основания.

Если тип подпорной стенки выбран правильно и ее конструкция запроектирована грамотно, а при строительстве не нарушались требования технологии, то такое защитное сооружение позволит обеспечить безопасность работ как при значительном, так и при небольшом перепаде высот поверхности участка строительства.

9. Фундаменты подпорных стен различают по степени их заглубления:

- а) неглубокого;
- б) глубокого заложения (в зависимости от того, глубина заложения либо меньше, либо превышает ширину в 1,5 раза и более).

10. Методика расчетов подпорных стен зависит от того, на каких основаниях они возводятся:

- а) естественном – скальном;
- б) естественном – нескальном;

- в) искусственным;
- г) на сваях.

11. Проектирование подпорных стен и стен подвалов осуществляется на основании и с учетом следующих условий:

- чертежей генерального плана участка строительства (горизонтальная и вертикальная планировка);
- отчета об инженерно-геологических изысканиях на объекте;
- технологического задания, содержащего данные по сбору нагрузок и при необходимости особые требования к проектируемой конструкции стенки, например, требования по ограничению деформаций и др.;
- конструкции подпорных стен и стен подвалов должны приниматься по результатам сравнения вариантов, исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, а также с учетом условий их эксплуатации;
- сооружаемые в населенных пунктах подпорные стены следует проектировать с учетом архитектурных особенностей этих пунктов;
- при проектировании подпорных стен и стен подвалов должны приниматься конструктивные схемы, обеспечивающие необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость сооружений в целом, а также отдельных их элементов на всех стадиях возведения и эксплуатации;
- элементы сборных конструкций должны отвечать условиям стандартизации индустриального изготовления их на специализированных предприятиях; целесообразно также укрупнять элементы сборных конструкций, насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, условия изготовления и транспортирования;
- для монолитных железобетонных конструкций рекомендуется предусматривать унифицированные опалубочные и габаритные размеры, позволяющие применять типовые арматурные изделия и инвентарную опалубку;
- в сборных конструкциях подпорных стен и стен подвалов все узлы и соединения элементов должны надежно обеспечивать передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном самой конструкции;

– проектирование конструкций подпорных стен и стен подвалов при наличии агрессивной среды должно вестись с учетом дополнительных требований, предъявляемых пунктами СН;

– проектирование мер защиты железобетонных конструкций от электрокоррозии должно производиться с учетом требований Инструкции по защите железобетонных конструкций от коррозии, вызываемой блуждающими токами;

– при проектировании подпорных стен и стен подвалов следует, как правило, применять унифицированные типовые конструкции. Проектирование индивидуальных конструкций подпорных стен и стен подвалов допускается в тех случаях, когда параметры и нагрузки для их проектирования превосходят параметры и нагрузки для типовых конструкций, либо когда применение типовых конструкций невозможно исходя из местных условий строительной площадки.

Массивные подпорные стены имеют форму массивов с размерами одного порядка по ширине и высоте. Их устойчивость на сдвиг и опрокидывание в основном обеспечивается значительным собственным весом G . Они выполняются из бутовой, каменной кладки или из различных видов бетона. Массивная стена рассчитывается на сдвиг (по плоскости основания) и на опрокидывание относительно внешнего (лицевого) ребра основания. Массивные подпорные стены более материалоемкие и трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т. д.). Как правило, массивные подпорные стены имеют практически одинаковые размеры профиля по высоте и ширине.

В строительстве массивные подпорные стенки часто изготавливают из фундаментных бетонных блоков. При этом важно технически грамотно оценить высоту и длину стены. Для повышения устойчивости сооружения возможно принимать следующие меры:

– нижнюю часть подпорной стены делают несколько шире, чем верхнюю. Чем ниже стена заглублена в грунт, тем большее давление она испытывает. Поэтому особо нагруженные участки стенки следует делать шире. В верхней части толщину подпорной стены можно уменьшить, поскольку давление грунта там не так велико;

– для предотвращения опрокидывания и разрушения подпорных стенок большой длины предусматривают устройство контрфорсов (рис. 1.52).



Рис. 1.52. Сборная бетонная конструкция подпорной стены с контрфорсами

Рекомендуемая ширина поперечного профиля массивной подпорной стены по низу, как правило, составляет:

- при скальных и плотных грунтах – $1/3$ полной высоты стенки;
- при грунтах средней плотности – $1/2$ полной высоты;
- при грунтах слабой несущей способности – $2/3$ полной высоты;
- при наличии давления воды – может достигать полной высоты

стены.

Ширина фундамента плиты тонкоэлементной подпорной стены уголкового профиля должна приниматься в пределах $1/2$ – $2/3$ высоты стены.

Толщина стены поверху должна быть не меньше:

- для железобетонных стен – 0,15 м;
- для бетонных стен – 0,4 м;
- для бутовых и бутобетонных стен – 0,75 м;
- для кирпичных стен – 0,51 м.

Толщина плит сборных подпорных стенок принимается не менее 8 см.

Подпорные стены необходимо разделять сквозными вертикальными швами (на всю (полную) высоту стены, включая высоту фундамента) на секции длиной 20–60 м. Швы следует располагать так, чтобы подошва каждой секции опиралась на однородный грунт.

В продольном направлении подошву подпорной стенки следует располагать на горизонтальной площадке при уклоне до 2%. При уклоне местности свыше 2% подпорную стенку необходимо устраивать со ступенчатой подошвой.

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными. В промышленном и гражданском строительстве чаще всего, как правило, находят применение тонкостенные подпорные стены уголкового типа, приведенные на рис. 1.53.

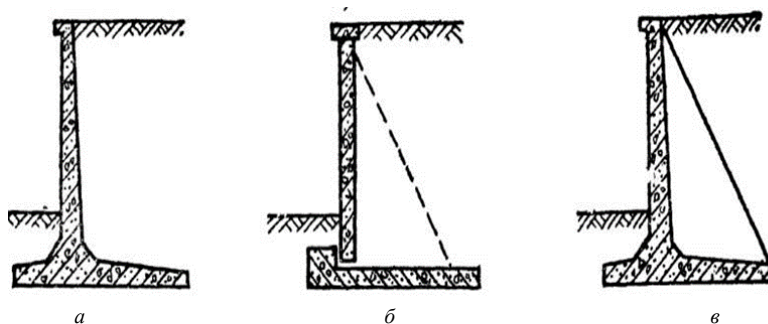


Рис. 1.53. Тонкостенные подпорные стенки уголкового типа:
а – консольные; *б* – с анкерными тягами; *в* – контрфорсные

Уголкового типа стенки применяют, когда полная высота подпорной стены не превышает 4,5 м. При большей высоте экономичнее стены с контрфорсами или анкерные. Тонкостенные консольные стены уголкового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой. Собственный вес такой стены сравнительно небольшой. Их устойчивость обеспечивается в основном весом грунта $G_{гр}$, размещенного над фундаментной плитой. Эти подпорные стенки чаще всего выполняются из железобетона, и могут изготавливаться в виде единых блоков длиной 2–3 м. Разработаны типовые конструкции сборных уголкового типа подпорных стен, состоящие из двух элементов: стеновой (лицевой) плиты и фундаментной плиты.

В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная – монолитная.

В монолитных подпорных стенах жесткость узлового сопряжения лицевых и фундаментных плит обеспечивается соответствующим

расположением арматуры, а жесткость соединения в сборных подпорных стенах – устройством щелевого паза или петлевого стыка.

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу.

Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

Контрфорсные подпорные стены состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. При этом грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс.

При проектировании подпорных стен из унифицированных панелей стеновых (УПС), часть фундаментной плиты выполняется из монолитного бетона с использованием сварного соединения для верхней арматуры и стыковки внахлестку для нижней арматуры.

Предусмотрены высоты подпора грунта h , равные 1,2; 1,8; 2,4; 3 и 3,6 м. Номинальная длина стеновых плит принята 3 м, фундаментных – 1,5 и 3 м; ширина подошвы b принята равной 2,2; 2,5; 3,1 и 3,7 м. Учтена также возможность установки фундаментной плиты стенки на участке с наклоном поверхности грунта (подошвы) до 7° для повышения устойчивости угловой подпорной стены против сдвига.

Шпунтовые стены состоят только из ограждения и получают забивкой в грунт деревянного, железобетонного, металлического, шпунта из пластика или комбинированного.

Такие подпорные сооружения имеют в поперечнике сравнительно большую высоту (несколько метров) и незначительную ширину (несколько сантиметров). Их собственный вес G весьма мал, а потому при расчетах не учитывается. Их устойчивость обеспечивается главным образом только защемлением стены в грунте (рис. 1.54). Опрокидыванию и смещению такой стены препятствуют силы сопротивления грунта, которые прямо зависят от глубины забивки шпунта. Шпунт может забиваться вплотную друг к другу или с определенным шагом. В таком случае за шпунт закладываются закладные детали – деревянные горбыли, доски, железобетонные либо пластиковые плиты.

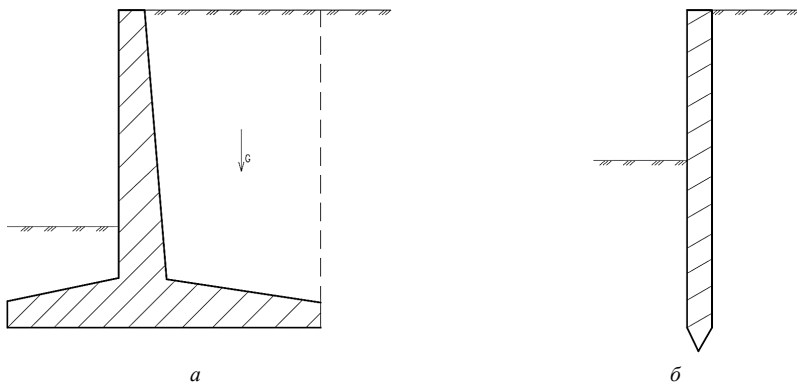


Рис. 1.54. Тонкие (а) и шпунтовые (б) подпорные стены

Шпунтовые безанкерные стены [3–5] представляют собой простейшие сооружения для поддержания вертикального профиля грунта. Их используют при свободной высоте стены $H = 3\text{--}4$ м. Лицевую поверхность стены образуют железобетонные шпунтовые сваи (шпунты), которые сверху объединяются обвязочной железобетонной балкой (ростверком). Шпунты изготавливают плоскими и тавровыми. При этом используют бетон класса С20/25–С30/37 и горячекатаную арматуру классов S400, S500, а в предварительно напряженных шпунтах – арматуру классов S800, S1200. Принимая класс арматуры, учитывают степень агрессивности грунтов основания. Плоские шпунты имеют ширину 45–100 см. Создают шпунты с помощью четвертей или гребней и пазов (рис. 1.55). Соединение в четверть удобнее, оно не вызывает затруднений при погружении свай в результате подмыва. Однако при ударном нагружении свай тяжело достичь плотного соединения между ними. Более высокую плотность имеет шпунтовый ряд при соединении шпунтов по типу гребень – паз. В отдельных случаях гребень можно выполнить из стального листа. Железобетонные шпунты таврового сечения имеют ширину 80–170 см, толщину 10–15 см, ширину ребра 20–35 см. Высоту ребра рассчитывают из условия изгиба и принимают в пределах 40–50 см. В статическом отношении безанкерная шпунтовая стена представляет собой консольную балку, защемленную в основании. Внешней нагрузкой на стену является активное боковое давление грунта с учетом нагрузок на его поверхность. Устойчивость стены против выпора обеспечивается пас-

сивным давлением на участок стены, заглубленный в основание. Расчет шпунтовой стены заключается в определении глубины забивки и толщины шпунтов, которые обеспечивают ее устойчивость и прочность.

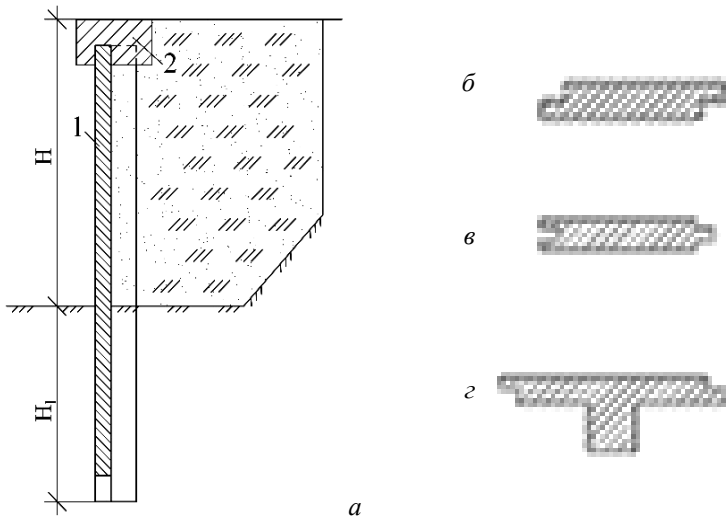


Рис. 1.55. Конструкция шпунтовой безанкерной стены:
a – общая конструктивная схема; *б*, *в* и *г* – типы поперечного сечения шпунтов; *1* – железобетонный шпунт; *2* – обвязочная балка

Контрфорсные подпорные стенки – их применяют для подпорных сооружений большой длины для предотвращения опрокидывания и разрушения. Контрфорс – вертикальная, выступающая за стену конструкция. В большинстве случаев она связана с основным подпорным сооружением. Но проектируют также конструкции стен с отдельно стоящими контрфорсами. Материал для них применяют такой же, что и сама подпорная стенка – монолитный бетон, бетонные блоки, бутовый камень. Контрфорсы принимают на себя часть распора от горизонтального воздействия активного давления грунта. Могут быть как прямолинейными, так и с уступами. Контрфорсы помогают значительно усилить стену без чрезмерного перерасхода материала.

Ряжевые подпорные стенки – применяются в основном в транспортном строительстве. Проектируются из отдельных железобетонных балок квадратного сечения – продольных и поперечных, с анкерными

заплечиками по концам. При этом железобетонные брусья, уложенные в виде балочной клетки, образуют систему прямоугольных ячеек, заполняемых в дальнейшем либо грунтом, либо щебнем или камнем.

При заполнении ячеек продольные брусья наружного ряда будут работать на изгиб от горизонтального давления материала, заполняющего рязь с длиной пролета, равного расстоянию между поперечными брусьями.

Поперечные анкерные брусья (кроме торцовых, которые работают на изгиб и растяжение) будут работать только на деформацию растяжения. В работе конструкции на сдвиг и на опрокидывание будет задействован весь массив материалов, заполняющих рязь. При необходимости усиления конструкции ряжевая подпорная стенка может быть выполнена с уступом (разгружающей консолью). Следует отметить, что ряжевые стенки по расходу конструкционных материалов обоснованно считаются наиболее экономичными.

Несущественным недостатком ряжевых конструкций подпорной стенки являются открытые промежутки между продольными брусьями и связанная с этим их недостаточная эстетичность.

В 1957 г. Тбилиским филиалом Союздорпроекта разработаны типовые проекты ряжевых подпорных стенок для косогорных участков автомобильных дорог в двух вариантах: с наклонным ряжем – при уклоне 5:1 и с вертикальным ряжем, снабженным задней разгружающей консолью (рис. 1.56). Разработаны и чаще всего применяются три варианта по высоте ряжевых подпорных стенок – 4, 6 и 8 м.

Стены подвалов образуются подвальным помещением и представляют собой вертикальную балку на двух опорах, нагруженную горизонтальной нагрузкой от бокового давления грунта (рис. 1.57, 1.58). В таких стенах, в отличие от расчета на сдвиг, расчет на опрокидывание не производят, так как это невозможно за счет плиты перекрытия. Если здание многоэтажное, прочностные расчеты стены подвала можно опустить.

В противном случае в зданиях малой этажности необходимо уделять особое внимание расчетам прочности стены подвала. Возникающие при этом растягивающие напряжения с внутренней стороны подвала не гасятся сжимающей нагрузкой от нескольких верхних этажей здания.

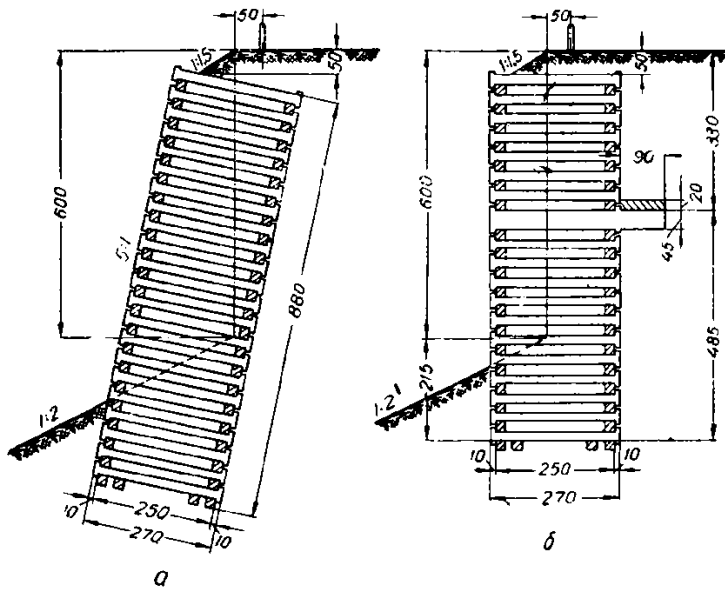


Рис. 1.56. Ряжевые подпорные стенки для косогорных участков автодорог:
а – наклонная; *б* – вертикальная с разгружающей консолью

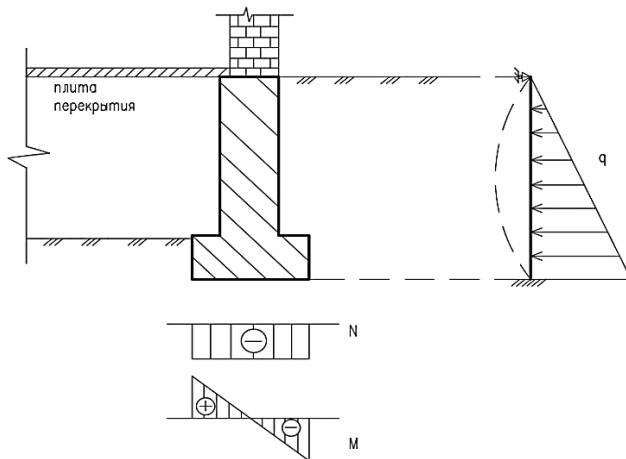


Рис. 1.57. Нагрузки на стены подвалов малоэтажных зданий

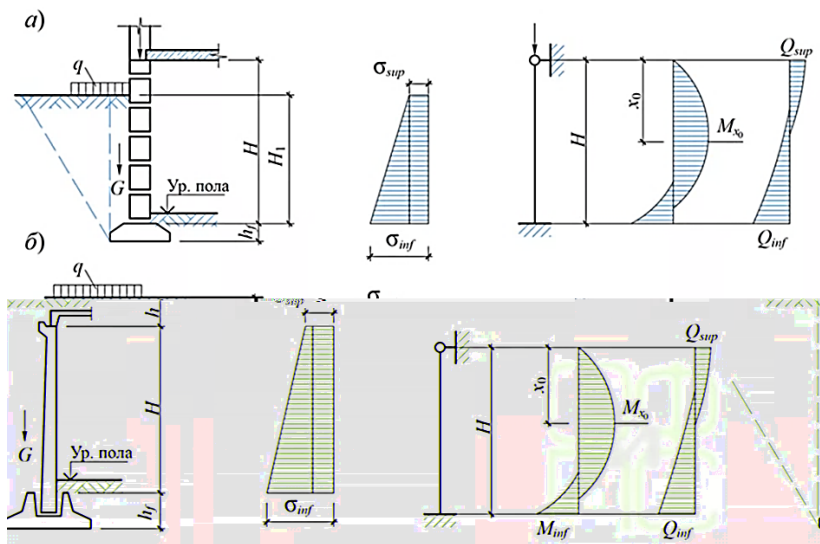


Рис. 1.58. Расчетные схемы проектирования стен подвалов малоэтажных зданий:
а, б – схемы приложения вертикальных нагрузок на стенки подвалов

Если проектом административного здания либо жилого дома предусматривается подвальное помещение, то, как правило, его стены совмещаются с заглубленным ленточным фундаментом несущих стен, а потолок представляет из себя цокольное перекрытие. Обычные подвалы проектируют высотой 2,0–2,5 м, что вполне достаточно, чтобы располагать в них подсобные помещения различного назначения, например, индивидуальные кладовые, котельную и т. п. Но если в подвале предполагается устроить небольшой спортивный или тренажерный зал либо подземную автомобильную парковку, то высота его должна быть увеличена до высоты жилых помещений, а иногда даже и больше.

Стены подвала могут иметь разную толщину, это определяется материалом, который используется для их возведения, типом перекрытия, глубиной подвала (при заглублении стен в грунт более чем на 1 м толщина стен должна устанавливаться с учетом бокового давления грунта) и длиной стены.

Например, для стенки подвала длиной до 4 м ориентировочные данные толщины стены для прямоугольного в плане подвального помещения, закладываемого в непучинистых грунтах, могут варьиро-

вать в зависимости от материала от 200 (железобетон) до 700 мм (бутовый камень).

В зависимости от характера грунта фундамент, являющийся одновременно стенами подвала, должен выкладываться из разного материала. Если грунт непучинистый, то можно использовать кирпич, бутовый камень, бетонные блоки; в пучинистых грунтах целесообразнее устраивать бетонный либо железобетонный фундамент (рис. 1.59). Но вне зависимости от всех этих требований отметка верха подвальных стен должна располагаться как минимум в 15 см над планировочной отметкой грунта.

Глубина заложения подошвы фундамента подпорной стены при непучинистых нескальных грунтах в основании должна быть не менее 1 м и при прочих грунтах должна не менее чем на 0,25 м превышать расчетную глубину промерзания грунта. При опирании на скальные грунты глубина заложения подошвы фундамента должна быть не менее 0,25 м.

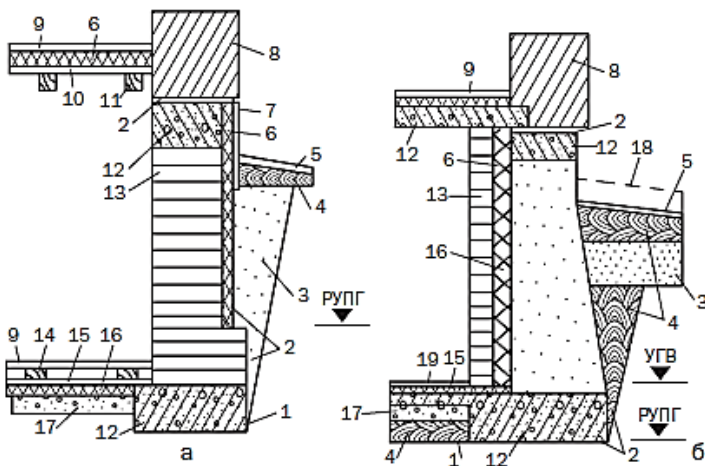


Рис. 1.59. Устройство стен современных подвалов, подполов и погребов:
 РУПГ – расчетный уровень промерзания грунта, УГВ – уровень грунтовых вод;
 а – на непучинистых грунтах; б – на пучинистых грунтах;
 1 – материковый грунт; 2 – слой гидроизоляции; 3 – насыпной грунт;
 4 – глиняный замок; 5 – отмостка; 6 – слой теплоизоляции; 7 – асбоцементный лист;
 8 – стена дома; 9 – чистый пол; 10 – черный пол; 11 – балка перекрытия; 12 – балка;
 13 – кирпич (бетонные блоки, бутовый камень); 14 – лаги; 15 – цементная стяжка;
 16 – бетон; 17 – щебень; 18 – уровень отмостки при замерзании грунта; 19 – пол подвала

Ленточные фундаменты иногда называют непрерывными, т. е. они в большей мере выполняют функции подпорных стенок. Они применяются при равномерной нагрузке от стен здания на грунт и относительно постоянных грунтовых условиях снаружи вдоль стены. Изменение размеров глубины заложения возможно только на отдельных участках ограниченной длины.

На рис. 1.60 представлены основные типы поперечных сечений ленточных фундаментов.

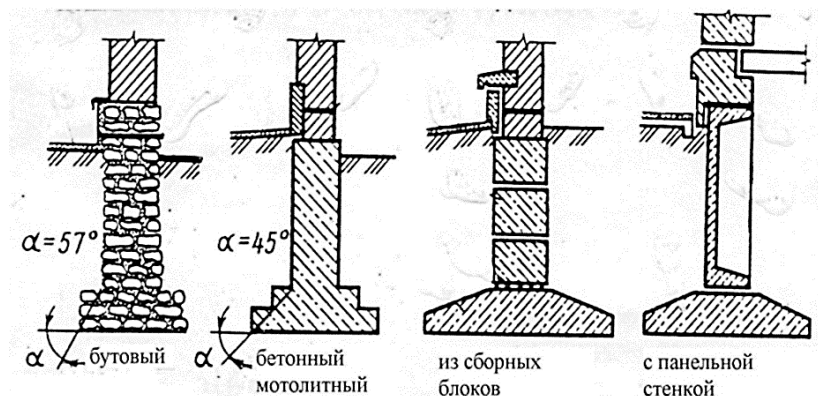


Рис. 1.60. Поперечные сечения ленточных фундаментов

Рассмотрим устройство основных конструктивных элементов подпорных стенок для ландшафтного обустройства в условиях приусадебных территорий. В соответствии с рекомендациями такие подпорные стенки можно возводить на устойчивых грунтах (глины, суглинки, супеси, галька, щебень, гравий и т. п.) при минимальной глубине залегания грунтовых вод на уровне 1–1,5 м от поверхности и максимальной глубине промерзания грунта до 1,5 м.

Основные элементы конструкции такой подпорной стенки: 1 – водоотвод; 2 – дренаж; 3 – фундамент; 4 – тело. Подпорные стенки на приусадебных участках чаще всего строят высотой от 30 см до 2 м. Когда уступы почвы (террасы) небольшие: по высоте – до 1,4 м; по ширине до – 4 м), стенку делают высотой 1,2–1,4 м (высота стенки оптимальная). В этом случае ее можно построить самостоятельно без специальных расчетов. Если же высота стенки превышает 1,5 м, для ее конструктивного решения и выбора параметров (формы, длины, высоты, толщины, материала) требуется проведение расчетов.

Минимальная рекомендуемая толщина подпорной стенки должна составлять: для каменной и бутобетонной кладки – 0,6 м; для бетонной кладки – 0,4 м; для железобетона – 0,1 м.

Подпорная стенка из бетона, камня или кирпича при высоте более 30 см должна иметь фундамент. Он может быть различной толщины и глубины в зависимости от конструкции стенки и грунта, на котором она возводится. При высоте стенок менее 30 см фундамент практически не нужен. Стенки возводятся с заглублением в грунт. Для предотвращения отрицательного влияния вспучивания грунта под стенкой зимой необходима тщательная песчано-гравийная подготовка основания стенки, толщина которой может достигать до 40–60 см.

Рекомендуемая величина глубин заложения фундамента:

при высоте стенки от 30 до 80 см фундамент закладывается на глубину от 15 до 30 см;

- при высоте стенки от 80 до 150 см – на глубину от 30 до 50 см;

- при большей высоте, до 200 см – на глубину до 60–70 см.

Если высота стенки превышает 2 м, то необходимо усиление фундамента с помощью арматуры. Фундамент можно выполнять из бетона, а также гравия, щебня, песка, уплотняя их тяжелой глиной или скрепляя цементным раствором. Если грунт подвижный, близко залегают грунтовые воды (1,0–1,5 м от поверхности грунта), большой перепад высот (более 1,5 м), то подпорные стенки должны заглубляться с расчетом в 1,5 раза больше ее ширины. Желательно, чтобы стенка была минимально заглублена на 1/3 от ее общей высоты, а 2/3 находилось над поверхностью грунта. Это позволит с достаточной уверенностью обеспечить устойчивость стенок. Зная высоту стены, можно определить ее ширину. На прочных глинистых грунтах толщина основания стены должна составлять 1/4 ее высоты, на среднерыхлых грунтах – 1/3 высоты, на рыхлых песчаных или на влажных почвах – 1/2 высоты. Как правило, подпорная стенка сужается кверху, образуя так называемую корону (верхняя часть подпорной стенки). К примеру, толщина короны у каменной стены рекомендуется в пределах 30–50 см.

Отметим – при строительстве стенок необходимо учитывать, что их криволинейные или ломаные конфигурации обладают большей жесткостью и выдерживают большую нагрузку. Это связано с тем, что, выполняя ломаную или скругленную в плане линию стены, уменьшается ширина пролета и соответственно нагрузка на стену. При этом сама стенка смотрится более привлекательно и эстетично.

За напорной гранью подпорной стенки скапливается вода, которая оказывает гидростатическое давление на конструкцию, что снижает ее прочность и устойчивость. Поэтому, независимо от материала, высоты и формы стенки, для предупреждения застойного переувлажнения

почвы вдоль напорной грани стенки обязательна организация дренажа и водоотвода. Также в зависимости от конструкции стенки применяется гидроизоляция ее внутренней стороны.

Дренаж может быть продольный, поперечный или комбинированный – продольно-поперечный.

При поперечном дренаже в толще тела стены выполняют отверстия диаметром до 10 см или встраивают трубки диаметром 5 см с уклоном, чтобы вода уходила за пределы террасы в близлежащий водоприемник. Либо допустимо в 1–3 рядах кирпичной или каменной кладки оставлять не зацементированным один вертикальный шов. Шаг установки дренирующих труб (отверстий) рекомендуется 1,0 м. При продольном дренаже вдоль задней стенки на уровне фундамента укладывается дренажная гофрированная труба, завернутая в геотекстильный материал. При ее отсутствии можно применять керамические или асбоцементные трубы диаметром 100–150 мм с перфорацией.

В поперечном дренаже вода впитывается геотекстильным материалом, затем попадает через отверстия в трубу и отводится за пределы террасы. В обоих вариантах между стенкой и грунтом укладывают дренирующий слой в виде фракционных материалов (гравий, галька, битый кирпич и т. п.) или крупнозернистый песок толщиной 70–100 мм. Слой устраивают одновременно с подсыпкой грунта. В продольном дренаже гофрированные трубы, выполненные из полиэтилена низкого давления, своим префильным препятствием прониновению в трубу частиц песка или грунта и предохраняют систему от заиливания.

Через некоторое время после возведения стенки следует заполнить пространство между ней и склоном сначала дренирующими грунтами – песчаными или крупнообломочными. Можно использовать битый кирпич, куски бетона и т. п., образовав дренирующий слой. Затем, послойно, толщиной 20–40 см засыпается ранее вынутый грунт и трамбуется. Желательно, чтобы это были крупнообломочные грунты, пески супеси, а иногда и суглинки. Такие грунты предпочтительны для всех типов подпорных стен. Сверху укладывается слой плодородного растительного грунта. Глины, торфы, илы, плавунуны, грунты, содержащие органические и растворимые включения более 5 % по весу, и мерзлые грунты для обратной засыпки не пригодны.

На косогорных участках с целью отвода атмосферных вод за напорной гранью стены должен быть устроен водоотводный кювет. На рис. 1.61 и 1.62 представлены варианты устройства продольного и поперечного дренажа для бетонных и железобетонных подпорных стен.

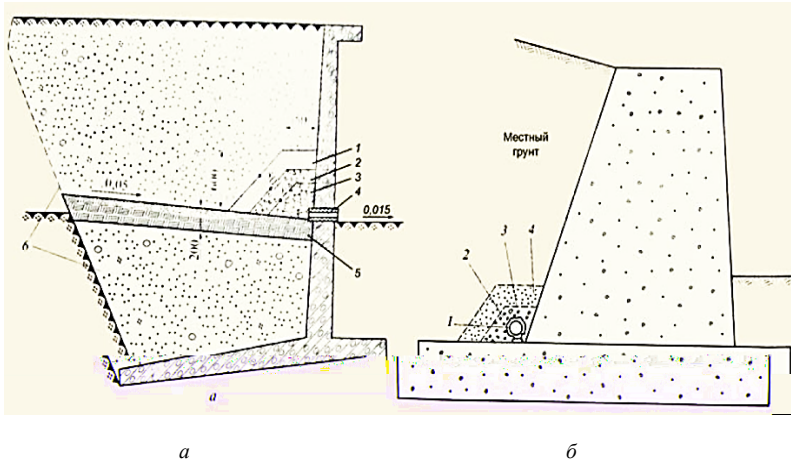


Рис. 1.61. Дренаж подпорных стенок:
a – поперечный: 1 – песок; 2 – щебень мелкий; 3 – щебень средний или крупный; 4 – водоотводная труба ($d = 50$ мм, $l = 350$ мм); 5 – глина;
б – засыпка местным грунтом; *б* – продольный: 1 – пластиковая дрена с префильтром; 2 – щебень; 3 – геоткань; 4 – песок

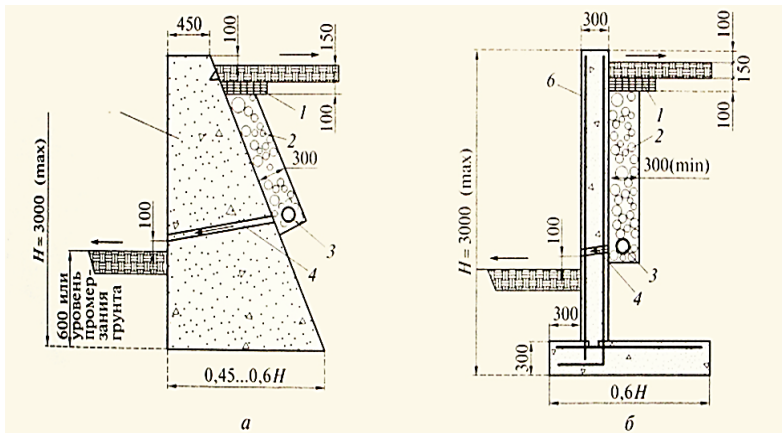


Рис. 1.62. Устройство дренажа подпорных стенок:
a – массивного типа; *б* – консольного типа: 1 – глиняный слой;
 2 – щебеночная засыпка; 3 – дренажные трубы; 4 – выпускная труба;
 5 – бетон или каменная кладка; 6 – армированный бетон

Подпорные стены могут выполняться из разных материалов. Каждый из применяемых материалов по-своему влияет на их прочностные характеристики и на эстетическое восприятие территории участка в целом. Деревянные подпорные стены выглядят очень красиво. Но срок их службы меньше, чем каменных или бетонных. Древесину необходимо тщательно защищать от воздействий окружающей среды. (рис. 1.63, 1.64).

Деревянные подпорные стенки изготавливаются по технологии армирования грунта – т. е. по технологии гибких стен. Подобные конструкции могут незначительно изменять свои размеры под воздействием давления почвы, но они вполне надежно выполняют свое предназначение. Характеризуются умеренной стоимостью и трудоемкостью.

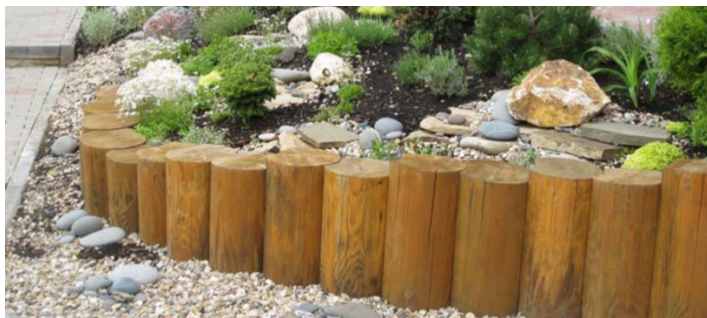


Рис. 1.63. Деревянная подпорная стенка – вертикальная



Рис. 1.64. Деревянная подпорная стенка – горизонтальная

Самый популярный из-за своей доступности материал для подпорных стенок – дерево. Можно использовать для поддержки ступеней и бревна, и брус. Размеры будут зависеть от высоты ограждения, определенной для подпорной стенки. Доступная альтернатива для устройства ступеней – железнодорожные шпалы. Бревна диаметром до 20 см предварительно обрабатываются средством против гниения. Для вертикальной укладки бревен нет необходимости заливать фундамент, достаточно вырыть ров глубиной не менее 0,5 м и устанавливать в него вертикально бревна вплотную друг к другу. Ступени, возвышающиеся над землей на высоту не более метра, требуют бревен диаметром не менее 15 см. Длина бревен варьирует от 1,5 м (полметра из которых уходит на подземную часть).

Чтобы древесина бревен не разрушалась под воздействием окружающей среды и вредителей, ее следует обработать специальными антисептическими средствами. Часть бревна, которая будет вкапываться в землю, необходимо обработать горячим битумом или подвергнуть обжигу.

Далее следует разработать траншею, которая в глубину должна превышать размер закопанной части бревен примерно на 15 см, а ширина траншеи должна превышать диаметр бревен на 20 см. Стенки и днище траншеи следует тщательно утрамбовать, можно при возможности застелить траншею геотекстилем. Следующий этап – засыпка сверху в траншею 10–15 см гравия, а затем – повторное трамбование.

Бревна следует располагать на утрамбованный гравий в строго вертикальном положении. Закреплять бревна можно гвоздями и проволокой. Эта фиксация носит временный характер. Внутренняя часть траншеи обкладывается рубероидом или гидроизолом. Это необходимо для профилактики загнивания дерева, которое возможно в результате воздействия влаги почвы.

Траншею с выставленными бревнами следует залить бетоном. Однако при создании низкой подпорной стенки террасы высотой до 40 см использование бетона необязательно. В этом случае можно засыпать бревна гравием и хорошо утрамбовать. Оставшееся свободное пространство между бревнами и стенками траншеи необходимо заполнить гравием. Сверху следует насыпать плодородную почву и произвести высадку растений.

Приведенная технология строительства может быть изменена. Бревна могут располагаться и горизонтально. Такое расположение предполагает парную установку деревянных опор вдоль будущей трас-

сы подпорной стенки террасы. Рекомендуемый СН шаг между парными опорами – 1,5–3 м. Зазор между парными опорами составляет величину, несколько большую диаметра бревна. В пазы между опорами горизонтально укладывают бревна. Таким образом получается относительно невысокий забор из деревянного бруса.

Следует отметить, что при горизонтальном расположении бревен можно обойтись без затрат на гравий и бетон, а значит, второй способ установки обойдется дешевле. При этом следует учитывать, что несущая способность этого второго варианта будет ниже по сравнению с первым, т. е. вполне очевидно, что при горизонтальной укладке деревянного бруса подпорная стенка не должна быть высокой.

Подпорные стенки из покрышек. С их использованием как основы подпорной конструкции можно получать вполне рабочие стены. Они способны удерживать значительные объемы грунта и препятствуют его сползанию вниз. Применение такого способа укрепления склона получается относительно недорогим по стоимости и не требует много времени (рис. 1.65).



Рис. 1.65. Подпорная стенка из автопокрышек

Приведем два варианта устройства подпорных стенок из автопокрышек:

– покрышки насаживаются на забитые в землю вертикальные сваи. На склоне покрышки раскладываются уступом. Самая нижняя покрышка как бы навешивается своим внутренним кольцом на сваю (тем внутренним краем, который ближе к вершине склона), а самая верхняя покрышка крепится к вертикальной опоре хомутами противоположным краем внутреннего отверстия. Покрышки, лежащие между их верхним и нижним слоем, никак не опираются на сваю и закрепляются между собой хомутами. Слои покрышек закрепляются друг с другом засыпкой булыжниками, заполняющими внутреннее пространство шины. Хомуты можно нарезать из конвейерной ленты, скрепленной винтами. Соседние шины могут также скрепляться проволокой из пластика либо шнурами из пропилена;

– покрышки могут быть расположены в несколько рядов. Все они формируют вертикальные колонны. Чтобы такие колонны были более устойчивыми, в их центр забиваются опорные сваи. Покрышки заполняются почвой и утрамбовываются. Соседние в рядах покрышки крепятся друг к другу с помощью хомутов.

Основные требования к материалам подпорных стенок.

Вопрос выбора инженером материала подпорной стены и ее фундамента должен быть сделан с учетом многих факторов и требований, среди которых основными являются: высота подпорной стенки, требования к долговечности, водонепроницаемости, сейсмостойкости, устойчивости против химической агрессии, прочностные характеристики основания, объемов доступных местных строительных материалов, характера условий производства работ, возможность применения средств механизации, а также условия возможного сопряжения с другими сооружениями.

Железобетонные тонкоэлементные подпорные стены являются наиболее экономичными, так как по сравнению с массивными бетонными на их возведение требуется примерно в два раза меньше цемента при незначительных объемах расхода арматуры. Существенным преимуществом тонкоэлементных железобетонных подпорных стен является возможность применения сборных конструкций и возведения их с обеспечением непосредственной передачи давления на слабые грунты без устройства искусственного основания.

Бетон для железобетонных подпорных стен должен быть плотным, марки от 150 до 600. Арматурой служат стальные стержни диаметром до 40 мм периодического профиля классов А-II и А-III, а для предварительно напряженных конструкций – высокопрочная проволока. Для монтажной арматуры, а также для нерасчетных второстепенных частей сооружений может применяться сталь класса А-I. Для сварки стержней арматуры необходимо применять электроды с качественным покрытием.

Считается, что применение бетонных подпорных стен целесообразно только при высокой стоимости и (или) дефиците арматуры, так как прочность бетона в массивных подпорных стенах используется далеко не полностью. Поэтому на практике применение для них высоких марок бетона нецелесообразно. Но, с другой стороны, по условию минимальной плотности не следует применять бетон марки ниже 150. Для уменьшения объема кладки бетонные подпорные стены могут быть сделаны с контрфорсами. Для бетонных подпорных стен постоянного поперечного профиля наиболее экономичным при высоте более 150 м будет профиль с разгрузочной площадкой на уровне около 1/4 высоты стены от обреза фундамента. Нередко могут находить применение и профили с наклонной передней гранью, наклоненные в сторону засыпки, с выступающим передним ребром, с наклонной подошвой, а при высоте 1,5 м даже и прямоугольные. Применение поперечных профилей с наклонной задней гранью, прямоугольных и ступенчатых может быть обусловлено жестким требованием вертикальности передней грани, например, для причальных стен. При этом надо иметь в виду, что строго вертикальная передняя грань подпорной стены производит впечатление наклонившейся, поэтому ее обычно делают с небольшим наклоном к вертикали (как правило, 1/20–1/50 от высоты лицевой грани). Наклонной же переднюю грань массивной подпорной стенки делают с уклоном около 1/3.

Массивные подпорные стены из бутовой кладки требуют меньшего расхода цемента по сравнению с бетонными и могут быть возведены в меньшие сроки при более простой организации работ. Применение подпорных стенок из бутовой кладки целесообразно при наличии каменных месторождений вблизи места строительства.

Бутовую кладку рекомендуют выполнять из камня марки не ниже 150–200 на портландцементном растворе марки не ниже 25–50, а наиболее оптимально – марки 100–200. Приготовленные растворы по-

мимо прочности должны также обладать пластичностью и водоудерживающей способностью. Для этого в их состав рекомендуется вводить пластифицирующие добавки. Для гидротехнических подпорных стенок применяется бутовый камень марки не ниже 200, а раствор портландцемента – марки не ниже 50.

При выборе поперечного профиля подпорной стены из бутовой кладки следует руководствоваться теми же соображениями, что и для бетонных стенок, избегая при этом его усложнения. Применяются подпорные стены с вертикальной или наклонной передней гранью и с разгрузочными площадками. Задняя грань делается вертикальной, или очень малой высоты, или при наличии опоры у верха стены. На рис. 1.66, 1.67 рассматриваются некоторые из вариантов конструкций подпорных стенок, выполненных из бетона и из каменной кладки.

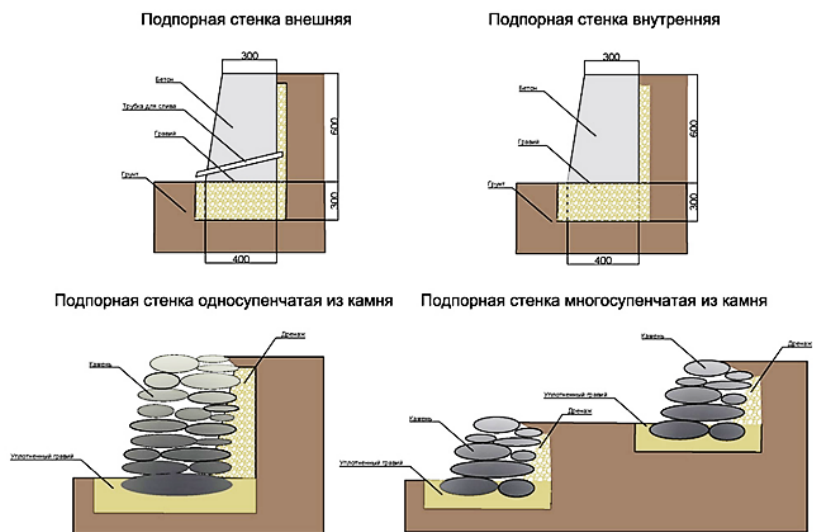


Рис. 1.66. Конструкции подпорных стенок из бетона и камня

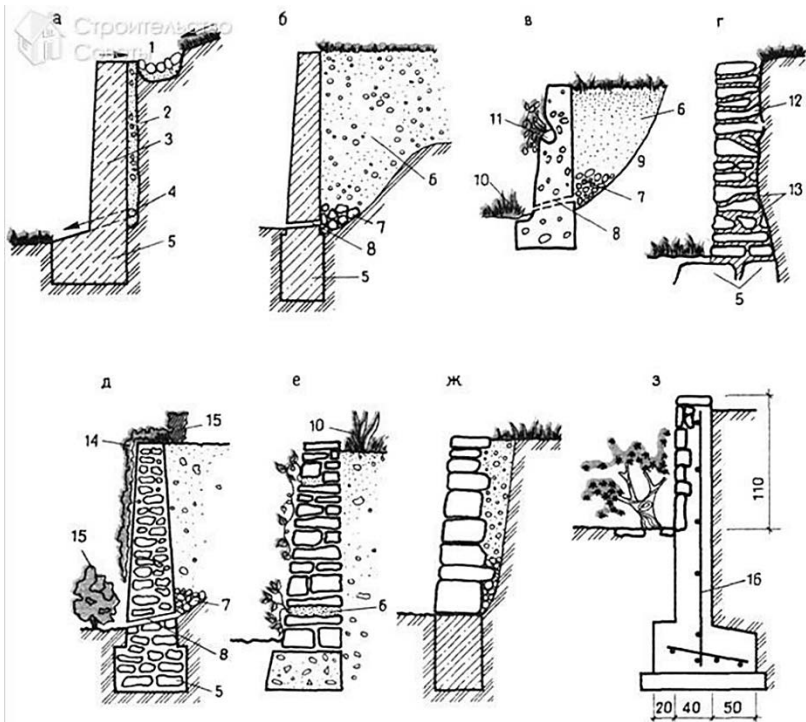


Рис. 1.67. Конструкции подпорных стен для ландшафтного дизайна:

- а, б* – подпорные стенки из бетона: 1 – открытый лоток;
 2 – дренирующий слой из песка; 3 – тело подпорной стенки;
 4 – дренажная труба; 5 – фундамент; 6 – насыпной грунт;
 7 – щебень; 8 – дренаж; *в* – подпорная стенка из бутобетона:
 9 – прочный грунт; 10 – многолетние цветущие растения;
 11 – карман для посадки растений; *г* – подпорная стенка из тесаных каменных плит:
 12 – плиты; 13 – засыпаемая смесь для скрепления плит;
д – подпорная стенка бутовой кладки: 14 – вьющиеся растения;
 15 – кустарник; *е, ж* – каменные подпорные стенки сухой кладки;
з – железобетонная подпорная стенка: 16 – арматура

Устойчивость подпорных стенок достигается компенсацией воздействия сил, оказываемых на стенку подпираемым грунтом, которые складываются из активного давления грунта и давления грунтовых вод.

К упругим конструкциям относятся подпорные стенки, которые могут выдерживать небольшие деформации без растрескивания. К этой группе относятся стенки каменной кладки без укрепления раствором («сухая кладка»), которые особенно актуальны в районах, где есть подходящий камень. Ширина верхней части таких стенок не должна быть меньше 45 см, обычно она составляет 45–60 см (рис. 1.68).

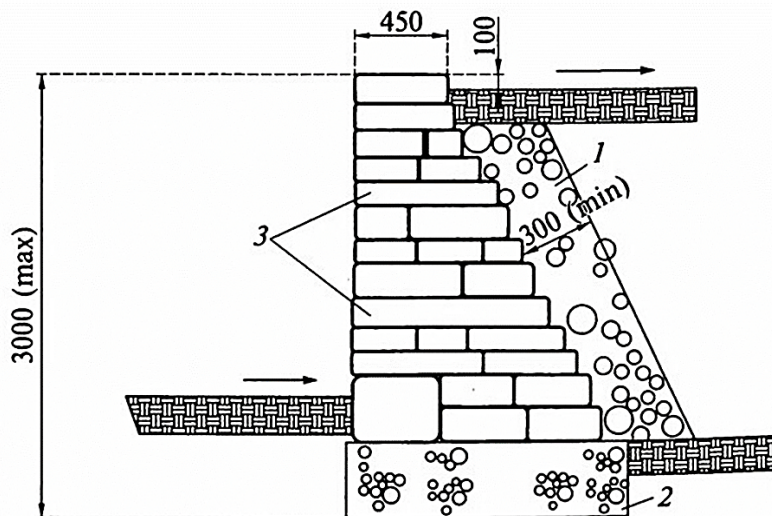


Рис. 1.68. Расчетная схема подпорной стенки с применением сухой кладки:
1 – щебеночная засыпка; 2 – щебень; 3 – перевязочный камень

Если на месте строительства имеется возможность использовать рваный или мелкий бутовый камень, то вместо бутовой кладки можно применить кладку из бутобетона.

Кирпичные подпорные стены допускаются высотой до 3–4 м. В таком случае рекомендуется применять контрфорсы. Чаще всего кирпичные стены выполняются либо прямоугольного, либо ступенчатого профиля и применяются для небольших подземных сооружений (стенки каналов, колодцев и т. п.). Для наружных подпорных стен, подвергающихся атмосферным воздействиям, кирпичная кладка нежелательна, а для гидротехнических стенок вообще непригодна. Для кирпич-

ных подпорных стен применяется хорошо обожженный кирпич марки не ниже 200 на растворе не ниже 25. Применение силикатного кирпича со стороны напорной грани подпорной стенки не допускается.

При необходимости для предохранения подпорной стенки от выветривания либо от воздействия значительных скоростей водного потока применяются каменная кладка из твердых пород, бетоны высоких марок или прочные облицовки. Для бетона, облицовки или внешнего слоя кирпичной кладки рекомендуется применять стройматериалы, которые могут выдерживать стократное замораживание.

Если же подпорное сооружение располагается в климатической зоне, где среднемесячная температура воздуха наиболее холодного месяца выше $+5^{\circ}\text{C}$, то рекомендуемый стройматериал должен выдерживать только пятидесятикратное замораживание.

При воздействии на подпорное сооружение агрессивной среды следует применять камень, устойчивый против агрессии, специальный цемент для бетона и раствора либо защитные обмазки или облицовки.

Для подпорных стен, подвергающихся длительному воздействию воды, следует обязательно применять гидротехнический бетон, а также кирпичную либо каменную кладку на цементном растворе или гидроизоляцию (цементная затирка, железнение, торкрет, асфальтировка и др.).

Ряжевые подпорные конструкции могут найти применение для низких подпорных стен при отсутствии на месте строительства камня и заполнителей для бетона, а также для временных сооружений.

В сейсмических районах для высоких и средней высоты подпорных стенок рекомендуемая ширина по низу при скальных и плотных грунтах составляет в среднем $1/3$ высоты, при грунтах средней плотности – $1/2$, при слабых грунтах – $2/3$, а при воздействии давления воды может доходить до полной высоты стены. Ширина плиты фундамента тонкоэлементной подпорной стены уголкового профиля обычно составляет $1/2$ – $2/3$ высоты стены. Однако эти приведенные отношения носят рекомендательный характер и зависят также и от других факторов – от формы поперечного профиля подпорной стены, ее материала и пр. Поэтому приведенные цифры должны рассматриваться при проектировании как ориентир в первом приближении.

У бетонных и железобетонных подпорных стен фундамент, как правило, составляет одно целое с самой стенкой (рис. 1.69).

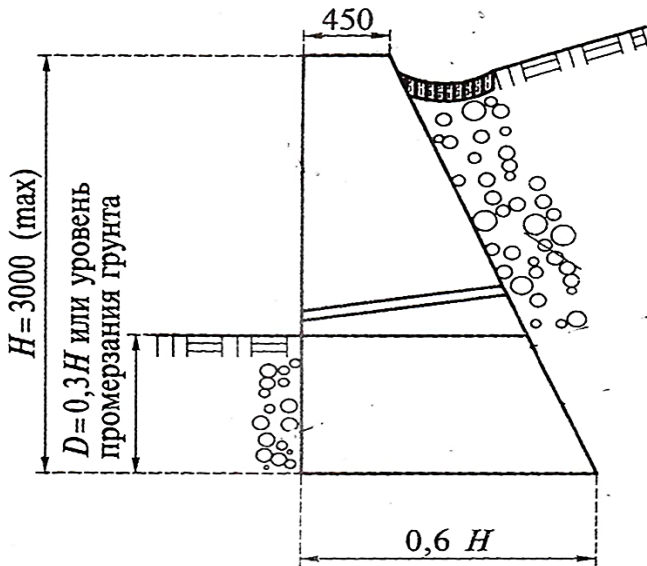


Рис. 1.69. Глубина заложения фундамента бетонной стенки

У кирпичных стен фундамент выполняется в виде самостоятельной конструкции из бутовой или бетонной кладки, выступая за грани стены и образуя обрезы шириной не менее 15 см и не более высоты фундамента. Часто выступы фундамента могут быть выполнены ступенчатыми.

Следует отметить, что способ возведения подпорной стены оказывает влияние на условия дальнейшей работы, поэтому при расчете подпорных сооружений необходимо знать, как будут производиться основные строительные работы.

Для сооружения подпорной стенки неглубокого заложения на естественном основании, а также для стен на свайном фундаменте устраивают котлован в виде сплошной продольной выемки. Ширина котлована определяется шириной подошвы сборной подпорной конструкции в плане, а для монолитных стен должен обеспечиваться некоторый запас, необходимый для установки опалубки и подмостей. Выемку грунта из котлована выполняют механизированным способом, и только зачистка котлована, а также небольшие выемки в стесненных местах производятся вручную. Для разработки грунта применяют экскаваторы с прямой или обратной лопатой, драглаины и гидромониторы.

При глинистом основании устраивается подготовка из насыпного гравийного или песчаного слоя. При возведении подпорной стены на косогоре с уклоном более 1:5 ее сопряжение с основанием выполняется уступами. При слабых грунтах подпорная стена сооружается на свайном фундаменте.

Для монтажа подпорных стен из сборного железобетона применяются самоходные стреловые краны на автомобильном, пневмоколесном и гусеничном ходу, а также экскаваторы, снабженные сменным крановым оборудованием. Монтаж элементов подпорных стенок большого веса (до 5 т) может быть произведен автопогрузчиками.

Разработаны и широко применяются технологии устройства стен набережных и других гидротехнических сооружений на участках, затопленных водой, при которых стенки возводятся без ограждения котлована путем прямого монтажа «в воду». При строительстве монолитных подпорных стен применяется товарный бетон, укладка которого производится с помощью ленточного транспорта. Обратная засыпка котлована за подпорной стеной обычно производится бульдозерами. Для обратной засыпки применяются местные крупнообломочные грунты, пески, супеси, а иногда и суглинки, которые уплотняются трамбовками, катками или вибраторами до достижения степени уплотнения 0,5–0,9. Глины, торфы, илы, пльвуны и мерзлые грунты для обратной засыпки не пригодны.

В последнее время за рубежом были разработаны и уже широко применяются технологии строительства подпорных стенок из местного грунта, армированного синтетическими материалами. Выполнить наружное оформление склона и укрепить сооружение подпорной стенки можно с применением геотекстиля.

Для наружной облицовки и армирования подпорной стенки применяются крупноразмерные полотнища геотекстиля. Сущность этого способа заключается в том, что рабочим телом массивной подпорной стенки является утрамбованный грунт, а каркасом для его закрепления и дальнейшего статического удержания – геотекстиль.

Для строительства армогрунтовых стен необходимо сделать специальную опалубку. Такая опалубка позволяет утрамбовать грунт послойно, укрепляя его геотекстилем. Подобные армогрунтовые подпорные стенки обустраиваются с небольшим наклоном. Защитить внешний слой геотекстиля может грунт, размещающийся сверху. Грунт также возможно заменить битумом или декоративной облицовкой, например, из металла или дерева (рис. 1.70).

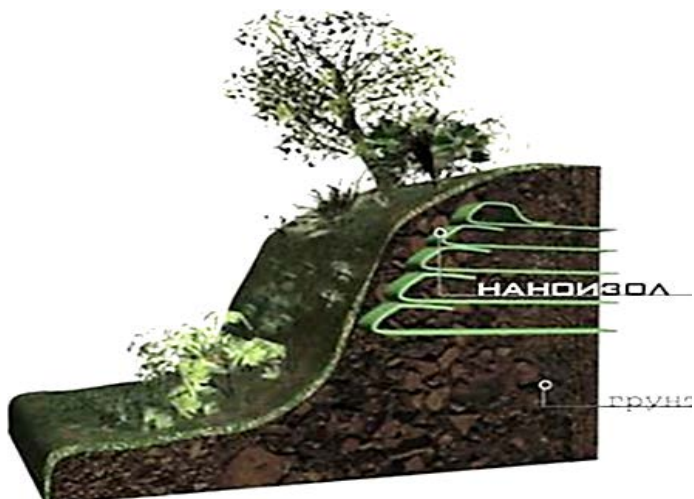


Рис. 1.70. Схема устройства подпорной стенки из армированного наноизолом грунта

Кратко рассмотрим технологию сооружения армогрунтовой подпорной стенки:

а) вначале устанавливается опалубка из досок, фиксирующихся колышками. Высота опалубки должна быть несколько выше будущего слоя почвы. Опалубка монтируется с шагом в 1,5 м;

б) установив опалубку, сверху уже утрамбованного грунта необходимо разложить полотно геотекстиля шириной 1,5 м. Длина полотна должна превышать длину шага опалубки в 3 раза;

в) свободный внешний край геотекстильного полотна кладется сверху опалубки: со стороны верха склона – на 1/6 часть длины, а снизу – на 1/2 длины. Поверх полотна закладывается грунт и хорошо утрамбовывается;

г) свободный нижний край полотна следует отвернуть и положить сверху утрамбованного грунта. Получается пакет завернутой в геотекстиль земли. Сверху пакета получился двойной слой геотекстиля, на который с помощью опалубки будет уложен следующий пакет. Опалубка нужна для того, чтобы грунт плотно заполнял углы при утрамбовке.

Прочность у таких армогрунтовых стен очень высокая. Кроме этого, такое подпорное сооружение получается недорогим и весьма долговечным.

Подпорные стенки из армированного георешетками грунта с применением геотекстиля зарекомендовали себя очень положительно во всех отношениях. Стенки отлично выдерживают неравномерную осадку, а также мало реагируют на температурные деформации.

Георешетка является простым армирующим материалом в виде листовых полос, скрепленных между собой. Высота полосы варьирует в пределах 50–200 мм. Скрепленные полосы образуют ячейки полотна решетки, на основе которых можно создавать, например на дачном участке, подпорные стенки практически любого вида и конфигурации. Уклон грунта на участке может быть очень крутым, вплоть до вертикального (рис. 1.71).



Рис. 1.71. Георешетка позволяет создавать недорогие и надежные подпорные стенки

Георешетки последовательно накладываются одна на другую, образуя таким образом многослойную металлическую конструкцию. Георешетки укладываются со сдвигом слоя или без него. Ячейки георешетки заполняются супесями с добавкой камней. Поверх каждого слоя раскатывается полотно геотекстиля. Камни в наполнителе нужны для получения дренажного эффекта.

Свободные крайние ячейки слоя следует наполнять растительным грунтом, в который затем засеивается трава. Прорастая, растительность укрепляет стену по краям и служит украшением.

Подпорные стенки из грунта, армированного георешеткой, имеют ряд преимуществ:

- долговечность;
- минимальный объем используемых материалов;
- низкая общая стоимость строительства.

Монтаж георешетки выполняют по следующей схеме:

- поверхность склона очищается от камней, выравнивается и уплотняется;
- укладывается геотекстиль;
- секции георешетки последовательно раскладываются и стыкуются степлером;
- георешетка крепится к грунту с применением пластиковых или металлических скоб, что гарантирует ее устойчивость от смещения по склону;
- в ячейки георешетки засыпается грунтовый наполнитель;
- в почву засеивается газонная трава.

Обустройство канавы на хозяйственном участке. Часто на личных подсобных участках появляется необходимость укрепления канавы, которую можно сравнить с двумя небольшими склонами и применить все разработанные для подпорных стенок технологии для создания на участке искусственной террасы. Боковины канавы могут иметь разный наклон, а значит, могут быть укреплены разными способами, или же сторону канавы с небольшим уклоном можно оставить совсем без укрепления. В случае, когда канава имеет небольшую глубину, подходы к строительству могут быть несколько иные (рис. 1.72).



Рис. 1.72. Стенки канавы из бетона

Надежный и долговечный способ – отлить лоток для канавы из бетона по следующей технологии:

- предварительно готовится подушка из песка и щебня (по 10 см каждого слоя). Основа для лотка трамбуется;

- далее устанавливается опалубка из досок, которые крепятся забитыми в землю кольями. Внутренняя часть опалубки скрепляется из досок в виде лотка и устанавливается на подручные опоры (кирпич, камень и т. п.) выше наружных стенок порядка 10 см;

- заливается бетон. При этом через каждые 2 м в бетон необходимо закладывать деревянные прокладки, обработанные антисептиком, для предотвращения разрушения стенок при замораживании и оттаивании почвы. При необходимости разделительные прокладки можно также выполнять из нескольких слоев рулонной гидроизоляции.

Быстрее и проще получится, если из бетона отлить только дно канавы, а боковины выложить готовым бетонным бордюром. Еще более простой способ – использование для укрепления склонов канавы листового материала: шифер, металлосайдинг, пластиковые панели, готовые пластиковые бордюры для садового участка либо бордюр из бетона. Материал режется на пластины одинакового размера и закапывается или забивается в землю на глубину, обеспечивающую достаточное укрепление нижней части лотка.

Далее плоские стены укрепляются забитыми в землю опорами. В качестве опор могут выступать оцинкованные трубы, просмоленный брус и даже пластиковые канализационные трубы оранжевого цвета для наружного применения. Расстояние между опорами выбирают таким, чтобы листы боковин не изгибались под воздействием грунта.

Чем надежнее материал, тем дольше прослужит канава. Рациональное решение также – установить между стенками канавы распорные элементы. Их легко можно изготовить из дерева. Очевидно, что они прослужат дольше, чем вбитые в землю колья. Рекомендуется крепить эти распоры на 1/3 высоты от верхнего края стенок.

До начала строительства грунт строительной площадки находится в своем естественном, не уплотненном состоянии. После увеличения нагрузки на грунт, которое вызывается возводимым сооружением, грунт уплотняется, причем не только под новым объектом, но и на прилегающей к нему площади. Такие изменения физических свойств грунта могут угрожать близко расположенным зданиям деформацией и даже разрушением. Чтобы предотвратить аварийную ситуацию, применяется шпунтовое ограждение котлованов подпорными стенками на забивных сваях (рис. 1.73).



Рис. 1.73. Шпунтовое ограждение котлованов

Применение таких стенок – один из современных методов инженерной защиты сооружений от оползней. Такие стенки могут выполнять роль ограждающей конструкции, несущей стены, противофильтрационной завесы. Используются при возведении подземных частей промышленных и гражданских зданий, гидротехнических, транспортных и коммунальных инженерных сооружений.

По назначению шпунтовые ограждения из буронабивных свай условно можно рассматривать по трем направлениям:

- ограждение котлованов на период выполнения строительно-монтажных работ (расположение свай с шагом, чаще всего равным ее диаметру, чтобы иметь возможность применения забирки из досок);
- ограждение из сплошной стены буронабивных свай (состоит из бурокасательных либо буросекущих свай); ограждение котлована из бурокасательных свай представляет собой ряд армированных свай,

выполненных с шагом, равным диаметру самих свай. Производится армирование всех свайных элементов подряд, что позволяет при необходимости существенно увеличить жесткость стены на горизонтальные нагрузки и уменьшить количество ярусов крепления анкеров, исключается также необходимость разбуривания бетона неармированных свай. Такое ограждение применяют, когда УГВ ниже дна котлована и при водопонижении, при возможных потерях бентонитового раствора при устройстве «стены в грунте» и при сложной форме конфигурации будущего подземного сооружения. Ограждение из буронабивных свай обладает высокой водонепроницаемостью и может с успехом быть применено в обводненных грунтах. Сваи армируются через одну. Неармированная свая выполняется из бетона низкого класса для упрощения процесса ее разбуривания;

– ограждение из буронабивных свай и грунтоцементных колонн (рис. 1.74).



Рис. 1.74. Ограждение котлована на строительной площадке из буронабивных свай и грунтоцементных колонн

Устройство такого шпунтового ограждения наиболее эффективно в качестве противофильтрационной завесы, т. е. когда необходима полная герметичность шпунтового ограждения. При этом промежутки между сваями заполняются грунтоцементными колоннами по технологии струйной цементации грунтов диаметром до 400 мм. Причем эти два технологических процесса идут одновременно, и поэтому на сроках производства работ это практически не отражается.

Во всех случаях возводятся такие ограждения последовательным погружением в грунт специальных шпунтовых свай. Шпунтовая стенка предотвращает уплотнение грунта за ней, удерживая его в своих границах, и полностью устраняет отрицательное влияние на грунт оснований близлежащих зданий. В зависимости от применяемых материалов такие ограждения иногда делают временными, но чаще они используются постоянно. К примеру, шпунтовые ограждения используются в качестве несъемной опалубки при возведении стен подвальных помещений и ленточных фундаментов, а также как водонепроницаемая преграда после понижения уровня грунтовых вод.

В зависимости от условий работы, назначения сооружений, размеров котлована и свойств грунтов используют различные материалы для устройства шпунтовых рядов. Сооружают их из деревянных, металлических и железобетонных свай. Каждый из видов шпунтового ограждения имеет свои плюсы и минусы.

Шпунты из дерева выполняют либо составными, сбитыми гвоздями из досок, либо изготавливают из брусков, используя соединение паз-гребень. Деревянные шпунтовые сваи можно использовать лишь один раз, так как извлечение их из грунта без получения повреждений невыполнимо. Такое однократное использование удорожает строительство. Поэтому наиболее эффективным является применение металлического шпунта.

Применяются различные прокатные профили металлических шпунтов из углеродистой стали – двутавры, швеллеры, трубы.

Чаще шпунтовое ограждение выполняется из труб диаметром от 219 до 530 мм. Вид и размер шпунта зависит от глубины котлована: чем он глубже, тем больше номер применяемого прокатного профиля.

Металлические шпунты можно применять многократно, но после извлечения из грунта необходима их проверка на соответствие нормам эксплуатации. После устранения незначительных дефектов металлические сваи будут готовы к следующему применению.

Для выполнения ограждающих конструкций чаще всего применяют бетонные армированные свайные элементы длиной до 14 м. Если по расчету необходимо применить шпунтины длиннее стандартных размеров, применяются конструкции, выполняемые отдельными элементами, соединяемыми при установке в грунт.

Железобетонные сваи погружают в грунт с помощью дизельмолота ударным способом с большой энергией удара. При погружении вокруг шпунта грунт уплотняется, что является препятствием для погружения соседних свай. Так как железобетонные шпунты надо погружать вплотную друг к другу, процесс отличается повышенной трудоемкостью. Поэтому применяют их только в тех случаях, когда ограждение делают постоянным, используя железобетонные изделия в качестве составной части фундамента. Чаще всего такие ограждения используются в качестве несущей стены массивных сооружений, при проведении работ по укреплению берегов водоемов или при возведении мостов.

При высоких современных темпах строительства, плотности застройки и стесненности сооружения шпунтовых ограждений помогает ускорить процесс строительства и обеспечить безопасность на строительной площадке. Ограждения из шпунта позволяют эффективно решить в непростых условиях строительства технически сложные задачи.

2. РАСЧЕТ МАССИВНЫХ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Механические характеристики грунтов и сыпучих тел

Для определения усилий и напряжений в характерных сечениях подпорной стены предварительно необходимо получить значения собственного веса стены и сил активного либо пассивного давления грунта на напорные грани стены. По поверхности контакта с сооружением грунт оказывает на него давление, величина которого зависит от геологического сложения, категории и состояния грунта. Для определения сил активного или пассивного давления грунта на напорную грань подпорной стены необходимо знать следующие физико-механические характеристики грунта:

1. Объемный вес γ , кН/м^3 – вес 1 м^3 грунта. Колеблется от 16 кН/м^3 для сухого песка до 19 кН/м^3 для глинистого грунта.

2. Пористость η , % – объем пор в грунте по отношению ко всему объему, занимаемому грунтом. Для утрамбованного песка $\eta \approx 20 \%$, для рыхлого $\eta \approx 50 \%$, для сухой глины η меняется от 25 до 40 %.

3. Объемный вес грунта, насыщенного водой γ_0 , кН/м^3 – вес 1 м^3 грунта во взвешенном состоянии. Так как единица объема сыпучего грунта содержит η % пустот, то потеря в весе грунта при погружении его в воду будет равна весу вытесненной воды

$$\gamma_b \left(1 - \frac{\eta}{100}\right), \quad (2.1)$$

где γ_b – объемный вес воды.

Тогда

$$\gamma_0 = \gamma - \gamma_b \left(1 - \frac{\eta}{100}\right), \text{ кН/м}^3. \quad (2.2)$$

4. Угол естественного откоса грунта φ – наибольший возможный угол, который образуется свободной поверхностью сыпучего тела грунта с линией горизонта. Этот угол характеризует трение между частицами сыпучего тела грунта на его поверхности. Величина угла φ в большей степени зависит от степени влажности грунта:

- для сухого песка – $\varphi \approx 30\text{--}35^\circ$;
- влажного – $\varphi = 40^\circ$;
- насыщенного водой – $\varphi = 25^\circ$.

5. Угол внутреннего трения грунта ρ° – угол трения между частицами внутри массы грунта (величины φ и ρ° мало отличаются между собой, но угол естественного откоса грунта определяется довольно просто, а угол внутреннего трения определить сложнее).

6. Коэффициент трения грунта по грунту f – его величина (безразмерная) определяется по выражению

$$f = \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.3)$$

7. Угол трения между грунтом и напорной гранью стены φ_0 характеризует трение по поверхности соприкосновения грунта с участком напорной грани стены. Величина его принимается как доля от угла внутреннего трения грунта ρ° :

$$\varphi_0 = (1/2-1/4) \rho^\circ. \quad (2.4)$$

Силы сцепления в сыпучем теле малы и в расчетах подпорных стен не учитываются. Сыпучее тело воспринимает только сжимающие нормальные напряжения и касательные, не превышающие сил внутреннего трения.

Вывод. Давление грунта на стенку зависит от профиля участков напорной грани стенки, от материала (веса), из которого она изготовлена, сложности профиля земляной массы за напорной гранью и физико-механических свойств грунтов: объемного веса – $\gamma_{\text{гр}}$, пористости – η , угла внутреннего трения грунта – ρ° , угла естественного откоса – φ , угла внутреннего трения между грунтом и гранью стены – φ_0 .

2.2. Боковое давление грунта на подпорную стену. Предельные давления: активное и пассивное

Ограждая грунты и сыпучие тела от обрушения, подпорные стенки испытывают от этих грунтов давления, на которые они и должны быть рассчитаны. При расчете подпорных стен необходимо определить боковое давление грунта на участки напорной грани стенки. Давление грунта на стену зависит от направления ее смещения (см. рис. 2.1, 2.2, 2.3).

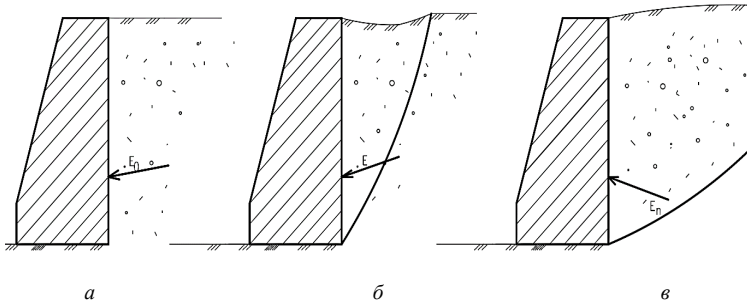


Рис. 2.1. Виды давления грунта на подпорную стенку:
a – естественное (давление покоя) на напорную грань стенки;
б – активное давление грунта на напорную грань стенки;
в – пассивное давление грунта на напорную грань

Давление грунта на подпорную стену

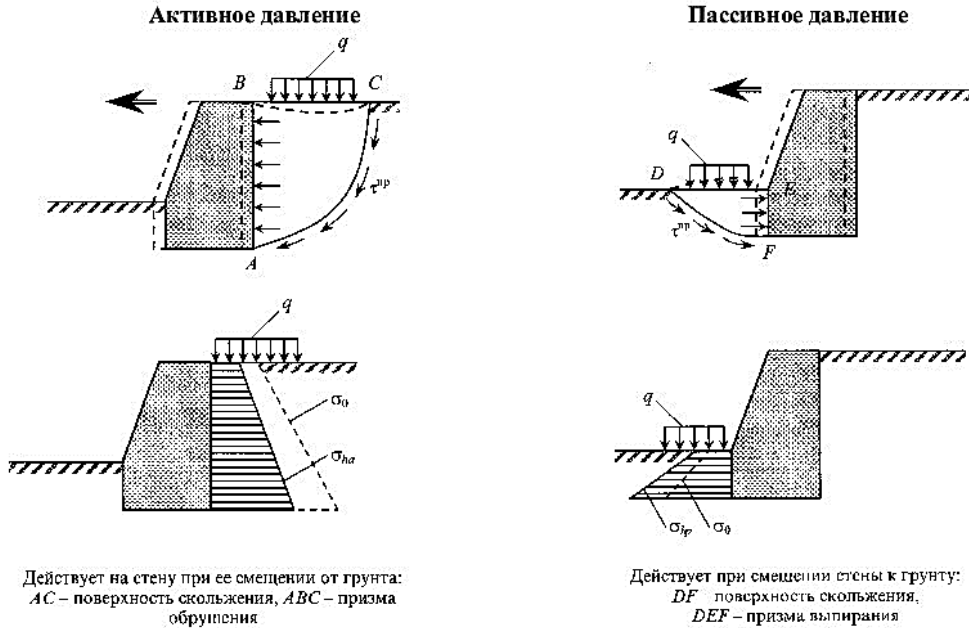


Рис. 2.2. Виды давления грунта на подпорную стенку

Так, если на неподвижную стену действует давление E_0 , называемое естественным, то при смещении стены в сторону от грунта оно падает до некоторого предельного значения E_a , после чего сразу же наблюдается обрушение грунта за стеной книзу. При смещении стены в сторону грунта давление на нее возрастает до некоторого предельного значения E_p , после чего сразу же наблюдается выпирание грунта кверху. В обоих случаях E_a и E_p численно определяют границы перехода грунта из состояния предельного равновесия в состояние разрушения (обрушение части грунта).

Давление грунта, стремящегося сдвинуть или опрокинуть стенку, получило название активного (распора) E_a . А сопротивление земли при выпирании ее стенкой получило название пассивного давления, или отпора E_p .

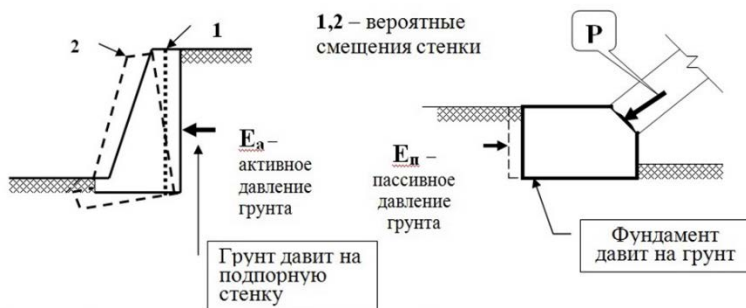


Рис. 2.3. Виды давления грунта на подпорную стенку

Вывод. Если не произошло обрушения или выпирания грунта, естественное давление на стену больше активного давления и меньше пассивного.

$$E_a < E_0 < E_p.$$

Все расчеты по определению давления грунта на подпорную стену производятся на основе теории предельного равновесия. Эта теория позволяет определить не давление, которое оказывает грунт на подпорную стену в состоянии устойчивого равновесия (покоя) E_0 , а так называемое активное давление E_a , возникающее в условиях создания состояния предельного равновесия стены и грунта вместе с расположенной на нем потенциальной нагрузкой. Это значит, что в момент

перехода всей системы от покоя к движению, подпорная стена под давлением массы грунта начинает либо отодвигаться по подошве основания, либо опрокидываться относительно лицевого ребра подошвы основания стенки.

Пассивное давление грунта фундаментной части улучшает условия работы стены, оказывая дополнительное сопротивление сдвигу и опрокидыванию, поэтому его можно не учитывать и относить в запас устойчивости. Заметим, что пассивное давление по теории Кулона позволительно определять лишь в случаях, когда угол трения грунта о стенку φ_0 меньше третьей части угла внутреннего трения грунта ρ° . В других случаях определение пассивного давления дает весьма приближенный результат, и рекомендуется лучше с лицевой стороны искусственно вводить в расчет активное давление взамен пассивного, увеличивая тем самым устойчивость стенки.

2.3. Силы, действующие на подпорные стены

После выявления вида равновесия грунтов становится понятно, какие силы будут действовать на подпорную стену, т. е. какие силы необходимо определять. На рис. 2.4 в общем виде представлено распределение силовых нагрузок на гидротехническое подпорное сооружение.

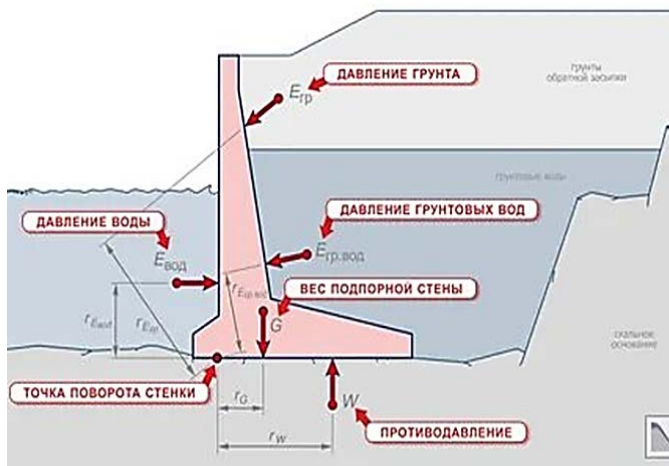


Рис. 2.4. Нагрузки, действующие на подпорную стенку

Грунт, расположенный справа от стены, не может сам по себе образовать вертикальный откос вдоль напорной грани АВ, поэтому он опирается на подпорную стену и производит на нее активное давление E_a . Аналогично будет обстоять дело и с левой стороны стены. Кроме сил давления грунта, на подпорную стену действует сила собственного веса G . Эта сила через подошву стены передается грунту, вызывая с его стороны реактивную силу R . Расчет подпорных стен заключается в определении действующих на стену сил давлений грунта E_a и E_n . Зная величины этих давлений, а также собственный вес стены, можно определить силу R давления стены на грунт по ее подошве. Определение всех сил, действующих на стену, необходимо для расчетов на прочность самой стены, прочность грунта основания в подошве стены и на устойчивость стены против опрокидывания и на сдвиг (рис. 2.5).

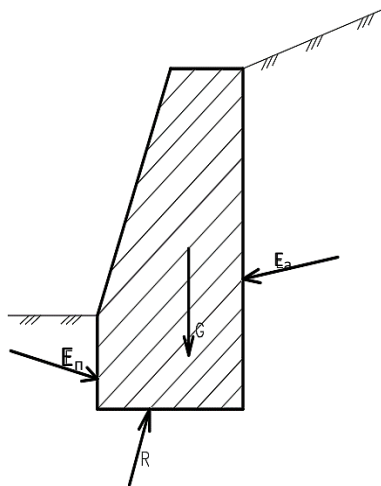


Рис. 2.5. Силы, действующие на подпорную стенку

2.4. Активное давление грунта E_a на подпорную стену и методы его определения

Активное давление грунта E_a значительно меньше давления грунта в состоянии покоя E_0 . Таким образом рассматривается не естественное давление грунта на стену, а давление его в условиях предельного рав-

новесия, на границе перехода состояния грунта от равновесия к движению (обрушению). Следовательно, расчет давления проводится по теории предельного равновесия потому, что при деформации основания или при начинающемся сдвиге либо опрокидывании стены, давление на нее снижается до величины активного. Давление грунта может быть определено аналитическим или графическим путем. В нашей работе рассматриваются разные методы определения активного и пассивного давления грунта: аналитический (метод Кулона) и графические (построение Кульмана, Теоремы Ребхана и построение Понселе).

2.5. Метод Кулона

Наиболее простым и доступным методом определения давления грунта на подпорную стену является метод Кулона, основанный на следующих допущениях:

1) считается, что грунт представляет собой однородную сыпучую массу, воспринимающую только сжимающие и сдвигающие усилия. Соппротивление сдвигу обычно принимается равным силам внутреннего трения. Силами сцепления чаще всего пренебрегают;

2) принимается, что в состоянии предельного равновесия начинается сползание части сыпучего тела, так называемой призмы обрушения, сползающей по напорной грани самой стены и по поверхности скольжения BH , проходящей через точку B в основании задней грани стены. Эта поверхность – прямая линия (рис. 2.6);

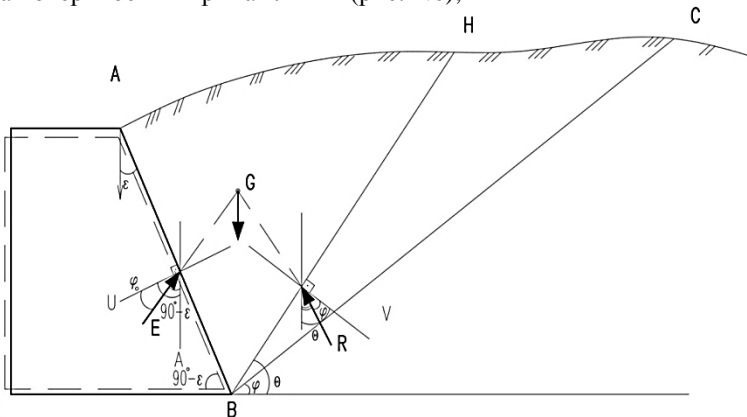


Рис. 2.6. Схема к определению активного давления грунта E_a на напорную грань стены AB

3) «призма обрушения» ABH рассматривается как абсолютно твердое тело, что позволяет заменить действующие на нее массовые и поверхностные силы их равнодействующими G , E и R . Направления сил давления грунта E и их равнодействующих R по отношению к задней напорной грани стены и к плоскости скольжения определяются углами, равными в состоянии предельного равновесия углам трения φ_0 и φ . Силы E и R отклоняются от нормалей к плоскостям скольжения в сторону, противоположную движению грунта;

4) угол θ , который образует плоскость скольжения с горизонтом ($\theta > \varphi$), определяется с условием, чтобы активное давление грунта на напорную грань подпорной стены было бы наибольшим (см. рис. 2.6);

5) сама подпорная стена и «призма обрушения» за ней (вес и все прочие условия давления грунта) находятся в одинаковых условиях по всей длине стены. Поэтому для расчета вполне достаточно выделить участок стенки длиной в 1 м.

Определим давление грунта E сыпучего тела на грань AB . Обозначим вес «призмы обрушения» через G (см. рис. 2.6). Этот вес определяется из выражения

$$G = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\text{фиг } ABH} \cdot 1 \text{ м, кН.} \quad (2.5)$$

В расчетах будем рассматривать грунт, находящийся в естественном состоянии. Плоскостью BH , проходящей через нижнюю точку напорной грани стены B и наклоненной к линии горизонта под углом θ , отделим призму ABH (см. рис. 2.6). На нее действуют следующие силы: собственный вес призмы G , реакция грунта R , отклоненная от нормали к плоскости BH на некоторый угол φ , реакция самой стены, равная определяемому давлению E , отклоненная от нормали к напорной грани стенки на угол φ_0 .

Силу веса призмы G разложим на две составляющие E и R (рис. 2.7). Зная G и направления сил E и R , построим силовой треугольник abc . Отложим в масштабе вектор $ab = G$. Проведем из точки a линию, параллельную E ($ac \parallel E$), а из точки b линию, параллельную R ($bc \parallel R$) до пересечения их в точке c . Получим треугольник abc , в котором определим вектор $ac = E$. Поскольку три рассматриваемые силы находятся в равновесии, то полученный силовой треугольник замкнут.

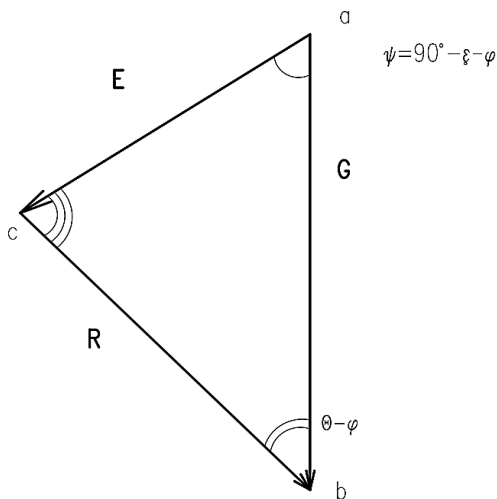


Рис. 2.7. Силовой треугольник abc

Отклонения сил E и R , вызванные трением по плоскостям AB и BH , назначены с учетом сползания призмы ABH вниз. Поскольку три силы находятся в равновесии, то силовой треугольник замкнут (рис. 2.7). Будем теперь отодвигать стену от грунта до тех пор, пока некоторая призма грунта ABH не достигнет предельного состояния. При этом по плоскостям AB и BH сопротивление частиц грунта сдвигу достигнет предела, после чего достаточно ничтожно малого смещения стены для начала обрушения призмы. В предельном состоянии угол естественного откоса φ равен углу внутреннего трения, а угол φ_0 в свою очередь будет равен углу трения грунта о стену. В этот момент призма ABH находится либо в предельном равновесии, либо начинает обрушаться.

Если считать, что углы трения φ и φ_0 в состоянии предельного равновесия и в начале обрушения одинаковы, а движение призмы вначале обрушения медленным и равномерным, то давления грунта на стену в предельном равновесии и в начале обрушения будут одинаковы, так как в обоих случаях три одинаково направленные силы G , E и R образуют замкнутый треугольник.

Плоскость BH , на которой сопротивление грунта сдвигу достигло предела, называется плоскостью обрушения (скольжения), а призма ABH называется призмой обрушения.

Из анализа геометрических построений (см. рис. 2.6) видно, что угол между нормалью V и направлением G равен $\angle\theta$ (как углы со взаимно перпендикулярными сторонами), следовательно, угол между R и G равен $\angle(\theta - \varphi)$, т. е. $\angle abc = (\theta - \varphi)$. Аналогично найдем угол между E и G . Угол между нормалью U и направлением G равен $\angle(90^\circ - \varepsilon)$, следовательно, $\angle cab = (90^\circ - \varepsilon - \varphi_0) = \psi$. Тогда угол $\angle acb = 180^\circ - (\theta - \varphi + \psi)$.

Составив уравнение синусов, получим

$$\frac{E}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{G}{\sin(180^\circ - (\theta - \varphi + \psi))}.$$

Откуда активное давление грунта в состоянии предельного равновесия или в начале процесса обрушения равно

$$E = G \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi + \psi)}, \text{ кН}, \quad (2.6)$$

где $\psi = (90^\circ - \varepsilon - \varphi_0)$.

Формула (2.6) определяет активное давление грунта на стену в зависимости от предполагаемой плоскости обрушения, определяемой углом θ . Поскольку давление на стену при ее смещении от грунта снижается от естественного E_0 до активного давления E_a в предельном состоянии, то плоскость обрушения соответствует такому углу θ , при котором E_a достигает максимума. При некотором значении $\theta = \theta_0$ получим наибольшее активное давление $E_{a \max}$.

Если при таких (неблагоприятных) условиях устойчивость и прочность стены будут обеспечены, то они будут обеспечены и при любом направлении плоскости сползания. Значение угла θ_0 определяется из условия

$$\frac{dE}{d\theta} = 0. \quad (2.7)$$

Вывод. Направление плоскости сползания определяется из условия максимума давления сыпучего тела на напорную грань. Давление грунта на стену при предельном состоянии (или начале обрушения) меньше, чем до предельного состояния (до начала обрушения).

Таким образом, видим, что метод Кулона определяет не действительное давление грунта на стену, а давление в предельном состоянии грунта, называемое активным давлением.

Но это прямо не означает, что в действительности на подпорную стену будет действовать давление, равное вычисленному. При отсутствии смещения стены, что возможно при сооружении ее на скальном

основании, давление сыпучего тела может значительно превышать давление, найденное по методу Кулона.

При произвольном очертании поверхности сыпучего тела за напорной гранью уравнение (2.7) можно решить графическим путем. Когда поверхность сыпучего тела за напорной гранью плоская, уравнение можно решить и аналитически.

2.6. Графические методы определения давления грунта E . Построение Кульмана

Графическое определение плоскости сползания, соответствующей наибольшему активному давлению E_{\max} , согласно выражению (2.6), сводится к графическому изображению функции $E = f(\theta)$ и к определению ее максимума. Определим направление плоскости сползания и наибольшее давление сыпучего тела на грань AB подпорной стенки при любом (произвольном) очертании поверхности сыпучего тела без приложения нагрузки на этой поверхности. Построим для этого в координатной системе DBC график изменения давления E_n в зависимости от направления плоскости сползания $E_n = f(\theta)$.

По оси BC , соответствующей прямой линии внутреннего трения, будем откладывать в масштабе силы веса призм обрушения, а по оси BD в том же масштабе – давления E_n на грань AB . Проведем произвольно плоскость сползания BH_n (рис. 2.8). При этом вес призмы обрушения ABH_n будет равен

$$G_n = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta ABH_n}, \text{ кН.} \quad (2.8)$$

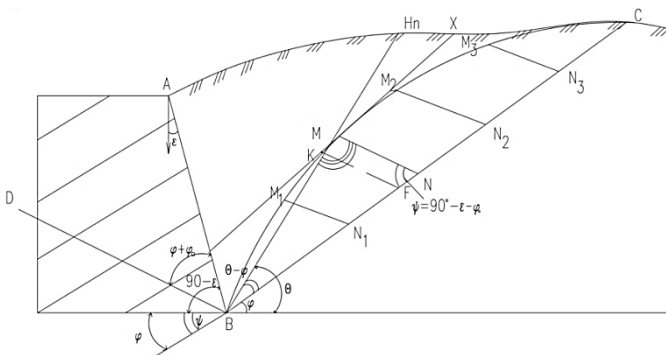


Рис. 2.8. Построение Кульмана:
 BC – линия естественного откоса; BD – базисная (основная) линия

В принятом масштабе сил отложим вес G_n по оси BC , получим точку N . Из точки N проведем прямую, параллельную основной линии BD , наклоненной к стене под углом $(\varphi + \varphi_0)$ до пересечения с прямой BH_n в точке M . Докажем, что отрезок NM в масштабе сил, принятом для G_n , равен давлению E_n , когда плоскость сползания совпадает с BH_n .

Найдем углы $\triangle MBN$:

Угол $\angle B = (\theta - \varphi)$;

$\angle N = (90^\circ - \varepsilon + \varphi) - (\varphi + \varphi_0) = 90^\circ - \varepsilon + \varphi - \varphi - \varphi_0 = 90^\circ - \varepsilon - \varphi_0 = \psi$;

$\angle M = 180^\circ - (90^\circ - \varepsilon - \varphi_0 + \theta - \varphi) = 180^\circ - (\psi + \theta - \varphi)$.

Сопоставляем треугольники $\triangle MBN$ (рис. 2.8) и $\triangle abc$ (рис. 2.7). Видим, что они подобны, следовательно, отрезок MN равен давлению E_n , $MN = E_n$.

Вывод. Чтобы определить давление сыпучего тела на грань AB при выбранной плоскости обрушения BH , надо по оси BC отложить в масштабе сил вес призмы ABH (отрезок BN) и из точки N провести прямую, параллельную основной линии BD , до пересечения с прямой BH в точке M . Отрезок NM в масштабе, принятом для силы G_n , будет равен давлению E_n .

Дальнейшие построения выполняются в следующем порядке:

1) проводятся различные предполагаемые плоскости обрушения BH_1, BH_2, \dots, BH_n и для каждой из них вычисляются веса призм обрушения G_1, G_2, \dots, G_n ;

2) вычисленные веса G_1, G_2, \dots, G_n в последовательном порядке откладываются от точки B на прямой внутреннего трения BC , получается ряд точек N_1, N_2, \dots, N_n ;

3) из концов отрезков N_1, N_2, \dots, N_n проводятся прямые, параллельные основной линии BD , до пересечения каждой из них с соответствующим следом плоскости обрушения BH , получается ряд точек M_1, M_2, \dots, M_n ;

4) полученные точки соединяются плавной кривой, изображающей график изменения давления $E_n = f(\theta)$. Касательная к кривой, параллельная прямой BC , определяет точку касания K , через которую проходит искомая плоскость обрушения;

5) проводится из точки K прямая, параллельная основной линии BD , получается точка F . Отрезок KF в масштабе оси BC и дает искомое наибольшее давление E_{\max} сыпучего тела на грань AB , а прямая BK – искомую плоскость сползания.

2.7. Теоремы Ребхана

Теорема 1.

Давление на стену определяется выражением

$$E = G \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi + \psi)}.$$

При изменении угла наклона плоскости сползания θ меняется и величина давления E . Для определения максимального давления E_{\max} возьмем первую производную от давления E по углу призмы обрушения θ и приравняем к нулю

$$\frac{dE}{d\theta} = \frac{dG}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi + \psi)} + G \frac{d}{d\theta} \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi + \psi)} = 0.$$

При этом необходимо иметь ввиду, что вес призмы обрушения зависит от угла плоскости обрушения. Решая это выражение по отношению к весу G , получим для рис. 2.9

$$G = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta BHN} \cdot 1 \text{ п.м.} \quad (2.9)$$

Такой же вес из рис. 2.6 равен

$$G = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta ABH} \cdot 1 \text{ п.м.} \quad (2.10)$$

Сопоставляя выражения (2.9) и (2.10) и приравнявая правые части, получим первую теорему Ребхана о максимуме давления E_{\max}

$$S_{\Delta BHN} = S_{\text{фиг. } ABH}.$$

Следовательно (*первая теорема Ребхана*), наибольшее давление грунта будет в том случае, если след плоскости обрушения BH проходит таким образом, что делает фигуру ABH равновеликой треугольнику ΔBHN .

Или другими словами – площадь призмы обрушения грунта при максимальном давлении равняется площади силового треугольника ΔBHN , построенного на следе плоскости обрушения BH .

Теорема 2.

Из точки N радиусом HN проведем дугу до пересечения с линией естественного откоса в точке M (рис. 2.9). Точки H и M соединим прямой HM , получим треугольник ΔHMN – Δ Ребхана.

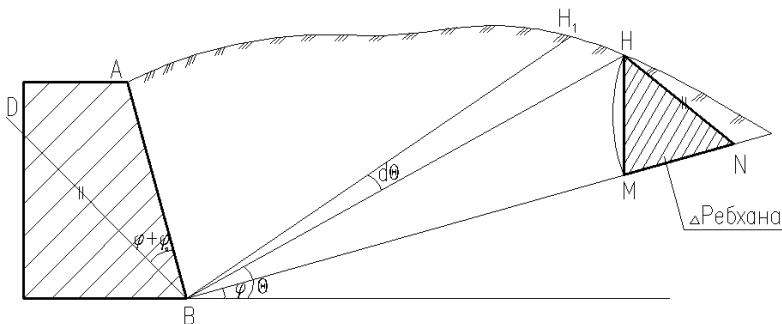


Рис. 2.9. Треугольник Ребхана

Рассмотрим треугольники ΔBHN и ΔHNM . Они имеют общую одинаковую высоту (перпендикуляр, опущенный из точки H) (рис. 2.9). Тогда их площади будут иметь соотношение

$$\frac{S_{\Delta HNM}}{S_{\Delta BHN}} = \frac{MN}{BN}, \quad \Rightarrow \quad \frac{HN}{BN} = \frac{E}{G}. \quad (2.11)$$

Так как $MN = HN$, тогда отрезок HN есть давление на стенку E , а отрезок BN – это вес стены G . Согласно первой теореме Ребхана $S_{\Delta BHN} = S_{\text{фиг.}ABH}$ (рис. 2.9 и рис. 2.6).

И зная вес грунта $G = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\text{фиг.}ABH}$, подставляем его в выражение (2.11) и получим формулу для определения давления E

$$\frac{S_{\Delta HNM}}{S_{\text{фиг.}ABH}} = \frac{E}{\gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\text{фиг.}ABH}} \Rightarrow E = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta HNM},$$

$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta \text{Ребхана}}, \text{ кН}, \quad (2.12)$$

где $\gamma_{\text{гр}}$ – объемный вес грунта;

$S_{\Delta \text{Ребхана}}$ – площадь треугольника Ребхана.

Выражение (2.12) – это математическая запись второй теоремы Ребхана.

Следовательно (**вторая теорема Ребхана**), наибольшее активное давление грунта равно произведению объемного веса грунта на площадь треугольника Ребхана.

Графически площадь $\Delta \text{Ребхана}$ можно определить с помощью построения Понселе.

2.8. Построение Понселе

Практический опыт показывает, что фактическая поверхность сползания криволинейна (рис. 2.10), например, либо круглоцилиндрическая, либо логарифмическая. Однако результаты расчетов для активных давлений во многих случаях практически мало отличаются от результатов расчетов, получаемых при плоской поверхности сползания.

В случаях, когда дневная поверхность грунта за напорной гранью – плоскость, давление на грань AB можно определить с помощью построения Понселе. Оно справедливо, если грунт за подпорной стеной однородный и напорная грань стены не имеет изломов.

Порядок построения Понселе (рис. 2.10):

1. Из нижней точки B соприкосновения грунта со стеной проводим линию естественного откоса BC под углом φ к горизонту до пересечения с дневной поверхностью грунта.

2. Из точки B под углом $\angle (\varphi + \varphi_0)$ к обратной стороне напорной грани стены AB проводим *базисную линию* BD .

3. На отрезке BC , как на диаметре, строим полуокружность.

4. Из верхней точки A соприкосновения грунта со стеной проводим линию, параллельную *базисной*, до пересечения с линией естественного откоса BC в точке K .

5. Из точки K к линии естественного откоса BC восстанавливаем перпендикуляр и продолжаем его до пересечения с полуокружностью в точке L .

6. Точки B и L мысленно соединяем прямой линией (штрихпунктиром).

7. Из точки B радиусом BL проводим дугу до пересечения с линией естественного откоса BC в точке M .

8. Из точки M проводим прямую, параллельную *базисной* линии BD до пересечения с дневной поверхностью грунта в точке H .

9. Из точки M радиусом MH проводим дугу до пересечения с линией естественного откоса BC в точке N .

10. Точки H и N соединяем прямой линией и получаем треугольник Ребхана – $\triangle HMN$.

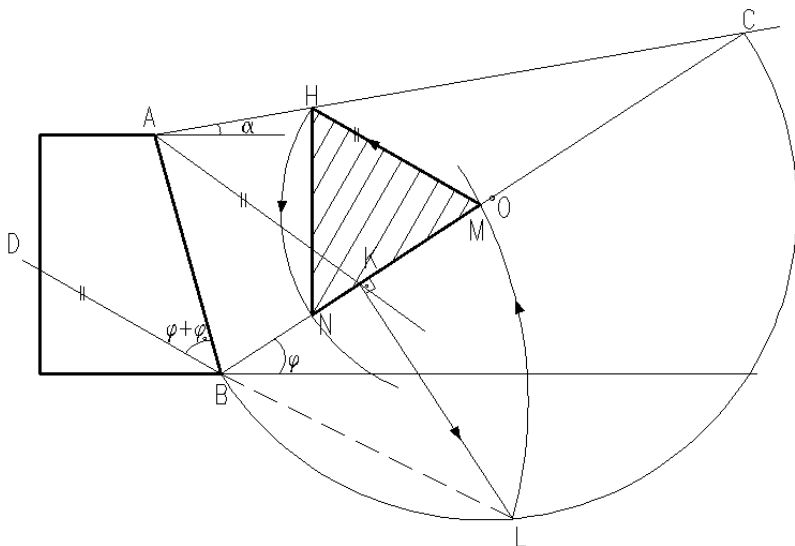


Рис. 2.10. Построение Понселе

Таким образом, согласно второй теореме Ребхана, сила максимального активного давления грунта на подпорную стену определяется по выражению

$$E_{\max} = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}}, \text{ кН/п.м.}$$

Вывод. На основании теоремы Ребхана величина давления на напорную грань стены вычисляется произведением площади соответствующего треугольника Ребхана на объемный вес грунта.

2.9. Точка приложения и направление силы активного давления грунта E_a . Некоторые частные случаи давления грунта

Все рассматриваемые силы определяются своей величиной, направлением и точкой приложения. Определение давления нами уже рассматривалось. Давление грунта может быть определено графическим путем, например, с помощью построения Понселе. Остается решить вопрос о направлении и точке приложения давления грунта.

Известно, что закон изменения интенсивности давления грунта линейный, следовательно, эпюра интенсивности давления будет иметь

вид треугольника (рис. 2.11). Точку приложения силы активного давления грунта определяют как равнодействующую эпюры интенсивности давления. Если известно, что интенсивность давления и его направление во всех точках ограждения постоянно, то центр давления определяется центром тяжести эпюры интенсивности давления. В случае треугольной эпюры интенсивности давления центр давления лежит на $1/3$ высоты эпюры от основания или $1/3$ высоты подпорной стены снизу. Направление силы активного давления грунта E_a определяют с учетом угла трения грунта о поверхность напорной грани стены φ_0 . Сила давления E_a откладывается от нормали к поверхности напорной грани вверх против направления скольжения грунта в момент начала процесса обрушения (рис. 2.11).

Частные случаи определения точки приложения и направления E_a :

1. Случай давления на подпорную стену однородного грунта.

Выполняется построение Понселе для напорной грани подпорной стены AB и определяется величина E_a силы активного давления на грань AB ;

Строится эпюра интенсивности активного давления грунта $q = f(H)$, для чего необходимо определить нижнюю ординату q этой эпюры (рис. 2.11).

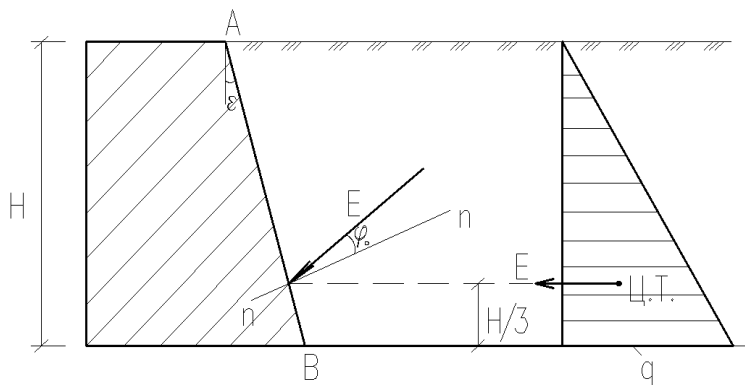


Рис. 2.11. Эпюра интенсивности активного давления грунта, $q = f(H)$, кН/м

Сила давления грунта E равна объему ($V = S \cdot 1$ п.м.) или площади эпюры интенсивности давления

$$E = S_{\text{эп}} = \frac{1}{2} qH, \text{ кН.} \quad (2.13)$$

Линия действия силы давления грунта E проходит через центр тяжести треугольной эпюры (рис. 2.12). А точка приложения горизонтальной силы давления грунта на напорную грань AB находится в центре тяжести треугольника, т. е. на расстоянии $H/3$ от основания треугольника.

Нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q определяется из выражения

$$q = \frac{2E}{H}, \text{ кН/м.}$$

2. Случай давления на подпорную стену однородного грунта с расположенной на его поверхности равномерно-распределенной нагрузкой.

Выполняется построение Понселе для фиктивной напорной грани подпорной стены A_1B с учетом воздействия пригрузки p на дневную поверхность грунта за стеной. Для этого пригрузка p (кН/м²) заменяется эквивалентным слоем грунта h_0 .

Из рассмотрения равенства весов (рис. 2.13) 1 м^2 пригрузки и грунта получают выражение для определения высоты эквивалентного пригрузке слоя грунта h_0 .

$$1 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot p = 1 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot h_0 \cdot \gamma_{\text{гр}},$$

$$h_0 = \frac{p}{\gamma_{\text{гр}}}, \text{ м.} \quad (2.14)$$

Определяется площадь треугольника Ребхана, $S_{\Delta\text{Ребхана}}$ и вычисляется сила активного давления грунта на фиктивную напорную грань стены E_{A_1B} .

Для этой фиктивной грани стены A_1B строится эпюра интенсивности давления грунта с учетом пригрузки (см. рис. 2.12), для чего определяется ее нижняя ордината q_1 , используя выражение (2.15)

$$q_1 = \frac{2E_{A_1B}}{(H + h_0)}, \text{ кН/м.} \quad (2.15)$$

Из подобия треугольников определяется верхняя ордината рабочей части эпюры интенсивности давления грунта q_2

$$\frac{q_1}{(H + h_0)} = \frac{q_2}{h_0}; \quad q_2 = \frac{q_1 h_0}{(H + h_0)}, \text{ кН/м.}$$

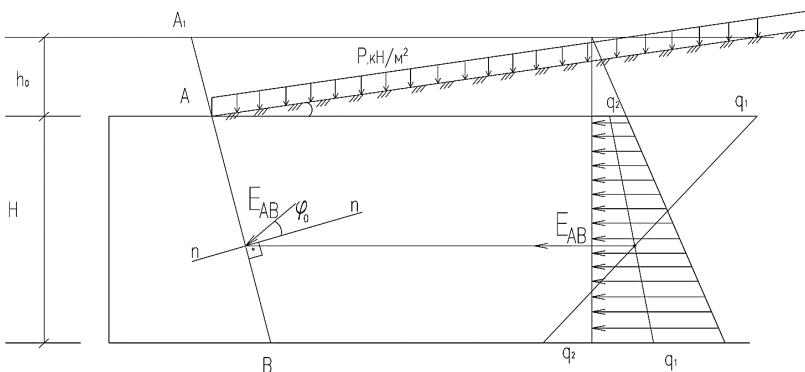


Рис. 2.12. Эпюра интенсивности давления грунта, $q_1 = f(H + h_0)$, кН/м

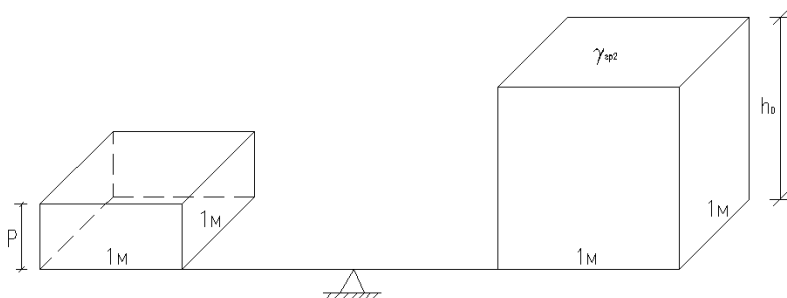


Рис. 2.13. Преобразование пригрузки в грунт

Активное давление грунта на рабочий участок напорной грани E_{AB} вычисляется по эпюре интенсивности давления грунта, где выделяется та ее часть, которая соответствует действительному участку грани (в нашем примере – трапеция)

$$E_{AB} = \frac{(q_1 + q_2)}{2} \cdot H, \text{ кН.} \quad (2.16)$$

Далее графическим способом для трапеции определяется ее центр тяжести – точка приложения силы активного давления грунта на напорную грань AB и ее величина E_{AB} (см. рис. 2.12).

3. Случай давления неоднородного (слоеного) грунта на подпорную стену.

Для слоя верхнего грунта толщиной H_1 с объемным весом $\gamma_{гр1}$ выполняется построение Понселе для участка напорной грани подпорной стены AB и определяется величина E_{AB} силы активного давления на грань AB . Строится эпюра интенсивности активного давления грунта $q = f(H)$, для чего необходимо определить нижнюю ординату q_1 этой эпюры (рис. 2.14).

$$q_1 = \frac{2E_{AB}}{H_1}, \text{ кН/м.}$$

Линия действия силы E_{AB} проходит через центр тяжести треугольной эпюры и находится на расстоянии $(H_1/3)$ от низа верхнего слоя грунта.

Заменяем верхний слой грунта эквивалентным слоем нижнего. Для этого из равенства весов площадок в 1 м^2 получаем выражение для определения высоты эквивалентного слоя верхнего грунта h_0

$$1 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot H_1 \cdot \gamma_{гр1} = 1 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot h_0 \cdot \gamma_{гр2},$$

$$h_0 = \frac{\gamma_{гр1}}{\gamma_{гр2}} \cdot H_1, \text{ м;} \quad \text{или} \quad h_0 = \frac{\gamma_{гр}^{\text{верх.сл}}}{\gamma_{гр}^{\text{ниж.сл}}} \cdot H^{\text{верх.сл}}, \text{ м.} \quad (2.17)$$

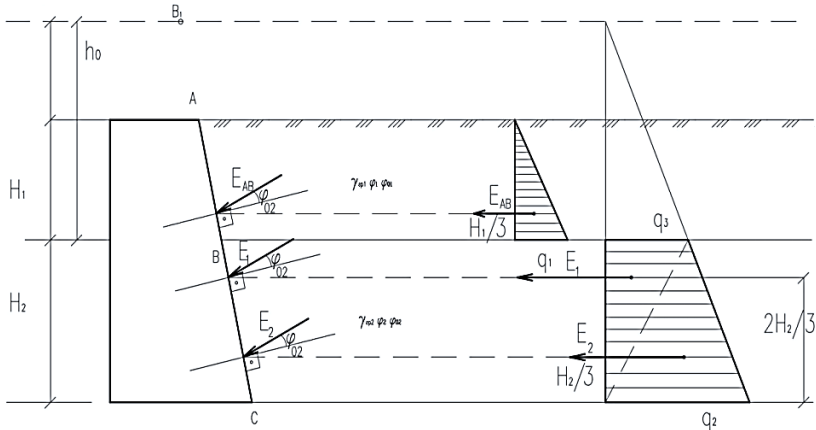


Рис. 2.14. Эпюры интенсивности давления грунта, $q_1 = f(H_1)$ и $q_2 = f(H_2 + h_0)$, кН/м

Выполняем построение Понселе для фиктивной напорной грани стены B_1C . Вычисляем силу активного давления грунта на фиктивную напорную грань стены E_{B_1C} . Строится эпюра интенсивности давления

на фиктивную грань стены B_1C с учетом замены верхнего слоя грунта нижним слоем, $q_2 = f(H_2 + h_0)$ (рис. 2.14).

Чтобы определить давление грунта на действительную грань стены BC , на эпюре интенсивности давления грунта выделяется та ее часть, которая соответствует действительной грани (в нашем случае – трапеция).

Находим верхнюю и нижнюю ординаты эпюры интенсивности активного давления грунта q_2 и q_3

$$q_2 = \frac{2E_{B_1C}}{H_2 + h_0}, \text{ кН/м};$$

$$\frac{q_2}{(H_2 + h_0)} = \frac{q_3}{h_0},$$

$$q_3 = \frac{q_2 \cdot h_0}{(H_2 + h_0)}, \text{ кН/м};$$

$$E_{BC} = \frac{(q_2 + q_3)}{2} \cdot H_2, \text{ кН}.$$

Затем либо графически для целой трапеции определяется точка приложения силы активного давления грунта на напорную грань BC и ее величина, либо трапециевидальная часть эпюры $q_2 = f(H_2 + h_0)$ (рис. 2.14) разбивается на два треугольника. Через центры тяжести этих треугольников проходят силы активного давления грунта E_{BC1} и E_{BC2} на расстояниях $(\frac{2}{3} H_2)$ и $(\frac{H_2}{3})$ от основания трапеции.

$$E_1 = \frac{1}{2} q_3 \cdot H_2, \text{ кН}; \quad E_2 = \frac{1}{2} q_2 \cdot H_2, \text{ кН}.$$

4. *Случай давления водопроницаемого грунта совместно с водой на подпорную стенку.*

Следует отметить, что активное давление на грань AC определяется отдельно от действия воды и грунта (как сыпучего тела) с учетом взвешивающего действия воды. В первую очередь строим эпюру гидростатического давления воды для всей высоты стены $H = (H_1 + H_2)$, так как грунт водопроницаемый, $q = f(H_1 + H_2)$ (рис. 2.15).

Рассмотрим условную напорную грань подпорной стенки AB . Для нее вычисляем силу гидростатического давления воды на участок AB стены

$$E_B = E_{AB}^{\text{воды}}.$$

Фактическое давление воды определяется по площади эпюры гидростатического давления воды из выражения (рис. 2.15 условной стены) $E_{\text{факт}} = E_{AB}^{\text{воды}} \cdot \cos \varepsilon$, откуда можем получить величину активного давления воды $E_{AB}^{\text{воды}} = E_{\text{факт}} / \cos \varepsilon$.

Обозначим нижнюю ординату эпюры гидростатического давления q и с учетом того, что $q = f(\gamma H)$, искомую силу гидростатического давления воды E_B определим по выражению

$$E_B = E_{AC}^{\text{воды}} = \frac{1}{2} q \cdot H = \frac{1}{2} q \cdot (H_1 + H_2), \text{ кН.}$$

Приравнивая выражения сил давления воды, определяем нижнюю ординату эпюры интенсивности давления грунта q

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \gamma_B \cdot (H_1 + H_2)^2 \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon} &= \frac{1}{2} q \cdot (H_1 + H_2); \\ q &= \gamma_B \cdot (H_1 + H_2) \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon}, \text{ кН/м.} \end{aligned} \quad (2.20)$$

Линия действия силы давления воды E_B на напорную грань AC проходит через центр тяжести эпюры гидростатического давления, а точка приложения ее находится на расстоянии $(H_1 + H_2) / 3$ от нижнего основания эпюры.

Далее рассматриваем участок напорной грани стены BC . Для этого участка выполняем построение Понселе. Определяем площадь треугольника Ребхана ($S_{\Delta\text{Ребхана}}$) и вычисляем силу активного давления грунта на участок стены E_{BC}

$$E_{BC} = \gamma_{\text{взв}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}},$$

где $\gamma_{\text{взв}}$ – объемный вес грунта за стеной на участке BC напорной грани во взвешенном состоянии, который определяем по формуле

$$\gamma_{\text{взв}} = \gamma_{\text{гр}} - \gamma_B \left(1 - \frac{\eta}{100}\right).$$

Далее строим эпюру интенсивности активного давления взвешенного грунта на участок напорной грани BC , $q_1 = f(H_2)$ (см. рис. 2.16).

Сила активного давления взвешенного грунта E_{BC} равна площади эпюры интенсивности давления

$$E_{BC} = \frac{1}{2} q_1 \cdot H_2, \text{ кН.}$$

Тогда нижнюю ординату эпюры интенсивности давления взвешенного грунта q_1 можно определить из выражения

$$q_1 = \frac{2E_{BC}}{H_2}, \text{ кН/м.}$$

Из рис. 2.16 видим, что линия действия силы E_{BC} проходит через центр тяжести треугольной эпюры высотой H_2 , а точка приложения силы давления грунта на участок напорной грани BC находится на расстоянии $(H_2/3)$ от основания эпюры.

5. *Случай давления водонепроницаемого грунта под слоем воды на подпорную стенку.*

Строим эпюру гидростатического давления воды на участке AC напорной грани стены до водоупора, только с учетом высоты стены H_1 , так как грунт за стеной водонепроницаемый (рис. 2.17). Для участка напорной грани AC дважды вычисляем силу гидростатического давления воды на напорную стену

$$E_B = E_{AC}^{\text{воды}}.$$

$$E_B = \frac{1}{2} q_1 \cdot H_1, \text{ кН}; \quad E_B = \frac{1}{2} \gamma_B \cdot H_1^2 \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon}, \text{ кН}.$$

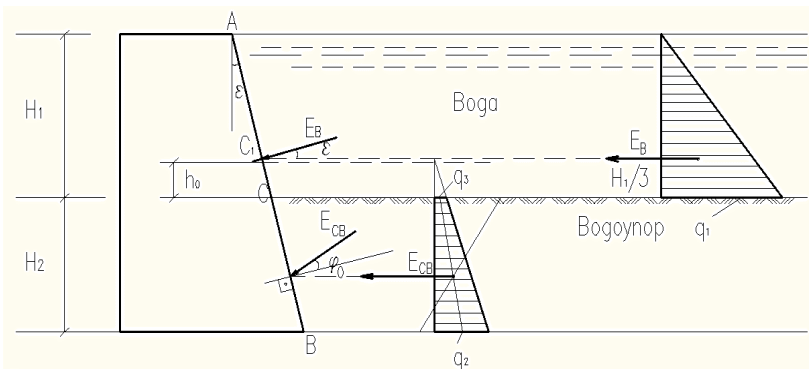


Рис. 2.17. Эпюра гидростатического давления воды $q_1 = f(H_1)$ и эпюра интенсивности давления грунта $q_2 = f(H_2 + h_0)$, кН/м

Исходя из равенства сил давления воды определяем нижнюю ординату эпюры интенсивности давления грунта q_1

$$q_1 = \gamma_B \cdot H_1 \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon}, \text{ кН/м}.$$

Заменяем действие (вес) слоя воды высотой H_1 эквивалентным слоем нижележащего грунта h_0 , используя ранее полученное выражение

$$h_0 = \frac{\gamma_{\text{верх. сл.}} \cdot H_{\text{верх. сл.}}}{\gamma_{\text{нижн. сл.}}}; \quad \text{или} \quad h_0 = \frac{\gamma}{\gamma_{\text{гр}}} \cdot H_1, \text{ м.}$$

Выполняем построение Понселе для участка фиктивной напорной грани стены C_1B . Определяем площадь треугольника Ребхана ($S_{\Delta\text{Ребхана}}$). Вычисляем силу активного давления грунта на участок фиктивной напорной грани стены E_{C_1B}

$$E_{C_1B} = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}},$$

где $\gamma_{\text{гр}}$ – объемный вес водонепроницаемого грунта за стеной на участке C_1B напорной грани.

Строим эпюру интенсивности активного давления грунта на участок фиктивной напорной грани подпорной стены C_1B , с учетом замены верхнего слоя воды нижним слоем грунта h_0 , $q_2 = f(H_2 + h_0)$ (рис. 2.17). Сила активного давления грунта E_{C_1B} равна площади эпюры интенсивности давления

$$E_{C_1B} = \frac{1}{2} q_2 (H_2 + h_0), \text{ кН.}$$

Исходя из этого определяем нижнюю ординату эпюры интенсивности q_2 , используя выражение

$$q_2 = \frac{2 E_{C_1B}}{(H_2 + h_0)}, \text{ кН/м.}$$

Величина активного давления грунта на действительный участок напорной грани стены CB находится по эпюре интенсивности давления грунта, где рассматривается та ее часть, которая соответствует действительному участку грани (см. рис. 2.17 – трапеция).

Из подобия треугольников определяем верхнюю ординату эпюры (трапеции) интенсивности давления грунта q_3

$$\frac{q_2}{(H_2 + h_0)} = \frac{q_3}{h_0}; \quad q_3 = \frac{q_2 \cdot h_0}{(H_2 + h_0)}, \text{ кН/м.}$$

Графическим способом для трапеции определяем точку приложения силы активного давления грунта на участок напорной грани CB и ее величину E_{CB} , используя выражение

$$E_{CB} = \frac{(q_3 + q_2)}{2} \cdot H_2, \text{ кН.}$$

6. *Случай давления грунта на подпорные стены при ломаном очертании ограждающей напорной поверхности.*

В этом случае давление на каждый участок ломаной напорной грани подпорной стены определяем независимо друг от друга, т. е. каждый прямолинейный участок напорной грани рассматриваем как самостоятельную стену, мысленно продолженную до дневной поверхности грунта в плоскости этой грани (рис. 2.18). Из построенной затем эпюры интенсивности распределенного давления выделяем ту ее часть, которая приходится на данную грань.

Строим эпюру интенсивности давления грунта на участок стены AB , $q_1 = f(H_1)$ (рис. 2.18). Для этого участка выполняем построение Понселе. Вычисляем силу активного давления грунта на рассматриваемый участок напорной грани E_{AB} . Линия действия силы давления E_{AB} проходит через центр тяжести треугольной эпюры, который располагается на расстоянии $(H_1/3)$ от основания эпюры $q_1 = f(H_1)$.

Определяем значение нижней ординаты эпюры интенсивности активного давления грунта q_1 , используя выражение

$$q_1 = \frac{2E_{AB}}{H_1}, \text{ кН/м.}$$

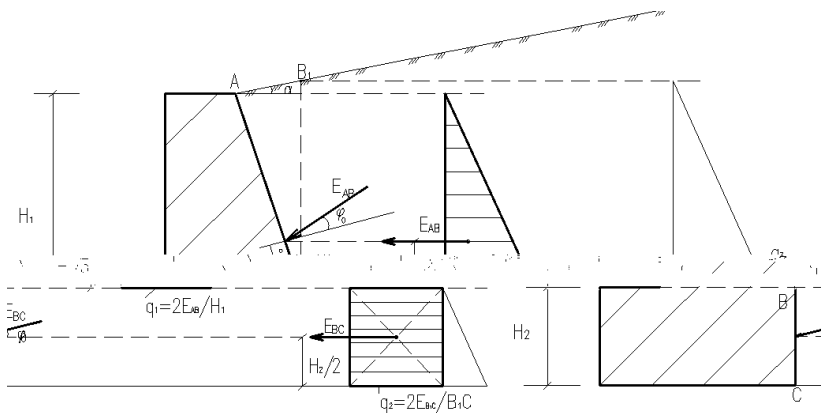


Рис. 2.18. Эпюры интенсивности давления грунта $q_1 = f(H_1)$ и $q_2 = f(B_1C)$, кН/м

Далее необходимо построить треугольную эпюру интенсивности активного давления грунта на фиктивный участок напорной грани стены B_1C , $q_2 = f(B_1C)$ (рис. 2.18). Для этого фиктивного участка напорной грани стены B_1C выполняем построение Понселе. Определяем силу активного давления грунта на этот фиктивный участок напорной грани стены E_{B_1C} .

Чтобы не выполнять еще одно построение Понселе для нижнего участка с левой лицевой стороны подпорной стенки высотой H_2 , необходимо на треугольной эпюре $q_2 = f(B_1C)$ отсечь справа треугольную ее часть по высоте $BC = H_2$. В результате, как видно из рис. 2.18, на действительную грань стены BC будет действовать прямоугольная эпюра интенсивности давления. Линия действия силы активного давления грунта E_{BC} проходит через центр тяжести прямоугольной эпюры интенсивности и находится на расстоянии $(H_2/2)$ от основания эпюры $q_2 = f(B_1C)$.

Находим ординаты эпюры интенсивности давления грунта q_2 и q_3

$$q_2 = \frac{2E_{B_1C}}{B_1C}, \text{ кН/м.}$$

$$\frac{q_2}{B_1C} = \frac{q_3}{BB_1}, \quad q_3 = \frac{q_2 \cdot BB_1}{B_1C}, \text{ кН/м.}$$

Сила активного давления грунта E_{BC} равна площади эпюры интенсивности давления

$$E_{BC} = q_3 \cdot H_2, \text{ кН.}$$

Выделенные части обеих эпюр можно объединить в одну составную эпюру.

2.10. Аналитический расчет подпорных стен

Первая теорема Ребхана о максимуме давления E позволяет получить общую формулу давления на плоское ограждение при плоской дневной поверхности грунта. Теория вывода такой формулы состоит в том, что отрезок HM силового треугольника ΔHVM , построенного на следе плоскости обрушения VH , выражается через высоту ограждения H . Аналитическое определение активного давления грунта на напорную грань подпорной стенки рассмотрим на примерах двух случаев:

1-й случай – *определение активного давления грунта E и нижней ординаты эпюры интенсивности давления q для идеальной стены* (рис. 2.19).

Идеальной называется такая стена, в которой напорная грань строго вертикальна ($\epsilon = 0$), дневная поверхность грунта за стеной горизонтальна, а угол трения грунта о напорную поверхность стенки $\varphi_0 = 0$.

подставим значение HM в выражение (2.21) и получим формулу для определения силы активного давления грунта

$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (2.22)$$

Тогда нижнюю ординату эпюры интенсивности активного давления грунта для идеальных стен q определим из выражения

$$q = \frac{2E}{H} = \frac{2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{H} = \gamma_{\text{гр}} \cdot H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \text{ кН/м}. \quad (2.23)$$

Для гладкой вертикальной поверхности напорной грани стены и горизонтальной дневной поверхности грунта (в первом частном случае) можно в формулу (2.22) ввести коэффициент активного давления грунта, который можно определить по выражению

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (2.24)$$

Тогда с учетом коррекции активное давление грунта и нижнюю ординату эпюры интенсивности определяем по выражениям

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot H^2 \cdot \lambda_a; \quad q = \gamma_{\text{гр}} \cdot H \cdot \lambda_a. \quad (2.25)$$

2-й случай – *определение активного давления грунта E и нижней ординаты эпюры интенсивности давления q для реальных стен* (рис. 2.20).

Задняя напорная грань стены наклонена ($\varepsilon \neq 0$), дневная поверхность грунта за подпорной стеной – наклонная плоскость ($\alpha \neq 0$), угол трения грунта о поверхность напорной грани стенки $\varphi_0 \neq 0$, т. е. стена шероховатая и на наклонной поверхности засыпки расположена вертикальная равномерно распределенная нагрузка интенсивностью p , кН/м².

Активное давление грунта на наклонную шероховатую напорную грань стены AB определяем по выражению

$$E_q = \frac{1}{2} \gamma_{\text{гр}} \cdot H (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K, \text{ кН}, \quad (2.26)$$

где $h_0 = \frac{p}{\gamma_{\text{гр}}}$, м – высота эквивалентного слоя грунта, которым условно

заменяется равномерно распределенная пригрузка p ;

K_q, K_1, K_0, K – полуэмпирические коэффициенты, влияющие на величину давления E и интенсивность распределения активного давления q , вычисляем по нижеприведенным выражениям:

$$K_q = \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)}; \quad (2.27)$$

$$K = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{(1 + K_0 K_1) \cos \varepsilon} \right]^2 \cdot \frac{1}{\cos(\varepsilon + \varphi_0)}; \quad (2.28)$$

$$K_1 = \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \alpha)}; \quad (2.29)$$

$$K_0 = \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \varphi_0) \sin(\varphi - \alpha)}}. \quad (2.30)$$

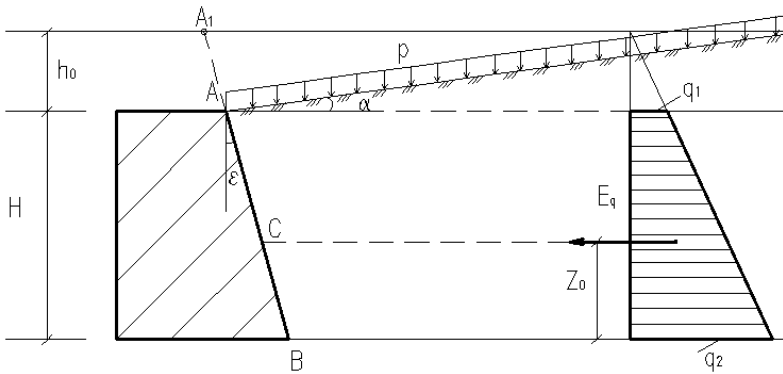


Рис. 2.20. Расчетная схема к определению давления грунта от равномерно распределенной нагрузки. Эпюра интенсивности давления грунта $q_2 = f(H + h_0)$

Таким образом, интенсивность активного давления грунта на напорную грань подпорной стенки при распределенной вертикальной нагрузке показана на рис. 2.20.

$$q_1 = \gamma_{\text{гр}} h_0 \cdot K_q \cdot K; \quad (2.31)$$

$$q_2 = \gamma_{\text{гр}} (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K. \quad (2.32)$$

Для того, чтобы определить координату точки приложения силы активного давления грунта E_q , надо определить, как эта сила распределяется по высоте грани AB , т. е. установить форму эпюры интенсивности давления (эпюры напряжений грунта). Так как давление сыпучего тела распределяется по поверхности напорной грани AB по линейному

закону, то для построения эпюры интенсивности в виде трапеции достаточно знать давление в точках A и B : т. е. знать пограничные ординаты эпюры интенсивности q_1 и q_2 .

Точку приложения силы активного давления можно определить по центру тяжести эпюры интенсивности давления (рис. 2.20). Высота центра тяжести эпюры интенсивности от ее нижнего основания q_2 определяется по известной зависимости, применяемой для линейной трапеции

$$z_0 = \frac{H}{3} \cdot \frac{2q_1 + q_2}{q_1 + q_2}, \text{ м.} \quad (2.33)$$

Таким образом, получены следующие положения: активное давление грунта E_q прилагается к напорной грани AB в точке C ; величина силы активного давления E_q на напорную грань стены AB определяется по формуле (2.26); точка приложения E_q располагается на одном уровне с центром тяжести эпюры интенсивности давления грунта и отстоит от подошвы подпорной стены на расстояние, вычисляемое по выражению (2.33); направление силы активного давления образует угол φ_0 с нормалью к напорной грани стены AB , который откладывается в сторону, противоположную движению грунта в момент наступления состояния предельного равновесия.

С другой стороны, надо отметить, что если предварительно определить характерные ординаты эпюры интенсивности активного давления q_1 и q_2 (см. выражения (2.31) и (2.32)), то силу активного давления грунта E_q можно вычислить, подсчитав площадь полученной трапециoidalной эпюры интенсивности давления грунта по выражению

$$E_q = \frac{(q_1 + q_2)}{2} \cdot H, \text{ кН.} \quad (2.34)$$

2.11. Пассивное давление грунта (отпор)

Пассивным давлением грунта на напорную грань (отпором) E_p называется сила его воздействия на грань стены при незначительном ее смещении в сторону грунта. Пассивное давление грунта увеличивается со смещением стены до тех пор, пока не произойдет выпирание грунта на дневную поверхность. Определим это пассивное давление исходя из плоской поверхности выпирания (рис. 2.21), т. е. по методу Кулона, аналогично определению активного давления грунта с сохранением всех перечисленных ранее для него допущений.

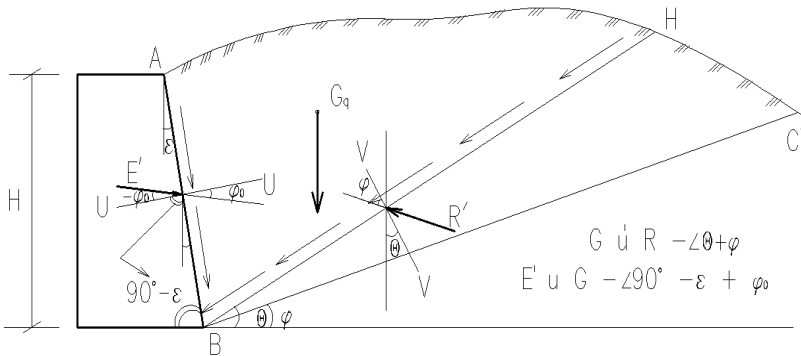


Рис. 2.21. Расчетная схема к определению пассивного давления грунта

При перемещении напорной грани AB в сторону грунта образуется призма выпирания ABH , которая смещается как твердое тело по грани AB и плоскости выпирания BH вверх. В предельном состоянии (когда подпорная стена чуть-чуть смещается в сторону грунта) равнодействующая E' нормального давления на грань AB и сил трения будет отклонена от нормали $U - U$ на величину угла трения φ_0 . Сила же R' отклонена от нормали $V - V$ к плоскости выпирания BH на угол φ . Вес призмы выпирания – сила G – является равнодействующей силы давления E' на грань AB и R' – на грань BH . Силовым треугольником при таком действии сил (рис. 2.22) имеет вид

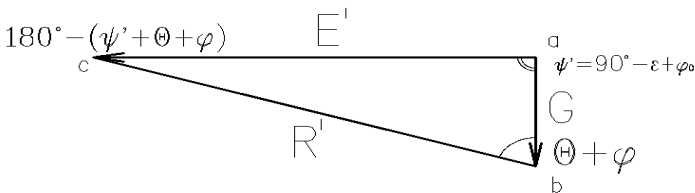


Рис. 2.22. Силовой треугольник abc

Из полученного силового треугольника по теореме синусов можем найти

$$E' = G \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \varphi + \psi')}, \text{ кН}, \quad (2.35)$$

где $\psi' = (90^\circ - \varepsilon + \varphi_0)$.

Сравнивая выражение (2.35) для определения силы отпора с выражением (2.36) для определения силы активного давления грунта, можно отметить, что выражение (2.35)

$$E = G \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi + \psi)}$$

можно получить из выражения (2.36) путем изменения знаков у углов φ и φ_0 соответственно на $-\varphi$ и $-\varphi_0$. Это объясняется изменением направления сил трения между грунтом и напорной гранью и грунта по грунту призмы выпирания по плоскостям AB и BH .

Таким образом, получили следующие положения: при определении пассивного давления грунта (отпора) силы R' и E' будут отклоняться в другую сторону от нормалей к плоскости выпирания BH и к напорной плоскости (ограждения) AB . Заменяя в общих выражениях (2.26)–(2.30) для определения сил активного давления грунта углы φ и φ_0 соответственно на $(-\varphi)$ и $(-\varphi_0)$, можем получить общие выражения для определения силы пассивного давления (отпора) грунта

$$E'_q = \frac{1}{2} \gamma_{\text{гр}} \cdot H (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K', \text{ кН}; \quad (2.36)$$

$$q_2 = \gamma_{\text{гр}} (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K', \text{ кН/м}; \quad (2.37)$$

$$K_q = \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)}; \quad (2.38)$$

$$K'_1 = \frac{\sin(-\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \alpha)}; \quad (2.39)$$

$$K'_0 = \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \varphi_0) \sin(\varphi + \alpha)}}; \quad (2.40)$$

$$K' = \left[\frac{\cos(\varphi + \varepsilon)}{(1 + K'_0 K'_1) \cos \varepsilon} \right]^2 \cdot \frac{1}{\cos(\varepsilon - \varphi_0)}. \quad (2.41)$$

Точка приложения силы пассивного давления (отпора) определяется таким же образом, как и активного давления (распора) по выражению (2.33).

Таким же способом можно получить выражения для определения силы пассивного давления грунта для идеальных стен из формул (2.22) и (2.23). Получим следующие выражения

$$E' = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}), \text{ кН}; \quad (2.42)$$

$$q = \gamma_{\text{гр}} \cdot H \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}), \text{ кН/м.} \quad (2.43)$$

Таким образом, вся последовательность действий, связанная с определением активного давления грунта, может быть распространена и на пассивное давление. Следует также отметить, что вся последовательность графических приемов определения силы активного давления грунта после замены углов φ и φ_0 на соответственно $(-\varphi)$ и $(-\varphi_0)$ применима для определения силы отпора (рис. 2.23).

$$E' = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta HMN}, \text{ кН.}$$

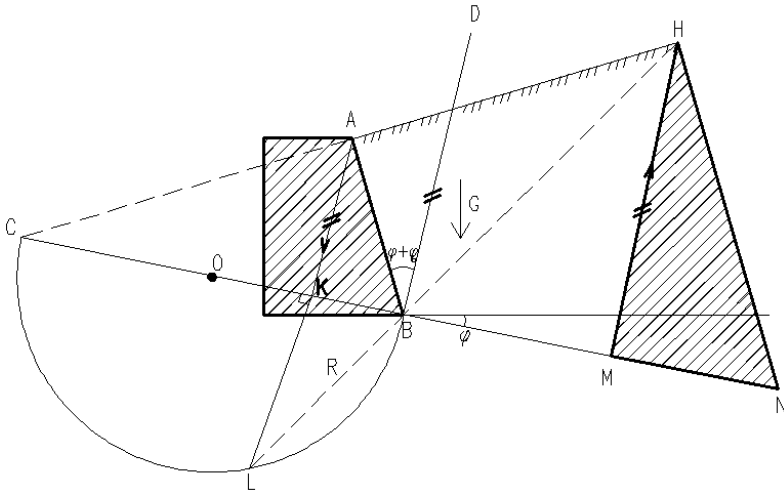


Рис. 2.23. Построение Понселе для определения силы отпора.
 $S_{\Delta HMN}$ – площадь треугольника Рехбана

Отличительная особенность этого построения состоит в том, что треугольник Рехбана имеет намного большую площадь. Пассивное давление, как видно из рис. 2.23, будет намного больше, чем активное. Выразим эту величину через отношение

$$\frac{E'}{E} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_{\text{гр}} H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{\frac{1}{2} \gamma_{\text{гр}} H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} = \frac{\operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{\operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} = \operatorname{tg}^4(45^\circ + \frac{\varphi}{2}).$$

Если принять грунт, имеющий угол естественного откоса $\varphi = 30^\circ$, то получим следующее значение

$$\frac{E'}{E} = \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = \operatorname{tg}^4 60^\circ = (\sqrt{3})^4 = 9.$$

Получили, что сила пассивного давления $E' = 9E$.

2.12. Расчет подпорных стен на прочность и устойчивость

Подпорные стены рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе последовательно выполняются расчеты на устойчивость стен против опрокидывания, затем на устойчивость стен против сдвига и, наконец, на прочность стен и основания (несущая способность); по второй группе выполняются расчеты на жесткость по деформациям и по трещиностойкости (на величину раскрытия трещин). Следует отметить, что более важным и ответственным является расчет подпорной стены в предположении самых неблагоприятных условий ее работы, которые приводят подпорную стену к первому предельному состоянию.

2.12.1. Устойчивость подпорных стен против опрокидывания

Первым предельным состоянием будет являться нарушение устойчивости и прочности подпорной стены. Предельное состояние определяется внешними силами, а также прочностными характеристиками материала стены и характеристиками грунта ее основания. Основными внешними силами, действующими на подпорную стену, являются силы активного либо пассивного давления грунта E и собственный вес подпорной стены G .

Проверка подпорной стенки на опрокидывание производится в предположении, что она под действием сил давления грунта может повернуться вокруг нижнего ребра наружной (лицевой) грани. Определяется суммарный момент сил, удерживающих стену от опрокидывания, и моментов сил, стремящихся ее опрокинуть. Эти два момента сопоставляются между собой.

Определение: отношение величины суммарного момента, удерживающего стену от опрокидывания, к моменту, ее опрокидывающему по техническим условиям, называется коэффициентом устойчивости на опрокидывание.

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{удер}}}{\sum M_{\text{опр}}} \geq 1,5. \quad (2.44)$$

Наименьшее значение коэффициента запаса устойчивости при классе капитальности подпорной стены и основном сочетании нагрузок следующее:

Класс	I	II	III-IV
$K_{\text{опр}}$	1,4	1,3	1,2

Проведем проверочный расчет подпорной стены на опрокидывание относительно внешнего ребра C (рис. 2.24). Силы давления грунта E_1 и E_2 будут стремиться опрокинуть стену, а силы собственного веса стены G_1 и G_2 будут удерживать ее от опрокидывания, которое может произойти относительно наружного ребра C (рис. 2.24).

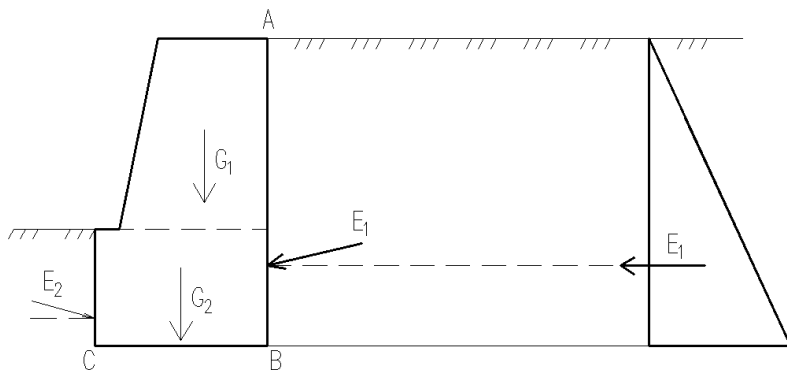


Рис. 2.24. Расчетная схема к определению устойчивости подпорных стен

Следует отметить, что силу E_2 необходимо рассматривать как силу активного давления грунта, а не как силу отпора, что идет в запас устойчивости и прочности стены. Моменты от сил G_1 и G_2 относительно лицевого нижнего ребра – удерживающие, а моменты от сил E_1 и E_2 относительно этой же точки (C) – опрокидывающие. Причем от силы E_1 – положительный опрокидывающий (+); а от силы E_2 – отрицательный опрокидывающий (–). Моменты от сил E_1 и E_2 можно заменить моментами составляющих этих сил (горизонтальных и вертикальных). Причем отметим, что вертикальные составляющие сил активного давления грунта могут быть удерживающими и опрокидывающими в зависимости от наклона участков напорной грани и физико-механических характеристик грунта за стеной.

Удерживающие моменты относительно лицевого нижнего ребра C можно определить из выражения

$$M_C^{уд} = G_1 \cdot C_1 + G_2 \cdot C_2 + E_1 \sin \varphi_0 \cdot C_3.$$

Опрокидывающие моменты относительно лицевого нижнего ребра C можно определить из выражения

$$M_C^{оп} = E_1 \cos \varphi_0 \cdot y_1 - E_2 \cos \varphi_0 \cdot y_2.$$

Коэффициент запаса устойчивости стены на опрокидывание будет определяться по выражению (2.44). Коэффициент устойчивости подпорной стены на опрокидывание возможно увеличивать разными способами. Некоторые из этих способов показаны на (рис. 2.25), причем объем кладки подпорной стены на один погонный метр ее длины во всех случаях одинаковый.

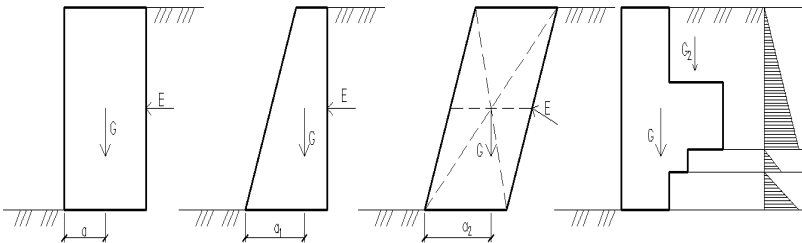


Рис. 2.25. Конструктивные решения для увеличения устойчивости подпорных стен

Как видно из рис. 2.25, первый случай стандартный. Во втором случае устойчивость стены обеспечивается увеличением плеча a у силы G . В третьем случае за счет наклона стены вправо удерживающий момент будет увеличиваться, а опрокидывающий – уменьшаться. В четвертом случае удерживающий момент увеличивается за счет действия веса грунта на уступе напорной грани G_2 , опрокидывающий будет уменьшаться за счет уменьшения силы давления грунта под уступами напорной грани.

2.12.2. Устойчивость стены против сдвига

Проверка стены на сдвиг сводится к определению соответствующего коэффициента запаса, определяемого отношением сил трения в рассматриваемом сечении к сумме горизонтальных составляющих сил сдвига. Если стена не монолитная, а состоит из кладки отдельных элементов, такие проверки делают по характерным сечениям.

Отношение величины суммарной силы, удерживающей стену от сдвига, к полной величине силы, сдвигающей стену по техническим условиям, называется коэффициентом устойчивости подпорной стены против сдвига

$$K_{\text{сдвиг}} = \frac{\sum F_{\text{удер}}}{\sum F_{\text{сдвиг}}} \geq 1,3. \quad (2.45)$$

На примере рис. 2.25 силы веса стены удерживают ее от сдвига, а силы давления грунта сдвигают подпорную стену (точнее их горизонтальные составляющие). Удерживающая сила

$$\sum F_{\text{удер}} = f \cdot \sum Y (G_1; G_2),$$

где f – коэффициент трения стены по стене при рассмотрении характерных сечений, либо стены по грунту при рассмотрении сдвига в плоскости подошвы фундамента. Для глинистых и суглинистых грунтов нормами принимается $f = 0,25$; для супеси и песка – $f = 0,4$.

Сила, сдвигающая стену, равна горизонтальной проекции сил активного давления грунта, уменьшенной на величину силы трения, разрывающейся за счет вертикальных составляющих давления земли

$$\sum F_{\text{сдвиг}} = \sum X (E_1; E_2) - F_{\text{тр}}.$$

Если более детально расписать, то получим выражение

$$\sum F_{\text{сдвиг}} = \sum X (E_1; E_2) - f \cdot \sum Y (E_1; E_2).$$

Из рис. 2.25 видно, в первом и во втором случаях коэффициенты сдвига $K_{\text{сдвиг}}$ равны, в третьем случае коэффициент сдвига $K_{\text{сдвиг}}$ будет больше за счет уменьшения силы, сдвигающей подпорную стену. В четвертом случае $K_{\text{сдвиг}}$ увеличивается за счет увеличения удерживающей силы и уменьшения сдвигающей.

2.12.3. Прочность подпорной стены

Проверка прочности подпорной стены состоит в определении экстремальных нормальных напряжений в характерных сечениях самой стены, а также максимальных нормальных напряжений в грунте по подошве фундамента и сопоставлении полученных напряжений с допускаемыми (расчетными) сопротивлениями материала стены и грунта основания). Чтобы вычислить максимальные нормальные напряжения, необходимо подсчитать в горизонтальных сечениях стены и по подош-

ве фундамента продольные силы N , поперечные силы Q и эксцентриситеты e нормальных сил относительно центра тяжести сечений стены, что даст возможность вычислить изгибающие моменты $M = N \cdot e$ в сечениях.

Проведем проверку прочности стены в ее характерных сечениях и прочности грунта основания в подошве. Найдем нормальные напряжения σ в произвольном сечении $m-m$. Определим все силы, действующие выше плоскости этого заданного сечения (рис. 2.26). На участок напорной грани A_n действуют сила активного давления грунта E и собственный вес этой части стены G . Начиная строить силовой многоугольник, сложим геометрически силу активного давления E и силу веса стены G и получим реактивную силу R давления стены в заданном сечении (или, если расчет будет продолжен, по подошве фундамента). R пересекает плоскость сечения $m-m$ на расстоянии эксцентриситета e от его центра тяжести O . Далее в силовом многоугольнике разложим силу R на вертикальную составляющую N и горизонтальную T . От вертикальной силы N возникают нормальные напряжения, от действия горизонтальной силы T – касательные.

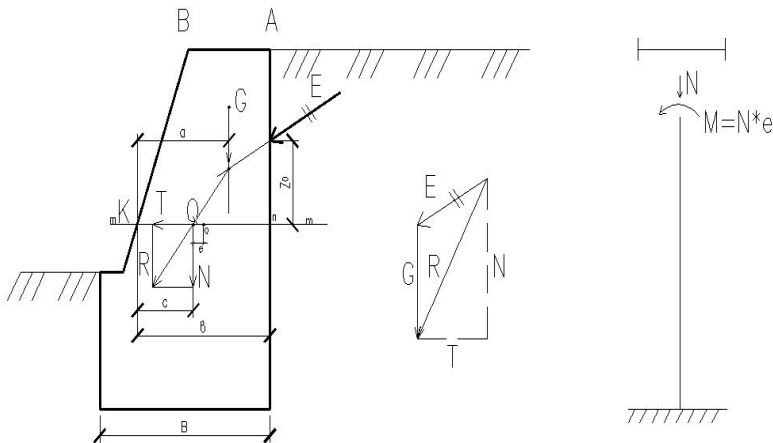


Рис. 2.26. Расчетная схема к определению прочности подпорных стен:
 b – ширина сечения; e – эксцентриситет продольной силы N относительно оси сечения

Величины сжимающих нормальных напряжений определим по выражению для внецентренного сжатия (так как на растяжение грунт не работает)

$$\sigma = N/A \pm M/W, \text{ кН/м}^2. \quad (2.46)$$

Длину плеча равнодействующей R по отношению к моментной точке O (длина перпендикуляра из точки O на линию действия R) находить не надо, потому что проще выразить моменты от составляющих R сил – N и T . От горизонтальной силы T момент равен нулю $M_T = 0$, а от вертикальной составляющей N найдем по выражению

$$M_N = N \cdot e, \text{ кНм}. \quad (2.47)$$

Так как поперечное сечение стены представляет собой прямоугольник с размерами $A_{m-n} = b \cdot 1$ п.м., то его момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6} \quad \text{или} \quad W = \frac{hb^2}{6}; \quad W_{m-m} = \frac{1b^2}{6}, \text{ м}^3, \quad (2.48)$$

где b – ширина сечения;

h – глубина (ширина стены), $h = 1$ п.м.

Тогда экстремальные нормальные сжимающие напряжения в крайних волокнах определяем из выражения

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{b} \pm \frac{Ne}{\frac{b^2}{6}} = \frac{N}{b} \pm \frac{6Ne}{b^2} = -\frac{N}{b} (1 \pm \frac{6e}{b}), \text{ кН/м}^2; \quad (2.49)$$

$$\sigma_{\max} = -N/b \cdot (1 + 6e/b); \quad \sigma_{\min} = -N/b \cdot (1 - 6e/b).$$

Продольная сила N в этом выражении равна сумме проекций всех сил, действующих выше сечения $m-m$ на нормаль к этому сечению, т. е.

$$N = G + E_y.$$

Величину эксцентриситета e можно с достаточной для расчетов точностью определить в каждом конкретном случае либо графическим путем (см. рис. 2.26), либо аналитическим способом. Графически определение эксцентриситета e можно выполнить путем построения многоугольника давления. Многоугольником давления называется геометрическое место точек приложения в стене равнодействующих всех вышележащих сил. Далее рассмотрим аналитический способ определения e .

Составим момент всех сил, действующих выше сечения $m-m$, относительно точки K (см. рис. 2.26)

$$\sum M_K = G \cdot a - E_r \cdot z_0 + E_b \cdot b. \quad (2.50)$$

Этот момент можно заменить моментами сил составляющих N и T . По теореме Вариньона о моменте равнодействующей плечо равнодействующей N по отношению к точке K (рис. 2.26) выразится так

$$\begin{aligned} \sum M_K &= N \cdot c; \\ c &= \frac{\sum M_K}{N}, \text{ м.} \end{aligned} \quad (2.51)$$

Тогда из рис. 2.26 видно, что эксцентриситет e точки приложения силы N можно определить как разность

$$e = \frac{b}{2} - c \text{ или } e = c - \frac{b}{2}, \text{ м.} \quad (2.52)$$

Из законченного графического построения будет видно, где приложена продольная сила N , справа или слева от точки O .

При определении эксцентриситета e в плоскости подошвы подпорной стены момент всех сил относительно точки C можно представить

$$\sum M_C = M_{уд} - M_{опр}.$$

Плечо равнодействующей по отношению к точке C

$$c = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N}, \text{ м.} \quad (2.53)$$

Напомним правило для деформации внецентренного растяжения-сжатия: если равнодействующая всех сил не выходит за пределы ядра сечения основания (всегда прямоугольного, $b \times 1$ п.м.), т. е. $e < \frac{b}{6}$, то напряжения в подошве будут одного знака. Для определения этих крайних напряжений применяется формула (2.47). Если равнодействующая всех сил, действующих на стену, выходит за пределы ядра сечения основания, т. е. $e > \frac{b}{6}$, то напряжения, вычисленные по зависимости (2.47), будут иметь различные знаки. Так как грунт не воспринимает растягивающих напряжений, то формула внецентренного сжатия неприменима. В этом случае полагают, что грунт основания у правой грани стены работает на растяжение и эпюра напряжений по подошве

принимается по рис. 2.27. Величину σ и длину основания этой эпюры X определяют, рассматривая два уравнения равновесия:

$$\sum Y = \frac{\sigma x}{2} - N = 0; \quad \sum M_C = -\frac{\sigma x}{2} \cdot \frac{x}{3} + N \cdot c = 0. \quad (2.54)$$

Решив совместно уравнения статики, найдем

$$X = 3c; \quad \sigma_{\max} = \frac{2N}{3c}. \quad (2.55)$$

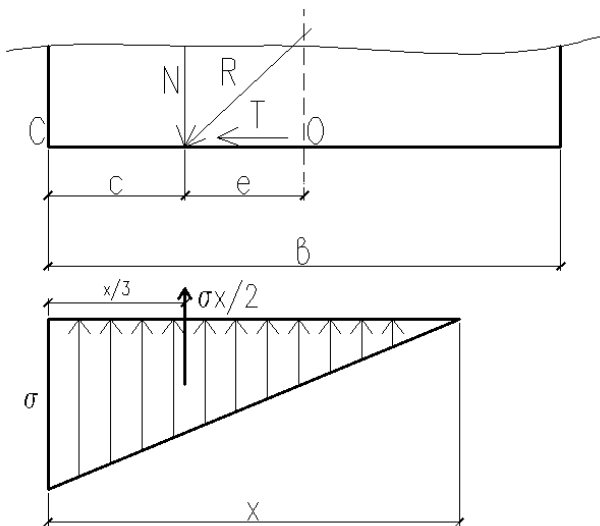


Рис. 2.27. Эпюра напряжений под подошвой подпорной стены

В случае когда эксцентриситет выходит за границы ядра сечения стены $e > \frac{b}{6}$, то максимальные напряжения в грунте под подошвой стены определяются по выражению (2.55).

2.12.4. Общая методика расчета подпорных стен

1. Определяются величины давлений грунта на участки напорной грани стены. Если задача решается аналитически, то вначале определяют величину интенсивности давления грунта, зависящего от глубины заложения и других условий. Легче всего давление определять графическим способом с помощью выполнения построения Понселе. За-

тем, зная закон изменения интенсивности давления грунта (практически всегда линейный), определяют точки приложения сил активного давления как равнодействующие эпюр интенсивности давлений и направления их действия.

2. Определяются силы, удерживающие откос грунта за стеной – это чаще всего собственный вес стены.

3. Выполняются проверки устойчивости стены против опрокидывания относительно нижней наружной грани и на сдвиг по подошве основания стены.

4. Проводятся проверки прочности стены в характерных сечениях и прочности грунта основания в подошве. Для этого определяют нормальные напряжения в этих сечениях стены и в грунте подошвы основания с последующим сравнением с допускаемыми.

3. РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

Сплошные тонкие стенки выполняются главным образом из ряда шпунтовых свай, как деревянных, так и металлических. Стальные шпунтовые сваи обладают большим моментом сопротивления, благодаря чему могут воспринимать значительные нагрузки.

Забитый в грунт свайный ряд без закрепления его верха образует незаанкерованную стенку. Заанкерованные тонкие стенки отличаются наличием опор, препятствующих перемещению верхнего конца шпунта. Эти опоры осуществляются в виде специальных анкерных конструкций, состоящих из анкерных опор и тяг. Нагрузки от стенки на анкеры передаются через горизонтальные распределительные балки (рис. 3.1). Рассмотрим расчет незаанкерованной стенки с земляной засыпкой (рис. 3.2).

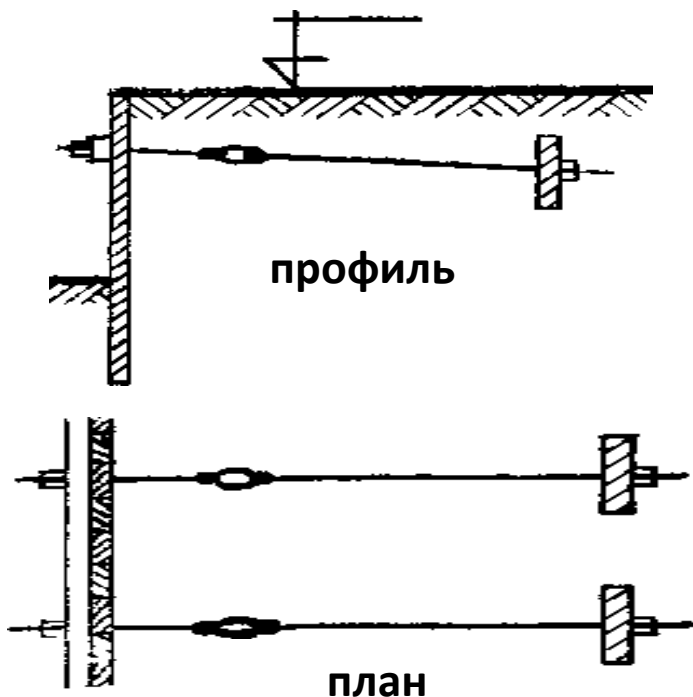


Рис. 3.1. Расчетная схема заанкерванной тонкой подпорной стенки

Незаанкерованные стенки работают как консольные балки, заделанные нижним концом в землю. Земляной откос, стремясь сползти вниз по напорной грани шпунта, давит на верхнюю часть стенки силой E_a . Стенка при этом будет стремиться повернуться вокруг некоторой точки D , расположенной ниже поверхности удерживающего грунта.

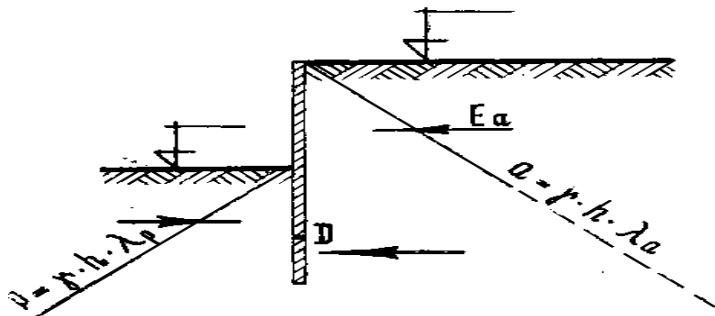


Рис. 3.2. Расчетная схема незаанкерованной тонкой подпорной стенки

Закон распределения сил сопротивления грунта такому смещению гибкой стенки точно не известен. В этом случае обычно исходят из следующих соображений:

1) считают, что в точках по высоте шпунтовой стенки, где не будет происходить ее горизонтальных смещений, реактивные силы не возникают;

2) на участках по высоте стенки, испытывающих горизонтальное смещение, предельную интенсивность сил сопротивления грунта в каждой точке по глубине определяют как разность пассивного и активного давлений грунта, по выражению:

$$l_{rp} = \gamma \cdot y (\lambda_p - \lambda_a), \quad (3.1)$$

где γ – объемный вес грунта;

y – глубина точки от поверхности;

λ_p – коэффициент пассивного давления грунта для случая горизонтальной засыпки и отсутствия трения грунта о стенку он вычисляется по формуле

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right); \quad (3.2)$$

λ_a – коэффициент активного давления грунта для случая горизонтальной засыпки и отсутствия трения грунта о стенку он вычисляется по формуле

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right). \quad (3.3)$$

Рассмотрим расчетную схему для получения эпюры интенсивности давлений грунта на шпунтовую стенку. В общем случае эпюра давлений грунта на стенку будет нелинейной (рис. 3.3, а). В целях упрощения расчета криволинейную часть эпюры интенсивности спрямляем – штриховые линии на среднем участке.

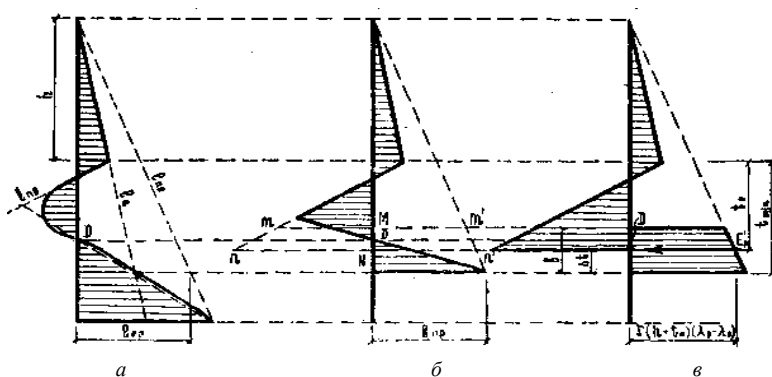


Рис. 3.3. Расчетные и упрощенные эпюры интенсивности для тонкой стенки

Эпюры интенсивности условно спрямляем (см. штриховые линии на среднем участке)

$$t_{\min} = t_0 + \Delta t = t_0 + \frac{b}{2}. \quad (3.4)$$

Большая глубина забивки шпунтовых свай нецелесообразна, так как сопротивление грунта при этом практически не будет использовано.

Далее необходимо провести расчеты наименьшей глубины забивки свай t_{\min} и определить максимальный изгибающий момент в шпунтовой стенке M_{\max} , необходимый для проведения проектировочных расчетов ее поперечного сечения на прочность.

Представим пример расчета тонкой шпунтовой подпорной стенки графоаналитическим способом.

Требуется выполнить расчет тонкой шпунтовой стенки для удержания откоса высотой $h = 2$ м с полезной равномерно распределенной нагрузкой на грунтовую засыпку $q = 10$ кН/м². Выбираем грунт – песок с углом естественного откоса $\varphi = 30^\circ$. Горизонты воды в канале перед стенкой и объемные веса грунта за ней показаны на расчетной схеме (рис. 3.4, а).

Решение.

1. Определяем ординаты эпюры давлений грунта. На верхнем участке эпюры от дневной поверхности грунта (с учетом пригрузки) до отметки $-1,0$ будет действовать активное давление грунта, которое преобладает над действием слоя воды на уровне нижнего горизонта.

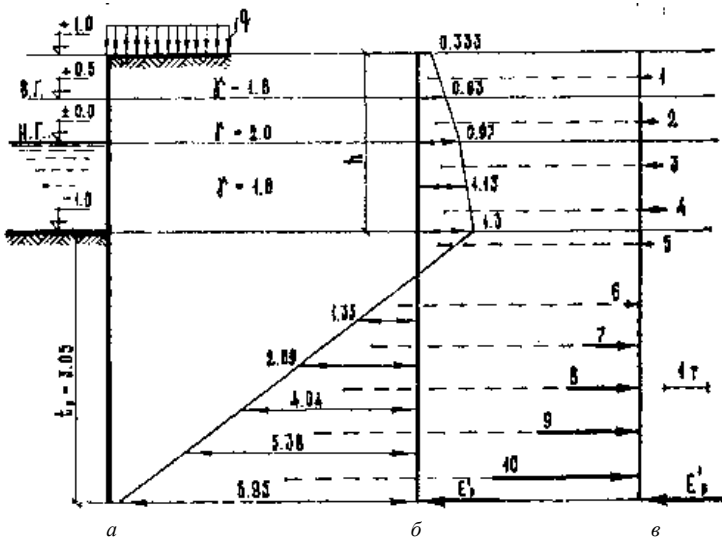


Рис. 3.4. Совмещенная эпюра давлений грунта

Послойные ординаты эпюры интенсивности давления грунта определяют по выражению

$$a = q_n \cdot \lambda_a, \quad (3.5)$$

где q_n – вес высоты столба грунта до слоя n , в котором определяется давление

$$q_n = q + \Sigma \gamma_n \cdot h_n, \quad (3.6)$$

где γ_n – объемный вес соответствующего слоя грунта;

h_n – толщина этого слоя.

На рис. 3.4 нас будет интересовать получение ординат эпюры предельного сопротивления грунта ниже отметки $-1,0$, которые вычисляются послойно как разность пассивного и активного давлений грунта согласно выражению (3.1):

$$\ell_{\text{пр}} = q_n(\lambda_p - \lambda_a). \quad (3.7)$$

Все произведенные вычисления сводим в табл. 3.1. Вычисляем характерные ординаты эпюры давлений, а промежуточные будем получать интерполяцией. Совмещенная эпюра давлений грунта показана на рис. 3.4, б.

Таблица 3.1. Расчетные величины ординат совмещенной эпюры давлений

Отметка, м	$q_n = q + \Sigma \gamma_n \cdot h_n$, кН/м ²	$a = q_n \cdot \lambda_a$, кН/м ²	$q_n = \Sigma \gamma_n \cdot h_n$, кН/м ²	$P - q_n \lambda_p$, кН/м ²	$P - a$, кН/м ²
+1,00	10,0	0,333		–	–0,333
+0,50	$10,0 + 18,0 \cdot 0,5 = 19,0$	6,30	–	–	–0,63
0,00	$19,0 + 20,0 \cdot 0,5 = 29,0$	9,7	–	–	–0,97
–1,00	$29,0 + 10,0 \cdot 1,0 = 39,0$	13,0	0	0	–1,3
–4,05	$39,0 + 30,5 \cdot 1,0 = 69,5$	23,1	30,5	91,5	+6,84
		$\lambda_a = 0,33$	$\lambda_p = 3,0$		

2. Рассмотрим вопрос, из каких соображений назначается величина $t_0 = 3,05$ м. Это значение оптимальной глубины забивки свай получают расчетом. Перед тем как определится положение силы отпора E_p' , т. е., по сути, глубина t_0 и нижняя граница эпюры отпора, необходимо последовательно сделать несколько попыток расчета, задаваясь величиной глубины t с заведомым запасом. Таким образом, глубина t_0 определяется путем последовательного приближения. В данном же случае приводится значение окончательного варианта расчетов.

3. Рассмотрим последовательность расчетов: эпюра давлений разбивается на ряд полосок – в данном примере по 0,5 м по высоте шпунта, для которых и определяются действующие на стенку силы как равнодействующие эпюр активного и пассивного давлений. Они определяются как величины площадей соответствующих фигур – треугольников и трапеций. Точки приложения этих сил определяются центрами тяжести соответствующих фигур (рис. 3.4, б). Последовательное вы-

числение величины и точек приложения сосредоточенных сил для конечного варианта рассматриваемого примера приводится в табл. 3.2.

Таблица 3.2. Вычисление геометрических параметров эпюры

№ силы	Вычисление площадей фигур на эпюре	Величина силы, кН
1	$0,5 \cdot (3,33 + 6,3) \cdot 0,5$	2,41
2	$0,5 \cdot (6,3 + 9,7) \cdot 0,5$	4,0
3	$0,5 \cdot (9,7 + 11,3) \cdot 0,5$	5,25
4	$0,5 \cdot (11,3 + 13,0) \cdot 0,5$	6,08
5	$0,5 \cdot 13 \cdot 0,5$	3,25
6	$0,5 \cdot 13,5 \cdot 0,5$	3,38
7	$0,5 \cdot (13,5 + 26,9) \cdot 0,5$	10,1
8	$0,5 \cdot (26,9 + 40,4) \cdot 0,5$	16,83
9	$0,5 \cdot (40,4 + 53,8) \cdot 0,5$	23,55
10	$0,5 \cdot (53,8 + 68,5) \cdot 0,5$	30,58

4. Производим непосредственный расчет графически (рис. 3.5). Графическое условие равновесия активных и пассивных сил состоит в том, что силовой и веревочный многоугольники должны быть замкнуты.

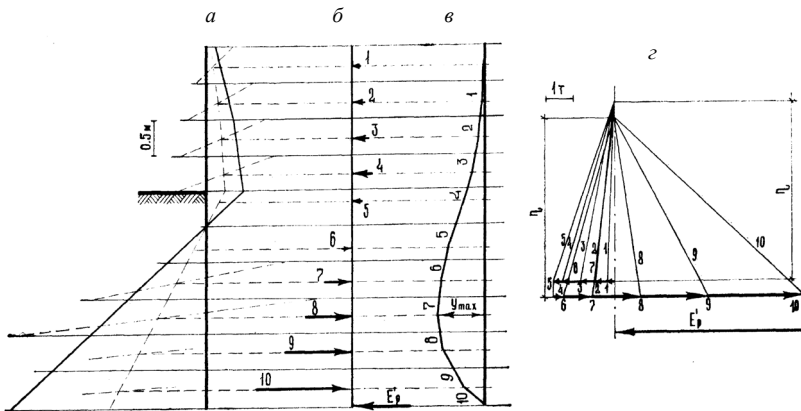


Рис. 3.5. Графический расчет сплошной шпунтовой стенки

Построение силового многоугольника начинаем с первой силы активного давления (сила № 1 на рис. 3.5, з). Последовательно откладываются все имеющиеся силы в принятом ранее графическом масштабе, в результате замыкающая силового многоугольника даст нам значение

силы E'_p (рис. 3.5, з). Полюс для построения веревочного многоугольника выбирается произвольно, однако для удобства построения целесообразно его разместить на одной вертикали с точкой приложения силы № 1. Тогда замыкающая веревочного многоугольника также будет вертикальна. Это построение и определяет положение силы E'_p и глубину погружения в грунт подпорной стенки t_0 . Они фиксируются уровнем пересечения веревочного многоугольника с его замыкающей (рис. 3.5, в). Величина силы E' определится из силового многоугольника (из заданного графического масштаба $E'_p = 68$ кН/м).

Необходимая глубина забивки определяется по формуле

$$t = t_0 + \Delta t, \quad (3.8)$$

где

$$\Delta t = \frac{b}{2} = \frac{E'_p}{2\ell'_{np}}. \quad (3.9)$$

Пренебрегая разницей в отметках уровня поверхности грунта перед стенкой и за напорной гранью, находим значение ℓ'_{np} по выражению:

$$\ell'_{np} = q_n(\lambda_p - \lambda_a) = (q + \Sigma\gamma_n \cdot h_n) \cdot (\lambda_p - \lambda_a). \quad (3.10)$$

В соответствии с конкретным примером выражения (3.8)–(3.10) примут вид:

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2 \cdot q_n(\lambda_p - \lambda_a)} = \frac{68,5}{2 \cdot 69,5(3,0 - 0,333)} = 0,185.$$

Принимаем значение $\Delta t = 0,2$ м.

Тогда определяемая наименьшая глубина забивки шпунтовой стенки будет равна

$$t = t_0 + \Delta t = 3,05 + 0,2 = 3,25 \text{ м.}$$

Максимальный изгибающий момент в шпунтовой стенке на единицу ее длины определяем из ранее полученного графического построения (см. рис. 3.5), как произведение полюсного расстояния η , полученное в масштабе силы, на наибольшую ординату y_{\max} , определяемую в масштабе длины.

$$M_{\max} = y_{\max} \cdot \eta = 18 \cdot 0,5 \cdot 5 = 45 \text{ кНм/п.м.} \quad (3.11)$$

Сечение шпунта можно либо проверить уже принятое, либо подобрать, используя выражение условия прочности обычной балки при изгибе по нормальным напряжениям

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma], \quad (3.12)$$

где W – момент сопротивления погонного метра поперечного сечения шпунтовой стенки.

Следует отметить, что точность прочностных расчетов шпунтовой стенки при указанных ранее предпосылках зависит от жесткости шпунта. Для слишком гибкой шпунтовой стенки распределения величин активного и пассивного давлений грунта с большей степенью вероятности не будут соответствовать действительному положению.

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Пример 1. Подпорная стенка (рис. 4.1) поддерживает песчаный грунт. Требуется определить активное давление грунта на участок BC напорной грани AB , если угол внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$, угол трения грунта о поверхность напорной грани стенки $\varphi_0 = 8^\circ$, угол наклона плоскости засыпки по отношению к горизонту $\alpha = 20^\circ$, напорная грань стенки наклонена к вертикали под углом $\varepsilon = 10^\circ$, объемный вес грунта $\gamma_{гр} = 16 \text{ кН/м}^3$, распределенная полезная нагрузка за стеной $p = 8 \text{ кН/м}^2$.

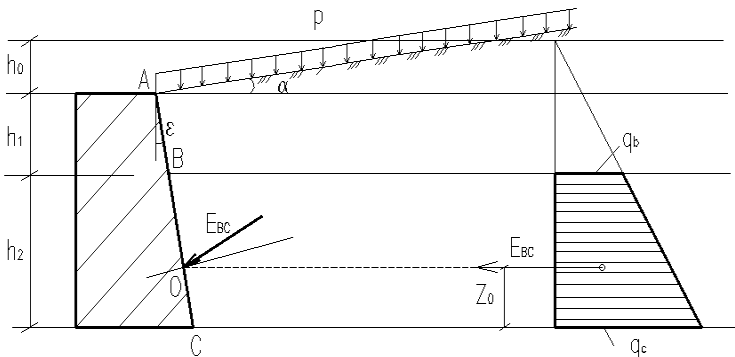


Рис. 4.1. Схема к определению активного давления грунта от нагрузки на поверхность засыпки. Эпюра интенсивности активного давления грунта $q_c = f(h_2 + h_1 + h_0)$

Решение. Приведем искусственную распределенную нагрузку к эквивалентному слою грунта, которым она условно заменяется

$$h_0 = \frac{p}{\gamma_{гр}} = \frac{8}{16} = 0,5 \text{ м.}$$

По выражениям (2.27)–(2.30) определяем коэффициенты

$$K_q = \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\cos 10^\circ \cdot \cos 20^\circ}{\cos(10^\circ - 20^\circ)} = 0,94;$$

$$K_1 = \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^\circ - 20^\circ)}{\cos(10^\circ - 20^\circ)} = \frac{\sin 15^\circ}{\cos 10^\circ} = 0,263;$$

$$\begin{aligned}
K_0 &= \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \varphi_0) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}} = \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 8^\circ) \cdot \cos(10^\circ - 20^\circ)}{\cos(10^\circ + 8^\circ) \cdot \sin(35^\circ - 20^\circ)}} = \\
&= \sqrt{\frac{\sin 43^\circ \cdot \cos 10^\circ}{\cos 18^\circ \cdot \sin 15^\circ}} = 1,65; \\
K &= \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{(1 + K_0 K_1) \cos \varepsilon} \right]^2 \cdot \frac{1}{\cos(\varepsilon + \varphi_0)} = \\
&= \left[\frac{\cos(35^\circ - 10^\circ)}{(1 + 1,65 \cdot 0,263) \cos 10^\circ} \right]^2 \cdot \frac{1}{\cos(10^\circ + 8^\circ)} = 0,434.
\end{aligned}$$

Далее подсчитываем ординаты эпюры интенсивности активного давления в точках B и C по выражениям (2.31), (2.32)

$$q_B = \gamma_{\text{гр}} (h_1 + h_0 \cdot K_q) \cdot K = 16 (2,5 + 0,5 \cdot 0,94) \cdot 0,434 = 20,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_C = \gamma_{\text{гр}} ((h_1 + h_2) + h_0 \cdot K_q) \cdot K = 16 (6,5 + 0,5 \cdot 0,94) \cdot 0,434 = 48,4 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем площадь эпюры (в виде трапеции) интенсивности активного давления на участке BC , равную силе активного давления грунта на этот участок напорной грани AC

$$E_{BC} = 1/2 (q_B + q_C) \cdot h_2 = 1/2 (20,6 + 48,4) \cdot 4,8 = 138 \text{ кН/м}.$$

Получаем координату центра тяжести эпюры интенсивности давления грунта (трапеции) по выражению (2.33)

$$z_0 = \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2q_B + q_C}{q_B + q_C} = \frac{4}{3} \cdot \frac{2 \cdot 20,6 + 48,4}{20,6 + 48,4} = 1,73 \text{ м}.$$

Сила активного давления грунта E_{BC} приложена в точке (\cdot) O на участке напорной грани стены BC под углом $\varphi_0 = 8^\circ$ к нормали $U - U$.

Пример 2. Требуется выполнить расчет подпорной стены заданного профиля (рис. 4.2) для следующих физико-механических характеристиках материала стены и грунта за напорной гранью: объемный вес кладки $\gamma_{\text{кл}} = 27 \text{ кН/м}^3$, объемный вес грунта засыпки $\gamma_{\text{гр}} = 17 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения грунта ρ и угол естественного откоса $\varphi = 40^\circ$ ($\rho \approx \varphi$), угол трения грунта о поверхность напорной грани стенки $\varphi_0 = 5^\circ$, угол наклона плоскости засыпки грунта за стеной по отношению к горизонту $\alpha = 5^\circ$. При следующих размерах: высота стенки –

$h + H = 8 \text{ м}$, $h = 3 \text{ м}$, $H = 5 \text{ м}$, ширина подошвы основания – $B = 4 \text{ м}$, ширина стенки по верху – $b = 3 \text{ м}$, коэффициент трения стены по грунту основания – $f = 0,5$.

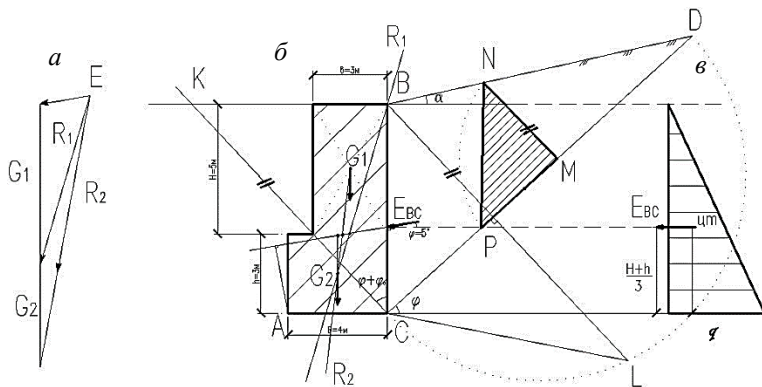


Рис. 4.2. Схема к расчету подпорной стены:
 а – силовой многоугольник; б – построение Понселе;
 в – эпюра интенсивности давления $q = f(H + h)$

Решение. 1. В принятом масштабе изображаем поперечное сечение подпорной стены и поверхность грунта за ней.

Находим величину активного давления грунта на напорную грань стенки BC с помощью построения Понселе (рис. 4.2, а);

а) из точки C к линии горизонта C проводим линию естественного откоса CD под углом φ до пересечения с дневной поверхностью грунта в точке D ;

б) из точки C к обратной стороне напорной грани BC под углом $\angle (\varphi + \varphi_0)$ проводим линию CK , ее называют базисной;

в) на отрезке CD , как на диаметре, строим полуокружность CD ;

г) из верхней точки напорной грани B проводим линию, параллельную базисной, до пересечения с линией естественного откоса CD в точке F ;

д) из точки F к линии естественного откоса CD восстанавливаем перпендикуляр до пересечения с полуокружностью CD в точке L ;

е) точки C и L мысленно соединяем отрезком (штрихпунктиром);

ж) из точки C радиусом CL проводим дугу до пересечения с линией естественного откоса CD в точке M ;

з) из точки M проводим прямую, параллельную базисной CK , до пересечения с дневной поверхностью грунта в точке N ;

и) из точки M радиусом MN проводим дугу до пересечения с линией естественного откоса CD в точке P ;

к) точки N и P соединяем прямой линией и получаем треугольник Ребхана – ΔNMP .

На основании теоремы Ребхана силу активного давления грунта на грань BC вычисляем путем произведения площади треугольника Ребхана на объемный вес грунта

$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}}, \text{ кН.}$$

Находим площадь треугольника Ребхана по размерам, полученным на чертеже в принятом ранее масштабе (рис. 4.2)

$$S_{\Delta\text{Ребхана}} = S_{\Delta NMP} = \frac{1}{2} b \cdot h = \frac{1}{2} 4 \cdot 4 = 8 \text{ м}^2;$$

$$E_{BC} = \gamma_{\text{гр}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}} = 17 \cdot 8 = 136 \text{ кН/м.}$$

Строим эпюру интенсивности активного давления грунта как линейную функцию $q = f(H + h)$ (рис. 4.2, б).

Сила активного давления грунта E_{BC} равна площади эпюры интенсивности, т. е. площади треугольника

$$E_{BC} = S_{\text{эп}} = \frac{1}{2} q (H + h).$$

Линия действия силы активного давления грунта E_{BC} проходит через центр тяжести треугольной эпюры интенсивности давления грунта (рис. 4.2). А точка приложения силы активного давления грунта на напорную грань BC , находится на расстоянии $(H + h) / 3$ от основания треугольника.

Определяем нижнюю ординату эпюры интенсивности активного давления грунта q

$$q = \frac{2E_{BC}}{H} = \frac{2 \cdot 136}{8} = 34 \text{ кН/м}^2.$$

Приложим силу E_{BC} активного давления грунта на напорную грань стены BC с учетом ее отклонения от нормали на угол трения грунта по поверхности напорной грани стенки φ_0 (рис. 4.2).

2. Находим собственные веса верхней и нижней частей поперечного сечения стены и определяем точки их приложения (рис. 4.2). Точки приложения этих сил находятся либо аналитически, либо графически:

$$G_1 = b \cdot H \cdot \gamma_{\text{кл}} = 3 \cdot 5 \cdot 27 = 405 \text{ кН/м};$$

$$G_2 = B \cdot h \cdot \gamma_{\text{кл}} = 4 \cdot 3 \cdot 27 = 324 \text{ кН/м}.$$

3. Производим проверку подпорной стенки на опрокидывание в предположении, что под действием силы активного давления грунта E_{BC} она может повернуться вокруг нижнего ребра лицевой грани (точка A). Определяем полный момент всех сил, препятствующих опрокидыванию стены, а также всех сил, стремящихся ее опрокинуть.

$$M_A^{\text{уд}} = G_1 \cdot C_1 + G_2 \cdot C_2 + E_{BC} \cdot \sin \varphi_0 \cdot B = 405 \cdot 2,5 + 324 \cdot 2 + 136 \cdot \sin 5^\circ \cdot 4 = 1707,91 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\cos 5^\circ = 0,996; \quad \sin 5^\circ = 0,087;$$

$$M_A^{\text{опр}} = E_{BC} \cdot \cos \varphi_0 \cdot (H + h) / 3 = 136 \cdot \cos 5^\circ \cdot 8/3 = 361,29 \text{ кНм/м};$$

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{удер}}}{\sum M_{\text{опр}}} = \frac{1707,91}{361,29} = 4,73 > 1,5.$$

4. При проверке подпорной стены на сдвиг необходимо выполнить определение удерживающих сил трения в плоскости подошвы основания стены и горизонтальных составляющих сил сдвига.

$$\begin{aligned} \sum F_{\text{удер}} &= (G_1 + G_2 + E_{BC} \cdot \sin \varphi_0) \cdot f = (405 + 324 + 136 \cdot 0,087) \cdot 0,4 = \\ &= 296,33 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum F_{\text{сдв}} &= E_{BC} \cdot \cos \varphi_0 - f \cdot E_{BC} \cdot \sin \varphi_0 = 136 \cdot 0,996 - 0,4 \cdot 136 \cdot 0,087 = \\ &= 130,71 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

$$K_{\text{сдвиг}} = \frac{\sum F_{\text{удер}}}{\sum F_{\text{сдвиг}}} = \frac{296,33}{130,71} = 2,27 > 1,3.$$

5. Проведем расчет прочности основания в подошве стены, для чего определим нормальные напряжения в этой плоскости:

$$\sigma = -\frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right), \text{ кН/м}^2.$$

Вертикальную продольную силу N в сечении подошвы определим как сумму

$$N = G_1 + G_2 + E_{BC} \cdot \sin \varphi_0 = 405 + 324 + 136 \cdot 0,087 = 740,85 \text{ кН/м.}$$

Значение эксцентриситета e для равнодействующей N можно определить либо графически, как показано на рис. 4.2, e , либо аналитически.

По теореме Вариньона о моменте равнодействующей плечо равнодействующей N по отношению к точке A можно определить следующим образом:

$$c = \frac{\sum M_A}{N} = \frac{M_{удер} - M_{опр}}{N} = \frac{1707,71 - 361,29}{740,85} = 1,82 \text{ м.}$$

$$\sum M_A = 0; N \cdot C = G_1 \cdot C_1 + G_2 \cdot C_2 + E_{BC} \cdot \sin \varphi_0 \cdot B - E_{BC} \cdot \cos \varphi_0 \cdot (H + h) / 3;$$

$$740,85 \cdot C = 405 \cdot 2,5 + 324 \cdot 2 + 136 \cdot \sin 5^\circ \cdot 4 - 136 \cdot \cos 5^\circ \cdot 8 / 3;$$

$$740,85 \cdot C = 1707,71 - 361,29.$$

Эксцентриситет точки приложения силы N найдем как разность

$$e = \frac{b}{2} - C = \frac{4}{2} - 1,82 = 0,18 \text{ м.}$$

Из графического построения равнодействующих на теле подпорной стенки видно, что эксцентриситет для продольной силы $N - e = 0,2 \text{ м}$.

Тогда сжимающие напряжения по краям сечения равны:

$$\sigma_A = -\frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = -\frac{740,85}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,18}{4}\right) = -235,22 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_C = -\frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = -\frac{740,85}{4} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,18}{4}\right) = -135,21 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным граничным значениям нормальных напряжений можно при необходимости построить эпюру сжимающих напряжений в грунте основания подпорной стенки.

Пример 3. Сравнительный аналитический расчет подпорной стенки. Для работы принята расчетная схема подпорной стенки со следующими **исходными данными**: угол наклона грунта $\alpha = 14^\circ$, объемный вес грунта $\gamma_{гр} = 15 \text{ кН/м}^3$, угол естественного откоса грунта $\varphi = 33^\circ$, угол трения грунта по поверхности напорной грани $\varphi_0 = 14^\circ$, плотность материала подпорной стенки (бетона) $\gamma_{бет} = 24 \text{ кН/м}^3$.

Требуется проверить устойчивость стенки на сдвиг и опрокидывание и определить напряжения в подошве фундамента с учетом и без учета угла φ_0 , который характеризует трение по поверхности соприка-

сания грунта с напорной гранью подпорной стенки. Расчетная схема подпорной стенки представлена на рис. 4.3.

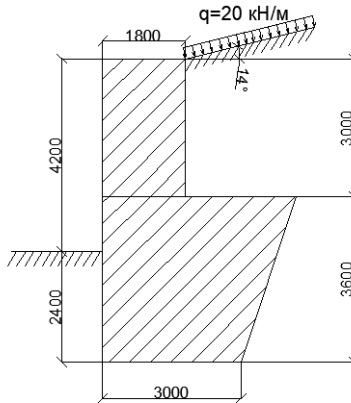


Рис. 4.3. Расчетная схема подпорной стенки

Выполнение расчета:

1. Определение активного давления грунта со стороны напорной грани.

При прямолинейных очертаниях напорной грани стены и поверхности засыпки интенсивность активного давления e_a определяется по формуле:

$$e_a = \gamma_{\text{зас}} \cdot z \cdot \xi_a,$$

где ξ_a – коэффициент бокового активного давления грунта;

z – глубина залегания рассматриваемой точки, в которой определяется величина e_a , м.

Определим ξ_a для верхнего участка напорной грани подпорной стенки:

$$\begin{aligned} \xi_a &= \frac{1}{(1 + \sqrt{Z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \\ &= \frac{1}{(1 + \sqrt{0,253})^2} \cdot \frac{\cos^2(33)}{\cos^2 0 \cdot \cos 14} = 0,32. \end{aligned}$$

Определим ξ_a для нижнего участка напорной грани подпорной стенки:

$$\begin{aligned}\xi_a &= \frac{1}{(1 + \sqrt{Z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \\ &= \frac{1}{(1 + \sqrt{0,281})^2} \cdot \frac{\cos^2(51)}{\cos^2 18 \cdot \cos - 4} = 0,187.\end{aligned}$$

Определим Z_a :

- для верхнего участка напорной грани:

$$Z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(33 + 14) \cdot \sin(33 - 14)}{\cos(0 + 14) \cdot \cos(0 - 14)} = 0,253;$$

- для нижнего участка напорной грани:

$$Z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(33 + 14) \cdot \sin(33 - 14)}{\cos(18 + 14) \cdot \cos(18 - 14)} = 0,281.$$

Определение ординат эпюры интенсивности активного давления:

$$e_{a1} = 15 \cdot 1,33 \cdot 0,32 = 6,384 \text{ кН/м};$$

$$e_{a2} = 15 \cdot (1,33 + 3) \cdot 0,32 = 20,784 \text{ кН/м};$$

$$e_{a3} = 15 \cdot (1,33 + 3) \cdot 0,187 = 14,67 \text{ кН/м};$$

$$e_{a4} = 15 \cdot (3,6) \cdot 0,187 = 24,77 \text{ кН/м}.$$

Затем строим эпюру интенсивности активного давления грунта с напорной стороны (рис. 4.4).

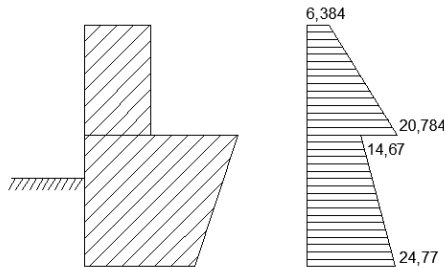


Рис. 4.4. Эпюра интенсивности активного давления грунта с напорной стороны

Определяем равнодействующие сил активного давления грунта для участков напорной грани:

$$E_{a1} = \frac{6,384+20,784}{2} \cdot 3 = 40,752 \text{ кН};$$

$$E_{a2} = \frac{14,67+24,77}{2} \cdot 3,6 = 70,99 \text{ кН}.$$

Определим горизонтальную и вертикальную составляющие равнодействующих активного давления.

Вертикальная и горизонтальная составляющие силы активного давления верхнего участка:

$$E_{av} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 40,75 \cdot \cos(0 + 14) = 39,54 \text{ кН};$$

$$E_{ar} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 40,752 \cdot \sin(0 + 14) = 9,87 \text{ кН}.$$

Вертикальная и горизонтальная составляющие силы активного давления нижнего участка:

$$E_{av} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 70,99 \cdot \cos(18 + 14) = 60,2 \text{ кН};$$

$$E_{ar} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 70,99 \cdot \sin(18 + 14) = 37,62 \text{ кН}.$$

2. Определим активное давление грунта с лицевой стороны стенки.

$$\xi_{II} = \frac{1}{(1+\sqrt{Z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi-\varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon+\delta)} = \frac{1}{(1+\sqrt{0,253})^2} \cdot \frac{\cos^2(33)}{\cos^2 0 \cdot \cos 14} = 0,26,$$

$$\text{где } Z_a = \frac{\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\alpha)}{\cos(\varepsilon+\delta) \cdot \cos(\varepsilon-\alpha)} = \frac{\sin(33+14) \cdot \sin(33-0)}{\cos(0+14) \cdot \cos(0-0)} = 0,41.$$

Определим ординату эпюры интенсивности активного давления грунта с лицевой стороны на уровне подошвы подпорной стенки (рис. 4.5):

$$e_{II} = 15 \cdot 0,26 \cdot 2,4 = 9,36 \text{ кНм}.$$

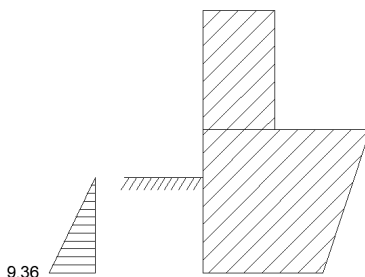


Рис. 4.5. Эпюра интенсивности активного давления грунта с лицевой стороны

Результирующая активного давления с лицевой стороны:

$$E_{\text{п}} = 9,36 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 11,23 \text{ кН.}$$

Изобразим все силы на чертеже (рис. 4.6).

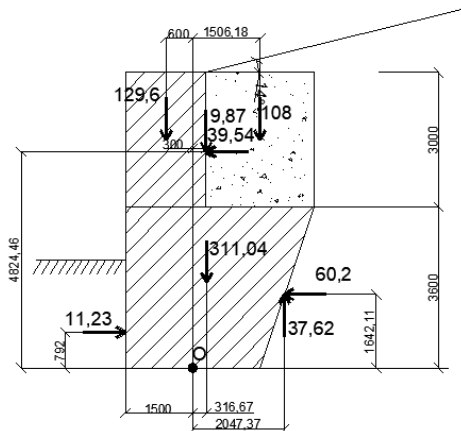


Рис. 4.6. Определение крайних напряжений, действующих по подошве подпорной стенки

Крайние напряжения эпюры находим по формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N_{\phi}}{F_{\phi}} \pm \frac{M_{\phi}}{W_{\phi}},$$

где N_{ϕ} – сумма всех вертикальных сил, действующих на подпорную стену у ее подошвы

$$N_{\phi} = 129,6 + 311,04 + 108 - 37,62 + 9,87 = 520,89 \text{ кН,}$$

F_{ϕ} – площадь подошвы;

M_{ϕ} – момент всех сил относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы;

$M_{\phi 1}$ – от собственного веса

$$M_{\phi 1} = 98,29 - 77,76 + 162,648 = 183,648 \text{ кНм;}$$

$M_{\phi 2}$ – от активного давления с лицевой стороны $M_{\phi 2} = 8,89 \text{ кНм;}$

$M_{\phi 3}$ – от активного давления с тыловой стороны

$$M_{\phi 3} = -77 - 98,85 + 3,12 - 190,74 = -363,47 \text{ кНм};$$

$$M_{\phi} = 183,648 + 8,89 - 363,47 = -170,932 \text{ кНм}.$$

Результаты вычислений моментов от сил представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1. Вычисление моментов для определения краевых напряжений

Вид нагружения	Сила, кН	Плечо, м	Момент, кНм
Собственный вес	311,04	0,316	98,29
	129,6	0,6	-77,76
	108	1,506	162,648
Активное давление с лицевой стороны	11,23	0,792	8,89
Активное давление с напорной стороны	37,62	2,047	-77,0
	60,2	1,642	-98,85
	9,87	0,316	3,12
	39,54	4,824	-190,74

Определим краевые напряжения:

$$\sigma_{\min, \max} = -\frac{520,89}{3} \pm \frac{-170,932}{1,5};$$

$$\sigma_{\max} = -287,26 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -59,4 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным строим эпюру сжимающих напряжений в подошве подпорной стенки (рис. 4.7).

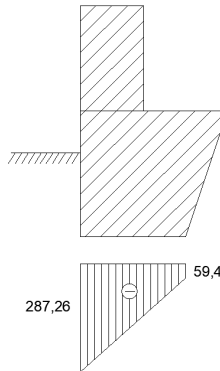


Рис. 4.7. Эпюра нормальных сжимающих напряжений грунта

Как видно из рис. 4.7, эпюра однозначная, что соответствует нормам проектирования.

Определим условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг из неравенства:

$$n_c \cdot N_p \leq \frac{m}{k_H} \cdot R_{пл},$$

где n_c и k_H – коэффициенты сочетаний нагрузок и надежности ($n_c = 1$, $k_H = 1,2$;

N_p – расчетная сдвигающая сила;

m – коэффициент условий работы (для сооружений на пылеватоглинистых грунтах в стабилизированном состоянии $m = 0,9$);

$R_{пл}$ – расчетное предельное сопротивление при плоском сдвиге.

Значения N_p и $R_{пл}$ определяют по формулам

$$N_p = T_T + E_{ад1} - T_L;$$

$$R_{пл} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + 0,7 E_{а.л2} + F_{\phi} c_1,$$

где T_T и T_L – горизонтальные составляющие активных сил, действующих с тыловой и лицевой граней;

$E_{а.л1}$ и $E_{а.л2}$ – горизонтальные составляющие активного давления грунта с тыловой грани и с лицевой;

P – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок;

$\operatorname{tg} \varphi_1$ и c_1 – характеристики грунта по поверхности сдвига: угол внутреннего трения и сцепление ($\varphi_1 = 33$, $c_1 = 4$);

F_{ϕ} – площадь подошвы подпорной стенки.

$$N_p = 60,2 + 39,54 = 99,74 \text{ кН};$$

$$R_{пл} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + 0,7 E_{а.л2} + F_{\phi} c_1 = (129,6 + 311,04 + 108 + 9,87 - 37,62) \times \operatorname{tg} 33 + 0,7 \cdot 11,23 + 3 \cdot 4 = 358,13 \text{ кПа}.$$

Проверим условие устойчивости:

$$1 \cdot 99,74 \leq \frac{0,9}{1,2} \cdot 358,13 = 268,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$K_{сдв} = 2,69 > [K_{сдв}] = 1,3.$$

Условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг выполняется.

Проверим условие устойчивости на опрокидывание (рис. 4.8).

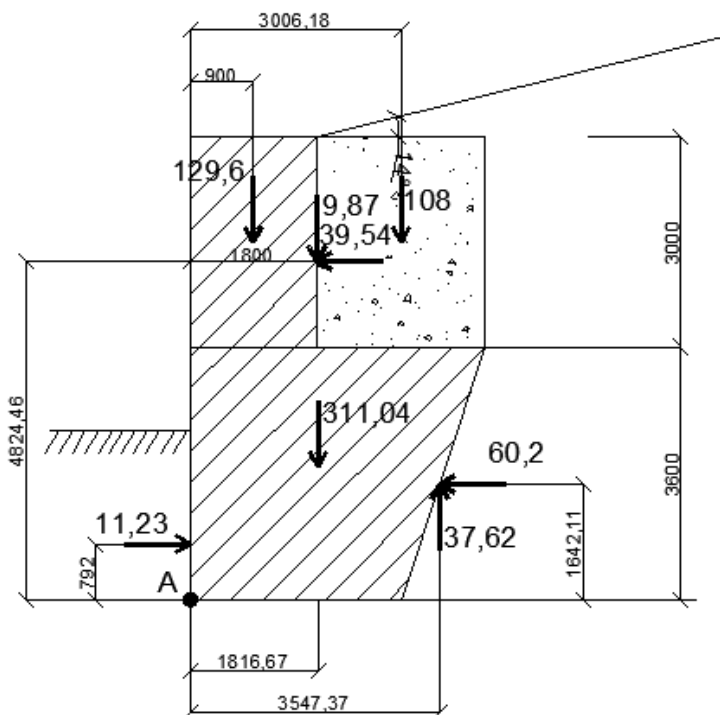


Рис. 4.8. Определение коэффициента устойчивости на опрокидывание

Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание по формуле

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{опр}}},$$

где $M_{\text{уд}}$ – момент всех удерживающих сил;

$M_{\text{опр}}$ – момент всех опрокидывающих сил.

Должно выполняться условие:

$$K_{\text{опр}} > [K_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Расчеты вычисления моментов сведем в табл. 4.2.

Таблица 4.2. Вычисление моментов для коэффициента устойчивости на опрокидывание

Вид нагружения	Сила, кН	Плечо, м	Момент, кНм
Собственный вес	311,04	1,82	566,09
	129,6	0,9	116,64
	108	3,01	325,08
Активное давление с лицевой стороны	11,23	0,792	8,89
Активное давление	37,62	3,55	-133,551
	60,2	1,642	-98,84
	9,87	1,8	17,766
	39,54	4,824	-190,74

$$K_{\text{опр}} = \frac{566,09 + 116,64 + 325,08 + 8,89}{-133,551 - 98,84 - 190,74 + 17,766} = 2,51;$$

$$K_{\text{опр}} = 2,29 > [K_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Условие устойчивости подпорной стенки на опрокидывание выполняется.

Проведем расчет подпорной стенки без учета трения между грунтом и подпорной стенкой. Определим силы активного давления грунта со стороны напорной грани.

Определим ξ_a для верхней части напорной грани подпорной стенки:

$$\begin{aligned} \xi_a &= \frac{1}{(1 + \sqrt{Z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \\ &= \frac{1}{(1 + \sqrt{0,183})^2} \cdot \frac{\cos^2(33)}{\cos^2 0 \cdot \cos 0} = 0,345. \end{aligned}$$

Определим ξ_a для нижней части напорной грани подпорной стенки:

$$\begin{aligned} \xi_a &= \frac{1}{(1 + \sqrt{Z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \\ &= \frac{1}{(1 + \sqrt{0,281})^2} \cdot \frac{\cos^2(51)}{\cos^2 18 \cdot \cos - 4} = 0,224. \end{aligned}$$

Для верхней части напорной грани подпорной стенки получим значение Z_a

$$Z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(33) \cdot \sin(33 - 14)}{\cos(0 + 0) \cdot \cos(0 - 14)} = 0,183.$$

Для нижней части напорной грани подпорной стенки получим значение Z_a

$$Z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(33 + 14) \cdot \sin(33 - 14)}{\cos(18 + 14) \cdot \cos(18 - 14)} = 0,187.$$

Определим ординаты эпюры интенсивности активного давления грунта с напорной стороны стенки (рис. 4.9):

$$e_{a1} = 15 \cdot 1,33 \cdot 0,345 = 6,88 \text{ кН/м};$$

$$e_{a2} = 15 \cdot (1,33 + 3) \cdot 0,345 = 22,4 \text{ кН/м};$$

$$e_{a3} = 15 \cdot (5,24) \cdot 0,224 = 17,6 \text{ кН/м};$$

$$e_{a4} = 15 \cdot (8,84) \cdot 0,224 = 29,7 \text{ кН/м}.$$

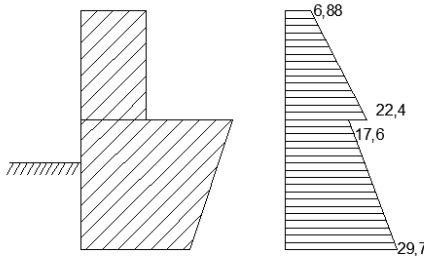


Рис. 4.9. Эпюра интенсивности активного давления грунта с напорной стороны

Определяем равнодействующие сил активного давления грунта по участкам напорной грани

$$E_{a1} = \frac{6,88 + 22,4}{2} \cdot 3 = 43,93 \text{ кН};$$

$$E_{a2} = \frac{17,6 + 29,7}{2} \cdot 3,6 = 85,14 \text{ кН}.$$

Разложим каждую из этих сил на горизонтальную и вертикальную составляющие:

- для верхнего участка напорной грани получаем значения составляющих:

$$E_{aг} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 43,93 \cdot \cos(0 + 0) = 43,93;$$

$$E_{aв} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 43,93 \cdot \sin(0 + 0) = 0.$$

- для нижнего участка напорной грани получаем следующие значения:

$$E_{aг} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 85,14 \cdot \cos(18 + 0) = 80,97;$$

$$E_{aв} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 85,14 \cdot \sin(18 + 0) = 26,31.$$

Определим силу активного давления грунта с лицевой стороны подпорной стенки

$$\xi_{п} = \operatorname{tg}\left(45 - \frac{33}{2}\right)^2 = 0,29.$$

Определим нижнюю ординату эпюры интенсивности активного давления грунта с лицевой стороны подпорной стенки (рис. 4.10):

$$e_{п} = 15 \cdot 0,29 \cdot 2,4 = 10,44 \text{ кНм.}$$

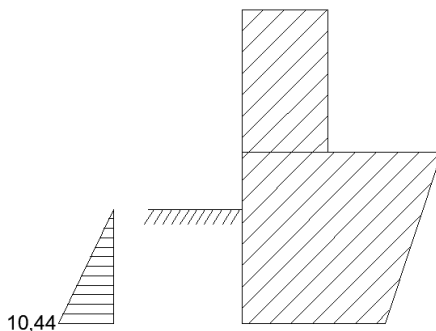


Рис. 4.10. Эпюра интенсивности активного давления грунта с лицевой стороны

Результирующая сила активного давления с лицевой стороны:

$$E_{п} = 10,44 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 12,53 \text{ кН.}$$

Изобразим все силы на чертеже (рис. 4.11).

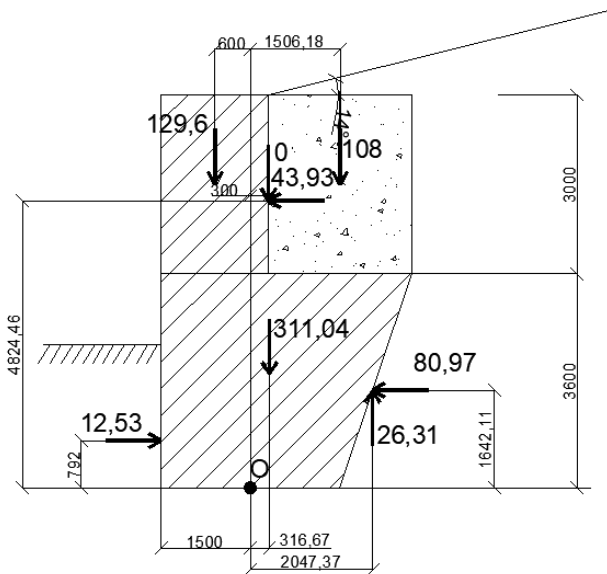


Рис. 4.11. Определение крайних напряжений по подошве подпорной стенки

Определение крайних напряжений на грунт под подошвой стены. Краевые напряжения определяем по формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N_{\Phi}}{F_{\Phi}} \pm \frac{M_{\Phi}}{W_{\Phi}}.$$

$M_{\Phi 1}$ – от собственного веса

$$M_{\Phi} = 98,29 - 77,76 + 162,648 = 183,648 \text{ кНм};$$

$M_{\Phi 2}$ – от активного давления с лицевой стороны $M_{\Phi} = 9,92 \text{ кНм}$;

$M_{\Phi 3}$ – от активного давления с тыловой стороны

$$M_{\Phi} = -44,91 - 110,85 + 0 - 196,58 = -398,73 \text{ кНм}.$$

Момент относительно центра тяжести подошвы подпорной стенки равен:

$$M_{\Phi} = 183,648 + 9,92 - 398,73 = -205,162 \text{ кНм}.$$

В ПК Robot $M_{\phi} = -201,01$ кНм.

Результаты вычисления моментов сведем в табл. 4.3.

Таблица 4.3. Значения моментов для определения крайних напряжений

Вид нагружения	Сила, кН	Плечо, м	Момент, кНм
Собственный вес	311,04	0,316	98,29
	129,6	0,6	-77,76
	108	1,506	162,648
Активное давление с лицевой стороны	12,53	0,792	9,92
Активное давление	26,31	2,047	-53,86
	80,97	1,642	-132,95
	9,87	0	0
	43,93	4,824	-211,92

Крайевые напряжения эпюры находим по формуле

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N_{\phi}}{F_{\phi}} \pm \frac{M_{\phi}}{W_{\phi}} = -\frac{522,12}{3} \pm \frac{-205,162}{1,5};$$

$$\sigma_{\max} = 310,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = 37,3 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным строим эпюру нормальных напряжений (рис. 4.12).

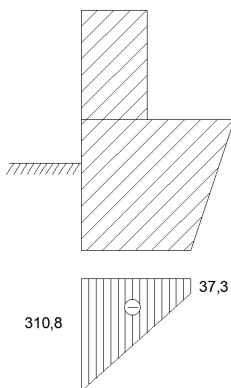


Рис. 4.12. Эпюра нормальных сжимающих напряжений грунта

Как видно из рис. 4.12, эпюра однозначная, что соответствует нормам проектирования.

Определим условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг.

Устойчивость определяется из неравенства по формуле

$$n_c \cdot N_p \leq \frac{m}{k_H} \cdot R_{\text{пл}}.$$

Значения N_p и $R_{\text{пл}}$ определяют по формулам

$$N_p = T_{\text{т}} + E_{\text{ад}1} - T_{\text{л}};$$

$$R_{\text{пл}} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + 0,7 E_{\text{а.л}2} + F_{\phi} c_1,$$

где $T_{\text{т}}$ и $T_{\text{л}}$ – горизонтальные составляющие активных сил, действующих с тыловой и лицевой граней;

m – коэффициент условий работы (для сооружений на пылеватоглинистых грунтах в стабилизированном состоянии $m = 0,9$);

$E_{\text{а.л}1}$ и $E_{\text{а.л}2}$ – горизонтальные составляющие активного давления грунта с тыловой грани и с лицевой;

P – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок;

$\operatorname{tg} \varphi_1$ и c_1 – характеристики грунта по поверхности сдвига: угол внутреннего трения и сцепление ($\varphi_1 = 33$, $c_1 = 0,45$);

F_{ϕ} – площадь подошвы подпорной стенки.

$$N_p = 80,97 + 43,93 = 124,9 \text{ кН};$$

$$R_{\text{пл}} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + 0,7 E_{\text{а.л}2} + F_{\phi} c_1 = (129,6 + 311,04 + 108 - 26,3) \cdot \operatorname{tg} 33 + 0,7 \cdot 12,53 + 3 \cdot 4 = 359,98 \text{ кПа}.$$

Проверим условие устойчивости стенки на сдвиг:

$$1 \cdot 124,9 \leq \frac{0,9}{1,2} \cdot 359,98 = 270 \text{ кН/м}^2;$$

$$K_{\text{сдв}} = 2,16 > [K_{\text{сдв}}] = 1,3.$$

Соотношение показывает, что условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг выполняется.

Проверим условие устойчивости стенки на опрокидывание (рис. 4.13).

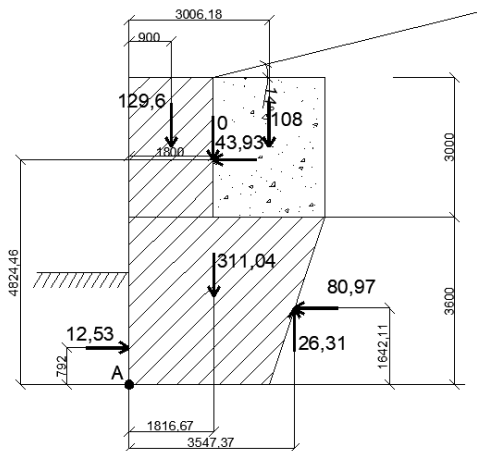


Рис. 4.13. Определение коэффициента устойчивости на опрокидывание

Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание по формуле:

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{опр}}},$$

где $M_{\text{уд}}$ – момент всех удерживающих сил;

$M_{\text{опр}}$ – момент всех опрокидывающих сил.

Должно выполняться условие:

$$K_{\text{опр}} > [K_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Расчеты вычисления моментов сведем в табл. 4.4.

Таблица 4.4. Вычисление моментов для коэффициента устойчивости на опрокидывание

Вид нагружения	Сила, кН	Плечо, м	Момент, кНм
Собственный вес	311,04	1,82	566,09
	129,6	0,9	116,64
	108	3,01	325,08
Активное давление с лицевой стороны	12,53	0,792	9,92
Активное давление с напорной грани	26,31	3,55	-93,4
	80,97	1,642	-132,95
	9,87	0	0
	43,93	4,824	-211,92

$$K_{\text{опр}} = \frac{566,09 + 116,64 + 325,08}{-93,4 - 132,95 - 211,92} = 2,29;$$

$$K_{\text{опр}} = 2,29 > [K_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Условие выполняется.

Сравним результаты расчета подпорных стен (табл. 4.5).

Таблица 4.5. Сравнение результатов расчета подпорных стен с учетом шероховатости материала и без учета шероховатости

Варианты расчета	Краевые напряжения σ_{max} , кПа	Краевые напряжения σ_{min} , кПа	Расчетная сдвигающая сила N_p , кН	Коэффициент на сдвиг $K_{\text{сдв}}$	Коэффициент на опрокидывание $K_{\text{опр}}$
Расчет подпорной стенки с учетом трения грунта о материал подпорной стенки	-287,59	-59,4	99,74	2,69	2,51
Расчет подпорной стенки без учета трения грунта о материал подпорной стенки	-310,8	-37,3	124,9	2,16	2,29
Разность результатов расчета, %	8,6	59,46	25,22	24,5	9,6

Анализ результатов вычислений приводит к выводу, что при проектировании учет шероховатости материала подпорной стенки (при угле трения грунта засыпки о поверхность напорной грани стены $\delta = 14^\circ$) значительно повышает показатели устойчивости подпорной стенки.

Пример 4. Расчет подпорной стенки в программе Robot structural analysis (RSA). Нами в работе была поставлена задача показать возможную последовательность действий при расчете предложенной схемы подпорной стенки с помощью вычислительного комплекса RSA со следующими **исходными данными**: угол наклона грунта за напорной гранью $\alpha = 14^\circ$, объемная плотность грунта $\gamma_{\text{гр}} = 15 \text{ кН/м}^3$, угол естественного откоса грунта $\varphi = 33^\circ$, угол отклонения от нормали из-за

трения грунта о поверхность напорной грани стенки $\varphi_0 = 14^\circ$, плотность материала подпорной стенки (бетона) $\gamma_{\text{бет}} = 24 \text{ кН/м}^3$.

Требуется определить сжимающие напряжения в подошве фундамента и проверить устойчивость стены на опрокидывание и сдвиг. Расчетная схема подпорной стенки представлена на рис. 4.14.

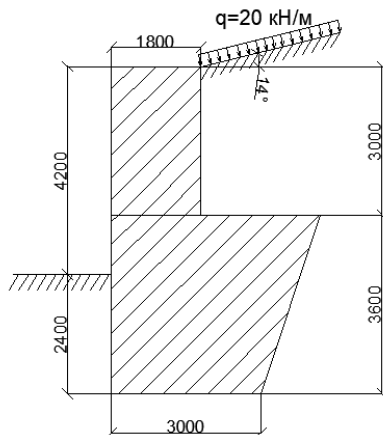


Рис. 4.14. Расчетная схема подпорной стенки

Последовательность выполнения работы:

1) строим контур подпорной стенки, используя инструмент **Поли-линия** (рис. 4.15);

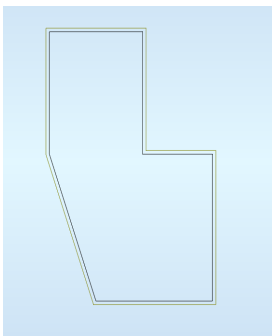


Рис. 4.15. Контур подпорной стенки

2) из данного контура нам необходимо создать тело. Для этого переходим на вкладку **Редактор** → **Изменение подконструкции** → **Модификация объекта**. В открывшемся окне нажимаем на любое ребро нашего контура. Затем под надписью **Добавить изменение объекта** кликаем на вкладку **Выдавливание**. После этого, нажав на вкладку **Параметры изменений объекта**, вводим следующие координаты (0,0; 1,0; 0,0). Таким образом, задав координату $x = 1$, мы создали подпорную стенку толщиной 1 м.

Затем ставим галочку напротив надписи **Тело** и нажимаем **Применить** (рис. 4.16);

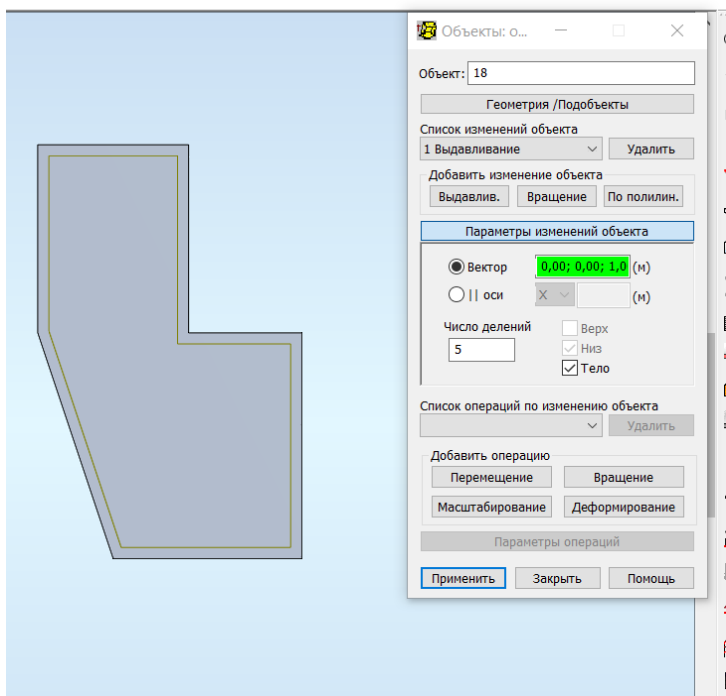


Рис. 4.16. Создание тела подпорной стенки

3) для создания необходимого материала для подпорной стенки переходим на вкладку **Свойства твердого тела** и создаем необходимый материал (рис. 4.17);

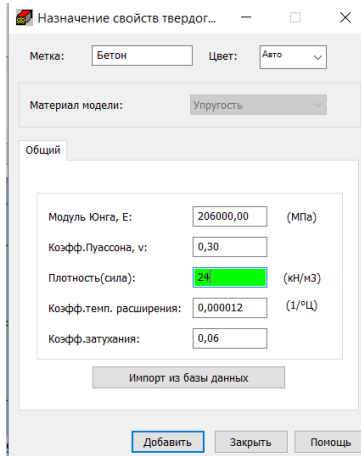


Рис. 4.17. Создание материала для подпорной стенки

4) создаем грунт, для этого с помощью инструмента **Полилиния** рисуем контур грунта и с помощью вкладок **Редактор** → **Изменение подконструкции** → **Модификация объекта**, создаем свойства грунта так же, как и материала подпорной стенки (рис. 4.18);

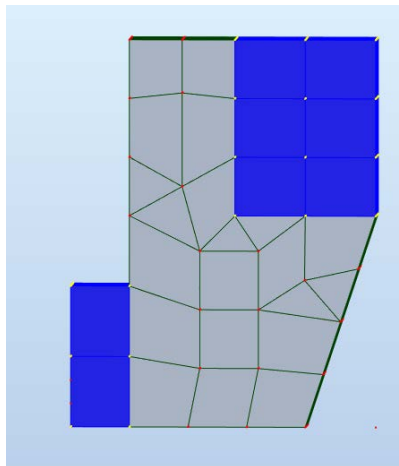


Рис. 4.18. Создание контура и характеристик грунта

5) после этого создадим массив грунта. Для этого переходим на вкладку **Свойства тела** → **Описание новых свойств тела** и создаем грунт плотностью 15 кН/м^3 (рис. 4.19);

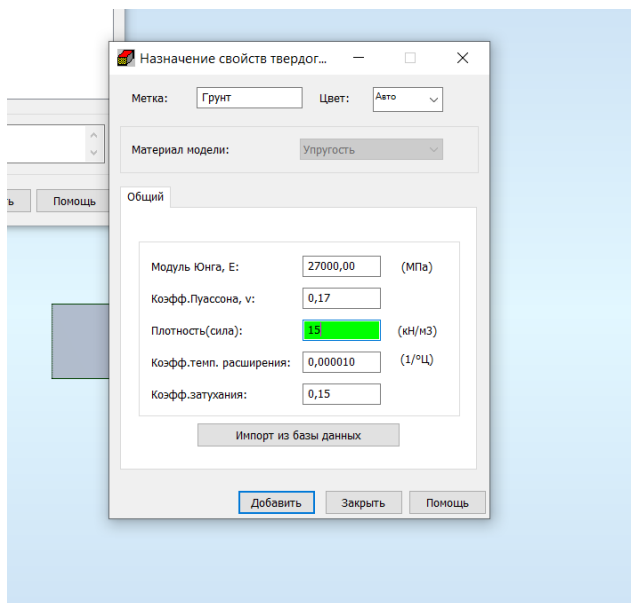


Рис. 4.19. Назначение свойств массива грунта

6) для назначения нагрузки активизируем нагружение, выбрав **Давление грунта активное** (рис. 4.20);

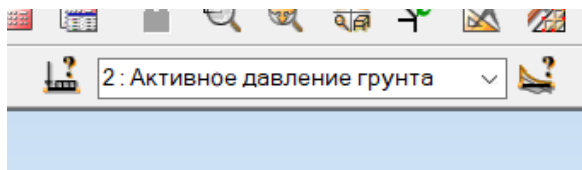


Рис. 4.20. Выбор типа нагружения

7) создадим активное давление грунта на стенку со стороны напорной грани. Так как напорная грань подпорной стенки имеет сложную

форму, активное давление будет состоять из двух частей: первая часть – на уровне разгрузочной площадки, а вторая – на уровне вертикального участка подпорной стенки. Сначала создадим первую часть (расположенную от отметки 0 до отметки 3,6 м). Для этого выберем из меню **Нагрузки** → **Специальные нагрузки** → **Давление грунта**, в открывшемся диалоговом окне **Давление грунта** нажимаем кнопку **Параметры** и запускаем диалог для формирования нагрузки от грунта.

В этом диалоге мы зададим необходимые параметры давления грунта:

- переносим бегунок в положение **КА**, что соответствует активному давлению грунта;

- вводим необходимые значения плотности грунта и отметки границ участков напорной грани (рис. 4.21).

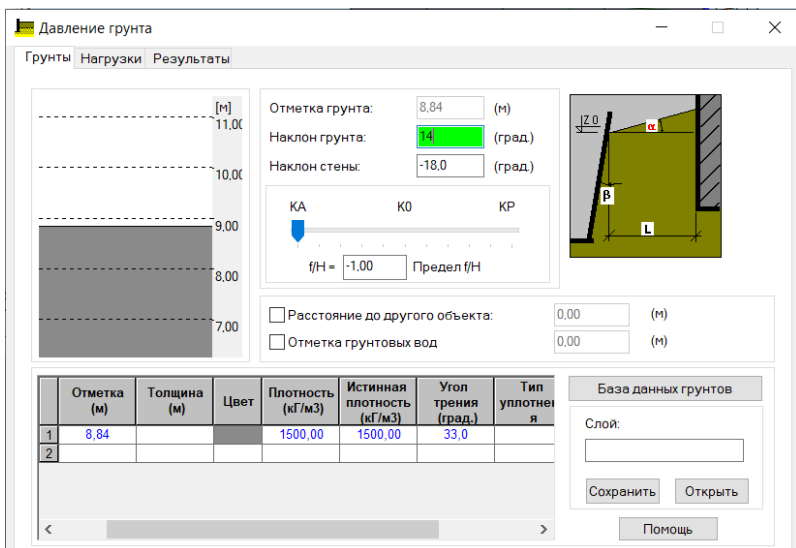


Рис. 4.21. Данные давления грунта для нижней части напорной грани стены

Значение верхней отметки грунта определяем графическим способом (рис. 4.22). Равномерно распределенную нагрузку заменяем эквивалентным ей слоем грунта. Высоту грунта определим по формуле

$$h = \frac{q}{\gamma_{гр}} = \frac{20}{15} = 1,33 \text{ м.}$$

Слой грунта, заменяющий равномерно-распределенную нагрузку

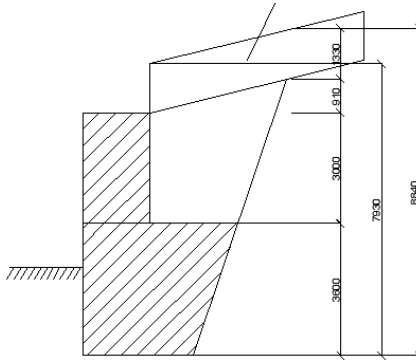


Рис. 4.22. Определение верхней отметки грунта

После этого приложим нагрузку к напорной грани подпорной стенки. Для этого переходим на вкладку **Результаты** и нажимаем на кнопку **Применить**. Затем выбираем инструмент **Стержень** и создаем стержень от низа подпорной стенки до отметки 3,6 м (рис. 4.23).

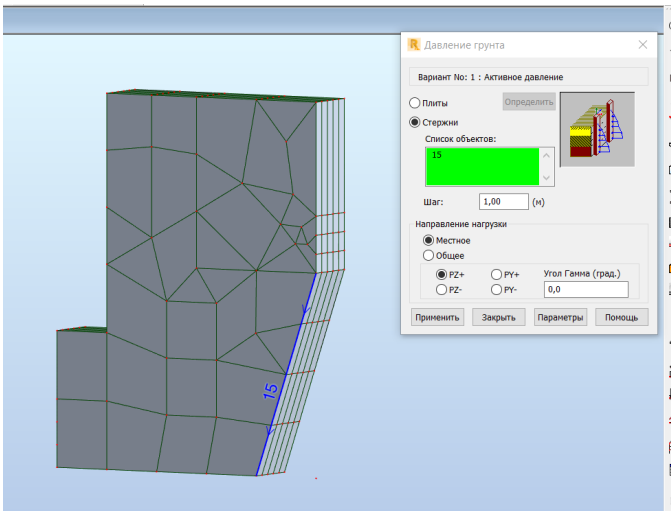


Рис. 4.23. Создание стержня для приложения активного давления грунта

После этого во вкладке **Давление грунта** выбираем элемент **Стержень** → **Направление нагрузки** → **Местное PZ+** → **Список объектов** (стержень, который мы создали) и нажимаем на кнопку **Применить**.

Затем нажимаем кнопку **Расчет**. Таким образом мы создали нижнюю часть активного давления грунта (рис. 4.24).

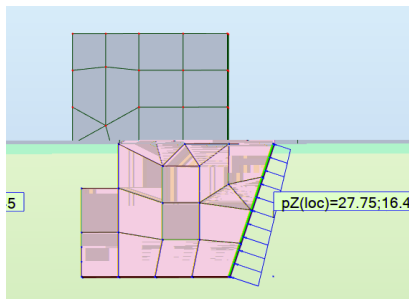


Рис. 4.24. Активное давление грунта на нижнюю часть напорной грани стены

Затем создаем верхнюю часть нагрузки от активного давления грунта на верхнюю часть напорной грани стены. Для этого переходим на вкладку **Нагрузки** → **Специальные нагрузки** → **Давление грунта** – нажимаем кнопку **Параметры** и вводим следующие данные (рис. 4.25).

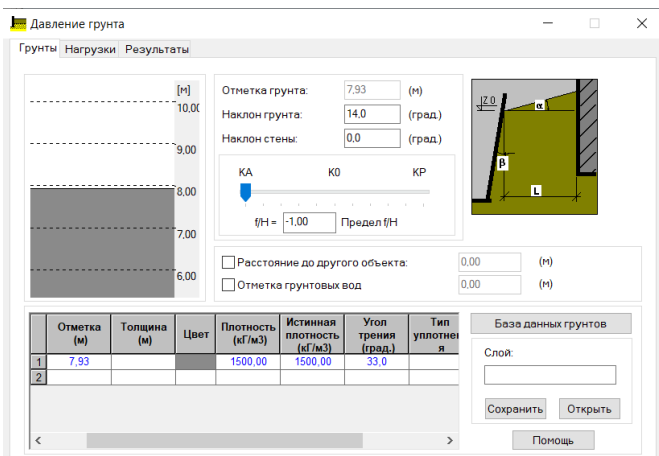


Рис. 4.25. Данные давления грунта для верхней части напорной грани стены

Затем нажимаем кнопку **Результаты** → **Применить** и прикладываем нагрузку так же, как и предыдущую. Таким образом мы создали активное давление грунта на напорную грань (рис. 4.26);

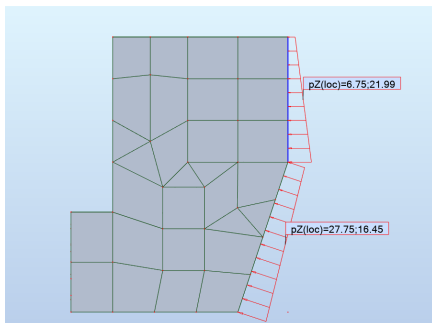


Рис. 4.26. Активное давление грунта на участка напорной грани стены

8) для создания активного давления грунта с лицевой стороны стены переходим на вкладку **Нагрузки** → **Специальные нагрузки** → **Давление грунта** → нажимаем кнопку **Параметры** и вводим следующие данные (рис. 4.27);

Давление грунта

Грунты Нагрузки Результаты

Отметка грунта: 2.40 (м)

Наклон грунта: 0.0 (град.)

Наклон стены: 0.0 (град.)

KA K0 KP

f/H = -1.00 Предел f/H

Расстояние до другого объекта: 0.00 (м)

Отметка грунтовых вод: 0.00 (м)

	Отметка (м)	Толщина (м)	Цвет	Плотность (кг/м3)	Истинная плотность (кг/м3)	Угол трения (град.)	Тип уплотнения
1	2.40			1500.00	1500.00	33.0	
2							

База данных грунтов

Слой:

Рис. 4.27. Создание активного давления грунта на лицевую грань подпорной стенки

Затем нажимаем на кнопку **Результаты** → **Применить** и прикладываем нагрузку так же, как и предыдущие. Таким образом мы создали активное давление на лицевую грань подпорной стенки (рис. 4.28);

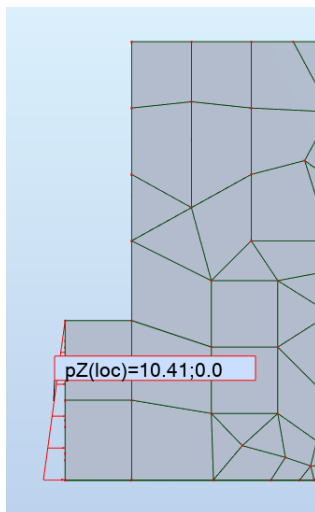


Рис. 4.28. Активное давление грунта с лицевой стороны

9) определим устойчивость подпорной стенки при плоском сдвиге. Устойчивость определяется по формуле

$$n_c \cdot N_p \leq \frac{m}{k_H} \cdot R_{пл},$$

где n_c и k_H – коэффициенты сочетаний нагрузок и надежности ($n_c = 1$, $k_H = 1,2$;

N_p – расчетная сдвигающая сила;

m – коэффициент условий работы (для сооружений на пылевато-глинистых грунтах в стабилизированном состоянии $m = 0,9$);

$R_{пл}$ – расчетное предельное сопротивление при плоском сдвиге.

Значения N_p и $R_{пл}$ определяют по формулам

$$N_p = T_T + E_{ад1} - T_d;$$

$$R_{пл} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + 0,7 E_{а.л2} + F_{\phi} c_1,$$

где T_T и T_L – горизонтальные составляющие активных сил, действующих со стороны напорной и лицевой граней;

$E_{a,л1}$ и $E_{a,л2}$ – горизонтальные составляющие активного давления грунта со стороны напорной грани и с лицевой;

P – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок;

F_ϕ – площадь 1 п.м. подошвы фундамента подпорной стенки;

$\text{tg } \varphi_1$ и c_1 – характеристики грунта по поверхности сдвига: угол естественного откоса грунта и сцепление ($\varphi_1 = 33$, $c_1 = 4$ кПа).

Расчетную сдвигающую силу N_p получим как сумму активных сил со своими знаками, для этого переходим на вкладку **Реакции** и в разделе **Давление грунта активное** в колонке F_x смотрим значение результирующей силы (рис. 4.29).

Узел/Нагрузка	F_x (кН)	
Нагружение	Активное давление	
Сумма вел.	0,0	
Сумма реакц	0,0	
Сумма сил	-122,66	
Контр. вел.	-122,66	
Точность	1,18174e+01	1

Рис. 4.29. Расчетная сдвигающая сила

Аналогично определяем величину активного давления с лицевой стороны (рис. 4.30).

Нагружение	Активное давление с лицевой грани	
Сумма вел.	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0
Сумма сил	12,49	0,00
Контр. вел.	12,49	0,00
Точность	7,94048e+00	2,55806e+08

Рис. 4.30. Определение величины активного давления с лицевой стороны

Сумму вертикальных сил на стенку получим в колонке Fz (рис. 4.31)

$$P = -548,64 + 26,52 = -522,12 \text{ кН.}$$

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)
Нагружение	Активное давление		
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-122,66	0,00	26,52
Контр. вел.	-122,66	0,00	26,52
Точность	1,18174e+01	1,70780e+11	
Нагружение	Активное давление с лицевой грани		
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	12,49	0,00	0,0
Контр. вел.	12,49	0,00	0,0
Точность	7,94048e+00	2,55806e+08	
Нагружение	Собственный вес		
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,0	0,0	-548,64
Контр. вел.	0,0	0,0	-548,64
Точность	5,70442e+01	3,01006e+11	

Рис. 4.31. Определение суммы вертикальных сил на стенку

Определим предельное расчетное сопротивление при плоском сдвиге:

$$R_{пл} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + 0,7 E_{a,d.2} + F_{\phi} c_1 = 522,12 \cdot \operatorname{tg} 33 + 0,7 \cdot 12,49 + 3 \cdot 4 = 359,81 \text{ кН/м}^2.$$

Составляющая активного давления с лицевой грани:

$$E_a = F_x = 12,49 \text{ кН.}$$

Расчетная сдвигающая сила:

$$N_p = E_{a.d.1} = F_x = 122,66 \text{ кН.}$$

Проверяем условие устойчивости:

$$1 \cdot 122,66 \leq \frac{0,9}{1,2} \cdot 359,81 = 270 \text{ кН/м}^2.$$

Условие устойчивости на сдвиг выполняется;

10) проверим устойчивость подпорной стенки на опрокидывание относительно ее левого нижнего угла.

Для этого совместим левый нижний угол подпорной стенки с нулем координат, перейдя по вкладке **Редактор** → **Переместить** (рис. 4.32).

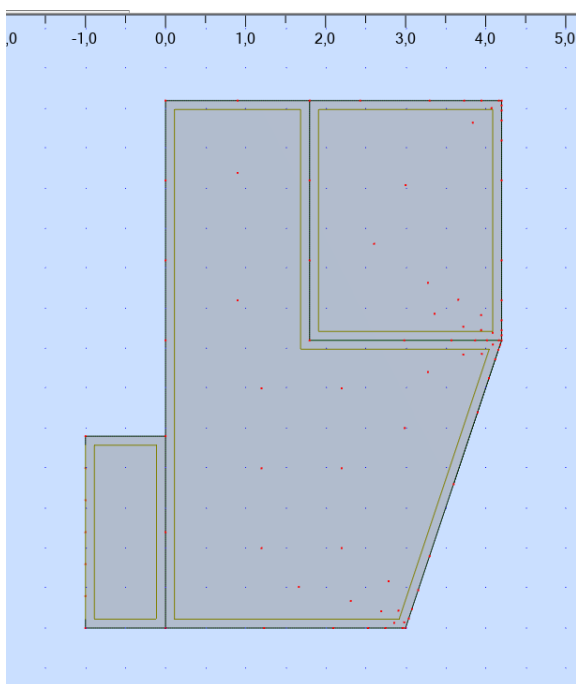


Рис. 4.32. Перемещение подпорной стенки

Затем нажимаем кнопку **Расчет**.

Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание по формуле

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{опр}}},$$

где $M_{\text{уд}}$ – момент всех удерживающих сил;

$M_{\text{опр}}$ – момент всех опрокидывающих сил.

Должно выполняться условие:

$$K_{\text{опр}} > [K_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Моменты всех сил, действующих на стенку, определяем из раздела **Результаты → Реакции** (рис. 4.33).

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
Нагружение	Активное давление					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-122,66	0,00	26,52	-26,52	-433,52	-122,66
Контр. вел.	-122,66	0,00	26,52	-26,52	-433,52	-122,66
Точность	3,98083e+01	2,03684e+11				
Нагружение	Активное давление с лицевой грани					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	12,49	0,00	0,0	-0,00	9,99	12,49
Контр. вел.	12,49	0,00	0,0	-0,00	9,99	12,49
Точность	3,49263e+01	2,55806e+08				
Нагружение	Собственный вес					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,0	0,0	-548,64	274,32	1005,70	0,0
Контр. вел.	0,0	0,0	-548,64	274,32	1005,70	0,0
Точность	4,10322e+03	1,08668e+12				

Рис. 4.33. Определение моментов действующих сил

$$K_{\text{опр}} = \frac{1005,7 + 9,99}{-433,52} = 2,34 > 1,5.$$

Условие устойчивости на опрокидывание выполняется;

1) определение крайевых сжимающих напряжений на грунт под подошвой стены.

Совместим центр тяжести подошвы подпорной стенки с нулем координат. Для этого определим середину подошвы подпорной стенки и перемещаем всю стенку на необходимое расстояние, используя инструмент **Перемещение** (рис. 4.34).

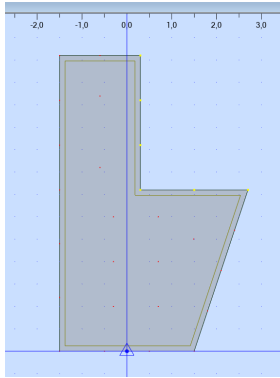


Рис. 4.34. Совмещение центра тяжести подошвы с нулем координат

Эксцентриситет приложения всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы подпорной стенки, равен:

$$e = \frac{M_0}{F_v},$$

где F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость;

M_0 – сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы.

Необходимые данные берм из раздела **Реакции** (рис. 4.35).

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
Нагружение	Активное давление					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-122,66	0,00	26,52	-26,52	-393,74	-122,66
Контр. вел.	-122,66	0,00	26,52	-26,52	-393,74	-122,66
Точность	1,18174e+01	1,70780e+11				
Нагружение	Активное давление с лицевой грани					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	12,49	0,00	0,0	-0,00	9,99	12,49
Контр. вел.	12,49	0,00	0,0	-0,00	9,99	12,49
Точность	7,94048e+00	2,55806e+08				
Нагружение	Собственный вес					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,0	0,0	-548,64	274,32	182,74	0,0
Контр. вел.	0,0	0,0	-548,64	274,32	182,74	0,0
Точность	5,70442e+01	3,01006e+11				

Рис. 4.35. Определение величины эксцентриситета

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{-393,74 + 182,74 + 9,99}{-548,64 + 26,52} = 0,384 \text{ м.}$$

При эксцентриситете приложения равнодействующих всех сил относительно центра тяжести подошвы крайвые напряжения определяем по формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{F_v}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{-548,64 + 26,52}{3} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,384}{3}\right);$$

$$\sigma^{\max} = -307,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma^{\min} = -40,37 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным строим эпюру сжимающих напряжений на грунт в подошве подпорной стенки (рис. 4.36).

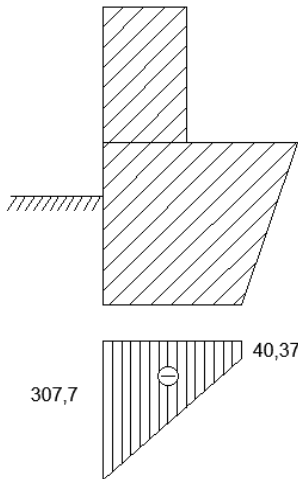


Рис. 4.36. Эпюра нормальных сжимающих напряжений грунта

Как видно по значениям крайвых сжимающих напряжений на грунт, напряжения под всей подошвой стенки одного знака, что удовлетворяет требованиям проектирования.

Однако программно-вычислительный комплекс **Robot** не учитывает шероховатость материала подпорной стенки, где стенка контакти-

рует с грунтом, вследствие чего, если шероховатость должна быть учтена, расчеты рекомендуется выполнять другими способами.

Пример 5. Рассчитать массивную подпорную стену с ломаной напорной гранью при действии на нее двухслойного грунта. Расчетная схема подпорной стены представлена на рис. 4.37.

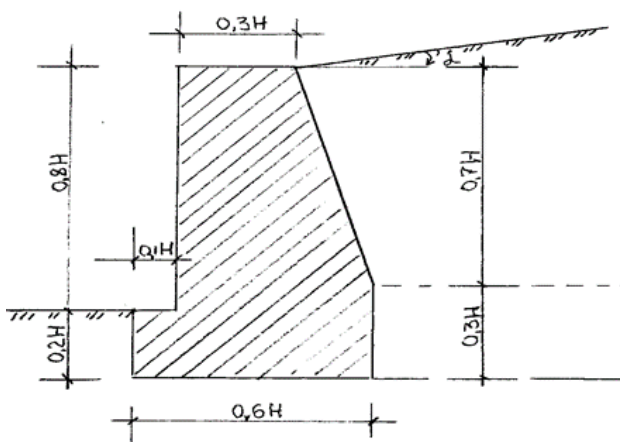


Рис. 4.37. Расчетная схема подпорной стены

Алгоритм решения примера:

1. Проанализировать форму поперечного сечения подпорной стенки и разделить ее на участки. Определить центры тяжести участков и приложить в них силы веса одного погонного веса стены G_1 , G_2 , и G_3 .

2. Графическим методом, выполнив построение Понселе для верхнего наклонного участка напорной грани стены, на который действует верхний слой грунта, по второй теореме Ребхана определить силу активного давления грунта на этот участок напорной грани. Построить эпюру интенсивности активного давления грунта на этот участок стены (для чего определить нижнюю ординату q_0), найти точку приложения силы E_1 и направление действия.

3. Заменить действие верхнего грунта эквивалентным слоем нижнего и получить фиктивную высоту действия на подпорную стену однородного нижнего слоя грунта.

4. Для полученного фиктивного вертикального участка напорной грани подпорной стенки высотой $H_2^{\text{фикт}} = H_{\text{нижн}} + h_0$ выполнить постро-

ение Понселе и по теореме Ребхана определить фиктивную силу $E_2^{\text{фикт}}$ активного давления грунта на этот вертикальный участок.

5. Построить эпюру интенсивности активного давления грунта по всей высоте фиктивного вертикального участка (для чего определить нижнюю ординату q_0).

6. Для дальнейших расчетов провести анализ того участка эпюры интенсивности, которая соответствует вертикальному участку km напорной грани стены. Чтобы учесть активное давление грунта на участок OA задней грани подпорной стенки, на эпюре интенсивности для фиктивного участка mm' необходимо отсечь треугольник по высоте задней грани OA . Графическим способом с эпюры интенсивности вычислить силы активного давления грунта на участок km – E_2 и E_3 , их точки приложения и направления.

7. Проверить устойчивость подпорной стены на опрокидывание и сдвиг. Коэффициент трения кладки по грунту принять равным 0,45.

8. Выбрать масштаб силового многоугольника и построить его, построить многоугольник давления в теле стены и определить графически эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил в подошве поперечного профиля стены.

9. Определить нормальные напряжения в грунте подошвы фундамента стены и построить эпюру напряжений.

Решение.

Исходные характеристики к расчетной схеме: $H = 10$ м;

- по грунту – $\angle \alpha = 10^\circ$; $\gamma_{\text{верх}} = 15$ кН/м³; $\gamma_{\text{нижн}} = 18$ кН/м³; $\varphi_{\text{верх}} = 30^\circ$;

$\varphi_{\text{нижн}} = 33^\circ$; $\varphi_0^{\text{верх}} = 10^\circ$; $\varphi_0^{\text{нижн}} = 12^\circ$; $\angle \varepsilon = 15,9^\circ$;

- по материалу стены – $\gamma_{\text{кладки}} = 25$ кН/м³; $f = 0,45$ – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента.

Начинаем с определения сил, действующих на участки напорной грани стены (рис. 4.38). Выполняем построение Понселе для действительного участка напорной грани dk , графически определим площадь S треугольника Ребхана и вычислим силу активного давления грунта на действительный участок напорной грани по второй теореме Ребхана:

$$S_{\Delta\text{Ребхана}} = \frac{1}{2} \cdot 5,5 \cdot 4,9 = 13,5 \text{ м}^2;$$

$$E_{dk} = \gamma_{\text{гр}}^{\text{верх}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}} = 15 \cdot 13,5 = 202,5 \text{ кН/м.}$$

Построим эпюру интенсивности давления на реальный участок напорной грани стены dk , для чего определим нижнюю ординату этой эпюры по формуле

$$q_0 = \frac{2E_{dk}}{H_{dk}} = \frac{2 \cdot 202,5}{7} = 57,9 \text{ кН/м}^2,$$

где H – высота рассматриваемого участка грани стены.

Для второго реального вертикального участка km напорной грани найдем приведенную (фиктивную) высоту, для чего заменим верхний слой грунта за напорной гранью эквивалентным слоем нижнего. Высоту эквивалентного слоя определим по выражению:

$$h_0 = H^{\text{верх}} \cdot \frac{\gamma_{\text{гр}}^{\text{верх}}}{\gamma_{\text{гр}}^{\text{ниж}}} = 7 \cdot \frac{15}{18} = 5,83 \text{ м.}$$

Определим полную высоту фиктивного вертикального участка напорной грани mm' подпорной стенки высотой $H_2^{\text{фикт}}$:

$$H_2^{\text{фикт}} = H_{\text{нижн}} + h_0 = 3 + 5,83 = 8,83 \text{ м.}$$

Для этого фиктивного участка выполняем построение Понселе и графически определяем площадь треугольника Ребхана:

$$S_{\Delta\text{Ребхана}} = \frac{1}{2} \cdot 5,1 \cdot 4,9 = 12,5 \text{ м}^2;$$

далее по теореме Ребхана определяем фиктивную силу $E_2^{\text{фикт}}$ активного давления грунта на этот вертикальный участок:

$$E_2^{\text{фикт}} = \gamma_{\text{гр}}^{\text{нижн}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}} = 18 \cdot 12,5 = 225 \text{ кН/м.}$$

Определяем нижнюю ординату q_0 эпюры интенсивности активного давления грунта по всей высоте фиктивного вертикального участка

$$q_0 = \frac{2E_2^{\text{фикт}}}{H_2^{\text{фикт}}} = \frac{2 \cdot 225}{8,83} = 50,6 \text{ кН/м}^2.$$

Для определения величин сил активного давления на реальные участки граней стены используем заштрихованные площади эпюр интенсивности давления (рис. 4.38).

$$E_1 = 202,5 \text{ кН/м};$$

$$E_2 = (35 + 46) / 2 \cdot 1 = 40 \text{ кН/м};$$

$$E_3 = 46 \cdot 2 = 92 \text{ кН/м}.$$

Точки приложения сил активного давления найдем графическим способом, определив центры тяжести заштрихованных участков эпюр интенсивности давления. Затем снесем полученные силы активного давления E_1 , E_2 и E_3 на реальные участки напорной грани стенки и покажем направления их действия.

Определяем собственный вес трех участков поперечного профиля стены на длине одного погонного метра.

$$G_1 = \frac{3+5}{2} \cdot 7 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 700 \text{ кН/1 п.м.};$$

$$G_2 = 5 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 125 \text{ кН/1 п.м.};$$

$$G_3 = 6 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 300 \text{ кН/1 п.м.};$$

Аналитически или графически находим точки приложения собственного веса участков поперечного профиля стены (см. рис. 4.38).

Строим силовой многоугольник (т. е. геометрически складываем все силы, действующие на стену) и многоугольник давления в стене (представляет собой геометрическое место точек приложения равнодействующих всех сил, действующих на стену выше рассматриваемого сечения). Графически, используя многоугольник давления, находим эксцентриситет в плоскости подошвы фундамента подпорной стены: $e = 0,4$ м, а проекция равнодействующей R_3 силового многоугольника на вертикальную плоскость дает нам значение внецентренно приложенной сжимающей силы $N = -1270$ кН.

Затем проверяем устойчивость стены на опрокидывание вокруг внешнего ребра O . Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{о удер}}}{M_{\text{о опр}}},$$

где $M_{\text{о удер}}$ – момент от всех удерживающих сил;

$M_{\text{о опр}}$ – момент от всех опрокидывающих сил.

По поперечному профилю стенки аналитически определяем величины плеча r_i для удерживающих сил G_1 , G_2 и G_3 соответственно

$$r_1 = 3,15 \text{ м}; \quad r_2 = 3,5 \text{ м}; \quad r_3 = 3,0 \text{ м}.$$

$$\begin{aligned} M_{\text{о удер}} &= G_1 \cdot r_1 + G_2 \cdot r_2 + G_3 \cdot r_3 = \\ &= 700 \cdot 3,15 + 125 \cdot 3,5 + 300 \cdot 3,0 = 3542,5 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

На поперечном профиле стенки графически определяем величины плеча ℓ_i для опрокидывающих сил E_1 , E_2 и E_3 соответственно

$$\ell_1 = 2,7 \text{ м}; \quad \ell_2 = 1,3 \text{ м}; \quad \ell_3 = 0.$$

$$\begin{aligned} M_{\text{о опр}} &= E_1 \cdot \ell_1 + E_2 \cdot \ell_2 + E_3 \cdot \ell_3 = \\ &= 202,5 \cdot 2,7 + 40 \cdot 1,3 + 92 \cdot 0 = 598,8 \text{ кНм}; \end{aligned}$$

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{о удер}}}{\sum M_{\text{о опр}}} = \frac{2745}{629,55} = 4,36 > [k_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Следовательно, условие устойчивости подпорной стенки на опрокидывание выполняется.

Коэффициент устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента определяем по выражению

$$K_{\text{сдв}} = \frac{f \cdot \Sigma Q}{\Sigma T_{\text{сдв}}},$$

где ΣQ – сумма всех удерживающих сил;

f – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента;

$\Sigma T_{\text{сдв}}$ – сумма всех сдвигающих сил.

$$\Sigma Q = G_1 + G_2 + G_3 = 700 + 125 + 300 = 1125 \text{ кН};$$

$$\Sigma E_{\text{сдв}} = E_1 \cdot \cos(\varphi_0 + \varepsilon) + E_2 \cdot \cos(\varphi_0) + E_3 \cdot \cos(\varphi_0) -$$

$$- f(E_1 \cdot \sin(\varphi_0 + \varepsilon) + E_2 \cdot \sin(\varphi_0) + E_3 \cdot \sin \varphi_0) =$$

$$= E_1 \cdot \cos 25,9^\circ + E_2 \cdot \cos 12^\circ + E_3 \cdot \cos 12^\circ -$$

$$- 0,45(202,5 \cdot \sin 25,9^\circ + 40 \cdot \sin 12^\circ + 92 \cdot \sin 12^\circ) = 259,42 \text{ кН};$$

$$K_{\text{сдв}} = \frac{0,45 \cdot \sum Q}{\sum T} = \frac{0,45 \cdot 1125}{259,42} = 1,95 > [K_{\text{сдв}}] = 1,3.$$

Следовательно, условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг в плоскости подошвы фундамента выполняется.

Так как эксцентриситет приложения вертикальной проекции равнодействующей N меньше ядра прямоугольного сечения в основании стенки $e < \frac{b}{6}$, ($0,4 \text{ м} < \frac{6}{6} = 1 \text{ м}$), то нормальное напряжение должно быть одного знака и найдется по зависимости определения напряжений для внецентренного сжатия –

$$\sigma_{\text{max}} = -\frac{N}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right);$$

$$\sigma_{\text{min}} = -\frac{1270}{6} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,4}{6}\right);$$

$$\sigma_{\text{max}} = -296,33 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\text{min}} = -127 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным значениям строим эпюру нормальных сжимающих напряжений грунта в основании подпорной стены. На рис. 4.38 видно, что полученная эпюра однозначная, что свидетельствует о выполнении основных требований рационального проектирования подпорных стен.

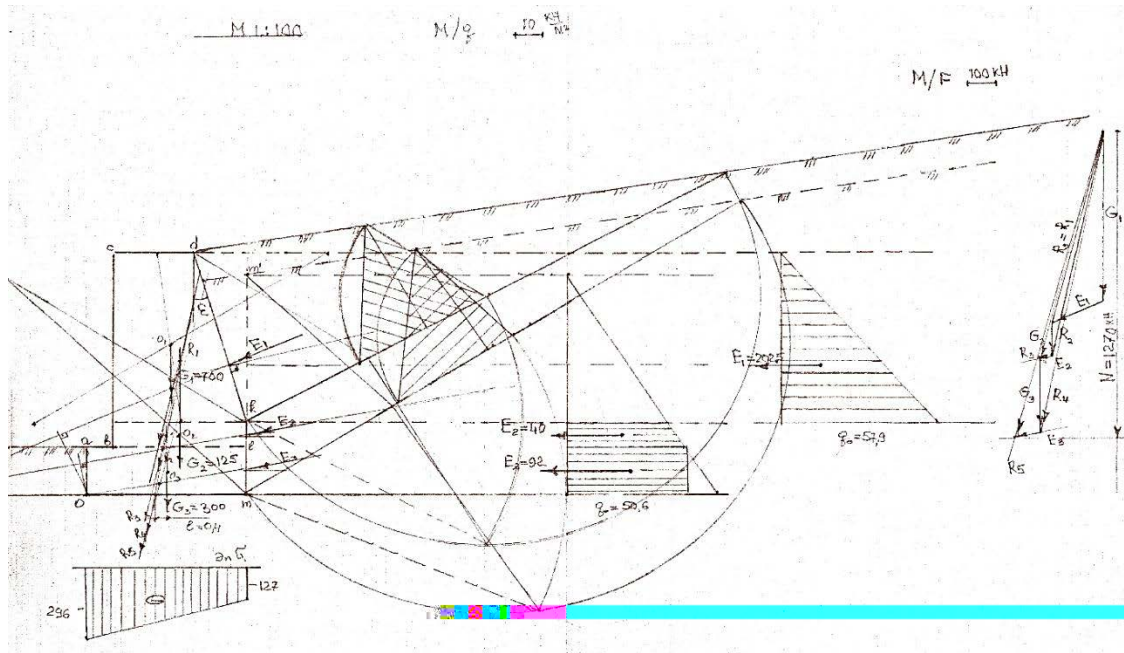


Рис. 4.38. Схема графоаналитического расчета массивной подпорной стенки

Пример 6. Сравнительный расчет в программе Robot structural analysis массивной подпорной стенки при действии ее на ломаную напорную грань двухслойного грунта.

Исходные данные:

- угол наклона подъема грунта за напорной гранью $\alpha = 10^\circ$;
- объемная плотность грунта в нижней части $\gamma_{гр} = 18 \text{ кН/м}^3$;
- объемная плотность грунта в верхней части $\gamma_{гр} = 15 \text{ кН/м}^3$;
- угол естественного откоса грунта в нижней части $\varphi = 33^\circ$;
- угол естественного откоса грунта в верхней части $\varphi = 30^\circ$;
- угол отклонения от нормали из-за трения грунта о поверхность напорной грани стенки в ее нижней части $\varphi_0 = 12^\circ$;
- угол отклонения от нормали из-за трения грунта о поверхность напорной грани стенки в ее верхней части $\varphi_0 = 10^\circ$;
- плотность материала подпорной стенки (бетона) $\gamma_{бет} = 25 \text{ кН/м}^3$;
- угол наклона грани подпорной стенки $\angle \varepsilon = 15,9^\circ$;
- коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента $f = 0,45$.

Требуется определить сжимающее напряжение в подошве фундамента и проверить устойчивость стены на опрокидывание и сдвиг. Подпорная стенка представлена на (рис. 4.39).

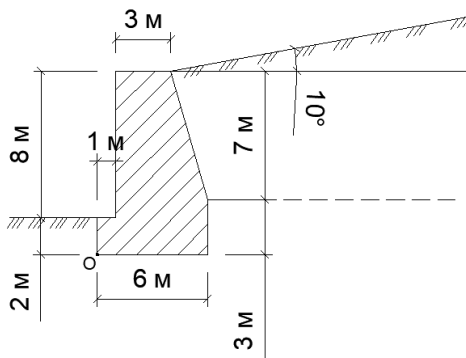


Рис. 4.39. Подпорная стенка

Последовательность выполнения работы:

- 1) строим контур подпорной стенки, используя инструмент **Поли-линия** (рис. 4.40);

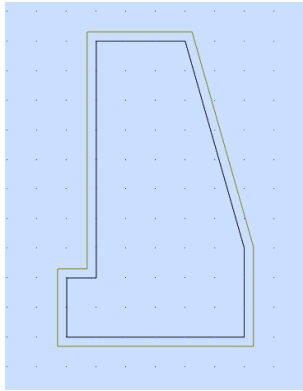


Рис. 4.40. Контур подпорной стенки

2) из данного контура нам необходимо создать **Тело**. Для этого переходим на вкладку **Редактор** → **Изменение подконструкции** → **Модификация объекта**. В открывшемся окне нажимаем на любое ребро нашего контура. Затем под надписью **Добавить изменение объекта** кликаем на вкладку **Выдавливание**. После этого, нажав на вкладку **Параметры изменений объекта**, вводим следующие координаты (0,0; 1,0; 0,0). Таким образом, задав координату $x = 1$, мы создали подпорную стенку толщиной 1 м (рис. 4.41);

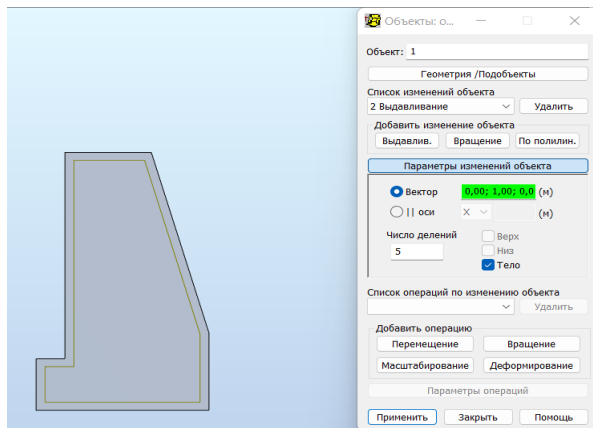


Рис. 4.41. Создание **Тела** подпорной стенки

3) создадим нагрузку **Собственный вес** (рис. 4.42);

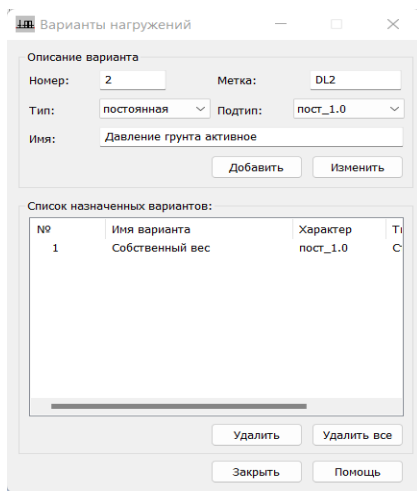


Рис. 4.42. Создание нагрузки **Собственный вес**

4) для создания необходимого материала для подпорной стенки переходим на вкладку **Свойства твердого тела** и создаем необходимый материал (рис. 4.43);

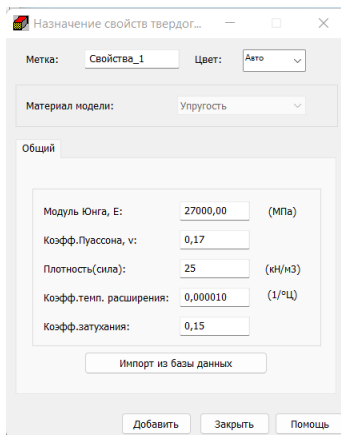


Рис. 4.43. Создание материала для подпорной стенки

5) создадим слой грунта, который будет давить на подпорную стенку. Для этого также используем инструмент **Полилиния** и вкладки **Редактор** → **Изменение подконструкции** → **Модификация объекта** (рис. 4.44);

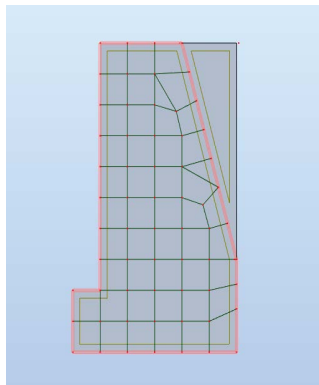


Рис. 4.44. Создание грунта

6) зададим грунту необходимую плотность, используя вкладку **Плотность твердого тела** (рис. 4.45);

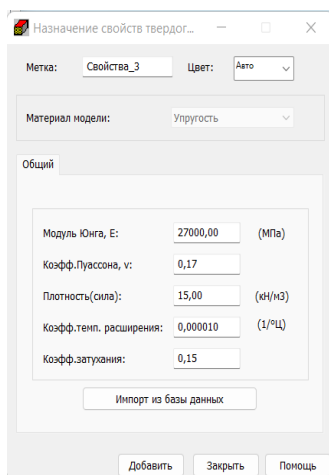


Рис. 4.45. Создание плотности грунта

7) для назначения активного давления грунта создадим нагружение **Давление грунта активное** (рис. 4.46);

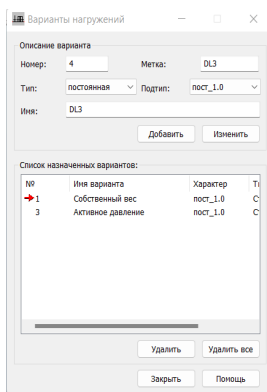


Рис. 4.46. Создание нагружения **Активное давление**

8) затем выберем из меню **Нагрузки** → **Специальные нагрузки** → **Давление грунта**, в открывшемся диалоговом окне **Давление грунта** нажимаем кнопку **Параметры** и запускаем диалог для формирования нагрузки от грунта.

Затем нажимаем на вкладку **Параметры**. Переносим бегунок в положение **КА**, что соответствует активному давлению грунта. Вносим в таблицу отметку грунта, его плотность, наклон грунта, наклон стены, угол трения грунта (рис. 4.47).

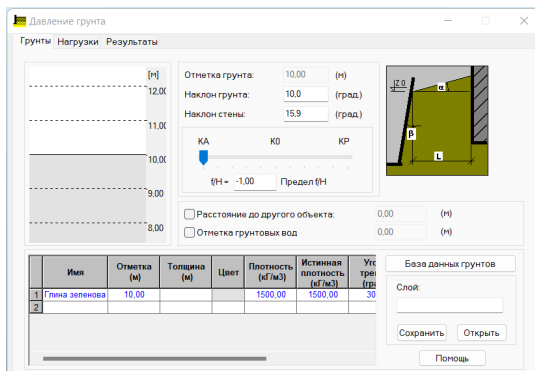


Рис. 4.47. Создание активного давления грунта в верхней части напорной грани подпорной стенки

Затем нажимаем кнопку **Применить**;

9) после нам необходимо начертить стержень по грани подпорной стенки, к которому мы будем прикладывать активное давление грунта. Для этого используем инструмент **Стержень**. После этого выбираем **Стержень**, направление нагрузки **Местное** и в окне **Список объектов** выбираем стержень, который мы только что создали (рис. 4.48).

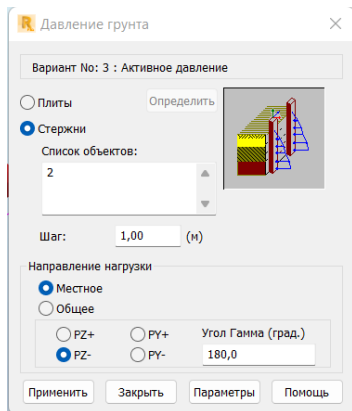


Рис. 4.48. Приложение активного давления грунта в верхней части напорной грани

После этого нажимаем кнопку **Применить**. В результате чего мы создали активное давление грунта в верхней части напорной грани подпорной стенки (рис. 4.49);

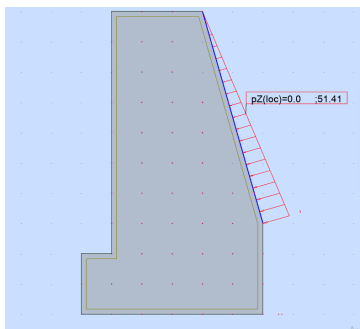


Рис. 4.49. Активное давление грунта в верхней части подпорной стенки

10) аналогично создаем давление грунта в нижней части напорной грани стенки (рис. 4.50).

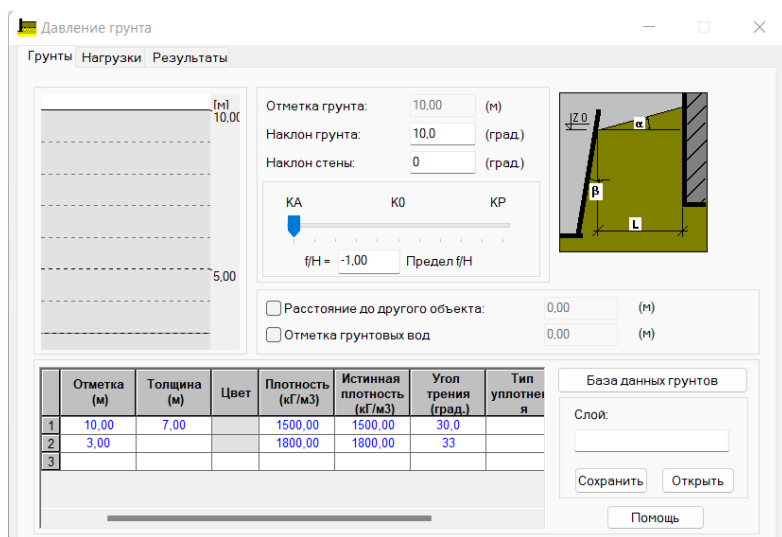


Рис. 4.50. Создание активного давления грунта в нижней части напорной грани подпорной стенки

Прикладываем давление аналогичным образом.

В результате чего мы создали активное давление грунта на всю напорную грань подпорной стенки (рис. 4.51);

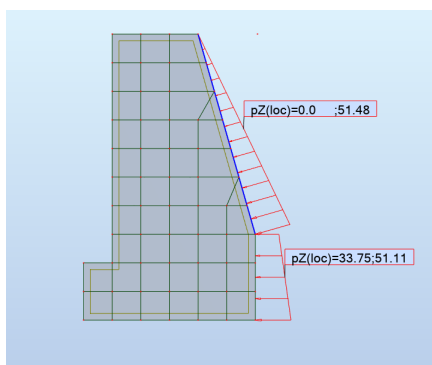


Рис. 4.51. Активное давление грунта на напорную грань подпорной стенки

11) программно-вычислительный комплекс **Robot** не учитывает шероховатость поверхности напорной грани подпорной стенки, поэтому нам необходимо заменить активное давление грунта результирующей силой под углом трения на контакте грунта с расчетной плоскостью (верхним и нижним участками напорной грани) $\varphi_0 = 10^\circ$ и $\varphi_0 = 12^\circ$.

Определим результирующую силу давления грунта.

Для верхней части напорной грани подпорной стенки получим:

$$E_1 = 51,48 \cdot 7,28 \cdot 0,5 = 187,39 \text{ кН.}$$

Для нижней части напорной грани подпорной стенки имеем:

$$E_2 = \frac{33,75 + 51,11}{2} \cdot 3 = 127,29 \text{ кН.}$$

Приложим найденные силы к напорным граням подпорной стенки.

Для этого переходим на вкладку **Нагрузки**, выбираем **Осевая сила** и задаем необходимое значение осевой силы и угол ее приложения (рис. 4.52). Угол равен $\varphi = 360 - 15,9 - 10 = 334,1^\circ$.

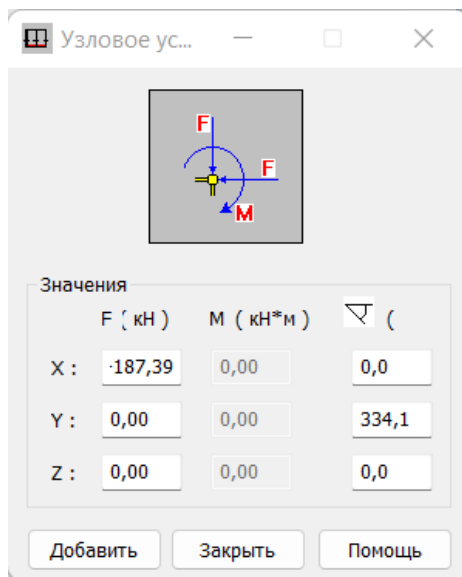


Рис. 4.52. Приложение осевой силы

В результате чего мы заменили распределенное активное давление грунта результирующей (сосредоточенной) силой в верхней части напорной грани (рис. 4.53);

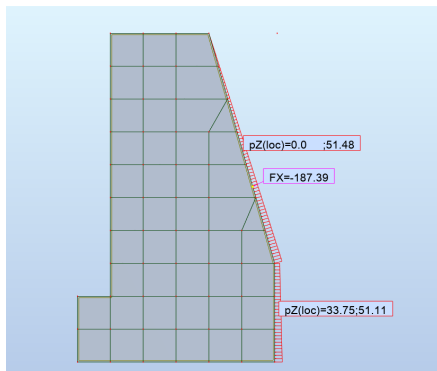


Рис. 4.53. Замена активного давления грунта сосредоточенной силой в верхней части напорной грани подпорной стенки

12) таким же образом заменяем давление грунта в нижней части напорной грани подпорной стенки.

Определяем положение центра тяжести эпюры (рис. 4.54).

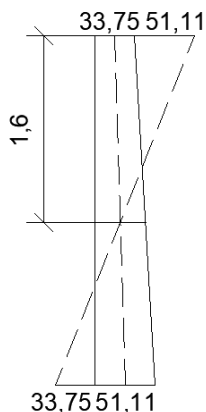


Рис. 4.54. Определение положения центра тяжести эпюры

Прикладываем сосредоточенную силу (рис. 4.55). Угол равен $\varphi = 360 - 12 = 348^\circ$.

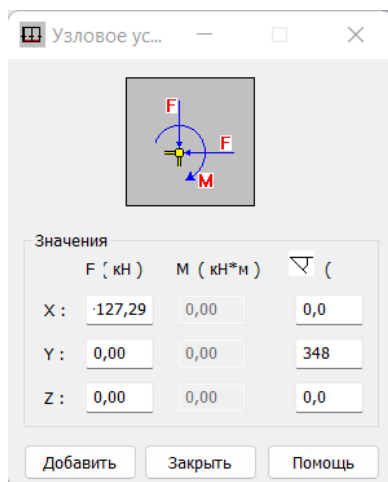


Рис. 4.55. Приложение сосредоточенной силы

После этого удаляем распределенную нагрузку от грунта (рис. 4.56);

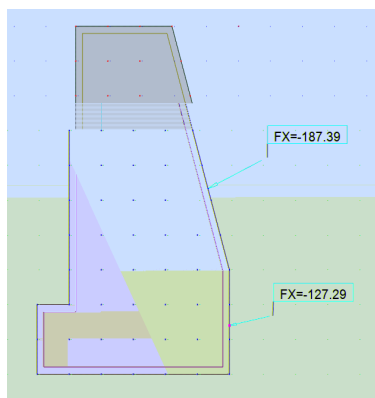


Рис. 4.56. Приложенные сосредоточенные силы со стороны напорной грани

13) создадим активное давление грунта с передней (лицевой) стороны подпорной стенки (рис. 4.57).

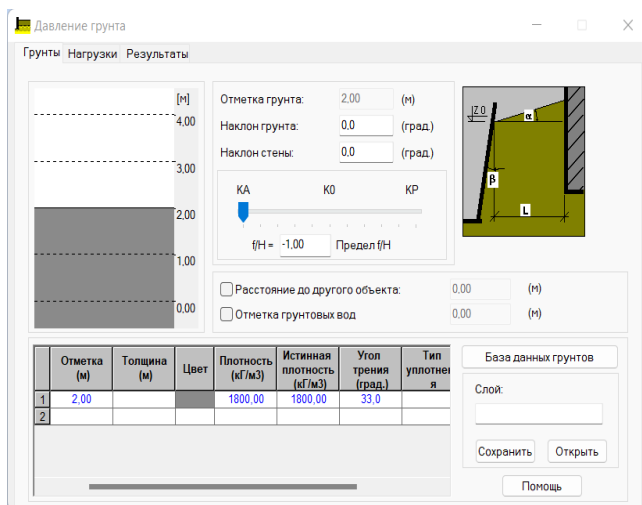


Рис. 4.57. Создание активного давления грунта с лицевой стороны подпорной стенки

Приложим активное давление грунта аналогичным образом (как и с обратной (тыльной) стороны) (рис. 4.58);

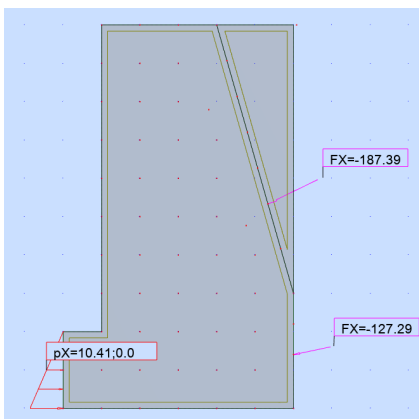


Рис. 4.58. Приложение активного давления грунта с лицевой стороны

14) затем заменим треугольную эпюру активного давления грунта сосредоточенной силой (рис. 4.59). Угол равен $\varphi = 12^\circ$.

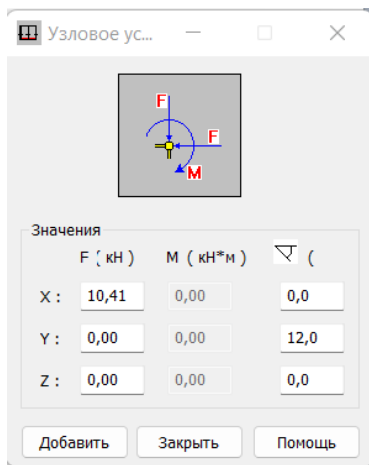


Рис. 4.59. Приложение сосредоточенной силы

Далее удаляем из таблицы нагрузок распределенное активное давление грунта. В результате чего мы получаем действие на подпорную стену активного давления грунта только в виде сосредоточенных сил (рис. 4.60);

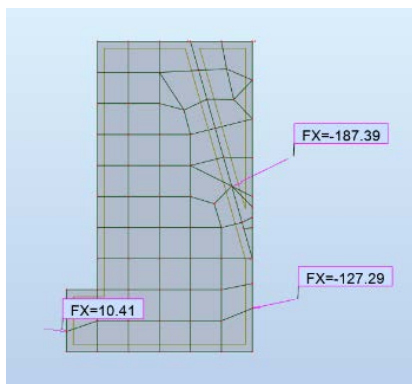


Рис. 4.60. Результат приложения сосредоточенных сил

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
Нагружение Собственный вес						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,00	0,0	-1232,04	-615,15	4033,61	0,0
Контр. вел.	0,00	0,0	-1232,04	-615,15	4033,61	0,0
Точность	2,01979e+02	1,66485e+13				
Нагружение Активное давление						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-282,89	0,0	-110,48	0,0	-471,75	0,0
Контр. вел.	-282,89	0,0	-110,48	0,0	-471,75	0,0
Точность	1,47290e+00	2,22550e+11				

Рис. 4.62. Реакции

$$M_{o \text{ удер}} = 4033,61 \text{ кНм};$$

$$M_{o \text{ опр}} = 471,75 \text{ кНм}.$$

Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{\text{опр}} = \frac{4033,61}{471,75} = 8,55;$$

$$k_{\text{опр}} = 8,55 > [k_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Таким образом видно, что условие устойчивости на опрокидывание выполняется;

15) коэффициент устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента определяем по выражению

$$K_{\text{сдв}} = \frac{f \cdot \Sigma Q}{\Sigma T_{\text{сдв}}},$$

где ΣQ – сумма всех вертикальных удерживающих сил;

f – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента;

$\Sigma T_{\text{сдв}}$ – сумма всех горизонтальных сдвигающих сил.

$$K_{\text{сдв}} = \frac{0,45 \cdot (1232,04 + 110,48)}{282,89} = 2,14;$$

$$K_{сдв} = 1,9 > [K_{сдв}] = 1,3.$$

Таким образом видно, что условие устойчивости на сдвиг выполняется;

1б) определение крайних сжимающих напряжений на грунт под подошвой подпорной стены.

Совместим центр тяжести подошвы подпорной стенки с нулем координат. Для этого определим середину подошвы подпорной стенки и переместим всю стенку на необходимое расстояние, используя инструмент **Перемещение** (рис. 4.63).

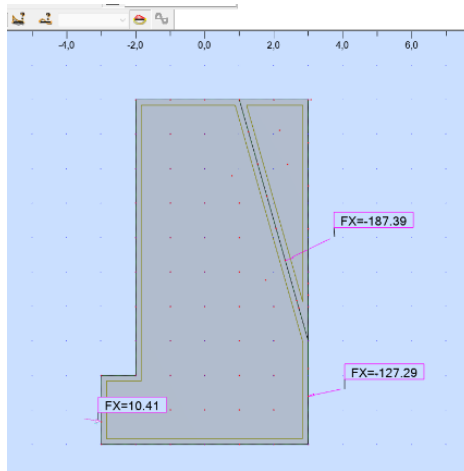


Рис. 4.63. Совмещение центра тяжести подошвы подпорной стенки с нулем координат

Эксцентриситет приложения всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы подпорной стенки, равен:

$$e = \frac{M_0}{F_v},$$

где F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость;

M_0 – сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы.

Необходимые данные берем из раздела **Реакции** (рис. 4.64).

Определим величину эксцентриситета

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{-803,20 + 339,75}{-1232,04 - 110,48} = 0,35 \text{ м.}$$

Узел/Нагружение	Fx (кН)	Fy (кН)	Fz (кН)	Mx (кНм)	My (кНм)	Mz (кНм)
Нагружение Собственный вес						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,00	0,0	-1232,04	-615,15	339,75	0,0
Контр. вел.	0,00	0,0	-1232,04	-615,15	339,75	0,0
Точность	4,47517e+02	1,51792e+12				
Нагружение Активное давление						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-282,89	0,0	-110,48	0,0	-803,20	0,0
Контр. вел.	-282,89	0,0	-110,48	0,0	-803,20	0,0
Точность	1,97959e+01	6,45126e+11				

Рис. 4.64. Реакции

Определим максимальное и минимальное крайевые напряжения

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{F_v}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{-1232,04 - 110,48}{6} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,35}{6}\right);$$

$$\sigma^{\max} = -302,067 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma^{\min} = -145,44 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным строим эпюру сжимающих напряжений на грунт в подошве подпорной стенки (рис. 4.65).

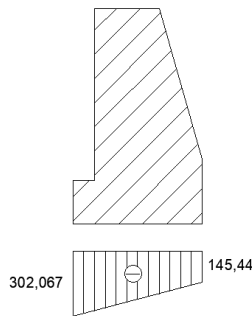


Рис. 4.65. Эпюра крайевых напряжений в грунте подошвы стенки

Как видно по значениям краевых сжимающих напряжений на грунт, напряжения под всей подошвой стенки одного знака, что удовлетворяет требованиям проектирования.

Пример 7. Рассчитать массивную подпорную стенку при действии на напорную грань водопроницаемого грунта совместно с водой. Расчетная схема подпорной стены представлена на рис. 4.66.

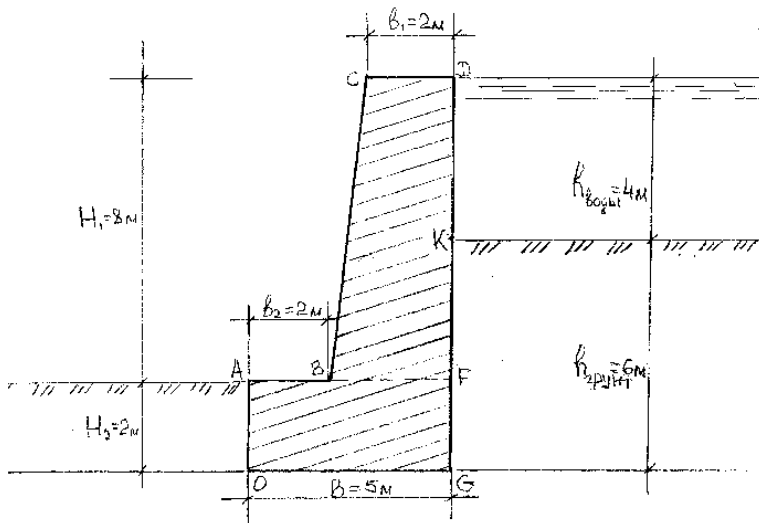


Рис. 4.66. Расчетная схема подпорной стены

Алгоритм решения примера:

1. Проанализировать форму поперечного сечения подпорной стенки и разделить ее на два участка. Определить центры тяжести участков и приложить в них силы веса одного погонного метра стенки G_1 и G_2 .

2. Определить характер нагружения напорной грани подпорной стенки – так как грунт водопроницаемый, вода будет оказывать гидростатическое давление по всей высоте напорной грани GD . А грунт во взвешенном состоянии будет оказывать активное давление на участок KG напорной грани, т. е. по всей высоте его слоя.

3. Построить эпюру гидростатического давления воды на всю высоту GD напорной грани, для чего подсчитать нижнюю ординату этой эпюры q_0 , определить точку приложения и направление силы гидростатического давления воды.

4. Используя физико-механические характеристики грунта (легкий суглинок) и воды за напорной гранью стенки, подсчитать значение объемного веса взвешенного грунта $\gamma_{гр}^{взв}$.

5. Для участка KG напорной грани подпорной стенки выполнить построение Понселе и по теореме Ребхана подсчитать силу E_{KG} активного давления грунта на этот участок.

6. Построить эпюру интенсивности активного давления взвешенного грунта по высоте участка H_{KG} , для чего подсчитать нижнюю ординату этой эпюры q_0 , определить точку приложения и направление силы активного давления взвешенного грунта.

7. Далее рассмотреть участок OA задней грани подпорной стенки, выполнить для него построение Понселе, по теореме Ребхана подсчитать силу E_{OA} активного давления ненарушенного грунта на этот участок. Построить эпюру интенсивности активного давления ненарушенного грунта по высоте участка H_{OA} , для чего подсчитать нижнюю ординату этой эпюры q_0 , определить точку приложения и направление силы активного давления ненарушенного грунта.

8. Проверить устойчивость подпорной стены на опрокидывание и сдвиг. Коэффициент трения основания стенки по грунту принять равным 0,35.

9. Выбрать масштаб силового многоугольника, построить его и графически определить величину вертикальной сжимающей силы в основании подпорной стенки. Построить многоугольник давления на поперечнике тела стены и определить графически эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил в подошве поперечного профиля стены.

10. Определить нормальные сжимающие напряжения на грунт в подошве фундамента стены и построить эпюру напряжений.

Решение примера 7.

Принятые исходные характеристики к расчетной схеме:

- полная высота стенки $H_{полн} = 10$ м; $\gamma_{воды} = 10$ кН/м³;
- по грунту (ненарушенный) объемный вес легкого суглинка $\gamma_{грунт} = 16,7$ кН/м³;
- угол естественного откоса $\varphi = 30^\circ$;
- угол трения грунта по поверхности напорной грани $\varphi_0 = 10^\circ$;
- пористость $\varepsilon = 50$ %;
- для насыщенного водой грунта $\varphi = 20^\circ$; $\varphi_0 = 5^\circ$;
- по материалу кладки подпорной стенки $\gamma_{кладки} = 25$ кН/м³;
- $f = 0,35$ – коэффициент трения материала кладки по влажному грунту в плоскости подошвы фундамента.

Плоскостью BF делим профиль поперечного сечения подпорной стены на две части и графическим способом определяем их центры тяжести, т. е. это точки приложения сил веса верхней G_1 и нижней части стены G_2 (рис. 4.67). Форма верхней части поперечного профиля

стенки – трапеция, нижней части – прямоугольник. С рис. 4.67 снимаем размеры геометрических фигур и вычисляем вес каждого участка:

$$G_1 = \frac{2,0+3,0}{2} \cdot 8 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 500 \text{ кН/1 п.м.};$$

$$G_2 = 5 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 250 \text{ кН/1 п.м.}$$

Определим гидростатическое давление воды на всю высоту напорной грани GD по выражению

$$E_{\text{факт}}^{\text{воды}} = \frac{1}{2} H_B^2 \cdot \gamma_B; \quad (4.1)$$

$$E_{GD}^{\text{воды}} = \frac{1}{2} \cdot H_B^2 \cdot \gamma_B = \frac{1}{2} \cdot 10^2 \cdot 10 = 500 \text{ кН/м.}$$

Строим эпюру гидростатического давления воды на всю высоту GD напорной грани, причем из гидравлики известно, что при вертикальной стенке эта эпюра представляет собой равнобедренный треугольник, т. е. нижняя ордината эпюры $q_0 = 10 \text{ кН/м}^2$. Далее определяем точку приложения ($y_{ц.т} = 3,33 \text{ м}$) и направление силы гидростатического давления воды (рис. 4.67).

Рассмотрим участок GK напорной грани. Так как грунт за напорной гранью стенки находится во взвешенном состоянии, необходимо подсчитать значение объемного веса взвешенного грунта $\gamma_{\text{гр}}^{\text{взв}}$ по выражению

$$\gamma_{\text{гр}}^{\text{взв}} = \gamma_{\text{гр}} - \gamma_{\text{воды}} \left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right); \quad (4.2)$$

$$\gamma_{\text{гр}}^{\text{взв}} = 16,7 - 10 \cdot \left(1 - \frac{50}{100}\right) = 11,7 \text{ кН/м}^3.$$

На следующем этапе для участка KG напорной грани стенки выполняем построение Понселе, и по теореме Ребхана можно подсчитать силу E_{KG} активного давления грунта на этот участок.

Размеры треугольника Ребхана: $h_{HP} = 4,1 \text{ м}$; $b_{NM} = 4,2 \text{ м}$;

$$S_{\Delta\text{Ребхана}} = \frac{1}{2} \cdot 4,1 \cdot 4,2 = 8,61 \text{ м}^2;$$

$$E_{\text{гр}}^{\text{взв}} = \gamma_{\text{гр}}^{\text{взв}} \cdot S_{\Delta\text{Ребхана}} = 11,7 \cdot 8,61 = 100,74 \text{ кН/м.}$$

Чтобы построить эпюру интенсивности активного давления взвешенного грунта по высоте участка H_{KG} , нужно подсчитать нижнюю ординату этой эпюры q_0 , затем определить точку приложения ($y_{ц.т} = 2,0$ м) и направление силы активного давления взвешенного грунта.

$$q_0 = \frac{2 \cdot E_{гр}^{взв}}{h_{гр}^{взв}} = \frac{2 \cdot 100,74}{6,0} = 33,58 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным выполняем построение самой эпюры (рис. 4.67).

На участке OA задней грани подпорной стенки грунт в ненарушенном состоянии, поэтому необходимо выполнить для него построение Понселе и подсчитать силу E_{OA} активного давления ненарушенного грунта. Графически получаем размеры треугольника Рехмана: $h = 1,1$ м; $b = 1,3$ м.

$$S_{\Delta \text{Рехмана}} = \frac{1}{2} \cdot h \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 0,72 \text{ м}^2;$$

$$E_{OA} = \gamma_{гр} \cdot S_{\Delta \text{Рехмана}} = 16,7 \cdot 0,72 = 12,0 \text{ кН/м.}$$

Строим эпюру интенсивности активного давления ненарушенного грунта по высоте участка H_{OA} , для чего необходимо подсчитать нижнюю ординату этой эпюры q_0 , определить точку приложения ($y_{ц.т} = 0,67$ м) и направление силы активного давления ненарушенного грунта.

$$q_0 = \frac{2E_{OA}}{h_{OA}} = \frac{2 \cdot 12,0}{2} = 12,0 \text{ кН/м}^2.$$

Зная нижнюю ординату, выполняем построение эпюры интенсивности активного давления ненарушенного грунта (рис. 4.67).

Проверяем устойчивость стены на опрокидывание вокруг внешнего ребра O . Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание по выражению –

$$k_{опр} = \frac{\sum M_{о \text{ удер}}}{M_{о \text{ опр}}}, \quad (4.3)$$

где $M_{о \text{ удер}}$ – суммарный момент от всех удерживающих сил;

$M_{о \text{ опр}}$ – суммарный момент от всех опрокидывающих сил.

По поперечному профилю подпорной стенки аналитически либо графически определяем величины плеча r_i для удерживающих сил G_1 и

G_2 соответственно и плеча ℓ_{OA} – для удерживающей силы $E_{a\ OA}$ активного давления грунта на заднюю грань подпорной стенки OA .

$$r_1 = 3,75 \text{ м}; \quad r_2 = 2,50 \text{ м}; \quad \ell_{OA} = 0,60 \text{ м};$$

$$\Sigma M_{o \text{ удер}} = G_1 \cdot r_1 + G_2 \cdot r_2 + E_{a\ OA} \cdot \ell_{OA} =$$

$$= 500 \cdot 3,75 + 250 \cdot 2,5 + 12 \cdot 0,6 = 2507,2 \text{ кНм}.$$

На поперечном профиле стенки графически определяем величины плеча ℓ_i для опрокидывающих сил от давления воды и взвешенного грунта $E_{в\ GD}$ и $E_{а\ GK}$ соответственно –

$$\ell_{в} = 3,33 \text{ м}; \quad \ell_{гр} = 1,95 \text{ м};$$

$$\Sigma M_{o \text{ опр}} = E_{в\ GD} \cdot \ell_{в} + E_{а\ GK} \cdot \ell_{гр} =$$

$$= 500,0 \cdot 3,33 + 100,74 \cdot 1,95 = 1861,40 \text{ кНм};$$

$$k_{\text{опр}} = \frac{\Sigma M_{o \text{ удер}}}{\Sigma M_{o \text{ опр}}} = \frac{2507,2}{1861,4} = 1,35 < [k_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Следовательно, условие устойчивости подпорной стенки на опрокидывание **не выполняется**.

Коэффициент устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента определяем по выражению

$$k_{\text{сдв}} = \frac{f \cdot \Sigma Q}{\Sigma T_{\text{сдв}}}, \quad (4.4)$$

где ΣQ – сумма всех удерживающих сил;

f – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента;

$\Sigma T_{\text{сдв}}$ – сумма всех сдвигающих сил.

$$\Sigma T_{\text{удер}} = (G_1 + G_2 + F_{OA} \cdot \sin \varphi_0) \cdot f + F_{OA} \cdot \cos \varphi_0 =$$

$$= (500 + 250 + 12 \cdot \sin 10^\circ) \cdot 0,35 + 12 \cdot \cos 10^\circ = 275,05 \text{ кН};$$

$$\Sigma F_{\text{сдв}} = E_{в} + E_{гр}^{\text{взв}} \cdot \cos \varphi_0 - E_{гр}^{\text{взв}} \sin \varphi_0 \cdot f =$$

$$= 500 + 100,74 \cdot 0,996 - 100,74 \cdot 0,087 \cdot 0,35 = 597,3 \text{ кН};$$

$$k_{\text{сдв}} = \frac{0,35 \cdot \Sigma Q}{\Sigma T} = \frac{275,05}{597,3} = 0,46 < [k_{\text{сдв}}] = 1,3.$$

Следовательно, условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг в плоскости подошвы фундамента **не выполняется**.

Выбираем масштаб сил и строим силовой многоугольник (т. е. геометрически складываем все силы, действующие на стену) и многоугольник давления в стене (представляет собой геометрическое место точек приложения равнодействующих всех сил, действующих на стену выше рассматриваемого сечения, т. е. выше основания подпорной стенки). Графически, используя многоугольник давления, определяем эксцентриситет заключительной равнодействующей в плоскости подошвы фундамента подпорной стены: $e = 1,35$ м, а проекция этой равнодействующей R_4 силового многоугольника на вертикальную плоскость дает нам значение внецентренно приложенной сжимающей силы $N = -770$ кН.

Так как эксцентриситет приложения вертикальной проекции равнодействующей N больше ядра прямоугольного сечения в основании подпорной стенки $e = 1,35 \text{ м} > \frac{B}{6} = \frac{5,0}{6} = 0,83$ м, то эпюра нормальных напряжений в подошве стенки будет потенциально двузначной. Так как грунт не воспринимает растягивающих напряжений, в этом случае величину экстремального сжимающего напряжения и длину участка эпюры X определяют по формулам

$$\sigma_{\max} = -\frac{2N}{3C}, \quad (4.5)$$

где длина участка $X = 3C$;

$$C = \frac{B}{2} - e; \quad (4.6)$$

$$C = \frac{5,0}{2} - 1,35 = 1,15 \text{ м};$$

$$\sigma_{\max} = -\frac{2 \cdot 770}{3 \cdot 1,15} = -446,4 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным значениям сжимающего напряжения в подошве подпорной стенки и длины участка эпюры строим эпюру нормальных напряжений грунта. На рис. 4.67 видно, что полученная эпюра потенциально двузначная, что свидетельствует о **невыполнении** основных требований рационального проектирования подпорных стен.

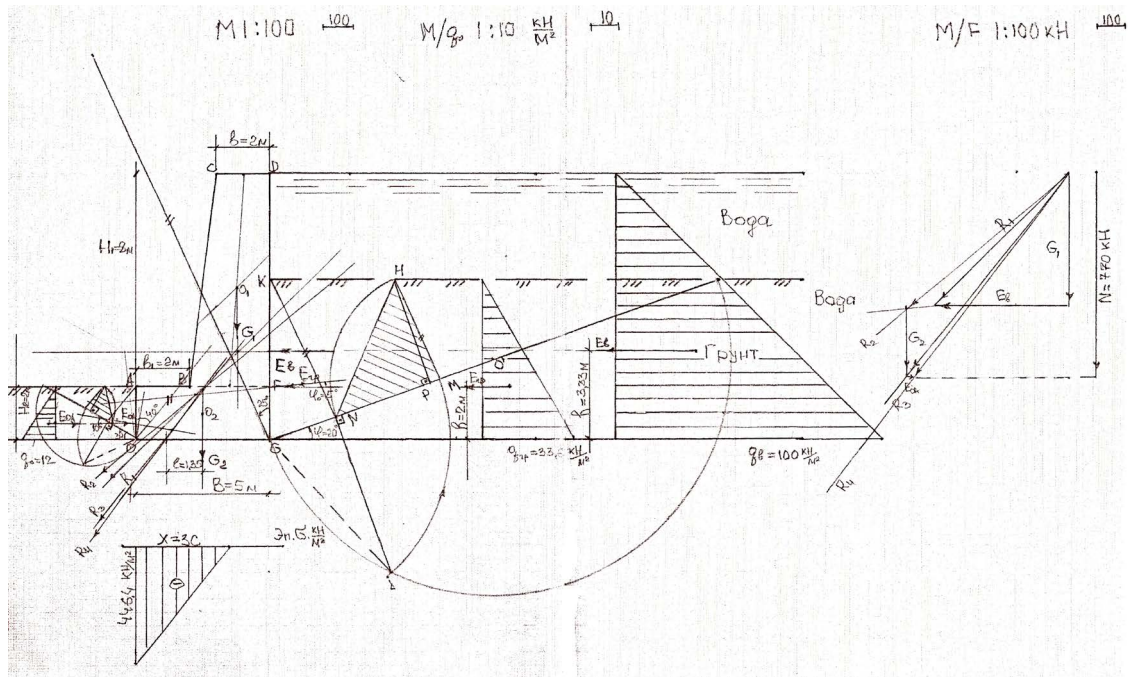


Рис. 4.67. Схема графоаналитического расчета массивной подпорной стенки

Пример 8. Расчет массивной подпорной стенки при воздействии на ее напорную грань водопроницаемого грунта совместно с водой.

Принятые исходные характеристики к расчетной схеме:

- полная высота стенки $H_{\text{полн}} = 10 \text{ м}$; $\gamma_{\text{воды}} = 10 \text{ кН/м}^3$;
- по грунту (ненарушенный) объемный вес легкого суглинка $\gamma_{\text{грунт}} = 16,7 \text{ кН/м}^3$;
- угол естественного откоса $\varphi = 30^\circ$;
- угол трения грунта по поверхности напорной грани $\varphi_0 = 10^\circ$;
- пористость $\varepsilon = 50 \%$;
- для насыщенного водой грунта $\varphi = 20^\circ$; $\varphi_0 = 5^\circ$;
- по материалу кладки подпорной стенки $\gamma_{\text{кладки}} = 25 \text{ кН/м}^3$;
- $f = 0,35$ – коэффициент трения материала кладки по влажному грунту в плоскости подошвы фундамента стенки.

Требуется определить сжимающее напряжение в грунте подошвы фундамента и проверить устойчивость стены на опрокидывание и сдвиг. Подпорная стенка представлена на (рис. 4.68).

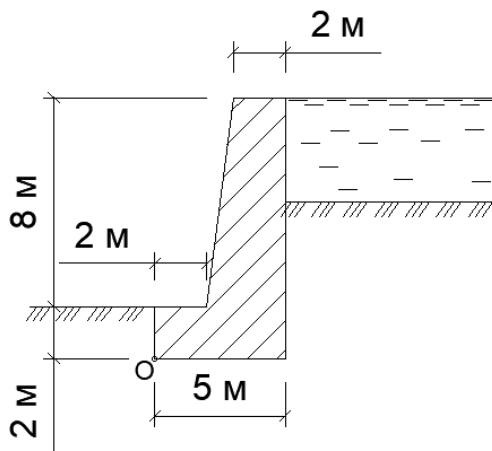


Рис. 4.68. Расчетная схема подпорной стенки

Порядок выполнения работы:

- 1) строим контур подпорной стенки, используя инструмент **Поли-линия** (рис. 4.69);

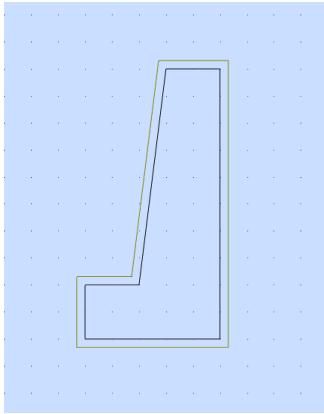


Рис. 4.69. Контур профиля подпорной стенки

2) из данного контура нам необходимо создать **Тело**. Для этого переходим на вкладку **Редактор** → **Изменение подконструкции** → **Модификация объекта**. В открывшемся окне нажимаем на любое ребро нашего контура. Затем под надписью **Добавить изменение объекта** кликаем на вкладку **Выдавливание**. После этого, нажав на вкладку **Параметры изменений объекта**, вводим следующие координаты (0,0; 1,0; 0,0). Таким образом, задав координату $x = 1$, мы создали подпорную стенку толщиной 1 погонный метр (рис. 4.70);

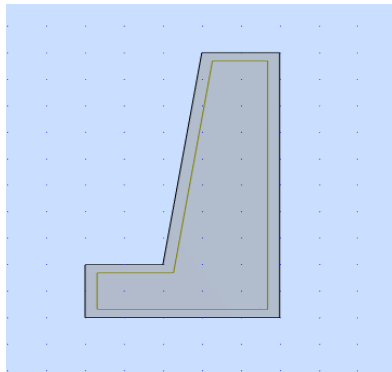


Рис. 4.70. Создание тела подпорной стенки

3) создадим нагружение **Собственный вес** (рис. 4.71);

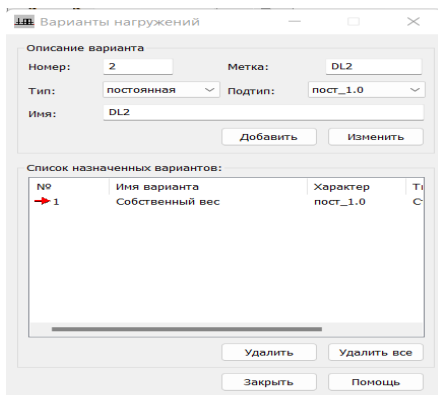


Рис. 4.71. Создание нагружения **Собственный вес**

4) для создания необходимого материала для подпорной стенки переходим на вкладку **Свойства твердого тела** и создаем необходимый материал (рис. 4.72);

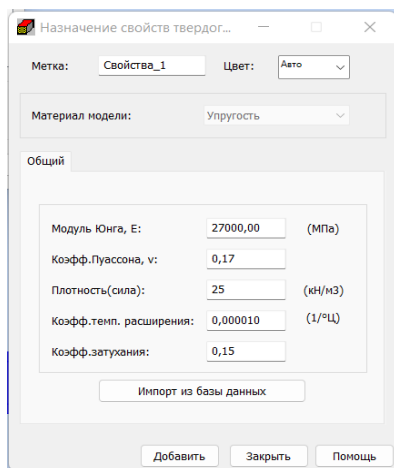


Рис. 4.72. Создание материала для подпорной стенки

5) для назначения активного давления грунта создадим нагружение **Давление грунта активное** (рис. 4.73);

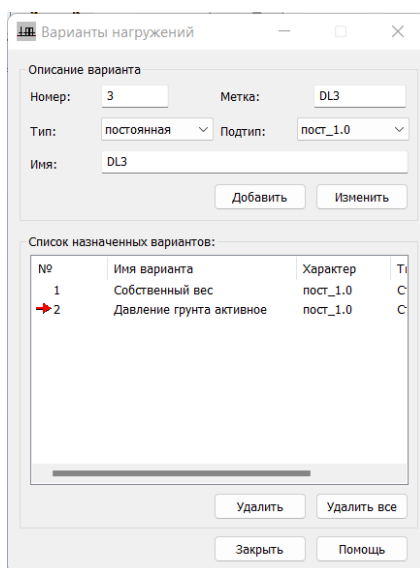


Рис. 4.73. Создание нагружения **Давление грунта активное**

6) затем выберем из меню **Нагрузки** → **Специальные нагрузки** → **Давление грунта**, в открывшемся диалоговом окне **Давление грунта**, нажимаем кнопку **Параметры**, и запускаем диалог для формирования нагрузки от грунта.

Затем нажимаем на вкладку **Параметры**. Переносим бегунок в положение **КА**, что соответствует активному давлению грунта. Вносим в таблицу отметку грунта, его плотность, наклон грунта, наклон стены, угол трения грунта (рис. 4.74).

В первую очередь определим объемный вес взвешенного грунта

$$\gamma_{\text{гр}}^{\text{взв}} = \gamma_{\text{гр}} - \gamma_{\text{в}} \left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right);$$

$$\gamma_{\text{гр}}^{\text{взв}} = 16,7 - 10 \cdot \left(1 - \frac{50}{100}\right) = 11,7 \text{ кН/м}^3.$$

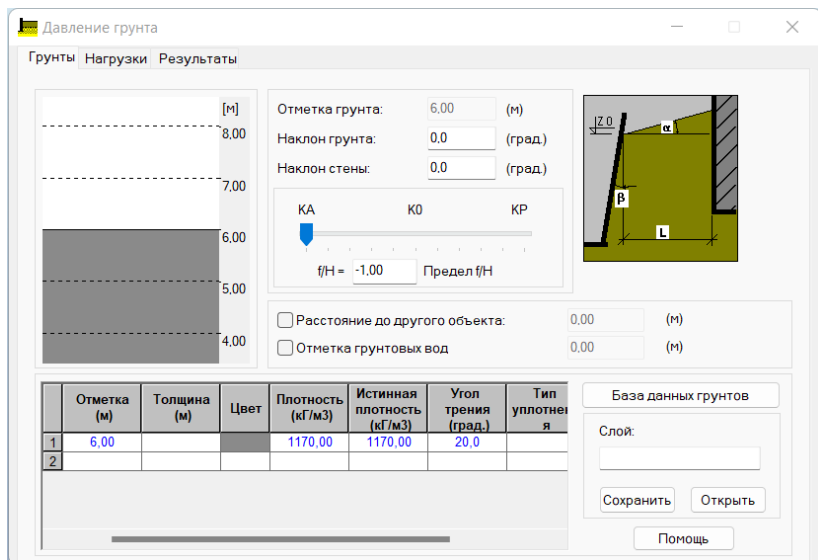


Рис. 4.74. Создание активного давления грунта, действующего на напорную грань подпорной стенки с лицевой стороны

Затем нажимаем кнопку **Применить**;

7) далее нам необходимо начертить стержень по напорной грани подпорной стенки, к которому мы будем прикладывать активное давление грунта. Для этого используем инструмент **Стержень**. После этого выбираем **Стержень**, направление нагрузки **Местное** и в окне **Список объектов** выбираем стержень, который мы только что создали.

После этого нажимаем кнопку **Применить**. В результате чего мы создали активное давление грунта в нижней части напорной грани подпорной стенки (рис. 4.75).

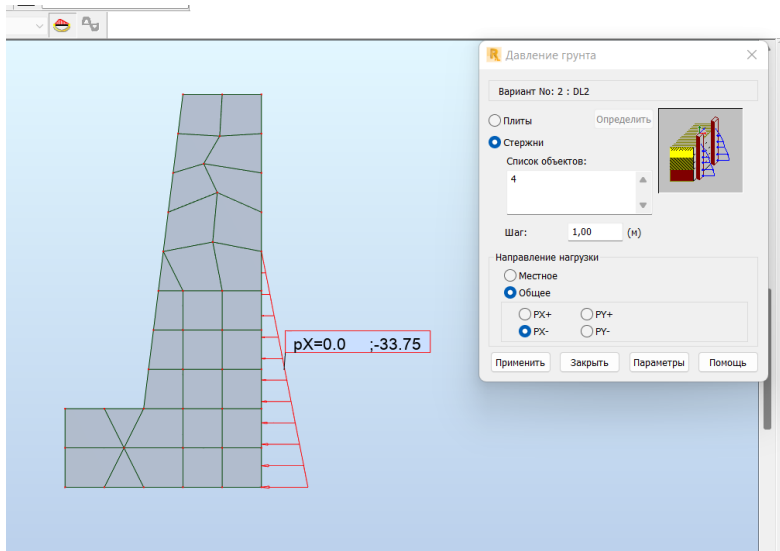


Рис. 4.75. Действие активного давления грунта на нижнюю часть участка напорной грани стенки

Теперь нам необходимо создать давление воды. Для этого переходим на вкладку **Нагрузки** → **Стержень** → **Трапецидальная нагрузка**.

Так как высота подпорной стенки 10 м, нижняя ордината давления воды равна 100 кН/м^2 .

В разделе **Трапецидальная нагрузка** вводим следующие данные: значение $p_1 = 100 \text{ кН/м}^2$ – это значение нижней ординаты, $x_2 = 10 \text{ м}$ – это высота подпорной стенки. После этого выбираем координаты **Абсолютные**, систему координат **Общая**, для направления нагрузки против системы координат, ставим знак минус перед значением нижней ординаты давления воды и нажимаем кнопку **Добавить** (рис. 4.76).

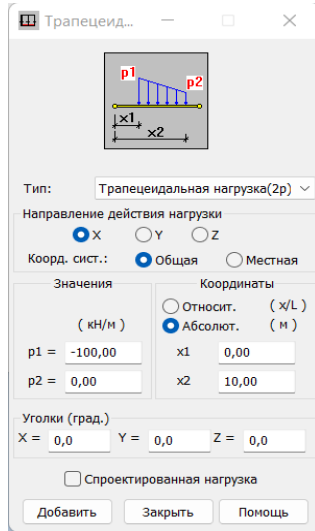


Рис. 4.76. Приложение нагрузки от воды

Затем создаем стержень по всей напорной грани подпорной стенки и нажимаем на кнопку **Применить**.

В результате чего мы приложили гидростатическое давление воды на обратную – напорную грань подпорной стенки (рис. 4.77);

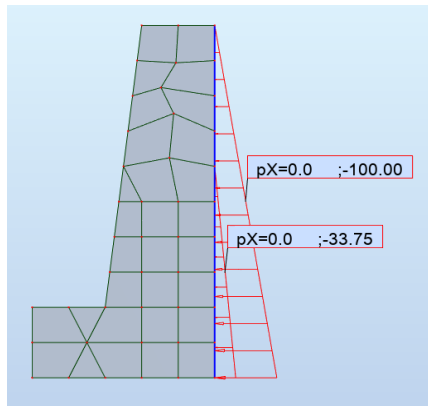


Рис. 4.77. Результат приложения нагрузки от воды

8) ПВК **Robot** не учитывает шероховатость поверхности подпорной стенки, поэтому нам необходимо заменить распределенное активное давление грунта сосредоточенной результирующей силой, действующей под углом трения на контакте грунта с расчетной (напорной) плоскостью $\varphi_0 = 5^\circ$. К эпюре интенсивности гидростатического давления воды это положение не относится, так как давление воды действует по нормали к напорной поверхности.

Определим результирующую силу активного давления грунта:

$$E_1 = 33,75 \cdot 6 \cdot 0,5 = 101,25 \text{ кН.}$$

Приложим все найденные силы к граням подпорной стенки.

Для этого переходим на вкладку **Нагрузки**, выбираем **Осевая сила** и задаем необходимое значение осевой силы и угол ее приложения (рис. 4.78). Угол равен $\varphi = 360 - 5 = 355^\circ$.

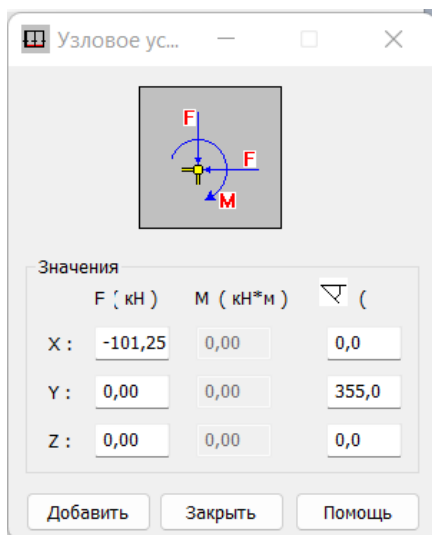


Рис. 4.78. Приложение активной осевой сосредоточенной силы от взвешенного грунта

В результате чего мы заменили активное давление распределенного грунта сосредоточенной результирующей силой в нижней части напорной грани стенки (рис. 4.79).

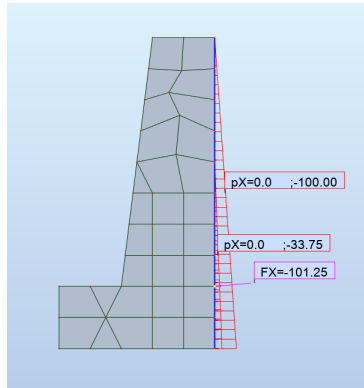


Рис. 4.79. Замена распределенного давления грунта сосредоточенной силой в нижней части напорной грани подпорной стенки

Затем удалим из таблицы нагрузок активное давление распределенного грунта;

9) создадим активное давление грунта с лицевой стороны подпорной стенки (рис. 4.80).

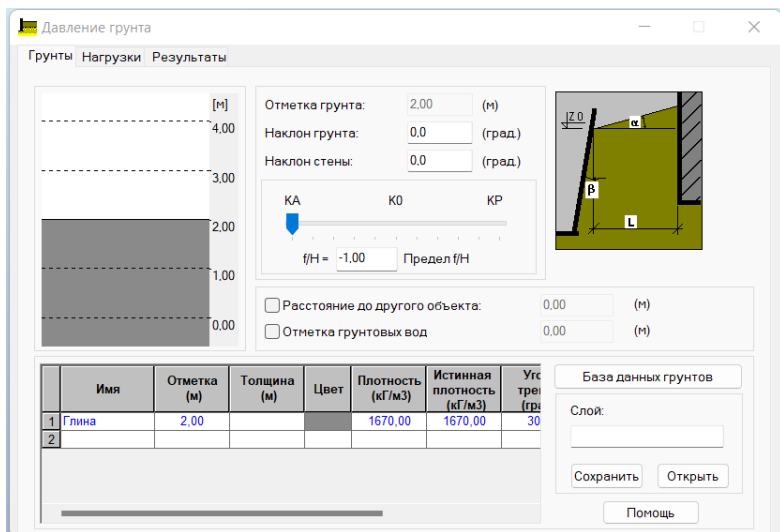


Рис. 4.80. Создание активного давления грунта с лицевой стороны стенки

Приложим активное давление грунта аналогичным образом (как и с обратной стороны) (рис. 4.81);

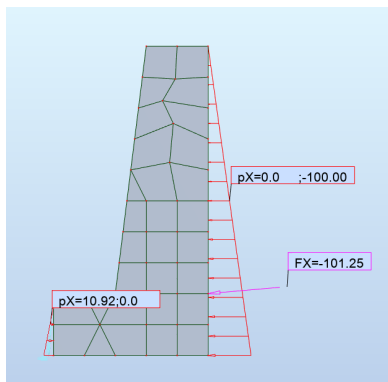


Рис. 4.81. Приложение распределенного активного давления грунта с лицевой стороны стенки

10) затем заменим активное давление распределенного грунта сосредоточенной силой (рис. 4.82). Угол равен $\varphi = 10^\circ$.

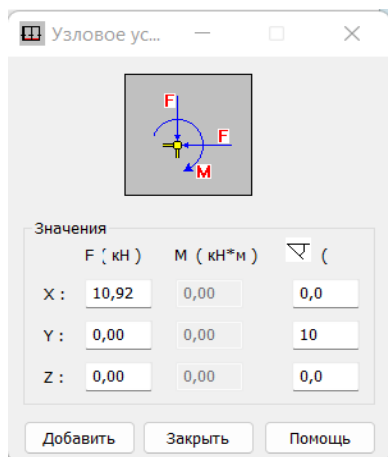


Рис. 4.82. Приложение сосредоточенной силы активного давления грунта на переднем участке подпорной стенки

И удалим из таблицы нагрузок активное давление распределенного грунта. В результате чего получим следующий результат (рис. 4.83);

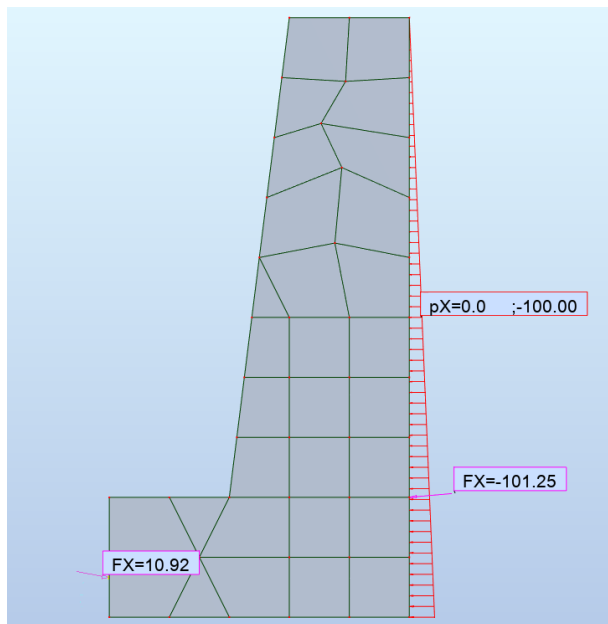


Рис. 4.83. Результат приложения нагрузок

11) затем проверяем устойчивость стены на опрокидывание вокруг внешнего ребра O . Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{\text{опр}} = \frac{\Sigma M_{\text{о удер}}}{M_{\text{о опр}}},$$

где $M_{\text{о удер}}$ – момент от всех удерживающих сил;

$M_{\text{о опр}}$ – момент от всех опрокидывающих сил.

ПВК **Robot** считает моменты относительно нуля координат, поэтому, для определения удерживающего и опрокидывающего моментов, совмещаем точку O с нулем координат.

Нажимаем кнопку **Расчет**. Затем переходим на вкладку **Результаты** → **Реакции** (рис. 4.84).

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
Нагружение Собственный вес						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,0	0,0	-751,91	376,11	2499,06	0,0
Контр. вел.	0,0	0,0	-751,91	376,11	2499,06	0,0
Точность	5,94857e+01	6,38676e+12				
Нагружение Давление грунта активное						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-590,11	0,0	-10,72	8,82	-1817,18	-600,86
Контр. вел.	-590,11	0,0	-10,72	8,82	-1817,18	-600,86
Точность	2,82892e+00	3,66324e+12				

Рис. 4.84. Реакции

$$M_{o \text{ удер}} = 2501,87 \text{ кНм};$$

$$M_{o \text{ опр}} = 1817,18 \text{ кНм}.$$

Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{\text{опр}} = \frac{2501,87}{1817,18} = 1,38;$$

$$k_{\text{опр}} = 1,38 < [k_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Таким образом, полученное неравенство показывает, что условие устойчивости на опрокидывание **не выполняется**;

12) коэффициент устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента определяем по выражению

$$K_{\text{сдв}} = \frac{f \cdot \Sigma Q}{\Sigma T_{\text{сдв}}},$$

где ΣQ – сумма всех вертикальных удерживающих сил;

f – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента;

$\Sigma T_{\text{сдв}}$ – сумма всех горизонтальных сдвигающих сил.

$$K_{\text{сдв}} = \frac{0,35 \cdot (751,91 + 10,72)}{590,11} = 0,45;$$

$$K_{\text{сдв}} = 0,45 < [K_{\text{сдв}}] = 1,3.$$

Таким образом полученное неравенство показывает, что условие устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента **не выполняется**;

13) определение крайних сжимающих напряжений на грунт под подошвой стены.

Совместим центр тяжести подошвы подпорной стенки с нулем координат. Для этого определим середину подошвы подпорной стенки и перемещаем всю стенку на необходимое расстояние, используя инструмент **Перемещение**.

Эксцентриситет приложения всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы подпорной стенки, равен:

$$e = \frac{M_0}{F_v};$$

где F_v – сумма проекций всех вышележащих сил на вертикальную плоскость;

M_0 – сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы.

Необходимые данные берем из раздела **Реакции** (рис. 4.85).

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
Нагружение DL1						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	0,0	0,0	-751,54	375,92	620,21	0,0
Контр. вел.	0,0	0,0	-751,54	375,92	620,21	0,0
Точность	3,72798e+01	5,64812e+11				
Нагружение DL2						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-590,11	0,0	-10,72	8,82	-1843,98	-600,86
Контр. вел.	-590,11	0,0	-10,72	8,82	-1843,98	-600,86
Точность	1,68693e+00	3,76137e+12				

Рис. 4.85. Реакции

Определим эксцентриситет

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{-1843,98+620,21}{-751,54-10,72} = 1,6 \text{ м.}$$

Определим максимальное и минимальное крайнее напряжение

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{F_v}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{-751,54 - 10,72}{5} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 1,6}{5}\right);$$

$$\sigma^{\max} = -445,159 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma^{\min} = 140,25 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным строим эпюру сжимающих напряжений на грунт в подошве подпорной стенки (рис. 4.86).

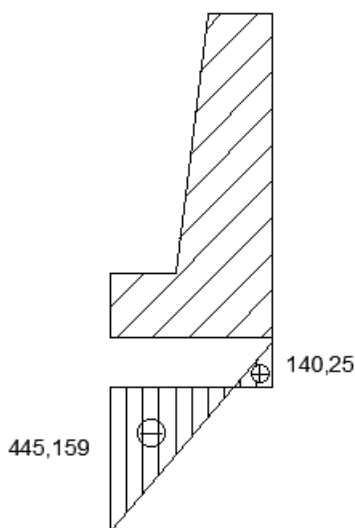


Рис. 4.86. Эпюра крайних напряжений в грунте подошвы стенки

Как видно по значениям крайних сжимающих напряжений на грунт, напряжения под подошвой стенки разных знаков, что практически всегда **не удовлетворяет** требованиям рационального проектирования подпорных стен.

Пример 9. Рассчитать массивную подпорную стенку при действии на напорную грань водонепроницаемого грунта совместно с водой. Расчетная схема подпорной стены представлена на рис. 4.87.

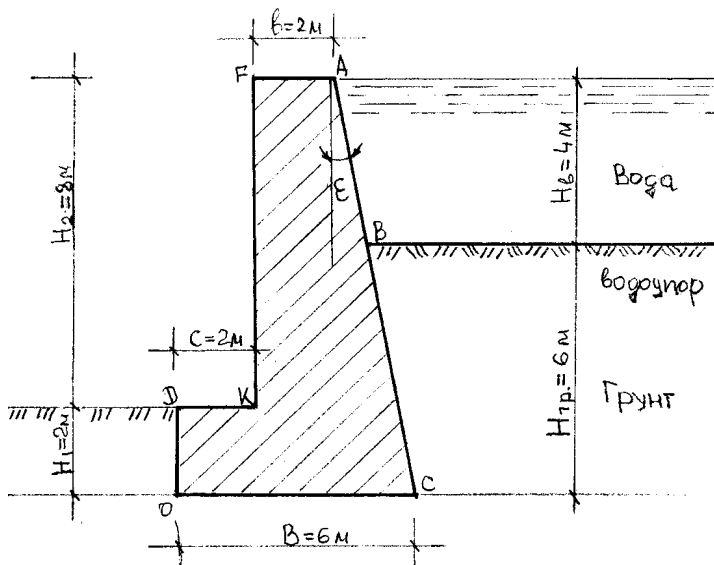


Рис. 4.87. Расчетная схема подпорной стены

Алгоритм решения примера:

1. Проанализировать форму поперечного сечения подпорной стенки, разделить ее на участки и вычислить значение угла ϵ . Определить центры тяжести участков и приложить в них силы веса одного погонного метра стены G_1 и G_2 .
2. Определить характер нагружения напорной грани подпорной стенки.
3. Построить эпюру гидростатического давления воды на верхний участок AB напорной грани, определить точку приложения и направление силы гидростатического давления воды.
4. Заменить как пригрузку действие верхнего слоя воды эквивалентным слоем нижнего грунта и получить фиктивную высоту участка действия на напорную грань стены нижнего однородного водонепроницаемого слоя грунта.
5. Для полученного фиктивного участка CB' напорной грани подпорной стенки высотой $H^{\text{фикт}} = H_{\text{грунт}} + h_0$ выполнить построение Понселе и по теореме Ребхана определить фиктивную силу $E_{CB'}$ активного давления грунта на этот участок.

6. Построить эпюру интенсивности активного давления грунта по всей высоте фиктивного участка $H_{CB'}$, для чего определить нижнюю ординату эпюры q_0 .

7. Для дальнейших расчетов рассмотреть тот участок эпюры интенсивности, который соответствует реальной высоте H_{BC} слоя грунта. Для этого необходимо определить промежуточную ординату q_1 фиктивной эпюры интенсивности высотой $H_{CB'}$. Далее учесть активное давление грунта на участок OD лицевой грани подпорной стенки, для чего на участке CC' эпюры интенсивности необходимо отсечь треугольник по высоте лицевой грани OD высотой 2 м.

8. Разделить реальную эпюру интенсивности на два участка – BC' и CC' , для чего определить промежуточную ординату q_2 этой эпюры, вычислить силы активного давления грунта на участки $E_{BC'}$ и $E_{CC'}$, их точки приложения и направления.

9. Проверить устойчивость подпорной стены на опрокидывание и сдвиг. Коэффициент трения основания стенки по грунту принять равным 0,45.

10. Выбрать масштаб силового многоугольника, построить его и графически определить величину вертикальной сжимающей силы в основании подпорной стенки. Построить многоугольник давления в теле стены и определить графически эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил в подошве поперечного профиля стены.

11. Определить нормальные напряжения на грунт в подошве фундамента стены и построить эпюру напряжений.

Решение примера 9.

Исходные характеристики к расчетной схеме:

- $H_{\text{полн}} = 10 \text{ м};$

- $\gamma_{\text{воды}} = 10 \text{ кН/м}^3;$

- $\gamma_{\text{грунт}} = 18 \text{ кН/м}^3;$

- $\varphi = 30^\circ;$

- $\varphi_0 = 10^\circ;$

- $\angle \varepsilon = 11,3^\circ;$

- по материалу стены $\gamma_{\text{кладки}} = 25 \text{ кН/м}^3;$

- $f = 0,45$ – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента.

Плоскостью KC' делим профиль поперечного сечения подпорной стены на две части и графическим способом определяем их центры тяжести, т. е. это точки приложения сил веса верхней G_1 и нижней части стены G_2 (рис. 4.88). Форма обеих частей поперечного профиля стенки – трапеция. С рис. 4.88 снимаем все размеры трапеций и вычисляем вес каждого участка:

$$G_1 = \frac{2,0+3,6}{2} \cdot 8 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 560 \text{ кН/1 п.м.};$$

$$G_2 = \frac{5,6+6,0}{2} \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1 \text{ п.м.} = 290 \text{ кН/1 п.м.}$$

Определим силы, действующие на участки напорной грани стены (рис. 4.88). На участок AB действует гидростатическое давление воды, а на участок BC – сила активного давления водонепроницаемого грунта.

Построим эпюру гидростатического давления слоя H_B воды. Известно, что фактическое давление воды в горизонтальной плоскости определяется по выражению

$$E_{\text{факт}}^B = \frac{1}{2} H_B^2 \cdot \gamma_B. \quad (4.7)$$

На рис. 4.88 видно, что напорная грань нашей стенки наклонная. В этом случае сила гидростатического давления воды на наклонный участок AB напорной грани определится по выражению

$$E_{AB}^B = \frac{E_{\text{факт}}^B}{\cos \varepsilon}; \quad (4.8)$$

$$E_{AB}^B = \frac{1}{2} \cdot H_B^2 \cdot \gamma_B \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 4^2 \cdot \frac{1}{0,98} = 81,6 \text{ кН/м.} \quad (4.9)$$

С другой стороны известно, что эпюра гидростатического давления воды представляет собой равнобедренный треугольник, площадь которого равна величине E_{AB}^B , т. е. можем записать

$$E_{AB}^B = \frac{1}{2} \cdot H_B \cdot q_B. \quad (4.10)$$

Определим нижнюю ординату эпюры интенсивности гидродавления воды, приравняв правые части выражений (4.9) и (4.10)

$$\frac{1}{2} \cdot H_B \cdot q_B = \frac{1}{2} \cdot H_B^2 \cdot \gamma_B \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon} \quad (4.11)$$

откуда

$$q_B = \gamma_B \cdot H_B \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon} = 10 \cdot 4 \cdot \frac{1}{\cos 11,3^\circ} = 40,8 \text{ кН/м}^2.$$

Строим эпюру гидростатического давления воды на участке AB напорной грани, находим в ней центр тяжести, т. е. точку приложения равнодействующей E_{AB}^B , сносим эту силу на напорную грань и, учитывая угол наклона напорной грани ε , показываем направление действия силы E_{AB}^B (рис. 4.88).

Рассмотрим участок BC напорной грани. Заменяем слой воды глубиной $H_{\text{воды}} = 4$ м эквивалентным слоем нижележащего грунта, найдем величину h_o и получим высоту фиктивного участка напорной грани CB' .

$$h_o = H_{\text{воды}} \cdot \frac{\gamma_{\text{воды}}}{\gamma_{\text{грунт}}} = 4 \cdot \frac{10}{18} = 2,22 \text{ м},$$

$$H_{CB'} = h_o + H_{\text{грунт}} = 2,22 + 6,0 = 8,22 \text{ м}.$$

Для фиктивного участка напорной грани CB' выполняем построение Понселе, графически вычисляем площадь треугольника Ребхана и по второй теореме Ребхана определяем величину силы активного давления грунта на фиктивный участок CB' – $E_{CB'}$. Находим нижнюю ординату $q_{CB'}$ эпюры интенсивности давления грунта и выполняем построение самой эпюры.

$$S_{\Delta \text{Ребхана}}^{CB'} = \frac{1}{2} \cdot NM \cdot HP = \frac{1}{2} \cdot 5,6 \cdot 5,1 = 14,30 \text{ м}^2;$$

$$E_{CB'} = \gamma_{\text{грунт}} \cdot S_{\Delta \text{Ребхана}}^{CB'} = 18 \cdot 14,3 = 257,4 \text{ кН/м};$$

$$q_o = \frac{2E_{CB'}}{H_{CB'}} = \frac{2 \cdot 257,4}{8,22} = 62,63 \text{ кН/м}^2.$$

Из подобия треугольников эпюры интенсивности найдем верхнюю ординату q_1

$$\frac{q_1}{q_0 = 62,63} = \frac{2,22}{8,2},$$

откуда получим

$$q_1 = \frac{62,63 \cdot 2,22}{8,2} = 16,9 \text{ кН/м}^2.$$

Чтобы учесть силу активного давления грунта на внешнем участке OD подпорной стенки, отсекаем на полученной трапеции треугольник по высоте участка $OD - h_{OD} = 2$ м. Из подобия треугольников находим значение пограничной ординаты q_2 эпюры интенсивности активного давления грунта

$$\frac{q_2}{q_0 = 62,63} = \frac{6,2}{8,2},$$

откуда получим

$$q_2 = \frac{62,63 \cdot 6,2}{8,2} = 47,4 \text{ кН/м}^2.$$

Графически определим центры тяжести двух участков эпюры интенсивности активного давления грунта, подсчитаем величины сил активного давления по этим участкам – E_{BC} и $E_{CC'}$, их точки приложения на соответствующих участках напорной грани и покажем направления их действия (рис. 4.88).

$$E_{BC} = \frac{16,9 + 47,4}{2} \cdot 4 = 128,6 \text{ кН/м};$$

$$E_{CC'} = 47,4 \cdot 2 = 94,8 \text{ кН/м}.$$

Проверяем устойчивость стены на опрокидывание вокруг внешнего ребра O . Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{\text{опр}} = \frac{\Sigma M_{\text{о удер}}}{M_{\text{о опр}}}, \quad (4.12)$$

где $M_{\text{о удер}}$ – суммарный момент от всех удерживающих сил;
 $M_{\text{о опр}}$ – суммарный момент от всех опрокидывающих сил.

По поперечному профилю подпорной стенки аналитически либо графически определяем величины плеча r_i для удерживающих сил G_1 и G_2 соответственно

$$r_1 = 3,40 \text{ м}; \quad r_2 = 2,90 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{o \text{ удер}} &= G_1 \cdot r_1 + G_2 \cdot r_2 = \\ &= 560 \cdot 3,4 + 290 \cdot 2,9 = 2745 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

На поперечном профиле стенки графически определяем величины плеча ℓ_i для опрокидывающих сил E_{AB} , E_{BC} и E_{CC} соответственно

$$\ell_1 = 6,3 \text{ м}; \quad \ell_2 = 2,0 \text{ м}; \quad \ell_3 = -0,75 \text{ м}.$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{o \text{ опр}} &= E_{AB} \cdot \ell_1 + E_{BC} \cdot \ell_2 + E_{CC} \cdot \ell_3 = \\ &= 81,6 \cdot 6,3 + 128,6 \cdot 2,0 - 94,8 \cdot 0,75 = 700,20 \text{ кНм}; \end{aligned}$$

$$K_{\text{опр}} = \frac{\Sigma M_{o \text{ удер}}}{\Sigma M_{o \text{ опр}}} = \frac{2745}{700,2} = 3,92 > [k_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Следовательно, условие устойчивости подпорной стенки на опрокидывание выполняется.

Коэффициент устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента определяем по выражению

$$K_{\text{сдв}} = \frac{f \cdot \Sigma Q}{\Sigma T_{\text{сдв}}}, \quad (4.13)$$

где ΣQ – сумма всех удерживающих сил;

f – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента;

$\Sigma T_{\text{сдв}}$ – сумма всех сдвигающих сил.

$$\Sigma Q = G_1 + G_2 = 560 + 290 = 850 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \Sigma E_{\text{сдв}} &= E_{AB} \cdot \cos \varepsilon + E_{BC} \cdot \cos(\varphi_0 + \varepsilon) + E_{CC} \cdot \cos(\varphi_0 + \varepsilon) - \\ &- f(E_{AB} \cdot \sin \varepsilon + E_{BC} \cdot \sin(\varphi_0 + \varepsilon) + E_{CC} \cdot \sin(\varphi_0 + \varepsilon)) = \\ &= 81,6 \cdot 0,98 + 128,6 \cdot 0,93 + 94,8 \cdot 0,93 - \\ &- 0,45(81,6 \cdot 0,196 + 128,6 \cdot 0,36 + 94,8 \cdot 0,36) = 244,07 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$K_{\text{сдв}} = \frac{0,45 \cdot \Sigma Q}{\Sigma T} = \frac{0,45 \cdot 850}{244,07} = 1,57 > [K_{\text{сдв}}] = 1,3.$$

Следовательно, условие устойчивости подпорной стенки на сдвиг в плоскости подошвы фундамента выполняется.

Выбираем масштаб сил и строим силовой многоугольник (т. е. геометрически складываем все силы, действующие на стену) и многоугольник давления в стене (представляет собой геометрическое место точек приложения равнодействующих всех сил, действующих на стену выше рассматриваемого сечения). Графически, используя многоугольник давления, находим эксцентриситет в плоскости подошвы фундамента подпорной стены: $e = 0,85$ м, а проекция равнодействующей R_4 силового многоугольника на вертикальную плоскость дает нам значение внецентренно приложенной сжимающей силы $N = -940$ кН.

Так как эксцентриситет приложения вертикальной проекции равнодействующей N меньше ядра прямоугольного сечения в основании стенки $e < \frac{B}{6}$, ($0,85 \text{ м} < \frac{6}{6} = 1 \text{ м}$), то нормальное напряжение должно быть одного знака и находится по зависимости определения напряжений для внецентренного сжатия – по выражению

$$\sigma_{\max/\min} = -\frac{N}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right); \quad (4.14)$$

$$\sigma_{\max/\min} = -\frac{940}{6} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,85}{6}\right) = -156,67 \cdot (1 \pm 0,85);$$

$$\sigma_{\max} = -156,67 \cdot 1,85 = -289,84 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -156,67 \cdot 0,15 = -23,50 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным значениям сжимающих напряжений в подошве подпорной стенки строим эпюру нормальных напряжений грунта. На рис. 4.88 видно, что полученная эпюра однозначная, что свидетельствует о выполнении основных требований рационального проектирования подпорных стен.

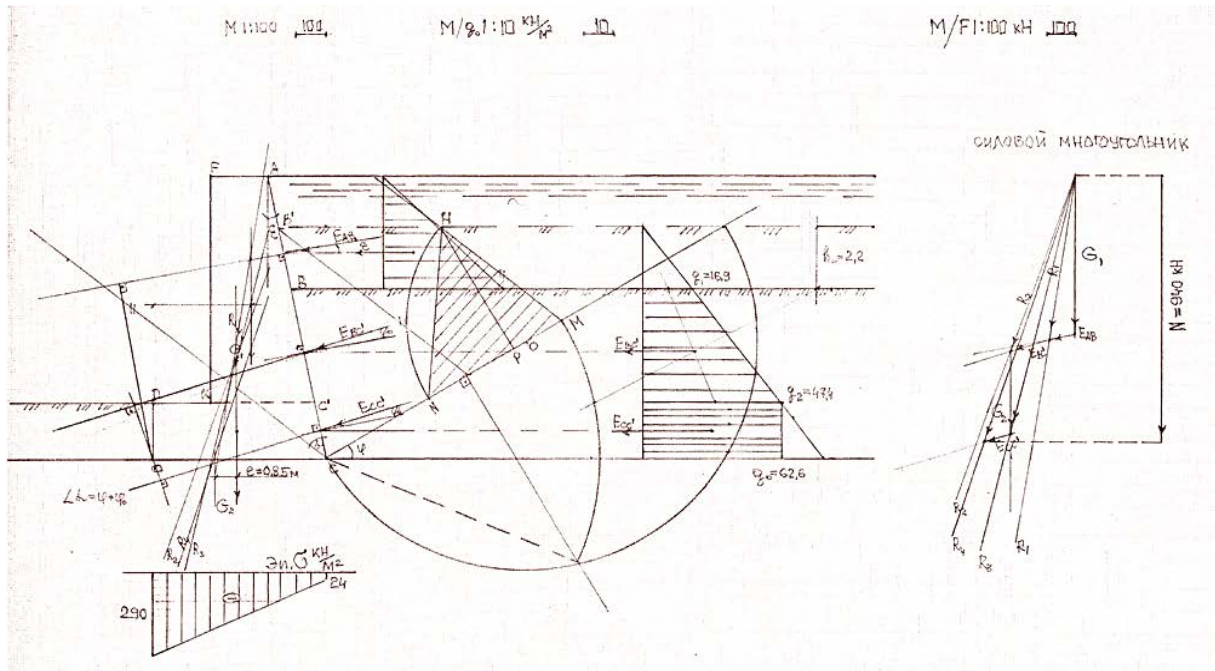


Рис. 4.88. Схема графоаналитического расчета массивной подпорной стенки

Пример 10. Расчет массивной подпорной стенки при воздействии на ее напорную грань водонепроницаемого грунта совместно с водой.

Исходные данные:

- объемная плотность грунта $\gamma_{гр} = 18 \text{ кН/м}^3$;
- угол естественного откоса грунта $\varphi = 30^\circ$;
- угол отклонения от нормали из-за трения грунта о поверхность напорной грани стенки, $\varphi_0 = 10^\circ$;
- плотность материала подпорной стенки (бетона) $\gamma_{бет} = 25 \text{ кН/м}^3$;
- угол наклона напорной грани подпорной стенки $\angle \varepsilon = 11,3^\circ$;
- коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента $f = 0,45$.

Требуется определить сжимающее напряжение в подошве фундамента и проверить устойчивость стены на опрокидывание и сдвиг. Расчетная схема подпорной стенки представлена на (рис. 4.89).

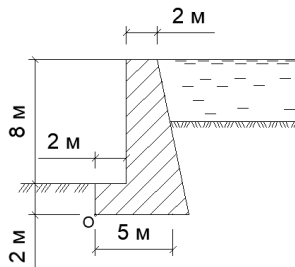


Рис. 4.89. Расчетная схема подпорной стенки

Порядок выполнения работы:

- 1) строим контур подпорной стенки, используя инструмент **Поли-линия** (рис. 4.90);

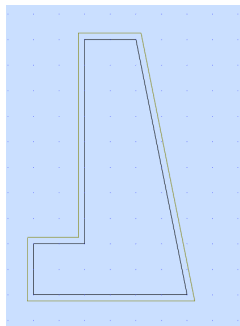


Рис. 4.90. Контур профиля подпорной стенки

2) из данного контура нам необходимо создать **Тело**. Для этого переходим на вкладку **Редактор** → **Изменение подконструкции** → **Модификация объекта**. В открывшемся окне нажимаем на любое ребро нашего контура. Затем под надписью **Добавить изменение объекта** кликаем на вкладку **Выдавливание**. После этого, нажав на вкладку **Параметры изменений объекта**, вводим следующие координаты (0,0; 1,0; 0,0). Таким образом, задав координату $x = 1$, мы создали подпорную стенку толщиной 1 погонный метр (рис. 4.91);

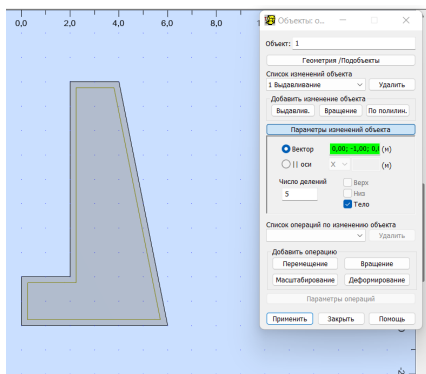


Рис. 4.91. Создание **Тела** подпорной стенки

3) создадим нагружение **Собственный вес** (рис. 4.92);

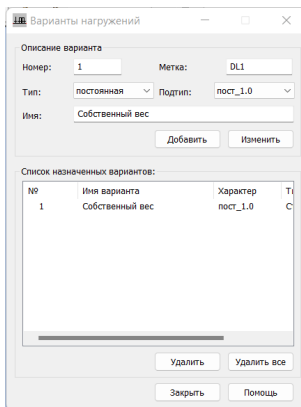


Рис. 4.92. Создание нагружения **Собственный вес**

4) для создания необходимого материала для подпорной стенки переходим на вкладку **Свойства твердого тела** и создаем необходимый материал (рис. 4.93);

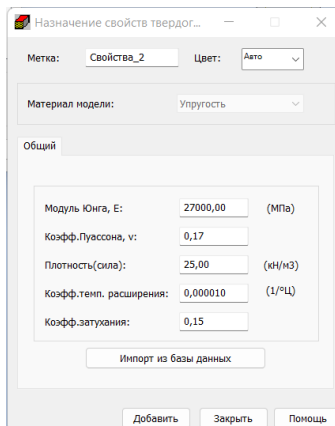


Рис. 4.93. Создание материала для подпорной стенки

5) лицевая грань подпорной стенки расположена под углом по отношению к вертикали. Поэтому создадим массив грунта, который будет лежать на напорной грани подпорной стенки.

Сначала строим контур грунта и воды, используя инструмент **Полилиния**. Затем выдавливаем грунт и воду так же, как и подпорную стенку. В результате чего мы создали грунт и воду, которые лежат на напорной грани подпорной стенки (рис. 4.94).

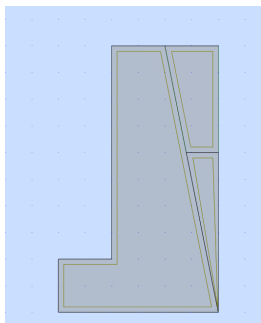


Рис. 4.94. Создание тел грунта и воды, лежащих на напорной грани

Используя инструмент **Свойства объекта**, зададим грунту и воде необходимые плотности;

б) для назначения активного давления грунта создадим нагружение **Давление грунта активное** (рис. 4.95);

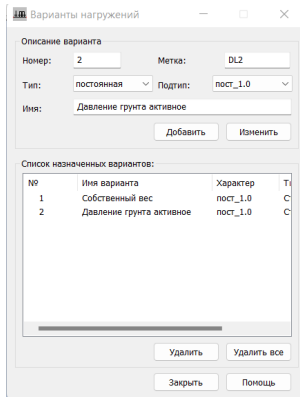


Рис. 4.95. Создание нагружения **Давление грунта активное**

7) затем выберем из меню **Нагрузки** → **Специальные нагрузки** → **Давление грунта**, в открывшемся диалоговом окне **Давление грунта** нажимаем кнопку **Параметры**, и запускаем диалог для формирования нагрузки от грунта (рис. 4.96).

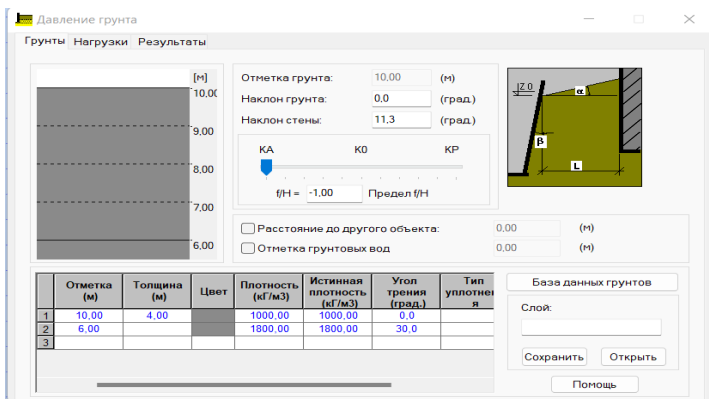


Рис. 4.96. Создание активного давления грунта, воздействующего на напорную грань подпорной стенки

Затем нажимаем кнопку **Применить**;

8) далее нам необходимо начертить стержень по напорной грани подпорной стенки, к которому мы будем прикладывать активное давление грунта. Для этого используем инструмент **Стержень**. После этого выбираем **Стержень**, направление нагрузки **Местное** и в окне **Список объектов** выбираем стержень, который мы только что создали.

После этого нажимаем кнопку **Применить**. В результате чего мы создали активное давление грунта в нижней части напорной грани подпорной стенки (рис. 4.97).

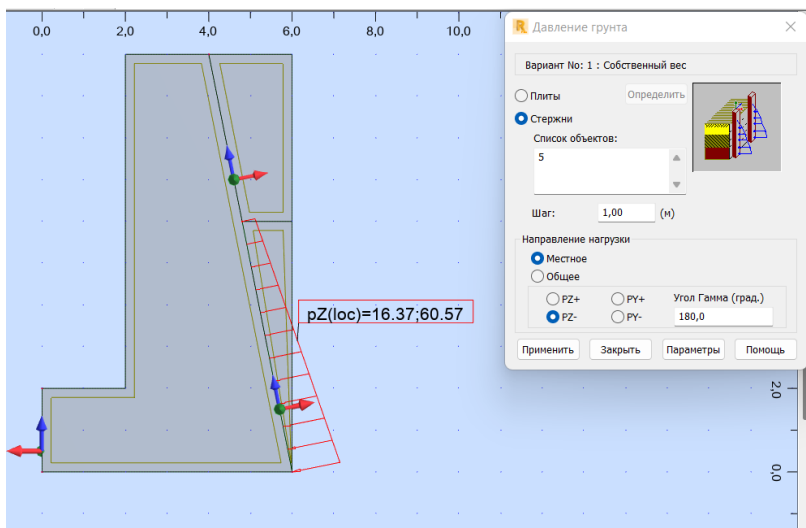


Рис. 4.97. Активное давление грунта на наклонной напорной грани

Теперь нам необходимо создать давление воды. Для этого переходим на вкладку **Нагрузки** → **Стержень** → **Трапецидальная нагрузка**.

После этого вводим следующие данные и нажимаем кнопку **Добавить** (рис. 4.98).

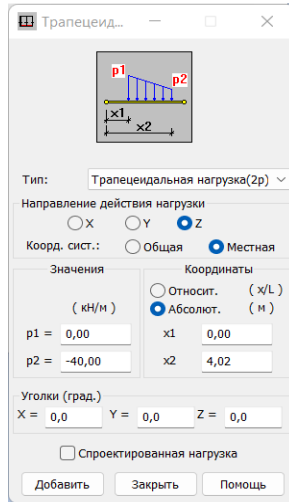


Рис. 4.98. Приложение гидростатической нагрузки давления воды

Затем создаем стержень по всей напорной грани подпорной стенки и нажимаем на кнопку **Применить**.

В результате чего мы приложили гидростатическое давление воды (рис. 4.99);

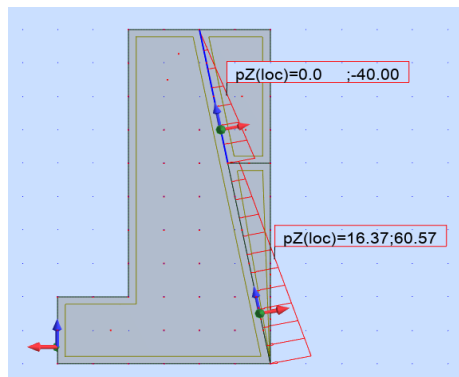


Рис. 4.99. Результат приложения нагрузки от воды

9) ПКВ **Robot** не учитывает шероховатость поверхности подпорной стенки, поэтому нам необходимо заменить распределенное активное давление грунта результирующей сосредоточенной силой, приложенной под углом трения на контакте грунта с расчетной напорной плоскостью, $\varphi_0 = 10^\circ$.

Определим результирующую сосредоточенную силу активного давления грунта:

$$E_1 = (16,37 + 60,57) / 2 \cdot 6,03 = 231,97 \text{ кН.}$$

Определим положение центра тяжести эпюры интенсивности активного давления грунта (рис. 4.100).

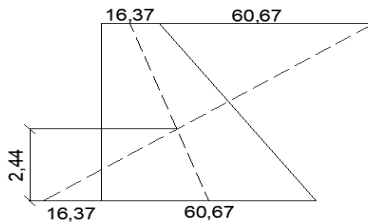


Рис. 4.100. Определение положения центра тяжести эпюры интенсивности

Приложим найденные силы к участкам напорной грани подпорной стенки.

Для этого переходим на вкладку **Нагрузки**, выбираем **Осевая сила** и задаем необходимое значение осевой силы и угол ее приложения (рис. 4.101). Угол равен $\varphi = 360 - 11,3 - 10 = 338,7^\circ$.

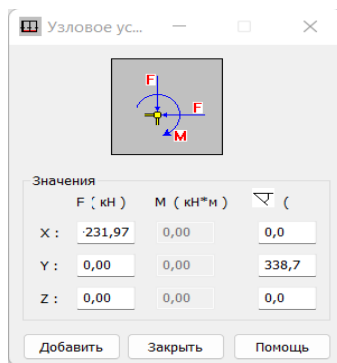


Рис. 4.101. Приложение сосредоточенной силы на нижний участок напорной грани

В результате чего мы заменили распределенное активное давление грунта результирующей сосредоточенной силой в нижней части напорной грани (рис. 4.102).

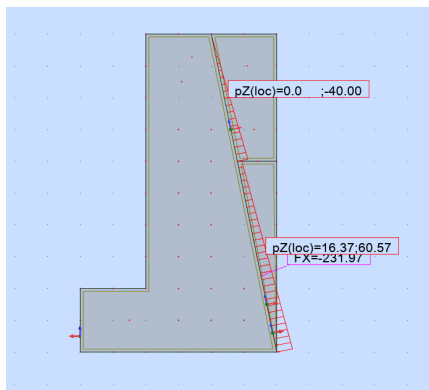


Рис. 4.102. Замена распределенного давления грунта сосредоточенной силой в нижней части напорной грани подпорной стенки

Затем удалим из таблицы нагрузок активное давление распределенного грунта;

10) создадим активное давление грунта с лицевой стороны подпорной стенки (рис. 4.103).

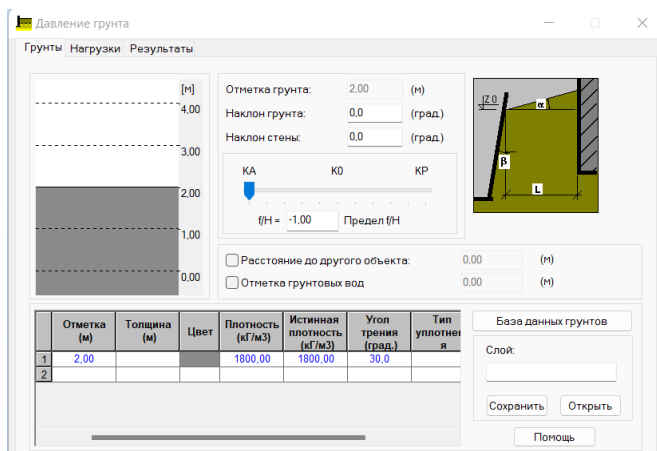


Рис. 4.103. Создание активного давления грунта с лицевой стороны стенки

Приложим давление грунта аналогичным образом (как и с тыльной стороны подпорной стенки) (рис. 4.104);

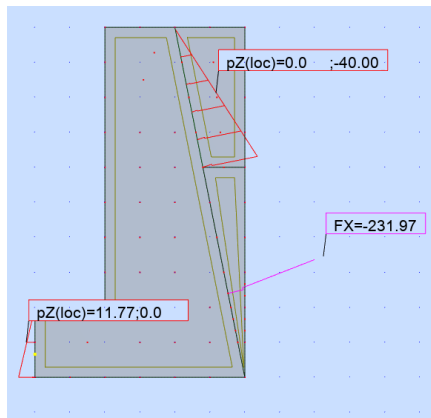


Рис. 4.104. Приложение активного давления грунта с лицевой стороны стенки

11) затем заменим активное давление распределенного грунта на лицевой стороне сосредоточенной силой (рис. 4.105). Угол трения равен $\varphi_0 = 10^\circ$.

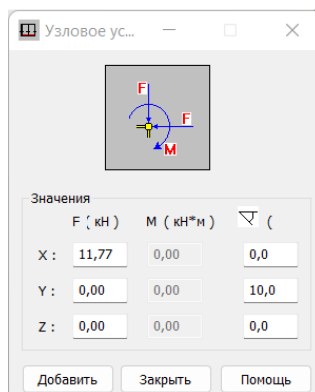


Рис. 4.105. Приложение сосредоточенной силы на лицевой стороне стенки

И удалим из таблицы нагрузок распределенное активное давление грунта. В результате чего получим следующий результат (рис. 4.106);

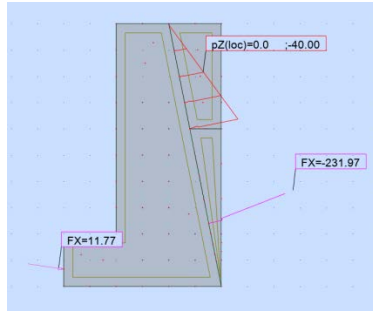


Рис. 4.106. Результат приложения сосредоточенных сил по участкам напорных граней

12) затем проверим устойчивость стены на опрокидывание вокруг внешнего ребра O . Вычислим коэффициент устойчивости на опрокидывание:

$$k_{\text{опр}} = \frac{\sum M_{\text{о удер}}}{M_{\text{о опр}}}$$

где $M_{\text{о удер}}$ – момент от всех удерживающих сил;

$M_{\text{о опр}}$ – момент от всех опрокидывающих сил.

ПВК **Robot** считает моменты сил относительно принятого нуля системы координат, тогда, для определения удерживающего и опрокидывающего моментов, совмещаем точку O с нулем координат.

Нажимаем кнопку **Расчет**. Затем переходим на вкладку **Результаты** → **Реакции** (рис. 4.107).

Узел/Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
Нагружение Собственный вес						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-0,00	0,0	-1101,19	550,00	4104,71	0,0
Контр. вел.	-0,00	0,0	-1101,19	550,00	4104,71	0,0
Точность	2.83045e+01	1.71512e+13				
Нагружение Давление грунта активное						
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-283,37	0,0	-102,07	0,0	-551,00	0,0
Контр. вел.	-283,37	0,0	-102,07	0,0	-551,00	0,0
Точность	5.53147e-01	3.03598e+11				

Рис. 4.107. Реакции

$$M_{\text{о удер}} = 4104,71 \text{ кНм};$$

$$M_{\text{о опр}} = 551,00 \text{ кНм}.$$

Вычисляем коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{\text{опр}} = \frac{4104,71}{551,0} = 7,45;$$

$$k_{\text{опр}} = 7,45 > [k_{\text{опр}}] = 1,5.$$

Условие устойчивости на опрокидывание подпорной стенки **выполняется**;

13) коэффициент устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента определяем по выражению

$$K_{\text{сдв}} = \frac{f \cdot \Sigma Q}{\Sigma T_{\text{сдв}}},$$

где ΣQ – сумма всех вышележащих вертикальных удерживающих сил;
 f – коэффициент трения кладки по грунту в плоскости подошвы фундамента;

$\Sigma T_{\text{сдв}}$ – сумма всех горизонтальных проекций сдвигающих сил.

$$K_{\text{сдв}} = \frac{0,45 \cdot (1101,19 + 102,07)}{283,37} = 1,91;$$

$$K_{\text{сдв}} = 1,91 > [K_{\text{сдв}}] = 1,3.$$

Условие устойчивости на сдвиг в плоскости подошвы фундамента подпорной стенки **выполняется**;

14) определение крайних сжимающих напряжений на грунт под подошвой стены.

Совместим центр тяжести подошвы подпорной стенки с нулем координат. Для этого определим середину подошвы подпорной стенки и переместим всю стенку на необходимое расстояние, используя инструмент **Перемещение** (рис. 4.108).

Узел/Нагружение	Fx (кН)	Fy (кН)	Fz (кН)	Mx (кНм)	My (кНм)	Mz (кНм)
Нагружение	Собственный вес					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-0,00	0,0	-1101,19	550,00	801,15	0,0
Контр. вел.	-0,00	0,0	-1101,19	550,00	801,15	0,0
Точность	1,17093e+02	1,21262e+12				
Нагружение	Давление грунта активное					
Сумма вел.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма реакц	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Сумма сил	-283,37	0,0	-102,07	0,0	-857,22	0,0
Контр. вел.	-283,37	0,0	-102,07	0,0	-857,22	0,0
Точность	2,10015e+00	7,34830e+11				

Рис. 4.108. Реакции

Определим эксцентриситет приложения равнодействующей всех вышележащих сил в плоскости подошвы фундамента подпорной стенки:

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{801,15 - 857,22}{-1101,19 - 102,07} = 0,06 \text{ м.}$$

Определим максимальное и минимальное краевые напряжения по выражению внецентренного сжатия

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{F_v}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{-1101,19 - 102,07}{6} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,6}{6}\right);$$

$$\sigma^{\max} = -320,87 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma^{\min} = -80,22 \text{ кН/м}^2.$$

По полученным данным строим эпюру сжимающих напряжений на грунт в подошве подпорной стенки (рис. 4.109).

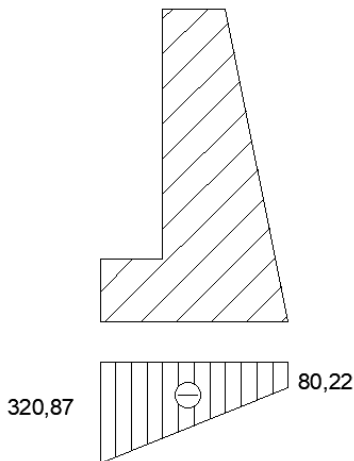


Рис. 4.109. Эпюра краевых напряжений на грунт в плоскости подошвы

Как видно по значениям краевых сжимающих напряжений на грунт, напряжения по всей подошве стенки одного знака, что удовлетворяет требованиям рационального проектирования.

СПИСОК БАЗОВЫХ ПОНЯТИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ТЕРМИНОВ

Авария – неожиданный выход из строя строительной конструкции, машины, системы инженерного оборудования сооружений.

Агрессивная вода – вода, разрушающая бетон, металлы и горные породы. Различают углекислотный выщелачивающий, общекислотный, сульфатный, магнизиальный и кислородный виды агрессивности.

Анкер – 1) *деталь* – крепежное устройство, конструктивный элемент, заделываемые в толщу конструкции или в грунт и служащие для крепления расчалок, оттяжек, вант и пр.; 2) *деталь* для скрепления составных элементов или частей конструкций и машин (например, бетона и стали в железобетонных конструкциях для обеспечения их совместной работы).

Анкер арматурный – деталь или устройство для постоянного закрепления, а иногда и натяжения арматуры, напрягаемой на бетон, или временного закрепления арматуры, натягиваемой на упоры.

Анкер гильзовый – арматурный анкер в виде стальной цилиндрической обоймы, в которую запрессовывают конец пряди или стержня периодического профиля при натяжении этих арматурных элементов на упоры стенда или силовой формы.

Анкер глухой – арматурный анкер, состоящий из распределительной плиты и муфты для закрепления проволок с внутренней резьбой для соединения анкера с захватом натяжного устройства.

Анкер гравитационный – воспринимает действующие на него нагрузки от прикрепляемых элементов в основном за счет сил тяжести и создаваемых ими сил трения.

Анкер стержневой – арматурный анкер, выполненный в виде жестко соединенного со стержневой арматурой концевое устройства (например, приваренных коротышей, петель, пластин, нарезного стержня с гайкой, высаженной головки).

Анкеровка – закрепление оборудования, трубопроводов и элементов строительных конструкций анкерами, рассчитанными на восприятие нагрузки и передачу ее опорному устройству.

Балка анкерная – балка, служащая для закрепления фундаментных (анкерных) болтов.

Берма – уступ на откосе земляной (грунтовой) плотины, железно-дорожной либо автомобильной насыпи, канала или карьера.

Бровка – верхний край крутого обрыва (уступа) террасы, рва, насыпи, оврага или других эрозионных форм рельефа.

Вал – высокая земляная насыпь.

Вдавливание свай – безударное погружение свай в рыхлые грунты мощными гидравлическими домкратами сваевдавливающего агрегата, иногда с устройством направляющих (лидерных) скважин.

Влажность грунта – содержание в нем того или иного количества воды, отнесенного к весу абсолютно сухого грунта (весовая влажность) или к объему влажного грунта (объемная влажность).

Внутренние структурные связи – связи между частицами грунта, оказывающие сопротивление при механическом воздействии на него.

Водно-физические свойства грунтов – влагоемкость, размокаемость, набухание, усадка, морозное пучение, пористость, высота капиллярного поднятия воды в грунтах, коэффициент фильтрации грунтов.

Водоносный горизонт – часть пласта или пласт грунта, насыщенный водой.

Водоотдача – свойство водонасыщенных пород грунта свободно отдавать гравитационную воду.

Водопоглощение – способность породы грунта поглощать воду.

Водопонижающие скважины – скважины, оборудованные специальными насосами для понижения уровня подземных вод.

Водопроницаемость – способность породы грунта пропускать воду через имеющиеся в ней поры и трещины. Оценивается коэффициентом фильтрации в м/сут, или см/сут.

Водоупорные породы – породы грунта, практически не пропускающие через себя воду.

Воздушно-сухой грунт – грунт, полностью лишенный гравитационной воды и содержащий лишь физически связанную воду.

Волноломы – монолитные бетонные или железобетонные сооружения для укрепления берегов водоемов в борьбе с абразией.

Габарит – предельные внешние или внутренние очертания предмета, сооружения или устройства, определяющие занимаемые им место и объем в пространстве.

Габрион – ящик из оцинкованной металлической сетки, заполненный камнем, применяемый для защиты русла реки от размыва или для устройства регуляционных и берегоукрепительных сооружений.

Габрионы в строительстве – объемные изделия различной формы из проволочной крученой сетки с шестиугольными ячейками, насыпае-

мые земель или чем-нибудь иным, предназначенные для создания габионных конструкций.

Газобетон – ячеистый бетон, пористая структура которого образуется за счет введения газообразователя, обычно алюминиевой пудры или пасты, в бетонную смесь.

Газозолобетон – газобетон на основе цемента и золы, полностью или частично замещающих песок.

Газозолосиликат – газобетон на основе извести и золы, полностью или частично замещающих песок.

Газошлакобетон – газобетон, получаемый из смеси извести и тонкомолотых доменных гранулированных шлаков или золы уноса.

Галерея защитная – инженерное сооружение в виде полутоннеля, предохраняющее участок горной дороги от обвалов, осыпей и снежных лавин.

Геология инженерная – отрасль геологии, изучающая геологические процессы с целью определения условий строительства и возможных геологических явлений в грунтах, на которых возводятся инженерные сооружения.

Гидрогеологические условия – совокупность признаков, характеризующих литологический состав и водные свойства грунтов, условия их залегания, движение, качество и количество подземных вод, особенности их режима в природной обстановке и под влиянием искусственных факторов.

Глинистые грунты – связанные в сухом состоянии грунты, для которых число пластичности $> 0,01$ (супеси, суглинки, собственно глины).

Грунт – любые горные породы и почвы, изучаемые как возможный объект инженерной деятельности человека.

Грунтовые воды – подземные воды, залегающие на первом от поверхности земли водоупоре и представляющие собой постоянный во времени и значительный по площади распространения водоносный горизонт.

Давление бытовое – в грунтоведении – давление в данной точке ненарушенного грунтового массива от веса вышележащих горных пород.

Давление взвешивающее – давление жидкости на погруженное в нее твердое тело в направлении, противоположном действию силы тяжести.

Давление волновое – давление в данной точке, равное разности между гидромеханическим давлением при наличии волн в водоеме и гидростатическом давлением при отсутствии волн.

Давление геостатическое – давление грунта на жесткую неподвижную преграду, установившееся со временем.

Давление грунта активное (*распор грунта*) – давление грунта на неподвижную преграду в случае нарушения его предельного равновесия.

Давление грунта пассивное (*отпор грунта*) – реактивное давление грунта на преграду, смещающуюся в сторону грунта.

Давления на напорную грань стены:

– **активное** – боковое давление грунта, стремящегося сдвинуть или опрокинуть стенку;

– **пассивное** – от сопротивления грунта при выпирании его стенкой;

– **естественное** – давление грунта, действующего на неподвижную стену;

– **гидростатическое** – давление жидкости, возникающее в результате действия сжимающих сил, создаваемых весом столба жидкости, зависит от ее плотности и высоты.

Дамба – гидротехническое сооружение в виде насыпи для защиты территории от затопления, ограждения искусственных водоёмов и водотоков, направленного отклонения потока воды и других целей.

Действующие коэффициенты:

f_1 – трения кладки по кладке в нехарактерном сечении тела подпорной стенки;

f – трения грунта по поверхности напорной грани подпорной стенки;

f_0 – трения стены по грунту в основании фундамента стенки;

$k_{\text{опр}}$ – запаса устойчивости на опрокидывание – отношение величины момента, удерживающего стену от опрокидывания, к моменту, опрокидывающему стену;

$k_{\text{сдв}}$ – запаса устойчивости на сдвиг – отношение сил трения в сечении (удерживающих) к сумме горизонтальных составляющих сил сдвига.

Действующие напряжения:

– **касательные** – возникают между слоями движущейся массы грунта или грунта и напорной грани стенки в результате действия сил трения;

– **нормальные** – напряжения в грунте, возникающие в результате действия сжимающих сил веса. Действуют всегда нормально к площадке действия;

– **допускаемые** – принимаются в зависимости от материала стенки или вида грунта с учетом нормативного коэффициента запаса прочности;

– **экстремальные** – максимальные и минимальные нормальные напряжения в крайних волокнах материала стенки либо грунта по подошве фундамента, или в волокнах рассматриваемого сечения.

Действующие силы. Массовые и поверхностные:

G – собственный вес массивной стены (вертикальные силы);

q – полезная нагрузка, например, распределенная нагрузка на дневную поверхность грунта за напорной гранью стены от находящихся на земле грузов (вертикальные силы);

E_a – активное боковое давление грунта на напорную грань стены (горизонтальные силы);

E_p – пассивное боковое давление грунта на стену (горизонтальные силы);

$G_{гр}$ – вес грунта на ступенях фундамента с напорной стороны стенки (вертикальные силы).

Допускаемая нагрузка – нагрузка, которой можно воздействовать на грунт, сооружение или его элементы без вреда для них.

Дренаж (в строительстве) – метод сбора и отвода грунтовых вод от строительного участка и инженерных сооружений с помощью системы дренажных труб, скважин, каналов, подземных галерей и других устройств.

Дренаж гидротехнических сооружений (плотины, шлюзы и др.) – дренажные системы, которые устанавливаются, как правило, в нижней части гидротехнических сооружений. В земляных плотинах дренаж выполняют в виде различных устройств, таких как дренажная призма в низовом откосе, дренажный тюфяк внутри плотины, ленточный и трубчатый дренажи в ее основании.

Дрены – устройства, отбирающие из пределов водоносного горизонта воду. Могут быть горизонтальными и вертикальными. Дрены совершенного типа пересекают водоносный горизонт полностью, достигая водоупора. Дрены несовершенного типа прорезают лишь часть водоносного горизонта.

Железобетон – сочетание бетона и стальной арматуры, монолитно соединенных и совместно работающих в конструкции. Термин «железобетон» часто употребляют как собирательное название железобетон-

ных изделий и конструкций. Бетон в железобетоне воспринимает в основном сжимающие усилия, а арматура – растягивающие; бетон также придает жесткость конструкции и защищает арматуру от коррозии. Железобетон как самостоятельный материал появился во 2-й половине XIX в. (первый патент получил французский ученый Ж. Монье в 1867). В современном строительстве железобетон – один из основных материалов.

Железобетон сборный – железобетонные конструкции и изделия заводского изготовления.

Журнал забивки свай – рабочий документ, фиксирующий условия и ход забивки свай, а также величину погружения сваи в грунт от каждого залога.

Журнал строительно-монтажных работ – документ, отражающий фактическую последовательность, сроки, условия и качество выполнения строительно-монтажных работ.

Забивка свай – погружение сваи в грунт с помощью ударных или виброударных установок.

Забирка – ограждающая часть деревянной или бетонной стены из сборных элементов (досок, пластин, плит), закладываемых в вертикальные пазы стоек или прикрепляемых к их задним граням.

Завеса противofiltrационная – водонепроницаемая преграда для уменьшения фильтрационного потока, устраиваемая в основании подпорного сооружения и его береговых примыканий.

Завинчивание свай – погружение винтовых свай в грунт с помощью специальных машин.

Зависание – налипание сыпучего материала на вертикальных или наклонных поверхностях, в отдельных случаях с образованием свода в результате сцепления частиц.

Заделка глухая – заделка с заполнением пазух или пустот раствором или бетонной смесью.

Заделка открытая – заделка без заполнения пазух или пустот.

Закрепление грунта термическое – закрепление лессовых и глинистых грунтов путем нагнетания раскаленных газов для повышения их прочности.

Закрепление грунтов – обработка грунтового массива механическими, химическими или физико-химическими методами для повышения их прочности.

Известь строительная – известь, способная твердеть только на воздухе.

Изделия арматурные – строительные изделия в форме сеток и каркасов из арматурных стержней, проволоки и стальных профилей.

Изыскания инженерные – комплекс технических и экономических исследований района, позволяющих обосновать целесообразность строительства в нем и выбрать место расположения объекта, собрать необходимые исходные данные для проектирования и строительства или реконструкции сооружений.

Инженерная геология – отрасль геологии, изучающая состав и свойства верхних слоев грунта, а также различные геологические процессы в связи с инженерной деятельностью человека.

Инженерно-геологическая рекогносцировка – начальный этап инженерно-геологических исследований территории будущей стройплощадки путем наземного или аэровизуального осмотра.

Инженерно-геологические процессы – процессы, развитие которых связано с возведением строительных конструкций и сооружений и с наличием на стройплощадке грунтов определяемого состава и состояния (доуплотнение рыхлых пород грунта под нагрузками – появление осадки; доуплотнение лессовых грунтов при замачивании – появление просадки; выщелачивание легкорастворимых пород грунта – карст; смещение глинистых пород на склонах – появление оползней и др.).

Инженерно-геологические условия – условия, обуславливающие место размещения будущего сооружения, его конструкцию, способы производства работ, а также подбор мероприятий по борьбе с неблагоприятными явлениями.

Камень бетонный – мелкоблочный камень, изготавливаемый из легких бетонов.

Карст – совокупность процессов, связанных с геологической деятельностью поверхностных и подземных вод.

Керн – цилиндрический столбик породы, получаемый при колонковом бурении.

Консистенция – степень подвижности частиц грунта или сопротивляемость его внешним механическим воздействиям при различной влажности.

Конструкция – организованная совокупность конструктивных элементов, обладающая определенной жесткостью и предназначенная для восприятия внешних воздействий.

Котлован – выемка в земле на стройплощадке для последующей закладки в ней фундаментов каких-либо инженерных сооружений.

Коэффициент пористости (приведенная пористость) – отношение объема пустот к объему твердой фазы грунта, выраженное в долях единиц.

Ландшафт – территориальная система, состоящая из природных или взаимодействующих природных и антропогенных компонентов и комплексов более низкого таксономического ранга.

Лапа анкерная – часть закладной детали в виде металлического стержня с раздвоенным концом, закладываемым в какое-либо массивное тело.

Леса строительные – многоярусные конструкции, позволяющие образовывать рабочие места на различных по высоте уровнях (горизонтах).

Марка бетона – стандартизованная характеристика качества бетона по прочности.

Марка стали – условный показатель, характеризующий сталь по механическим свойствам и химическому составу.

Марка строительных изделий – классификационный разряд, к которому относятся строительные изделия одного типоразмера, одинаковые по всем своим характеристикам.

Марка цемента – стандартизованная характеристика цемента по прочности.

Массивные подпорные стены – удерживают земляной откос от сползания за счет собственного веса.

Материалы подпорных стен: железобетонные; бетонные; бутобетонные; из природного камня; кирпичные; деревянные; металлические и др.

Межпластовые воды – воды, залегающие между пластами водупорных пород грунта.

Механические свойства грунта – свойства, характеризующие его механическую прочность, твердость и крепость.

Морозное выветривание – разрушение элементов бетонных сооружений от давления льда на стенки трещин на поверхности бетона при замерзании воды.

Набережная – ограждающее или защитное сооружение, окаймляющее береговую полосу.

Набухание грунта – увеличение объема грунта при его смачивании. Свойственно главным образом глинистым грунтам.

Наголовник сваи – металлическая отливка, надеваемая на голову сваи для защиты ее от повреждения при забивке.

Нагружение – процесс приложения нагрузки.

Нагружение переменное – нагружение, интенсивность которого меняется во времени.

Нагружение простое – нагружение, при котором внешние силы возрастают пропорционально некоторому параметру, например, времени, а главные оси напряжений сохраняют свое направление.

Нагружение сложное – нагружение, при котором нагрузка возрастает неравномерно, а главные оси напряжений меняют свое направление.

Нагружение циклическое – переменное нагружение с циклической закономерностью изменения во времени.

Нагрузка вибрационная – нагрузка, являющаяся следствием возникновения вибраций.

Нагрузка временная – нагрузка, имеющая ограниченную продолжительность действия и в отдельные периоды службы здания или сооружения могущая отсутствовать.

Нагрузка динамическая – нагрузка, характеризующаяся быстрым изменением во времени ее значения, направления или точки приложения и вызывающая в элементах конструкции значительные силы инерции.

Нагрузка кратковременная – нагрузка, расчетные значения которой в течение срока службы здания или сооружения наблюдаются на коротком отрезке времени.

Нагрузка критическая – наименьшая нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости системы.

Нагрузка нормативная – нагрузка, устанавливаемая нормативными документами и соответствующая условиям нормальной эксплуатации сооружений.

Нагрузка периодическая – динамическая нагрузка, величина и направление которой периодически меняются во времени.

Нагрузка подвижная – нагрузка, которая может занимать различное положение на системе конструкции.

Нагрузка предельная – нагрузка, соответствующая одному из предельных состояний конструкции.

Нагрузка разрушающая – наименьшее значение нагрузки, при которой происходит разрушение материала или конструкции.

Нагрузка расчетная – нагрузка, по значению которой определяют несущую способность и размеры конструкции, численно равная про-

изведению нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке.

Нагрузка статическая – нагрузка, направление, положение и интенсивность которой принимаются при расчете не зависящими от времени.

Нагрузка ударная – кратковременная динамическая нагрузка, возникающая при ударе тел конечной массы о сооружение.

Несвязные грунты – рыхлые породы грунта, у которых отсутствуют связи между частицами (песок, гравий).

Обжатие грунта предварительное – уплотнение грунтовых оснований временной нагрузкой до начала возведения сооружения.

Обозначение условное – унифицированное графическое, буквенное, цифровое или смешанное изображение реальных элементов, установленное стандартом или другим документом и применяемое на чертежах и схемах.

Опрокидывание – проверка стены в предположении, что она под действием сил давления грунта E может повернуться вокруг ребра наружной грани.

Осадка сооружений – вертикальное перемещение основания сооружения под воздействием нагрузки, передаваемой на грунт весом сооружения. Является следствием сжатия грунта.

Песчаные грунты – сыпучие в сухом состоянии грунты, не обладающие свойствами пластичности и содержащие менее 5 % по весу частиц, крупнее 2 мм.

Плывуны – водонасыщенные породы грунта, которые при вскрытии их в котлованах, выемках ведут себя подобно тяжелым, вязким жидкостям, приходя в движение и оплывая. Различают псевдоплывуны и истинные (тиксотропные) плывуны.

Подпорная стена, или стенка – сооружение, удерживающее от обрушения и сползания находящийся за ним грунт на уклонах местности (склонах, откосах, выпуклостях, впадинах и т. д.).

Подпорная стенка – конструкция, удерживающая от обрушения находящийся за ней массив грунта. Наиболее часто используется в строительстве гидротехнических сооружений (причалов, шлюзовых камер, устоев плотин и т. п.) и в мостостроении. Материал – природный камень, бетон, железобетон, металл, дерево.

Подпорные стены – это стены подвалов зданий, набережные рек, плотины, береговые устои мостов, ограждения горных дорог и стенок котлованов.

Подпорные стены рассчитываются по двум группам предельного состояния:

– *первая группа* – по несущей способности;

– *вторая группа* – по деформациям и трещиностойкости.

Пористость – суммарный объем всех пустот в единице объема породы. Количественно выражается процентным отношением к объему грунта.

Просадочность – явление, свойственное лессам, лессовидным грунтам и связанное с воздействием воды на структуру грунта с последующим ее разрушением и уплотнением под весом самого грунта или же при суммарном давлении собственного веса и веса сооружения.

Профиль подпорной стены – ее поперечное сечение.

Профиль земляной массы – форма так называемой призмы обрушения, т. е. объем грунта, отделившегося от сыпучего тела при сдвиге стенки.

Пучение – увеличение объема главным образом глинистых и пылеватых пород грунта при промерзании его деятельного слоя.

Работы вскрышные – работы по удалению верхнего слоя грунта при открытой разработке полезных ископаемых или планировке строительной площадки.

Работы железобетонные – совокупность опалубочных, арматурных и бетонных работ, выполняемых при возведении монолитных и сборных железобетонных конструкций.

Работы земляные – строительные работы по разработке, перемещению, укладке, планировке и уплотнению грунта; различают открытые, закрытые и подводные земляные работы.

Работы свайные – общестроительные работы по погружению в грунт забивных или устройству набивных свай и шпунтовых ограждений.

Размокание грунтов – способность грунтов при увлажнении терять связность и превращаться в рыхлую бесформенную массу с полной потерей несущей способности.

Разупрочнение глин – увеличение влажности и пористости глин вследствие снятия нагрузки, выветривания и других факторов.

Ряд шпунтовый – ряд шпунтин, погруженных в грунт и связанных друг с другом по боковым сторонам водонепроницаемым замковым соединением.

Ряж – конструкция в виде сплошного или сквозного сруба из бревен, брусьев или шпал, заполняемая камнем или грунтом.

Самонапряжение – напряжение арматуры некоторых видов железобетонных конструкций, достигаемое в результате расширения бетона на напрягающем цементе.

Сваевыдергиватель – копровое рабочее оборудование для извлечения забивных свай и шпунтов из грунта.

Сжимаемость грунтов – способность грунтов уменьшаться в объеме и давать осадку под действием нагрузки.

Скелет грунта – твердые минеральные частицы, входящие в состав грунта.

Слой – часть толщи или пласта грунта, отличающаяся петрографическим, гранулометрическим и литологическим составом.

Статический уровень подземных вод – естественный, не нарушенный откачкой или нагнетанием уровень подземных вод.

Стен – единица силы в системе единиц МТС; обозначается сн, один сн равен 1000 Н или равен 101,972 кгС.

Стена – свободно стоящая или являющаяся частью здания вертикальная ограждающая конструкция, часто выполняющая и несущие функции.

Стена глухая – стена без проемов.

Стена навесная – несущая наружная стена из сборных панелей, прикрепленных к несущему каркасу здания или сооружения.

Стена наружная – стена, отделяющая внутреннее пространство здания или сооружения от внешней среды.

Стенка подпорная гравитационная – подпорная стенка, устойчивость которой обеспечивается ее собственным весом.

Стенка раздельная – вертикальная стена между смежными гидротехническими сооружениями, обеспечивающая независимый гидротехнический режим потоков воды.

Твердение бетона – процесс превращения бетонной смеси в бетон, обладающий заданными прочностными свойствами.

Твердость – сопротивление материала местной пластической деформации, возникающей при внедрении в него более твердого тела.

Техногенные грунты – грунты, созданные в процессе производственной и хозяйственной деятельности человека.

Техногенный рельеф – формы поверхности, возникающие в результате производственной деятельности человека, – выемки, карьеры, тоннели, каналы, насыпи, отвалы и др.

Точки приложения сил:

– **активного давления грунта** – центры тяжести эпюр интенсивности активного давления;

– **тяжести** (*собственного веса стены*) – центры тяжести участков поперечного сечения массивной стены.

Угол внутреннего трения – коэффициент пропорциональности между максимальными касательными и нормальными напряжениями при разрушении твердого тела.

Угол естественного откоса – предельный угол, образуемый свободным откосом сыпучего грунта с горизонтальной плоскостью, при котором не происходит нарушения устойчивого состояния.

Угол естественного откоса песков – угол, образуемый поверхностью песчаного конуса, с горизонтальной плоскостью.

Угол трения – угол, образующийся при отклонении сил реакции двух тел от общей нормали к их поверхности контакта из-за наличия сил трения.

Укладка бетонной смеси – заполнение бетонной смесью опалубки, формы или площади массива при безопалубочном бетонировании.

Уплотнение грунтов – повышение плотности грунтов вследствие уменьшения объема пустот в них (уменьшение пористости).

Усадка грунтов – уменьшение объема грунтов при высыхании, сопровождаемое обычно растрескиванием.

Устойчивость склонов (откосов) – способность склона сохранять свой профиль в течение длительного времени.

Физико-механические характеристики грунта:

объемный вес:

– *грунта засыпки* $\gamma_{гр}$, т/м³ – вес 1 м³ грунта (вес грунта в единице объема);

– *взвешенного в воде грунта* γ_0 , т/м³ – вес 1 м³ грунта во взвешенном состоянии;

– *воды* $\gamma_в$ – вес воды, заключенный в единице объема;

– *материала кладки* $\gamma_{кл}$ – вес 1 м³ кладки стены;

пористость грунта – η , % – объем пор в грунте по отношению ко всему объему, занимаемому грунтом;

угол:

– *естественного откоса* φ° – наибольший возможный угол, образуемый свободной поверхностью сыпучего тела с горизонтальной поверхностью;

– *внутреннего трения грунта* ρ° – угол трения между частицами внутри массы грунта;

– *трения грунта о стенку* ϕ_0 – угол, характеризует трение тела грунта по поверхности соприкосновения с напорной гранью стенки;

– *наклона* плоскости грунтовой засыпки за напорной гранью по отношению к горизонту δ° .

Цементация грунта – закрепление грунта путем заполнения пустот, трещин и пор в скальных породах цементным раствором, подаваемым под давлением.

Центр тяжести – геометрическая точка твердого тела, через которую проходит равнодействующая всех сил тяжести, действующих на частицы этого тела при любом положении его.

Центр упругий – точка на конце воображаемой абсолютно жесткой консоли в разрезе по вертикальной оси симметрии основной схемы статически неопределимой арки или рамы, где прикладываются неизвестные силы.

Цикл нулевой – комплекс строительно-монтажных работ по возведению частей сооружений и инженерных коммуникаций, расположенных ниже условной проектной отметки, принимаемой за «нуль».

Шаг колонн – шаг между точками пересечения сетки колонн смежными линиями.

Шандоры – балки для перекрытия отверстия гидротехнического сооружения, закладываемые в пазы быков или устоев плотины горизонтально одна на другую.

Шлакобетон – легкий бетон на цементном вяжущем, в котором заполнителем является металлургический или топливный шлак.

Шлюз судоходный – судопропускное сооружение с одной или несколькими камерами, в которых подъем или опускание судна происходит путем наполнения или опорожнения камер.

Шлюз-регулятор – гидротехническое сооружение, предназначенное для регулирования расходов и уровней воды в канале или водоеме.

Шов деформационный – шов между конструктивными элементами, допускающий некоторое относительное их смещение.

Шов осадочный – вертикальный деформационный шов, допускающий относительное смещение сопряженных конструкций при осадке основания.

Эквивалентный слой грунта – замена равномерно-распределенной нагрузки, расположенной на линии дневной поверхности грунта, соответствующей высотой реального грунта ($h_0 = q / \gamma_{гр}$).

Экран плотины – противофильтрационное покрытие из маловодопроницаемых материалов, располагаемое по верховому откосу плотины.

Эксцентриситет силы e – смещение точки приложения сосредоточенной силы относительно центральной оси сечения.

Электрозакрепление грунта – закрепление грунта путем использования электроосмоса и (или) электролиза.

Электрокабестан – кабестан с электроприводом, часто применяемый для завинчивания в грунт винтовых свай.

Электроосмос – движение жидкости через капилляры или через пористые диафрагмы под действием внешнего электрического поля.

Электросиликатизация грунта – способ физико-химического упрочнения увлажнённых просадочных лессовых грунтов, основанный на совместном воздействии растворов силиката натрия и постоянного электрического тока.

Эпюра:

– *интенсивности давления грунта* – графическое представление изменения активного давления грунта вдоль плоской или ломанной поверхности напорной грани стенки в зависимости от глубины грунта и других условий;

– *гидростатического давления* – графическое представление изменения давления воды по высоте плоской или ломанной поверхности напорной грани стенки в зависимости от ее глубины;

– *нормальных напряжений* – графическое представление изменения нормальных напряжений грунта в подошве фундамента сооружения либо бетона в нехарактерном сечении профиля подпорной стенки.

Ядро плотины – противодиффузионный элемент в виде стенки из маловодопроницаемого грунта, устраиваемый в центральной части грунтовой плотины.

Ядро сечения – область, очерченная вокруг центра тяжести поперечного сечения бруса, обладающая тем свойством, что продольная сила, приложенная в любой ее точке, вызывает во всем сечении напряжения одного знака.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Афанасенко, Е. В. Строительная механика: учебник / Е. В. Афанасенко, Д. Е. Афанасенко, Ю. Н. Дуброва. – Минск: РИВШ, 2023. – 388 с.
2. Игнатюк, В. И. Строительная механика. Статика и устойчивость стержневых систем: учеб. пособие / В. И. Игнатюк, В. В. Тур. – Брест: Изд-во БрГТУ, 2020. – 236 с.
3. Борисевич, А. А. Строительная механика: учебник для вузов / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2007. – 821 с.
4. Борисевич, А. А. Строительная механика: учеб. пособие / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. – 2-е изд., перераб. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.
5. Дарков, А. В. Строительная механика / А. В. Дарков, Н. Н. Шапошников. – М.: Высш. шк., 1986. – 607 с.
6. Снитко, Н. К. Строительная механика: учебник для вузов / Н. К. Снитко. – Изд. 2-е, перераб. – М.: Высш. шк., 1980. – 431 с.
7. Киселев, В. А. Строительная механика. Общий курс / В. А. Киселев. – М.: Стройиздат, 1986. – 520 с.
8. Евтух, Г. И. Расчет подпорных стен и труб в грунте: учеб. пособие / Г. И. Евтух, В. М. Селюков, А. С. Хамутовский. – Горки: БСХА, 1977. – 52 с.
9. Игнатюк, В. И. Строительная механика: пособие / В. И. Игнатюк, И. С. Сыровкашко. – 3-е изд., доп. – Брест: БрГТУ, 2017. – 188 с.
10. Доценко, И. С. Строительная механика: учеб. пособие для вузов / И. С. Доценко. – Киев: Высш. шк., 1976. – 296 с.
11. Строительная механика: учебник для строительных специальностей / под ред. Ю. И. Бутенко. – Киев: Высш. шк., 1989. – 477 с.
12. Чирас, А. А. Строительная механика: учебник для вузов / А. А. Чирас. – М.: Стройиздат, 1989. – 255 с.
13. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства. ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – 117 с.
14. Семенюк, С. Д. Железобетонные подпорные стены / С. Д. Семенюк, Ю. Н. Котов // Вестник Белорусско-Российского университета. – 2018. – № 4 (61). – С. 86–101.
15. СНиП 2.06.07–87. Подпорные стены, судоводные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 42 с.
16. Большой строительный терминологический словарь-справочник. Официальные и неофициальные термины и определения в строительстве, архитектуре, градостроительстве и строительной технике. В. Д. Наумов [и др.]; под ред. Ю. В. Феофилова. – Минск: Минсктиппроект, 2008. – 816 с.
17. П17-02 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов. – Минск: Минстройархитектуры, 2003. – 94 с.
18. Ренгач, В. Н. Шпунтовые стенки. Расчет и проектирование. Издательство литературы по строительству. – Ленинград, 1970. – 108 с.
19. Колесников, В. С. Возведение подземных сооружений методом «Стена в грунте». Технология и средства механизации: учеб. пособие / В. С. Колесников, В. В. Стрельникова. – Волгоград: Изд-во ВолГУ, 1999. – 144 с.
20. Клейн, Г. К. Расчет подпорных стен / Г. К. Клейн. – М.: Высш. шк., 1964. – 197 с.
21. Денисов, О. Г. Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий: учеб. пособие / О. Г. Денисов. – М.: Высш. шк., 1968. – 378 с.

22. Даревский, Э. Проектирование сооружений, обеспечивающих устойчивость грунтовых массивов (набережные, берегоукрепления, подпорные стены, защита от оползней и др.) / Э. Даревский, А. М. Романов. – М.: ООО «Издательство Мастер», 2011. – 596 с.

23. Соколов, Н. С. Расчет и проектирование подпорных сооружений: учеб. пособие / Н. С. Соколов. – Москва – Вологда: Инфра-Инженерия, 2023. – 441 с.

24. Проектирование подпорных стен и стен подвалов: справочное пособие к СНиП 2.09.03-85. – Изд. офиц. – М.: Стройиздат, 1990. – 104 с.

25. Волосухин, В. А. Расчет и проектирование подпорных стен гидротехнических сооружений / В. А. Волосухин, В. П. Дыба, С. И. Евтушенко. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. – 96 с.

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ	5
1.1. Структура подпорных сооружений	8
1.2. Типы и конструкции подпорных стенок	21
2. РАСЧЕТ МАССИВНЫХ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ	84
2.1. Механические характеристики грунтов и сыпучих тел	84
2.2. Боковое давление грунта на подпорную стену. Предельные давления: активное и пассивное.....	85
2.3. Силы, действующие на подпорные стены.....	88
2.4. Активное давление грунта E_a на подпорную стену и методы его определения..	89
2.5. Метод Кулона	90
2.6. Графические методы определения давления грунта E . Построение Кульмана.....	94
2.7. Теоремы Ребхана.....	96
2.8. Построение Понселе	98
2.9. Точка приложения и направление силы активного давления грунта E_a . Некоторые частные случаи давления грунта	99
2.10. Аналитический расчет подпорных стен	110
2.11. Пассивное давление грунта (отпор).....	114
2.12. Расчет подпорных стен на прочность и устойчивость	118
2.12.1. Устойчивость подпорных стен против опрокидывания	118
2.12.2. Устойчивость стены против сдвига	120
2.12.3. Прочность подпорной стены.....	121
2.12.4. Общая методика расчета подпорных стен	125
3. РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК	127
4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	135
СПИСОК БАЗОВЫХ ПОНЯТИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ТЕРМИНОВ.....	235
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	250