

ПРЕДИСЛОВИЕ К РУССКОМУ ИЗДАНИЮ

Проблема улучшения свойств грунтов является наиболее актуальной и перспективной при строительстве сооружений с использованием дешевых местных материалов, особенно в области гидротехнического и дорожного строительства, при возведении насыпей, дамб, плотин, подпорных стенок, устройстве котлованов, укреплении оснований. Широкое развитие получили методы закрепления грунтов основания и тела сооружения с помощью различных вяжущих: цемента, битума, алюмосиликатов, различных полимерных материалов, при этом создаются новые материалы типа грунтоцемента, укатанного бетона, грунтополимера, асфальтобетона.

В последние десятилетия в зарубежной практике строительства получило распространение еще одно направление по улучшению свойств грунтов с помощью укрепления местного материала различными видами эластичной прозрачной, некорродируемой арматуры из полосовой нержавеющей стали, полимерных сеток, геоткани, а также создание новых конструкций с использованием таких материалов, обеспечивающих высокую надежность и экономичность сооружений.

Оформление и название это направление получило в работах А. Видаля, по результатам которых был официально признан и запатентован новый вид материала «армированный грунт» (армогрунт).

Предлагаемая вниманию читателей монография крупного специалиста из Великобритании К. Джоунса обобщает последние достижения в области исследования, проектирования и строительства сооружений из армированного грунта. По сути дела, эта книга является справочным пособием для специалистов, которые хотят использовать новые материалы и конструкции в строительстве.

В 10 главах книги достаточно подробно освещен весь комплекс вопросов, связанных с проектированием, строительством, эксплуатацией сооружений из армогрунта; экономическая эффективность его применения.

В отечественной практике армогрунты использовались в единичных случаях (для строительства автодороги на Севере, подпорной стенки, опоры моста). Для их применения в каждом конкретном случае проводились специальные исследования, которые выполнялись ВНИИСтройдормашем, ВОДГЕО, ЦНИИСом. Результаты отечественных исследований, опубликованные в отдельных статьях и ведомственных рекомендациях, не могут, однако, служить основанием для издания общесоюзной нормативной литературы, поэтому в отечественной практике еще нет четкой терминологии по армогрунтам. В связи с этим ряд понятий, принятых при переводе монографии на русский язык, носят спорный характер, но могут быть правильно поняты из контекста.

Без всякого сомнения, книга К. Джоунса послужит хорошим пособием для широкого круга научных работников и инженеров-практиков в области дорожного, промышленного и гидротехнического строительства, где в качестве строительного материала используются армогрунты.

В.Г. Мельник, д-р техн. наук

ПРЕДИСЛОВИЕ

За последние годы трудно найти тему, которая бы вызвала столь широкий интерес и пробудила творческое воображение у специалистов по гражданскому строительству, как это произошло с концепцией об армированном грунте. Простота ее основных принципов и возможности достижения экономической эффективности представляются крайне привлекательными для проектировщиков в условиях ограниченных финансовых средств, в то время как возможности получить на ее основе альтернативное или новаторское конструктивное решение создают простор для инженерной фантазии.

В некоторых областях применение сооружений из армированного грунта привело к превосходным результатам, в других — к скромным, но не отмечено случая полного отказа от них. В этой области строительства идет интенсивное академическое изучение, однако подавляющая часть проектно-конструкторских разработок ведется творческими специалистами-практиками, государственными исследовательскими учреждениями и организациями, которые умело выполняют разработки и реализуют преимущества, связанные с армированием грунтов.

Признание, широкое внедрение и использование любых технических приемов на практике требуют наличия подробных нормативных документов, приемлемых для работы стандартов и существования эталонных решений. В области армирования грунтов такие технические инструкции созданы, эта отрасль строительства признана важной и успешно прогрессирует. Скорость ее развития обуславливает потребность в информации по данному вопросу. Настоящая монография восполняет существовавший вакуум информации.

Книга представляет собой общее руководство по вопросам, касающимся применения армированных грунтов. Она не претендует на исчерпывающее изложение материала и предназначена для аспирантов и инженеров-практиков. Несмотря на то, что в ней достаточно глубоко затронуты теоретические вопросы, основное внимание обращено на практические аспекты, при раскрытии которых проблемы расчетов, экономики, долговечности применения конструктивных элементов и материалов изложены более подробно, чем в обычном руководстве.

Дж. Э. Гэффни, президент института гражданских инженеров

ВВЕДЕНИЕ

Основные принципы армирования грунта, простые для понимания, использовались человечеством с давнего времени. Однако, интерес к этому вопросу существенно возрос в связи с появлением, в частности, пионерной работы Анри Видаля, посвященной созданию «армированного» грунта. Это понятие теперь широко используется в качестве общего термина для конструкций с применением армированного грунта. Основными достоинствами таких конструкций являются их принципиальная простота, легкость возведения, снижение стоимости строительства.

Признанию и распространению конструкций из армированного грунта способствовали технический и коммерческий успех их практического использования.

Концепция армированного грунта, несмотря на легкость ее восприятия, привлекла внимание и множеством возникших теоретических аспектов. В настоящее время в университетах и лабораториях ведется большое количество исследований и разработок этой проблемы, а армирование грунта признано в качестве отдельного направления геотехники со своим кругом вопросов.

Доказано, что уровень разработки современной концепции армированного грунта мог бы быть более высоким. Трудность дальнейшего развития заключена не в потребности совершенствования теоретических основ, а в разработке норм проектирования, технических условий и приемов, без которых не может быть создано экономически эффективного сооружения. Первооткрыватели современных систем армирования грунта, понимая это, вели работы с учетом установленных методов оценки надежности и контроля за качеством конструкций. В настоящее время существуют признанные условия и нормы проектирования конструкций из армированного грунта, а технические приемы доведены до уровня, который соответствует общепринятому для инженерной профессии.

Цель книги — способствовать решению проблем, возникающих у инженеров, работающих в области проектирования и строительства сооружений из армированного грунта. Более широкое освещение предмета в сравнении с обычным его изложением в имеющихся теоретических работах представляет определенный интерес и для научных работников.

Книга построена так, чтобы последовательно ознакомить читателя с предметом, хотя каждая глава может изучаться выборочно.

В гл. 1 приведена краткая история развития сооружений из армированного грунта, труды основоположников, этапы этого направления в строительной практике, его становление. Примеры современного использования таких сооружений во всем их многообразии приведены в гл. 2. Эти примеры не являются исчерпывающими, однако предполагается, что наличие такого краткого каталога позволит применить сооружения из армированного грунта для многих целей, в частности для разработки «гибридных» систем.

В последние годы увеличилось количество теоретических разработок в области применения армированного грунта, однако они еще не охватывают всех аспектов и областей практического использования. В гл. 3 сделана попытка представить сбалансированный обзор теоретических положений, на которых базируются сведения, необходимые для инженера-практика.

Взаимодействие между грунтами и арматурой является решающим для сооружений, поэтому свойства, влияющие на взаимодействие материалов, применяющихся в сооружениях из армированного грунта, рассматриваются в гл. 4.

ВВЕДЕНИЕ.

Вопросы проектирования и расчеты излагаются отдельно от теоретических проблем в гл. 5, что позволяет подробнее рассмотреть методику и проектно-конструкторские разработки реального сооружения. Значение схематизации и предварительного проектирования, представляющих выбор сооружений из армированного грунта, рассматриваются до изложения конкретных аналитических методов, показывающих значительный прогресс в области разработки аналитических решений. Приведенные в книге основы важнейших теоретических подходов использованы для решения конструкторских задач. Вместе с тем отсутствуют жесткие правила проектирования, поскольку при решении любой задачи, связанной с использованием метода армированного грунта, необходимо проводить экспертную оценку.

Успешное возведение грунтовых сооружений зависит от применения четких конструктивных подходов и правильной интерпретации теоретических положений. Разработка эффективных конструктивных систем обеспечивает успех, без которого сооружение из армированного грунта останутся интересной академической игрушкой. В гл. 6 приводится ряд общих конструктивных параметров, а в гл. 7—информация об успешно использующихся конструктивных деталях. Необходимо подчеркнуть, что эти детали не пригодны для других сооружений, отличающихся условиями контракта, наличием материалов или финансированием. Как и при всяком проектировании, существенной является инженерная оценка приводимых деталей.

Возможно наиболее спорной частью книги является гл. 8, которая охватывает вопросы цен и экономики. Признано, что рыночные и финансовые условия изменчивы, поэтому экономичность любой предлагаемой конструкции, как и использование армирования грунта должны увязываться с соответствующими обстоятельствами и условиями. Аналогично принятие или отказ от концепции, предлагаемой экологической инспекцией зависит от интерпретации экономических принципов.

Существенной является долговечность сооружений из армированного грунта, и поэтому в гл. 9 приводятся описание механизма коррозии и факторы, которые влияют на жизнеспособность любой конструкции. В соответствии с традиционными требованиями проектирования оцениваются факторы коррозии и обсуждается долговечность потенциальных материалов, применяемых для армирования.

В заключительном разделе книги приводятся три конкретных примера. Первой приводится простая конструкция подпорной стенки, которая служит иллюстрацией различия между теоретическими концепциями, приведенными в гл. 3, и правилами проектирования, расчета и строительства, указанными в гл. 5 и 6. Второй пример касается проекта устоя моста и, несмотря на то, что при этом использована та же аналитическая модель, что и в первом примере, расчет устоя приводит к задаче проектирования с преобладанием внешних сил. Последний пример иллюстрирует концепцию армирования грунта с усилением основания насыпи.

1. ИСТОРИЯ

1.1. ДРЕВНИЕ СООРУЖЕНИЯ

Концепция армирования грунта, как уже говорилось, не нова. Ее основные принципы встречаются в природе (логова животных, гнезда птиц; эффект от корневой системы деревьев). Об армировании глины или кирпичей тростником или соломой при сооружении жилья упоминается в Библии (2-я книга Ветхого завета). Известно, что сооружения, построенные с использованием таких приемов, существовали в V-м и IV-м тысячелетиях до н.э.

Наиболее ранними из сохранившихся сооружений из армированного грунта являются зиккурат древнего города Дур-Куригацу, известного под названием Агар-Каф, и Великая китайская стена. Агаркафский зиккурат, который расположен в пяти километрах севернее Багдада, был построен из глиняных кирпичей, толщина которых изменялась от 130 до 400 мм. Кирпич армировался сплетенными тростниковыми матами, укладываемыми горизонтально на слой песка и гравия, расстояние между которыми по вертикали варьировалось от 0,5 до 2 м. Тростник использовался также для создания витых канатов диаметром около 100 мм, которые проходили вдоль сооружения и служили своеобразной арматурой [Багир, 1944]. В настоящее время Агаркафский зиккурат имеет высоту 45 м, однако полагают, что первоначально, свыше 3000 лет назад, его высота была более 80 м. Известны другие зиккураты, среди них строение у г. Ур, завершено около 2025 г. до н.э., и святилище Мардука в Вавилоне, нередко называемое Вавилонской башней, которая была завершена около 550 г. до н.э. [Коплестоун, 1963]. Великая китайская стена, участки которой были завершены приблизительно в 200 г. до н.э. представляет собой пример использования армированного грунта в виде смеси глины с гравием, армированного ветвями тамариска [Департамент транспорта, 1977].

Известно, что римляне использовали приемы армирования грунта: и вдоль Тибра были построены земляные дамбы, армированные тростником. Недавно открытый в Лондоне причал порта Лондиниума, построенного римлянами в I в., свидетельствует, что методы строительства прошлого заметно схожи с существующими. Предполагается, что деревянный причал, участки которого сохранялись в иле р. Темзы на протяжении 1200 лет, имел длину 1,5 км. Сооружение высотой 2 м строилось из дубовых брусьев длиной до 9 м, образующих вертикальную грань, удерживаемую с помощью деревянных армирующих элементов, заглубленных в обратную засыпку (рис. 1.1) [Бассетт, 1981]. В те же годы галлы также использовали приемы армирования грунта при строительстве фортификационных сооружений, причем применялась последовательная укладка слоев древесины и грунта [Дункан, 1955].

Методы армирования грунта при сооружении объектов военного назначения были широко распространены вплоть до последнего столетия, хотя в публикациях об этом упоминается редко. Значительный вклад был сделан в 1822 г., когда полковник Песли внедрил применение армированного грунта в английской армии [Песли, 1822]. Он провел большую серию опытов и показал, что при выполнении земляных работ значительное снижение бокового давления, действующего на подпорные стенки, может быть достигнуто, если обратная засыпка армирована горизонтальными слоями из хвороста, досок или холста. Подобные результаты были получены более чем через 150 лет [Саран и др., 1975] на современных обратных засыпках с использованием армированного грунта.

По-видимому, в прошлом наиболее часто сооружения из армированного грунта применялись для регулирования русел рек вдоль транспортных путей и дамб. Известны примеры создания систем дамб с использованием армирования тростником и глинистым заполнителем в долинах рек Тигр и Евфрат, значительно более ранние, чем у римлян. Хорошо известно из

1.2. СОВРЕМЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ.

литературы использование фашинов голландцами, и мелиорация болот в Англии так же, как и укрепление берегов р. Миссисипи [Хаас и Уэллер, 1952]. Технические основы этих сооружений приводятся в Практическом процессуальном кодексе №2 свода британских стандартов.

Армирование конструкций дамб было выполнено в начале 20 в. Ридом (1904), который использовал железнодорожные рельсы для армирования каменной наброски по низовой грани плотин в Калифорнии. Аналогичный прием, но с использованием сеток, выполненных из стальных стержней диаметром 3/4", был применен позже, в 1962 г, на о. Папуа [Фрейзер, 1962]. Известны примеры использования этого метода в Южной Африке, Мексике и Австралии. Недавно вновь было подтверждено, что строительство плотин из армированного грунта экономично.

Современная концепция возведения сооружений из армированного грунта была значительно развита в США в 1925 г. Манстером [1925]. Он создал земляную подпорную стенку с применением армирующих элементов из дерева и облегченной облицовки. Используя скользящее соединение между армирующими элементами и облицовкой, Манстер свел до минимума осадку материала обратной засыпки. Несмотря на то, что материалы и детали, предложенные Манстером, не получили распространения в современном строительстве, принципы такой системы явились основой одного из конструктивных методов, используемых в наше время (рис. 1.2).

В 30-е годы на передний план вышли французские разработки. Так, Койн предложил подпорную, так называемую ступенчатую стенку, представляющую собой массу сыпучего материала, объединенного рядами соединительных тяг, каждая из которых имеет небольшой концевой анкер с тонкой облицовочной диафрагмой. Осадка засыпки воспринимается гибкими соединительными тягами, одна из разновидностей которых представляла собой плоскую полосу из оцинкованного железа. Койн считал, что поверхностная облицовка должна конструироваться с учетом осадки засыпки и с применением при этом гибких прокладок между облицовочными плитами; в некоторых случаях он использовал метод перекрывающихся плит, которые могут двигаться одна относительно другой (рис. 1.3). Хотя в конструкциях Койна главным образом использовался анкерный блок на конце растягиваемого армирующего элемента, в 1945 г. он пришел к выводу, что, если материал засыпки обладает хорошими характеристиками трения, тяги сами могут обеспечить необходимую связь с засыпкой без использования концевых анкеров.

У Койна можно отметить сходство с современным подходом к методам армирования грунта не только в том, как он рассматривал механизм, но и в понимании сопутствующих проблем, в частности необходимости обеспечения долговечности армирующих элементов. Понимание принципиального механизма поведения армирующих элементов можно отметить в разработках Лаллемана, который для увеличения сцепления с грунтом по длине арматуры устанавливал множество жестких шипов [Лаллеман, 1957].

1.2. СОВРЕМЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Одна из новых концепций сооружений из армированного грунта была предложена Казагранде и сводилась к идеальной схеме: слабый грунт армируется высокопрочными диафрагмами, послойно укладываемыми в горизонтальном направлении [Вестергард, 1978]. Современный тип армирования грунта был разработан Видалем в 60-х годах. Идея Видаля состояла в создании композитного материала, образуемого плоскими армирующими полосами, которые укладываются горизонтально в грунт, обладающий определенным трением (рис. 1.4). Причем взаимодействие между грунтом и армирующими элементами обеспечивается исключительно

1.2. СОВРЕМЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ.

за счет трения, вызванного гравитационными силами. Этому материалу он присвоил название «армированный грунт», термин, который, как уже говорилось, стал общепризнанным во многих странах. Он используется по отношению ко всем типам армирования грунта или грунтовых сооружений. В некоторых странах, включая США и Канаду, это название является торговой маркой.

Первые крупные подпорные стенки на основе концепции Видаля были построены вблизи от Мэто, на юге Франции, в 1968 г., хотя Видаль строил подобные сооружения и ранее, начиная с 1964 г.

Такие сооружения с использованием гибкой облицовки выполнялись из уложенных горизонтально металлических швеллеров. В 1970 г. была введена облицовка иного вида с использованием железобетонных элементов крестообразной формы. Сейчас получили широкое распространение сооружения с бетонной облицовкой (рис. 1.5). Впервые армирование грунта по Видалю было применено в США в 1972 г. для стабилизации оползня в штате Калифорния, а первое сооружение из армированного грунта в Великобритании было завершено в 1973 г. В том же году в Великобритании был внедрен другой тип конструкции, метод Йорка, имеющий сходство с более ранним предложением Манстера, причем этот метод был разработан под эгидой Департамента транспорта (рис. 1.6).

Работы Видаля ускорили развитие конструкций из армированного грунта. Многие фундаментальные исследования субсидировались различными национальными организациями, особенно Лабораторией мостов и шоссе (LCPC) во Франции [Шлоссер, 1977]. Департаментом транспорта США [Уокиншоу, 1975] и Департаментом транспорта Великобритании [Мюррей, 1977]. Итогом явилось создание усовершенствованных типов армирования и лучшее понимание затрагиваемых фундаментальных концепций. Были предложены к применению тканевые материалы, хотя в геотехнике их использование более ограничено, чем другие виды арматуры для грунта. В 1974 г. Калифорнийский департамент транспорта внедрил использование ячеек или сеток в качестве армирующих элементов подпорных стенок, что стимулировало дальнейшие работы [Форсит, 1978].

Применение различных материалов связано с совершенствованием грунтовых сооружений. В то время, как в ранних сооружениях использовались в качестве армирующих органические материалы — древесина, солома или тростник, Песли [1822] признал преимущество более совершенных видов армирования, в частности, в качестве армирующей мембраны он применил парусину. Из-за ограниченного срока службы парусины, вызываемого ее гниением, сооружения Песли не могли рассчитываться на продолжительное время работы, поэтому в XIX в. все еще преобладала арматура из органики.

Лишь технический прогресс позволил использовать для армирования искусственные или техногенные материалы. В первой половине XX в. Койн отчетливо осознавал проблему коррозии, важность которой отмечалась также Видалем и др. Некоторые сооружения, предназначенные для короткого срока эксплуатации, не требовательны по отношению к коррозии или гниению арматуры. В качестве примера можно привести использование в горнодобывающей промышленности еще в 1935 г. сетки из стальной проволоки для армирования закладки кровли выработки Йоркширского угольного месторождения в Англии [Брасс, 1935]. Арматура укладывалась горизонтальными рядами, разделяя закладку на слои грунта небольшой толщины, причем устойчивость обеспечивалась эффектом трения между проволочной сеткой и засыпкой из отвальных пород (рис. 1.7).

Текстиль для армирования не мог использоваться до тех пор, пока не были разработаны синтетические материалы на полимерной основе. Синтетические ткани были известны еще в

1.2. СОВРЕМЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ.

30-е годы, но лишь в конце 60-х и начале 70-х гг. достижения в производстве синтетических и геотекстильных материалов позволили использовать их при строительстве сооружений из армированного грунта. Доказано, что подпорные стенки, армированные тканями, более экономичны, но отчасти утилитарны по внешнему виду; доказано также, что более широко геотекстильные ткани могут применяться в сферах сепарации, фильтрации и дренажа.

Полимерные материалы, применяемые для армирования грунта, могут изготавливаться двух основных типов: в виде ткани (геоткань) или в виде сетки (геосетка). Геосетки используются в строительстве уже с начала 60-х гг. Наиболее широко сетки из полиэтилена высокой плотности используются при возведении железнодорожных насыпей, для армирования вулканического туфа и создания условий более высокой степени уплотнения [Ямамото, 1966; Уатанабе и др., 1978]. Почти в те же годы армирование сетками было использовано при мелиорации территории под аэропорт Ниета (г. Токио) и для повышения несущей способности слабых грунтов основания [Яманучи, 1967]. Другим примером является инициатива Управления калифорнийских автомагистралей, в соответствии с которой армирование высокопрочными геосетками используется в настоящее время для сооружений, облицованных бетоном.

В 1981 г. развитие конструкций из армированного грунта способствовало их использованию в новой области: сетки из синтетического материала были применены при проведении работ по восстановлению обрушившихся откосов выемок на автомагистралях М1 и М4 в Англии [Мюррей и др., 1982].

Укрепление выемок с помощью армированного грунта *in situ* аналогично применению технологии анкерования грунта, ранее апробированной в ФРГ и США. Эти приемы «забивки в грунт» или «систем горизонтальных упоров для грунтов», наряду с технологией ремонта, разработанной на автомагистрали М4 в Англии, резюмируют современный этап развития методов армирования грунта, позволяющий, как и при традиционном выборе варианта конструкций, устанавливать доступную технологию проектирования геотехнических сооружений. В настоящее время разработано большое количество гибридных систем и технических приемов, а также продемонстрированы преимущества армирования грунта с предварительным напряжением [Барбашов и др., 1978].

2. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ

ВВЕДЕНИЕ

В главе приводится перечень основных сфер применения армирования грунта, показываются возможности, обеспечивающие экономические и технические преимущества при использовании грунтовых сооружений различных типов. Каждый пример иллюстрирует концепцию армирования грунта, но его не следует рассматривать в качестве единственного эффективного или рационального решения. Приведенные схемы показывают типичные виды конструкций с приближенными размерами и масштабом, на практике каждый случай применения должен рассматриваться конкретно. Представляется возможность комбинировать варианты применения и технологические приемы, необходимо также учитывать и применение новых конструктивных материалов, позволяющих расширить область применения. Многообразность и диапазон применения технических приемов, таким образом, неограниченны.

2.1. МОСТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ

2.1.1. БЕРЕГОВОЙ УСТОЙ (РИС. 2.1)

Материалы: железобетонная или предварительно напряженная облицовка, армирование сеткой в виде полос, засыпка грунтами, обладающими трением или сцеплением и трением.

Примечание. Обеспечивается экономическая эффективность; возможность использования на слабых грунтах; высокая интенсивность строительства, способность приспосабливаться к деформациям сжатия грунта, традиционное сопряжение с мостом.

2.1.2. БЕРЕГОВОЙ УСТОЙ СО СВАЙНОЙ ОПОРОЙ (РИС. 2.2)

Материалы те же, что в 2.1.1

Примечание. Обеспечивается экономическая эффективность; снижение осадки опоры настила моста.

2.1.3. БЕРЕГОВОЙ УСТОЙ – НЕСУЩАЯ КОНСТРУКЦИЯ БЕРЕГОВОЙ ОПОРЫ (РИС. 1.3)

Материалы те же, что в 2.1.1

Примечание. Обеспечивается экономическая эффективность; снижение осадки настила.

2.1.4. БЕРЕГОВОЙ УСТОЙ ОТКОСНОГО ТИПА (РИС. 1.4)

Материалы. Облицовка из кирпичной кладки или железобетонных элементов; армирование геотканями, геосеткой или в виде полос; засыпка грунтами, обладающими трением или сцеплением и трением.

Примечание. Устой образует единое целое с насыпью при весьма тесном их взаимодействии. Для малых сооружений не требуется никаких опорных элементов, а в качестве арматуры пригодны тканевые материалы.

2.1.5. НАСЫПЬ ИЗ АРМОГРУНТА, ЗАМЕНЯЮЩАЯ ВИАДУК (РИС. 1.5)

Материалы те же, что в 2.1.1

Примечание. Обеспечивается высокая экономическая эффективность и возможность применения на слабых грунтах; высокая интенсивность строительства. Возможность создания связей между обеими гранями.

2.2. ПЛОТИНЫ.

2.2. ПЛОТИНЫ

2.2.1. ГРУНТОВАЯ НАСЫПНАЯ ПЛОТИНА (РИС. 2.6)

Материалы. Железобетонная облицовка и анкерные блоки. Бетонная защита тяг.

Примечание. В отношении плотин требуется особая сложность. Плотины типа ступенчатой стены могут приспосабливаться к существующим осадкам, в качестве примера может служить противопаводковая плотина Когуеляк в Южной Франции. На рис. 2.7 приведена альтернативная конфигурация лестничной конструкции Койна.

2.2.2. ПЛОТИНА ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА (РИС. 2.8)

Материалы. Железобетонная облицовка грани; арматура в виде металлических полос; отсортированный зернистый грунт.

Примечание. По отношению к плотинам требуется повышенная осторожность.

2.2.3. СООРУЖЕНИЕ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА ДЛЯ НАРАЩИВАНИЯ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ПЛОТИНЫ (РИС. 2.9)

Материалы. Железобетонная облицовка; арматура в виде полос, покрытых эпоксидным клеем; отсортированный зернистый грунт.

Примечание. По отношению к плотинам требуется повышенная осторожность.

2.3. НАСЫПИ

2.3.1. АРМИРОВАННАЯ НАСЫПЬ (РИС. 2.10)

Материалы. Местный грунт, армированный геотканями или геосетками.

Примечание. Армированные насыпи могут предназначаться для различных целей, включая увеличение крутизны откосов, распределение нагрузки на поверхностные слои грунта, или для усиления насыпей.

2.3.2. ГЕОЯЧЕИСТЫЙ ТЮФЯК, ИСПОЛЬЗУЕМЫЙ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ НАСЫПИ (РИС. 2.11)

Материалы. Геосетка для тюфяка, заполняемая отсортированным материалом.

2.3.3. ЦОКОЛЬ ИЗ ГЕОСЕТКИ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ПЕРЕМЫЧКАМИ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ НАСЫПИ (РИС. 2.12)

Материалы. Арматура из геосетки и отсортированный грунт.

2.3.4. ЗААНКЕРЕННАЯ НАСЫПЬ (РИС. 2.13)

Материалы. Местный грунт, армированный геотканями или геосетками.

Примечание. Поведение заанкеренных насыпей зависит от прочности армирующих элементов.

2.4. ФУНДАМЕНТЫ

2.4.1. ФУНДАМЕНТЫ ДЛЯ НАСЫПЕЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ В ВИДЕ ПЕРЕМЫЧЕК ИЛИ ОПОР ИЗ ГЕОСЕТКИ (РИС. 2.14 И 2.15)

Материалы. Арматура из геосетки.

Примечание. Армирующие перемычки или опоры возводятся на месте.

2.4.2. ФУНДАМЕНТЫ В ГОРОДСКИХ СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ (РИС. 2.16)

Материалы. Облицовка из торкрет-бетона и арматура из стальными стержнями.

Примечание. Применяется вместо анкерных систем.

2.5. АВТОДОРОГИ.

2.4.3. ПЕРЕКРЫТИЕ АРМОГРУНТОМ КАВЕРН В НИЖЕЗАЛЕГАЮЩЕМ ГРУНТЕ (РИС. 2.17)

Материалы. Арматура из сетки в виде полос и отсортированный грунт; облицовки не требуется.

2.4.4. АРМИРОВАННЫЕ ПОДУШКИ ПОД ФУНДАМЕНТАМИ СООРУЖЕНИЙ (РИС. 2.18)

Материалы. Арматура из сетки и полос; грунты, обладающие трением или сцеплением и трением.

Примечание. Армирование выполняется для обеспечения устойчивости и уменьшения осадки.

2.4.5. АРМИРОВАННОЕ ОСНОВАНИЕ ПОД РЕЗЕРВУАРЫ (РИС. 2.19, РИС. 2.20, РИС. 2.21)

Материалы. Арматура из сетки и зернистый материал засыпки.

Примечание. Армирование оснований осуществляется для снижения общей и неравномерных осадок.

2.5. АВТОДОРОГИ

2.5.1. АРМИРОВАНИЕ НАСЫПЕЙ В ПРЕДЕЛАХ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ (РИС. 2.22)

Материалы. Железобетонные или стальные элементы облицовки грани; армирование полосами или сетками; грунт, обладающий трением или сцеплением и трением.

Примечание. Армирование грунта применяется в случаях, когда отсутствует возможность использовать иной вид конструкции.

2.5.2. УПОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА ДЛЯ НАСЫПЕЙ В ГОРНОЙ МЕСТНОСТИ (РИС. 2.23)

Материалы те же, что в 2.5.1.

Примечание то же, что в 2.5.1.

2.5.3. АРМИРОВАННЫЙ БАНКЕТ АВТОДОРОЖНОЙ НАСЫПИ (РИС. 2.24 И 2.25)

Материалы. Железобетонные или стальные элементы облицовки; армирование полосами или сетками.

Примечание. То же, что в 2.5.1.

2.5.4. ВОССТАНОВЛЕНИЕ ОБРУШИВШИХСЯ НАСЫПЕЙ (РИС. 2.26, 2.27, 2.28)

Материалы. Изношенные автопокрышки и отсортированный грунт. Покрышки могут быть связаны между собой стальными петлями или лентой из геоткани.

Примечание. Такой метод проведения ремонтных работ представляется эффективным.

2.5.5. КРЕПЛЕНИЕ ОТКОСОВ ВЫЕМОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗАБИВКИ СТЕРЖНЕЙ ИЛИ СОЗДАНИЯ ПОДПОРНОЙ СИСТЕМЫ (РИС. 2.29)

Материал. Стальные стержни и облицовка из торкрет-бетона.

Примечание. Может использоваться только в случаях, если в грунт возможно забить стержни (несвязный грунт).

2.5.6. АРМИРОВАННЫЙ ГРУНТ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ОТКОСА ВЫЕМКИ (РИС. 2.30)

Материалы. Переуложенный грунт, армированный геосетками.

2.6. ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО.

Примечание. Ограничения связаны с доставкой привозного грунта для отсылки.

2.6. ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

2.6.1. АРМИРОВАННЫЙ ГРУНТ ДЛЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКИ ПРИ ЖИЛИЩНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ НА СКЛОНАХ (РИС. 2.31)

Материалы. Элементы облицовки из железобетона и предварительно напряженного бетона; полосовая арматура и отсортированный зернистый грунт.

Примечание. Применение предпочтительнее для районов с теплым климатом.

2.7. ПРОМЫШЛЕННОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

2.7.1. КАМНЕДРОБИЛЬНАЯ ФАБРИКА (РИС. 2.32)

Материалы. Стальные или железобетонные элементы облицовки наряду с армированием сетками или полосами; отсортированный грунт.

Примечание. Наиболее крупные сооружения из армированного грунта предназначены для промышленных объектов.

2.7.2. БУНКЕРА ДЛЯ ХРАНЕНИЯ РУДЫ (РИС. 2.33)

Материалы. Железобетонные элементы для облицовки откосов, а также арматура в виде полос или сеток; зернистый отсортированный грунт.

2.7.3. НАКОПИТЕЛИ ОСАДКОВ И СТОЧНЫХ ВОД (РИС. 2.34 и 2.35)

Материалы. Облицовка из железобетона или предварительно напряженного бетона: арматура в виде полос или сеток, отсортированный грунт для засыпки.

2.7.4. ЗАЩИТНЫЕ ДАМБЫ (РИС. 2.36)

Материалы те же, что в 2.7.3.

2.7.5. КРЕПЛЕНИЕ КРОВЛИ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК (РИС. 2.37)

Материалы. Арматура из проволочной сетки и закладка из пустых пород.

Примечание. Используется вместо традиционного крепления лесоматериалами.

2.8. ВОЕННОЕ ДЕЛО

2.8.1. АРМЕЙСКИЕ БУНКЕРА, ХОДЫ И УБЕЖИЩА

Примечание. Преимущества могут быть достигнуты за счет использования арматуры неметаллических типов и легких материалов.

2.9. УКЛАДКА ТРУБОПРОВОДОВ

2.9.1. БОКОВОЕ ОГРАЖДЕНИЕ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ТРУБОПРОВОДОВ (РИС. 2.38)

2.10. ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЕ ПУТИ

2.10.1. АРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ИХ УСТОЙЧИВОСТИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ И ДЛЯ ЗАЩИТЫ НАСЫПЕЙ ОТ ОБРАЗОВАНИЯ ПРОМОИН В РЕЗУЛЬТАТЕ ЛИВНЕВЫХ ДОЖДЕЙ (РИС. 2.39)

Материалы. Арматура в виде геосеток или полос и местные грунты.

Примечание. В качестве арматуры наиболее эффективна сетка из низкопрочного термопластика.

2.11 СВАЙНЫЕ СИСТЕМЫ.

2.10.2. АРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ (РИС. 2.40)

Материалы. Облицовка из предварительно напряженных или железобетонных элементов совместно с арматурой в виде сетки или полос; отсортированный грунт. Может использоваться отвальная порода с армирующей геосеткой.

Примечание. Железнодорожные нагрузки на бровку сооружения согласовываются без осложнений или денежных штрафов.

2.11 СВАЙНЫЕ СИСТЕМЫ

2.11.1. ЭЛЕМЕНТЫ ФУНДАМЕНТОВ И РЕМОНТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ (РИС. 2.41)

2.12. СПОРТИВНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

2.12.1. ТРАМПЛИНЫ ДЛЯ ПРЫЖКОВ НА ЛЫЖАХ

Материалы. Габионы из стальных сеток или геосеток либо железобетонная облицовка с армированием полосами или сетками.

Примечание. Условия строительства могут создать проблемы с доставкой, в связи с чем габионный тип облицовки окажется доступнее по сравнению с железобетонными элементами.

2.13. ПРИЧАЛЫ, ВОЛНОЛОМЫ И СООРУЖЕНИЯ НА ВОДНЫХ ПУТЯХ

2.13.1. ВОЛНОЛОМЫ (РИС. 2.42)

Материалы. Специальные элементы железобетонной облицовки совместно с армированием полосами или сетками; отсортированный зернистый грунт.

Примечание. Особые предосторожности требуется предусматривать для предупреждения размыва.

2.13.2. ВОЗВЕДЕНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ ОСТРОВОВ (РИС. 2.43 и 2.44)

Материалы. Арматура из геоячеек и намывной грунт.

2.13.3. НАБЕРЕЖНЫЕ, ОТКОСЫ КАНАЛОВ И ПРИЧАЛЬНЫЕ СТЕНКИ (РИС. 2.45 и 2.46)

Материалы. Облицовка бревнами, железобетонными и предварительно напряженными элементами, совмещенная с арматурой из сеток или полос; отсортированный грунт.

Примечание. Наиболее ранние причалы из армированного грунта были построены римлянами, которые использовали бревна в качестве облицовки; а деревянные бруски как арматуру.

2.14. ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

2.14.1. СВОДЫ (РИС. 2.47)

3. ТЕОРИЯ

ВВЕДЕНИЕ

Армирование грунта используется в природе инстинктивно птицами и зверями при строительстве гнезд и нор. На ранних стадиях применения принципов армирования грунта, например на зиккурате Агар-Кафа, строители возможно, опирались на теоретическое обоснование, хотя более вероятным представляется эмпирический подход. Эмпирические разработки, предложенные Песли в XIX в., базировались на результатах многочисленных экспериментов. Подход, предложенный Песли, справедлив для узких областей применения, однако рассмотрение основных факторов воздействия требует теоретического обоснования.

В 1924 г. Койн [1946] предложил «стенку-лестницу», в которой сооружение с применением армированного грунта образуется армирующими элементами, которые обычно, но необязательно крепятся к облицовке (рис. 3.1). Чтобы охарактеризовать работу своего сооружения, Койн использовал аналогию с балкой Гау (рис. 3.2). Балка Гау отличается от балочной фермы со связями жесткости тем, что ее вертикальные элементы находятся в состоянии растяжения, как и нижний пояс; верхний пояс и раскосы находятся в состоянии сжатия. При повороте балки Гау на 90°, так, что она представляется построенной вертикально (т.е. подобно лестнице), по Койну, образуется (рис. 3.3) «...балка, ступени которой, представленные анкерами, находятся в растянутом состоянии, и сжатые раскосы образуются самой засыпкой. Работающим на сжатие элементом балки является облицовка AC, а ее растянутый элемент опускается вплоть до вертикальной плоскости BD, проходя через концевую часть анкеров. Соответственное растяжение (т.е. растянутые элементы) компенсируется за счет веса засыпки. В целом можно считать, что образуется единый блок земли, связанный в общую зону ABCD, пересеченную стержнями».

Позже Вестергард [1939], разрабатывая концепцию, которая была предложена Казагранде, рассматривал среду, представленную слабым упругим материалом, армированным близко расположенными в горизонтальном направлении гибкими, но нерастяжимыми листами. Этот материал известен как материал Вестергарда, и его свойства описываются на основе упругости. Гаррисон и Джеррард [1972] показали, что такая система представляет собой предельный вариант ортогонально-анизотропного материала.

Армированный грунт в некоторой степени аналогичен железобетону, при этом в одном случае арматура связана с грунтом, в другом – с бетоном. Однако для этих двух сред сравнение не совсем справедливо, так как в железобетоне арматура предназначена для восприятия растягивающих усилий в элементе конструкции, а в армированном грунте, в частности с применением несвязного грунта, вероятно, будет существовать поле исключительно сжимающих напряжений. Следовательно, арматура в грунте служит не восприятию растягивающих напряжений, а анизотропному снижению или устранению нормальной составляющей скорости деформации. Этот механизм подавления был описан Видалем [1963, 1966, 1969] (рис. 3.4).

Рассмотрим полупространство, представленное несвязным грунтом на глубину h . Вертикальное напряжение равно:

$$\sigma_v = \gamma h, \quad (1)$$

а боковое давление в состоянии покоя

$$\sigma_H = K_0 \gamma h,$$

3.1. ОБЩАЯ ТЕОРИЯ.

где $K_0 \approx 1 - \sin \Phi$; Φ – угол внутреннего трения грунта.

Если грунт подвергается боковому расширению, горизонтальное напряжение ($K_0 \sigma_v$) снижается до предельного значения ($K_a \sigma_v$) (рис. 3.5), где

$$K_a = (1 - \sin \Phi) / (1 + \sin \Phi) = \operatorname{tg}^2 (45 - \Phi/2) \quad (2)$$

Рассмотрим эффективность работы арматуры в грунте на элементе несвязного грунта (рис. 3.6).

Если к грунту приложена вертикальная нагрузка, элемент будет испытывать деформацию бокового расширения δh , а также осевое сжатие δv . При введении в грунтовый элемент арматуры в виде горизонтальных слоев в условиях, когда между арматурой и грунтом существует сцепление или взаимодействие, вызванное трением или другими факторами, на грунт будет накладываться ограничение, как при действии бокового усилия, эквивалентного давлению покоя ($K_0 \sigma_v$). Другими словами, эффект армирования состоит в анизотропном ограничении нормальной деформации (ϵ_θ). Это представляет общее условие, справедливое при любых значениях вертикального напряжения σ_v , при этом с увеличением σ_v также возрастает боковое напряжение. На рис. 3.5 показано, что круг напряжений для условий армирования всегда находится ниже огибающей кривой. Разрушение может возникнуть только при нарушении арматуры или в случае, если будет преодолено сцепление арматуры с грунтом.

Усилие, создаваемое единичным объемом грунта в арматуре, эквивалентно боковому давлению $K_0 \sigma_v$. Следовательно, растягивающее напряжение в любом элементе арматуры равно $K_0 \sigma_v / a_r$, где a_r – площадь поперечного сечения арматуры.

Отсюда деформация арматуры равна

$$\delta_r = K_0 \sigma_v / a_r E_r \quad (3)$$

где E_r – модуль упругости материала арматуры.

Боковая деформация грунта в направлении арматуры ϵ_r равна

$$\epsilon_r = \delta_r = K_0 \sigma_v / a_r E_r$$

Если эффективная жесткость арматуры ($a_r E_r$) является высокой, тогда $\epsilon_r \rightarrow 0$ и сохраняет силу аргументация, приведенная на рис. 3.6. При снижении эффективной жесткости ϵ_r увеличивается, а коэффициент давления грунта изменяется $K_0 \rightarrow K_a$.

3.1. ОБЩАЯ ТЕОРИЯ

3.1.1. ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ НАПРЯЖЕНИЯМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ ДЛЯ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА

3.1.1.1. Вертикальные сооружения или стенки. Рассмотренное выше обоснование для расчета армированного грунта остается справедливым для сооружений с вертикальной гранью, но из-за анизотропного характера работы и влияния арматуры не применимо в общем случае. Бассет и Ласт [1978] предприняли более общий подход к концепции армирования грунта, рассмотрев видоизменение поля деформаций в грунте, вызванное наличием арматуры. На рис. 3.7 приведен традиционный круг Мора для напряжений и соответствующий ему круг Мора для скоростей деформаций.

3.1. ОБЩАЯ ТЕОРИЯ.

Смещение центра круга скоростей деформаций выражает скорость объемной деформации

$$(\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3) / 2 = \dot{v} / 2, \text{ а радиус } (\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3) / 2 = \gamma_{\max} / 2 \quad (4)$$

Полус или начало площадок определяет направление главных скоростей деформаций – максимальное $\dot{\epsilon}_1$ и минимальной $\dot{\epsilon}_3$, а также направление площадок α и β , проходящих через точки А и В, на которых $\dot{\epsilon} = 0$. Физический смысл условий, выражаемых направлениями α и β , является важным, так как в пределах сектора дуги, включающего минимальную главную скорость деформации $\dot{\epsilon}_3$, все нормальные составляющие деформаций будут растягивающими, а следовательно, любое армирование окажется эффективным. Направления площадок α и β для различных точек поля деформаций могут быть соединены между собой, образуя траектории нулевого растяжения или характеристики. Эти характеристики растяжения α и β также будут представлять плоскости скольжения или разрушения. На [рис. 3.8, I](#) показаны потенциальные плоскости скольжения в несвязной засыпке гибкой консольной стенки, которая вращается относительно подошвы от засыпки. Эти траектории α и β указывают возможный вид поля деформации при постоянном горизонтальном направлении главной скорости деформации растяжения $\dot{\epsilon}_3$.

Арматура, размещенная в пределах сектора растяжения, окажется эффективной. Наблюдения указывают, что оптимальным направлением для арматуры является горизонтальное, совпадающее с главной скоростью деформации растяжения $\dot{\epsilon}_3$, [рис. 3.8, II](#). Это направление и принимается на практике. Можно также сделать вывод, что расположение арматуры параллельно траекториям α и β эквивалентно ее размещению по плоскости разрушения. В случае, если связь между арматурой и грунтом оказывается меньше, чем сопротивление сдвигу самого грунта, возникает эффект смазки плоскости разрушения, что приводит к ослаблению грунта. Арматура, размещенная в пределах сектора сжатия ([рис. 3.8, II](#)), чтобы оказаться эффективной, должна быть способна воспринимать сжимающие напряжения.

Если арматура является «жесткой» по сравнению с $\Sigma \dot{\epsilon}_3$, возникающими в пределах грунтовой массы, которая испытывает сдвиг, и если между арматурой и грунтовой массой существует эффективная связь, тогда направление арматуры должно быть привязано к одной из характеристик нулевого растяжения. Таким образом, наличие арматуры, расположенной в горизонтальной плоскости, вызывает вращение траекторий α и β и в то же время подавляет скорость дилатансии. Потенциальный механизм разрушения армированного композита стремится совпасть с измененными траекториями, т.е. по линии FF ([рис. 3.8, III](#)).

3.1.1.2. Откосные насыпи. Если для консольной стенки направление главной скорости деформации растяжения $\dot{\epsilon}_3$ может предполагаться горизонтальным, в случае насыпи откосного типа это не настолько просто. Задача, с которой сталкивается проектировщик, состоит в том, чтобы определить или предсказать направление траекторий деформаций сжатия и линий нулевого растяжения α и β . Возможность для разрушения возникает при размещении арматуры, работающей на растяжение в направлении деформаций сжатия или вдоль потенциальной плоскости разрушения. Прогноз ориентации площадок α и β может быть установлен с помощью испытаний на центробежной машине [Бассет и Хорнер, 1977], из опытов на моделях [Роско, 1970], при использовании математического моделирования [Симс и Джоунс, 1979] или на основе методов предельного равновесия. Задача облегчается при использовании такого результата наблюдений, когда (при условии монотонного нагружения) оси главных полных напряжений и приращений деформаций совпадают.

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

На рис. 3.9 приводится идеализированное поле характеристик нулевого расширения в теле и основании насыпи, а также направления главных сжимающих напряжений. На основе их рассмотрения можно убедиться, что горизонтальное расположение арматуры является благоприятным для большей части тела насыпи, за исключением зоны С, для которой оно будет создавать потенциальную опасность. Армирование основания насыпи может быть выполнено двумя методами. В основании арматура может быть расположена в горизонтальном направлении по аналогии с вертикальными стенками (рис. 3.10, А–А), что будет создавать условие горизонтального ограничения в плоскости армирования. Такой метод обсуждался Бёке и Ли [1975]. В другом случае армирующие элементы могут быть введены в грунт основания, подстилающий насыпь; при этом они совмещаются с направлениями главной деформации растяжения (рис. 3.10, В–В). Такой метод рассматривается в следующем разделе.

3.1.1.3. Армирование под фундаментами. При размещении арматуры по направлению в пределах сектора растягивающих деформаций происходит переориентация поля деформаций, что приводит к улучшению свойств жесткости и несущей способности. Эта концепция, которая была разработана для стенок, может быть перенесена на рассмотрение несущей способности фундаментов.

На рис. 3.11, I изображено идеализированное поле характеристик нулевого расширения для фундамента на материале с однородной дилатансией, на рис. 3.11, II – на сжимаемом материале и на рис. 3.11, III – на недренируемом или несжимаемом материале. Рис. 3.11, I, II и III позволяют установить потенциальную эффективность армирования под фундаментом при этих трех условиях; причем охват армированием для дилатантного материала значительно выше, чем для сжимаемого. На рис. 3.11, IV показано влияние ограничения в горизонтальном направлении у подошвы, обусловленного шероховатостью или армированием.

В соответствии с приведенными рассуждениями для направлений главных деформаций растяжения, указанных на рис. 3.11, идеальное распределение армирования показано линиями на рис. 3.12, I. При этом под фундаментом арматура располагается горизонтально, а вне подошвы резко изменяет направление на вертикальное. Вид арматуры, требующейся для этих целей (рис. 3.12, II, III), вынужденно отличается от применяемой для стенок, причем типичными по предъявляемым требованиям являются анкеры малого диаметра (100 мм). В подобных случаях могут использоваться сетки (рис. 3.12, IV).

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА

Факторы, влияющие на свойства и состояние армированного грунта приведены в табл. 3.1. К ним также следует добавить внешнюю нагрузку и сопутствующие факторы.

3.2.1. АРМАТУРА

При расположении в грунте в пределах сектора растягивающих деформаций армирование нарушает однородный характер деформаций, который существовал бы при отсутствии арматуры, и препятствует образованию в грунте непрерывных поверхностей обрушения, в результате чего грунт приобретает повышенную жесткость и прочность на сдвиг (рис. 3.13). Из рис. 3.13 видно, что на начальной стадии армирование не оказывает эффекта; он возникает только при наличии деформаций в арматуре. По мере того, как грунт деформируется, в нем мобилизуется сопротивление сдвигающим нагрузкам, а деформации грунта вызывают деформацию арматуры, что приводит к дальнейшему возрастанию прочности армированного грунта. Прочность возрастает до тех пор, пока достигнет предельного значения и при дальнейшем сдвиге сохраняется постоянной.

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

3.2.1.1. Внешний вид. Для улучшения рабочих характеристик арматура должна обладать связностью с грунтом или иметь такую форму, которая обеспечивает ее деформацию совместно с испытываемой грунтовой массой. Арматура может выполняться в различных видах в зависимости от применяемого материала. Наиболее распространенными являются листы, стержни, полосы, сетки и анкеры (рис. 3.14).

Указанные разновидности обеспечивают связь между грунтом и арматурой за счет трения, причем более надежную связь создают сетка и анкер, что обусловлено образованием контрфорса или системы грунт – арматура.

При полосе длиной l и шириной B сопротивление трением, возникающее с учетом эффекта арматуры, может быть оценено на основе схем, приведенных на рис. 3.14 и 3.15.

Количественно усилие связи между грунтом и арматурой выразится формулой

$$dT_{ad} = T'_1 - T'_2.$$

Нормальное напряжение, действующее на полосу, равно σ_v , а нормальное усилие $\sigma_v d l B$.

Отсюда растягивающее усилие, возникающее в арматуре, при предположении, что коэффициент трения между грунтом и арматурой равен μ , выразится как

$$dT_{ad} = 2^* \sigma_v B d l \mu.$$

Следовательно, отсутствие проскальзывания устанавливается из условия

$$\mu > dT_{ad} / 2\sigma_v B d l. \quad (5)$$

Распределение напряжений по арматуре. В случае, когда армирование осуществляется сетками, ширина арматуры ограничивается не фактическим сечением ее материала, а размерами поперечных элементов и сопротивлением сдвигу грунта. Механизм работы сетки в образовании сопротивления проскальзыванию (выдергиванию) изучен не полностью. В числе гипотез для объяснения такого механизма находятся теория пассивного сопротивления [Ченг и др., 1977] и теория несущей способности [Бишоп и Андерсон, 1979]. Механизм, базирующийся на теории несущей способности, является разновидностью первого при наличии ограничивающей плоскости разрушения. Однако установлено, что механизм пассивного сопротивления может быть справедливым для сетки в целом, но не для ее отдельных поперечных элементов. Поэтому предполагается, что механизм разрушения для сетки соответствует приведенному на рис. 3.16. Исходя из уравнения Терцаги-Бьюсмана для ленточного фундамента, получаем

$$Q_{ult} = Bc'N_c + 1/2\gamma d B^2 N_\gamma + \gamma d N_q. \quad (6)$$

Уравнение может быть преобразовано с учетом F_p (сопротивление выдергиванию, создаваемое поперечными элементами). Для одного поперечного элемента в несвязном грунте следует

$$F_p / N_w = d c' N_c + 1/2 \sigma_v d^2 N_\gamma + \sigma_v d N_q, \quad (7)$$

где d – диаметр; σ_v – давление от пригрузки и N_w – число поперечных элементов.

При малом d и $c' = 0$ это уравнение можно упростить

* Трение возникает по обеим сторонам.

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

$$F_p/N_w = \sigma_v d N_q \quad (8)$$

Некоторые виды анкеров могут иметь торцевые пластины или образовываться из петель, зигзагов или изгибов; причем каждый из них будет иметь свои характеристики связности, которые устанавливаются на основе соответствующего теоретического расчета.

Сопоставление значений сопротивления на выдергивание, исходя из значений пиковой и остаточной нагрузки между арматурой в виде стержня или полосы и сеткой, приведено на [рис. 3.17](#). Несмотря на то, что сопротивление выдергиванию не отображает работу в грунте, оно является важным параметром и выражает показатель эффективности арматуры.

Показано, что сетки являются эффективным видом армирования как несвязных, так и связных грунтов. Сеточное армирование может быть использовано для увеличения сопротивления сдвигу связного грунта в условиях как кратковременного, так и длительного нагружения.

3.2.1.2. Характеристики поверхности. Из уравнения (5) следует, что для листовой, стержневой и полосной арматуры основной характеристикой является коэффициент трения между ее материалом и грунтом. При этом чем выше трение, тем эффективней оказывается арматура. Следовательно, стержень, полоса или лист с идеальной шероховатостью по эффективности значительно превосходят арматуру с гладкой поверхностью.

Идеально шероховатая поверхность может быть образована путем наклеивания песчаного слоя на арматуру, чем создается контакт «грунт по грунту». Иные способы достижения шероховатости поверхности заключаются в ее обработке с использованием фальцовки, рубцевания или насечки. Обработанные поверхности будут приближаться к идеально шероховатым в зависимости от глубины и расположения прорезей, а также от неоднородности и размера частиц грунта. Эффект от обработки поверхности полосовой арматуры показан на графиках ([рис. 3.18](#)).

Свойства поверхности сеточной арматуры оказывают малое влияние на сопротивление выдергиванию или совсем на него не влияют при условии, что частицы грунта проникают сквозь сетку между ее поперечными элементами. Связность, вызванная трением между продольными элементами сетки и грунтом, зависит от свойств поверхности, а также от коэффициента трения их материала по грунту. В соответствии с уравнением (7) влияние на несущую способность в горизонтальном направлении поперечных элементов имеет более высокий порядок.

Хотя опыты на выдергивание позволяют устанавливать эффективность армирующих элементов в широком диапазоне, они неточно отражают работу арматуры в грунте. Об этом свидетельствует [рис. 3.19](#), где приведено сравнение зафиксированной картины смещений в песке в направлении, параллельном сеточной арматуре на срезном приборе, и при испытании на выдергивание [Джуэлл, 1980].

3.2.1.3. Размеры. Размеры арматуры должны отвечать конкретным обстоятельствам. Расчетные размеры арматуры любого типа, вероятно, могут быть изменены с учетом требований логики и долговечности. Кроме того, вид арматуры, ее прочность, жесткость и размещение также будут оказывать влияние на принятые размеры.

3.2.1.4. Прочность. Прочность арматуры является синонимом ее крепости, так как логика требует, чтобы любая арматура была крепкой (см. 3.2.5.4 и 3.2.1.5). Внезапная потеря прочности может иметь катастрофические последствия, так как приращение прочности на сдвиг прямо зависит от величины максимального усилия, возникающего в арматуре

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

(см. рис. 3.13). Неожиданная утрата прочности, вызванная разрушением, вызовет эффект резкого снижения прочности армированного грунта вплоть до прочности грунта при эквивалентном перемещении.

Необходимо поэтому применять коэффициент запаса относительно разрушения такого рода, причем предпочтительно учитывать механизм разрушения, заключающийся в потере связности между грунтом и арматурой. В этом случае возможно перераспределение касательных напряжений без аварии сооружения в целом.

3.2.1.5. Жесткость. Жесткость арматуры на изгиб (EI/y), равная произведению модуля упругости на второй момент площади, существенного влияния на поведение армированных грунтов не оказывает.

Жесткость арматуры в продольном направлении (Ea_r), равная произведению модуля упругости на эффективную площадь поперечного сечения, оказывает заметное влияние на поведение армогрунта. Эта жесткость определяет деформируемость (или относительные деформации), которая возникает в армированном грунте. Эффект от размещения арматуры в грунте по направлению растягивающих деформаций состоит в ограничении деформации, при этом в арматуре создается усилие, пропорциональное результирующей деформации.

В зависимости от продольной жесткости арматуры и параметров взаимосвязи между нагрузками и перемещениями в грунте достигаются условия равновесия.

Зависимость напряжения – деформации для арматуры является обычно линейной (например, для арматуры из стальных полос), но не для грунта, как это показано на рис. 3.20. В этом случае сразу после полной мобилизации сопротивления сдвигу грунт начинает разуплотняться.

Из рис. 3.20 видно, что поскольку максимальные деформации, которые возникают в армированном грунте в любой точке, оказываются меньше требуемых для мобилизации грунта, существует устойчивое равновесие. Используя эту гипотезу, можно установить величину допустимой деформации растяжения для грунта. При допущении, что деформация растяжения арматуры такая же, как и грунта (при отсутствии скольжения), возникает возможность определения максимального усиления в арматуре. Если это максимальное усилие меньше, чем сила выдергивания арматуры, существует условие равновесия. Однако, если предельная сила (т.е. сила выдергивания или заанкерования) меньше, чем усилие, возникающее в арматуре, продольная жесткость не будет определять прочность на сдвиг при разрушении арматуры, а предельная сила не может быть использована для какой-либо оценки устойчивости.

Приведенная выше аргументация сохраняет справедливость для случая, когда максимальные деформации меньше, чем при пиковом значении прочности на сдвиг. Деформация при пиковой прочности может зависеть от плотности грунта, истории и уровня нагружения и дополнительно подвергаться влиянию любого вращения главных осей.

Опыт, однако, показывает, что для многих грунтов разрушение от сдвига довольно слабо зависит от плотности грунта и уровня напряжений и что величина деформации растяжения будет, как правило, больше, чем для грунтов, характеризующихся дилатансией и расширением, а также для сжимаемых грунтов. Следовательно, если максимальное усилие, которое может возникнуть в арматуре в результате деформации, менее 3%, сохраняет справедливость указанное выше условие.

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

Если арматура способна к растяжению, максимальное усилие в арматуре не будет возникать до тех пор, пока в грунте не будет достигнута максимальная прочность на сдвиг. В таких случаях максимальное усилие в арматуре контролируется по деформации грунта. При деформациях, возникающих за пиковой прочностью самого грунта, несмотря на то, что грунт может утратить прочность, в арматуре возникает нарастание усилия. Следовательно, армированный грунт может обладать пиковой несущей способностью, связанной с пиковым сопротивлением грунта сдвигу, или он может проявить повышенную прочность при деформациях, которые соответствуют преодолению точки пиковой прочности на сдвиг одного только грунта. В любом случае прочность армированного грунта оказывается выше, чем такого же грунта без армирования (рис. 3.21).

3.2.2. РАЗМЕЩЕНИЕ АРМАТУРЫ

3.2.2.1. Расположение. Для решения вопроса о зонах армирования должны быть выявлены механизмы потенциального разрушения и плоскости его развития, а также соответствующие поля деформации. В целях получения оптимального эффекта арматуру располагают в пределах участков критических деформаций, где возникают наибольшие деформации растяжения.

3.2.2.2. Ориентация. В общей теории поведения арматуры в грунте, изложенной выше, подчеркивается значение арматуры, располагаемой по направлениям главных деформаций растяжения, возникающих в неармированном грунте при аналогичном напряженном состоянии (см. рис. 3.8). При изменении ориентации арматуры ее эффективность снизится, а в случае, если арматура сориентирована в направлении главных деформаций сжатия, произойдет соответствующее изменение ее работы. В арматуре вместо растяжения образуются деформации сжатия. При ориентации арматуры по направлениям нулевого растяжения может возникнуть падение общей прочности армированного грунта (рис. 3.22 и 3.23).

В большинстве сооружений из армированного грунта арматура укладывается горизонтально. У вертикальных подпорных стенок это зачастую соответствует ориентации арматуры, близкой к оптимальной, хотя в некоторых работах утверждается, что положение оптимальной плоскости отвечает отклонению арматуры вниз под углом 10–15° к горизонтали [Смит и Бригиссон, 1979]. Для других строительных конструкций выбор расположения арматуры в горизонтальной плоскости приводит к приемлемому решению и может даже снизить устойчивость.

3.2.2.3. Шаг армирования. На основе лабораторных испытаний Смит [1977] и Джуелл [1980] установили, что возрастание прочности армированного грунта не всегда прямо пропорционально числу армирующих элементов в системе (при сохранении всех прочих условий неизменными). При сокращении шага ниже некоторого предела возникает интерференция, которая выражается в том, что по мере уменьшения расстояния происходит падение приращения прочности на сдвиг армированного грунта, обеспечиваемой каждой из арматур. Интерференция при армировании песка зависит от отношения величины шага S к эффективной длине арматуры L_e , где L_e – длина арматуры за пределами критической

плоскости в грунте (рис. 3.24). Критическое соотношение $\frac{S}{L_e} \geq 1$; при значениях ниже единицы влияние каждой из арматур на сопротивление песка сдвигу резко снижается.

Переход от лабораторных испытаний к практическим условиям сложен, но смысл приведенного на рис. 3.24 подкрепляет соображения о подборе арматуры: более крупная арматура с большим шагом размещения стержней является эффективнее, чем большое количество арматуры малого диаметра при близком расположении стержней.

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

3.2.3. ГРУНТ

Характер грунта, используемого в армированном сооружении, связан с конкретными условиями. В некоторых случаях назначение арматуры может состоять в том, чтобы улучшить слабый грунт или материал отходов. В других – например для устоев моста, грунт может представлять собой разнородный сыпучий материал, уложенный с высокой плотностью и способный к объемному расширению при сдвиге. Свойства и состояние грунта оказывают заметное влияние на поведение армированной среды.

3.2.3.1. Размеры частиц. Идеальным по размеру частиц для создания армированного грунта является сыпучий разнородный материал с хорошей проницаемостью, который способствует «длительной прочности, устойчивости в процессе строительства, обладает хорошими физико-химическими свойствами (см. гл. 9). При нормальном уровне напряжений, возникающих в сооружениях из армированного грунта, неоднородные сыпучие грунты ведут себя как упругая среда, и в послестроительный период обычно не отмечают перемещений, связанных с внутренним пластическим течением.

Как правило, мелкодисперсные грунты слабопроницаемы, и эффективные напряжения, образующиеся между арматурой и грунтом, не могут возникать мгновенно, что обуславливает замедленную интенсивность строительства. Зачастую мелкодисперсные грунты характеризуются упругопластическим или пластическим поведением с соответствующим возрастанием возможности перемещений в послестроительный период (см. гл. 4).

3.2.3.2. Зерновой состав. Неоднородный грунт может быть уплотнен до требуемой плотности, чтобы обеспечить наиболее благоприятные условия для оптимизации свойств системы «грунт – арматура». Однородные по зерновому составу грунты могут создавать условия, соответствующие мелкодисперсным грунтам. Использование однородным грунтам нежелательно, так как может создать проблемы с их устойчивостью (см. гл. 4).

3.2.3.3. Минералогический состав. Предпочтительны грунты, которые по составу благоприятны для долговечности армирующих элементов. Как известно, некоторые глинистые минералы, такие, как иллит, ускоряют коррозию металлов (см. гл. 9).

3.2.3.4. Индексные показатели См. гл. 4.

3.2.4. СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ

3.2.4.1. Плотность. Плотность грунта влияет на зависимость между напряжениями и деформациями в грунтах; соответственно на некоторые аспекты поведения армированного грунта будет влиять и относительная плотность. Влияние плотности на идеализированную зависимость напряжения – деформации сыпучего грунта показано на [рис. 3.25](#).

Плотный грунт при дренировании в процессе сдвига испытывает дилатансию, в то время как для рыхлого грунта характерны более низкий предельный девиатор напряжений, отсутствие его пикового значения и способность к объемному сжатию. При отсутствии дренирования объемных изменений не происходит. Бассет [1978] перенес такое состояние на условия, относящиеся к армированному сооружению. Отрицательное поровое давление, возникающее в процессе сдвига плотного грунта, может быть использовано для оценки кажущегося возрастания напряжений от пригрузки. Его эффект заключается в том, что повышаются нормальные напряжения, воздействующие на арматуру, и кажущийся коэффициент трения между грунтом и арматурой.

Эффект дилатансии грунта на нормальные напряжения в армирующем элементе может быть существенным, однако приращение напряжений может быстро снизиться при увеличении сдвиговой деформации ([рис. 3.26](#)).

3.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СВОЙСТВА И СОСТОЯНИЕ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

3.2.4.2. Давление от вышележащей нагрузки. Влияние давления от вышележащей нагрузки на сопротивление полосовой арматуры выдергиванию показаны на рис. 3.27. С увеличением давления от пригрузки кажущийся коэффициент трения снижается. Это согласуется с известным фактом наблюдений: пиковое значение угла сопротивления сдвигу сыпучего грунта снижается с возрастанием нормальных напряжений.

3.2.4.3. Напряженное состояние. По мере того, как напряжения в несвязном грунте возрастают, снижаются критические значения коэффициента пористости и относительной деформации грунта ϵ по сравнению с деформациями арматуры, а эффективное горизонтальное напряжение стремится к значению, соответствующему активному состоянию. Таким образом, напряженное состояние в пределах армированного сооружения будет изменяться с увеличением высоты, а также при различных количествах и типах арматуры. В верхней части вертикальной стенки из армированного грунта напряженное состояние будет стремиться к состоянию, соответствующему условиям покоя с коэффициентом бокового давления K_0 ; по мере снижения по высоте будет преобладать активное состояние (K_a) (рис. 3.28). Это отмечалось на практике и соответствует нормальному характеру распределения напряжений при наблюдении за традиционными подпорными стенками [Симс и Джоунс, 1974, а также Джоунс и Симс, 1975].

3.2.4.4. Степень насыщения. Неоднородные по зерновому составу несвязные грунты не вызывают проблем, связанных с их насыщением. Мелкодисперсные материалы, включая связные грунты, обычно плохо дренируются, и развитие эффективных напряжений в них не может произойти мгновенно. Результатом этого может явиться временное снижение прочности на сдвиг, что в целях обеспечения устойчивости обуславливает замедленную интенсивность строительства.

3.2.5. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

3.2.5.1. Геометрия сооружения. Специфика некоторых сооружений из грунтовых материалов требует определения их геометрических размеров. Кроме того, изменение геометрии, например повышение крутизны откосов насыпи, обычно будет вызывать изменение поля деформаций в пределах сооружения. Изменение геометрии может привести к возрастанию или снижению потребности в армировании или влиять на его эффективность.

3.2.5.2. Уплотнение. Применение современных уплотняющих механизмов приводит к возникновению значительного по величине остаточного бокового давления, а это подтверждает, что на многих уплотненных насыпях преобладает давление покоя, характеризуемое величиной коэффициента бокового давления K_0 . Такое состояние фиксируется при давлении грунта, воздействующего на подпорные стенки, мостовые устои, а также в сооружениях из армированного грунта.

Уплотнение обуславливается деформацией сдвига, которая чувствительно зависит от веса уплотняющего механизма, поэтому с использованием более тяжелого механизма будет получена более высокая степень уплотнения. Степень уплотнения зависит также от числа воздействий уплотняющего механизма или проходок катка. Следовательно, для достижения однородности следует устанавливать технологические параметры уплотнения. Интенсивность бокового давления грунта, возникающего при уплотнении, зависит от наличия жестких ограничений, подобных контрфорсам, открькам и т.д., а также от направления движения катка. Для сооружений из армированного грунта уплотнение обычно выполняется путем движения катка параллельно наружной грани сооружения. В результате остаточное боковое давление в этом направлении оказывается выше, чем нормальное к наружной стенке.

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

Работа армирующих элементов в грунте при уплотнении состоит в восприятии сдвигающих деформаций засыпки, которые вызываются воздействием уплотняющего механизма. В арматуре будут возникать растягивающие напряжения, пропорциональные остаточному боковому давлению, которое действует по нормали к наружной грани стенки. Наличие арматуры в грунте повышает уровень остаточного бокового давления, которое может возникнуть в засыпке. Интенсивность бокового давления, возникающего в результате уплотнения, может быть выведена из схемы на [рис. 3.29](#).

3.2.5.3. Методы производства работ. С целью облегчить строительство грунтовых и армогрунтовых сооружений были разработаны специальные технологические приемы. Их применение регламентирует использование определенных материалов, видов арматуры, геометрических размеров, плотности укладки грунтов, и следовательно, оказывает влияние на поведение сооружения из армированного грунта (см. гл. 6).

Особенность возведения или строительства сооружения из армированного грунта заключается в том, что внутренние помещения в послестроительный период оказываются законченными и в нормальных условиях невозможны. В результате невозможно разгрузить внутренние напряжения, возникшие в период строительства. Как следствие для некоторых видов арматуры, используемых в вертикальных стенках, должна быть запроектирована связь с наружной гранью, что обеспечивает возможность развития в арматуре наиболее высоких растягивающих напряжений. Если наружная грань способна испытывать небольшое горизонтальное смещение в послестроительный период, обладая некоторой степенью свободы связи арматура – грань, тогда боковое давление, действующее на грань, будет уменьшаться до соответствующего активному состоянию (K_a), и может быть снижен расчетный критерий для арматуры. Эта гипотеза была подтверждена путем математического моделирования Нейлором [1978] ([рис. 3.30](#)). Регулируемые соединения арматуры с гранью были разработаны Джоунсом [1979].

3.2.5.4. Долговечность. См. гл. 9.

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

3.3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Для проведения общего анализа состояния армированного грунта может быть применен метод предельного равновесия. Допустим, что существует критическая плоскость в армированном грунте и что эта плоскость пересекает арматуру. Обозначая площадь сечения критической плоскостью каждого армирующего элемента A_S , а усилие P_R , можем вычислить равнодействующую напряжений в грунте ([рис. 3.31](#)).

Если считать усилие в арматуре P_R при растяжении положительным, очевидно, что наличие арматуры приводит к возрастанию нормальных напряжений и снижению касательных напряжений, возникающих в грунте. Следовательно, для армированных несвязных сил дренированных связных грунтов увеличение сопротивления сдвигу выразится τ формулой

$$\tau = P_R / A_S (\cos \theta \operatorname{tg} \Phi' + \sin \theta), \quad (9)$$

где Φ' – угол трения грунта; θ – угол между арматурой и критической плоскостью.

Для арматуры с высокой продольной жесткостью, размещенной в несвязном грунте

$$P_R = \delta_N A_R \operatorname{tg} \Phi', \quad (10)$$

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

где δ_N — напряжение, действующее по нормали к арматуре; A_R — эффективная площадь поверхности армированного грунта, равная для стержня или полосы произведению периметра на эффективную длину, а в случае сетки — произведению ширины сетки на ее эффективную длину.

При связном грунте значение P_R равно возникающему при разрушении армированного грунта. Это значение зависит от скорости сдвига или степени дренирования. Его величина при отсутствии дренирования необязательно оказывается меньше, чем при дренировании, и зависит, помимо прочих факторов, от коэффициента переуплотнения или степени уплотнения грунта.

3.3.2. СООРУЖЕНИЯ С ВЕРТИКАЛЬНОЙ СТЕНКОЙ

3.3.2.1. Предельный анализ. Сооружения из армированного грунта с вертикальной стенкой проектируются в соответствии с принципами механики грунтов (рис. 3.32). Для удобства анализ обычно выполняется в двух аспектах.

Внутренний анализ охватывает все вопросы, связанные с механизмом внутреннего состояния: определение напряжений в сооружении, расположение арматуры, надежность арматуры и свойства обратной засыпки. При проектировании необходимо учитывать, что внутренний анализ существенно связан с механизмом адгезионного разрушения и разрыва (рис. 3.33).

Внешний анализ связан с общей устойчивостью сооружения из армированного грунта как целого, включая разрушение от сдвига, наклона с потерей несущей способности, а также образования поверхностей скольжения, проходящих в пределах грунта, взаимодействующего с сооружением, или в пределах самого сооружения. Механизмы разрушения такого характера показаны на рис. 3.33, III, IV и V. Кроме того, должны учитываться напряжения, возникающие в сооружении из армированного грунта при воздействии особых внешних условий, таких, как ползучесть грунта основания (рис. 3.33, VI).

Внутренняя устойчивость связана с оценкой количества, размера, размещения и протяженности армирующих элементов, которые необходимы для обеспечения устойчивости всего сооружения, а также с давлением, воздействующим на стенку. Методы оценки внутренней устойчивости подразделяются на две категории: 1) методы, в которых рассматривается локальная устойчивость грунта вблизи отдельной полосы или элемента арматуры; 2) методы, в которых рассматривается общая устойчивость блоков или призм грунта. В качестве теоретических основ проектирования предлагаются классические методы предельного анализа (рис. 3.34).

В работах Шлоссера и Видаля [1969], Ли и др. [1973], Прайса [1975], Смита [1977], а также Департамента транспорта [1978] использованы оба вида анализа. Болтон и Чаудхьюри [1976] рассматривали первый, в то время как Бако [1974] — второй. В работах Юрана [1977] и Шлоссера и Юрана [1978] разработан метод предельного анализа, базирующийся на рассмотрении поверхностей в виде дуг логарифмической спирали или круга.

Первый метод касается рассмотрения перераспределения напряжений от грунта на отдельную полосу. Ли и др., а также Болтон и Чаудхьюри предполагают, что каждая полоса включает некоторую площадь поверхности (границы), на которую грунт оказывает активное давление, в то время как Шлоссер и Видаля считают, что арматура создает активное давление K_a в грунте. Оба подхода приводят к одинаковому по величине усилию в арматуре T , а именно

$$T = K_a \sigma_v S_h S_v, \quad (11)$$

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

где S_v и S_h – соответственно вертикальный и горизонтальный шаг расположения арматуры; σ_v – вертикальное напряжение, вызванное давлением вышележащего грунта.

После того, как установлено усилие, возникшее в полосе, рассматриваются два вида разрушения. Во-первых, это усилие может превзойти прочность арматуры на разрыв, во-вторых, может оказаться, что трение, возникающее между полосой и грунтом, не создает требуемого сопротивления этому усилию, и образуется разрушение в результате выдергивания полосы из грунта.

При рассмотрении общей устойчивости или равновесия обычно предполагается, что одинаково вероятны оба механизма разрушения, т.е. разрыв и скольжение арматуры. Метод расчета предполагает, что клин удерживается арматурой, проходящей сквозь призму ABC в устойчивый массив грунта (см. рис. 3.32). Для блока ABC рассматриваются условие равновесия сил или моментов, и коэффициент запаса может быть вычислен двумя путями: 1) предполагается [Ли и др.], что растяжение в арматуре возрастает линейно по глубине, и максимально допустимое растяжение сравнивается с максимально возможным растяжением, как и в методе локальной устойчивости; 2) в каждом элементе арматуры может быть рассчитано максимально возможное растяжение. Оно вычисляется исходя из величин давления на арматуру σ_v , коэффициента трения между грузом и арматурой и полной площади арматуры (по верху и низу), выходящей за плоскость разрушения. В случае сеточной арматуры полная площадь поверхности равна площади сетки.

Если установлено, что максимально возможное растяжение в любой из арматур превосходит прочность на разрыв, тогда растяжение приравнивается к предельным напряжениям. Коэффициент запаса в этом случае принимается равным или общей удерживающей силе, деленной на общую силу воздействия, или отношению удерживающего момента к опрокидывающему.

Исходя из результатов своих исследований моделей на центрифуге, Болтон и Чаудхюри оспаривают значимость метода равновесия и доказывают, что с позиций разрушения от разрыва арматуры достаточно рассматривать только локальное равновесие, поскольку при нарушении одного слоя арматуры другие также будут разорваны под влиянием динамических эффектов, вызванных внезапным перераспределением нагрузки.

3.3.2.2. Разрушение, вызванное растяжением. Клинь Кулона. Предполагается, что арматура обладает достаточной длиной, чтобы исключить возможность разрушения в результате ее выдергивания. Если допустить, что грунт, окружающий арматуру, находится в предельном состоянии, соответствующем активному в пределах клина, и предположить линейное распределение растяжения в слоях арматуры, максимальное растягивающее усилие в i -м слое арматуры T_i равно:

$$T_i = K_a \gamma H \Delta H n / (n + 1). \quad (12)$$

Т е о р и я Р е н к и н а . В 1967 г. Центральной лабораторией мостов и автодорог для определения максимального растяжения была привлечена теория Ренкина. При этом подходе было принято следующее: 1) растяжение арматуры является максимальным в месте соединения со стенкой; 2) направление главных напряжений совпадает с вертикалью и горизонталью; 3) вертикальное давление от вышележащих слоев вблизи вертикальной стенки равно $\alpha_v = \gamma H$.

С учетом уравнивания силы, возникающей в пределах нижнего слоя грунта, максимальное растягивающее усилие

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

$$T_{\max} = K_a \gamma H \Delta H. \quad (13)$$

Недостатки методов Кулона и Ренкина связаны с предположением, что грунт, находящийся между арматурой, полностью переходит в состояние предельного равновесия. Сооружение из армированного грунта обычно возводится послойно, и распределение напряжений и деформаций будет различным на каждом этапе строительства, причем грунт в верхних слоях будет испытывать напряжения, близко соответствующие состоянию покоя K_0 в то время как нижние слои находятся в активном напряженном состоянии K_a (см. рис. 3.28).

Т р а п е ц е и д а л ь н о е р а с п р е д е л е н и е . В приведенном выше рассмотрении пренебрегали эффектом от навала обратной засыпки Р. Навал обратной засыпки приводит к изменению напряженного состояния в пределах блока армированного грунта и увеличению вертикальных напряжений, в то же время вызывая возрастание растяжения арматуры. Из предположения о трапецеидальном характере распределения давления по подошве (рис. 3.35) получим

$$T_{\max} = K_a \gamma H \Delta H [1 + K_a (H/L)^2]. \quad (14)$$

Р а с п р е д е л е н и е п о М е й е р х о ф у . Вероятное распределение давления отличается от трапецеидального, и Шлоссером [1972] было принято распределение, предложенное Мейерхофом, в соответствии с которым (рис. 3.36)

$$T_{\max} = K_a \gamma H \{ \Delta H / [1 - 0,3 K_a (H/L)^2] \}. \quad (15)$$

Р а в н о в е с и е м о м е н т о в п о К у л о н у . Рассматривая равновесие моментов, вызванных давлением грунта и усилиями в арматуре, относительно подошвы стенки, максимальное растяжение в нижнем слое арматуры можно представить в виде

$$T_{\max} = [n^2 / (n^2 - 1)] K_a \gamma H \Delta H \quad (16)$$

К л и н К у л о н а . Исходя из рассмотрения скользящего клина Кулона, сумма растягивающих составляющих в арматуре ΣT может быть выражена формулой

$$\Sigma T = [(F - \operatorname{tg} \beta' \operatorname{tg} \Phi') / (\operatorname{ctg} \beta' \operatorname{tg} \Phi' + 1)]^{1/2} \gamma H^2, \quad (17)$$

где F — коэффициент запаса; $\operatorname{tg} \beta' = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \Phi' + F - \operatorname{tg} \Phi'}$

У п р у г и й а н а л и з . На основе обычного упругого анализа, используя метод конечных элементов, Баннержи [1975] получил, что растяжение в армирующем элементе на глубине H равно:

$$T_{\max} = 0,35 \gamma H \Delta H. \quad (18)$$

Путем графической интерпретации результатов, полученных с использованием уравнений (12)–(18), обнаруживается изменение минимальной площади поперечного сечения одного ряда элементов полосовой арматуры, приведенной к 1 м ширины гипотетической стенки 5-метровой высоты в зависимости от шага размещения слоев арматуры по вертикали. Как видно, теория клина Кулона дает минимальную площадь арматуры, а трапецеидальное распределение — максимальную (рис. 3.37, I).

Аналогично указанные зависимости могут быть изображены графически, чтобы показать изменение величины коэффициента запаса относительно разрушения в результате

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

выдергивания для различного шага размещения по вертикали полосовых элементов арматуры (рис. 3.37, II).

Адгезионное разрушение. В случаях, когда адгезия, вызванная трением, зависит от развития механизма совместного поведения грунта и арматуры, определяющим фактором является «длина взаимодействия» или «длина связности».

Теория Ренкина (I). При однородном распределении нормальных напряжений ($\sigma_v = \gamma H$) коэффициент запаса относительно адгезионного разрушения равен

$$F_s = 2(BL\mu / K_a \Delta H), \quad (19)$$

Распределение по Мейерхофу. Вертикальные напряжения σ_v , связанные с распределением по Мейерхофу, не отвечают условию однородности, вследствие чего изменяется предельная длина связности:

$$F_s = \frac{L}{H^2 K_a / 3L + \left[\frac{1}{1 - \frac{1}{3} K_a \left(\frac{H}{L} \right)^2} \right] K_a \Delta H / 2B\mu} \quad (20)$$

Теория Ранкина (II). Можно доказать, что часть длины арматуры, которая заключается в пределах призмы разрушения, не является активной по отношению к предотвращению разрушения из-за преодоления связности, вследствие чего уравнение (19) следует видоизменить:

$$F_s = \frac{2B\mu \left[L - H \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\Phi'}{2} \right) \right]}{K_a \Delta H} \quad (21)$$

Равновесие сил по Кулону. Исходя из теории Кулона, общий коэффициент запаса, выведенный из равновесия сил, равен:

$$F_s = \frac{4B\mu\Delta}{K_a H^2} \sum_{i=N}^n i \left[L - (n-i)\Delta H \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\Phi'}{2} \right) \right] \quad (22)$$

где N – номер первого слоя арматуры, пересекающего теоретическую линию разрушения.

Равновесие моментов по Кулону. При рассмотрении моментов относительно подошвы стены из теории Кулона вытекает:

$$F_s = \frac{12B\mu H^2}{K_a H^3} \sum_{i=N}^n (n-i)i \left[L - (n-1)\Delta H \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\Phi'}{2} \right) \right] \quad (23)$$

Клин Кулона. Сопротивление разрушению по типу клина Кулона с учетом связности, образующейся вне пределов клина, приводит к выражению

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

$$F_s = \frac{2B\mu\gamma H \left[\frac{L}{2}(n+1) + H \operatorname{tg}\beta' \left(\frac{1-N^2}{6N} \right) \right]}{\frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{F_s - \operatorname{tg}\beta' \operatorname{tg}\Phi'}{\operatorname{ctg}\beta' + \operatorname{tg}\Phi' + 1} \right]} \quad (24)$$

По мере того, как высота сооружения или стенки увеличивается, связность, возникающая между грунтом и арматурой, будет возрастать. Следовательно, с точки зрения предельно допустимой величины коэффициента запаса критерий на адгезию обычно более критический, чем критерий на растяжение. На [рис. 3.38](#) приведена зависимость размещения элементов полосовой арматуры от высоты вертикальных сооружений и указаны точки, при которых в этом частном случае условия растяжения или связности становятся преобладающими. Значения вертикального шага размещения, указанного на графике, получены, исходя из осредненных результатов с использованием вышеприведенных выражений для разрушения от растяжения или адгезионного характера, при этом величина коэффициента запаса относительно разрушения того или иного типа равна 3.

Упрощенная ситуация, показанная на [рис. 3.38](#), и натурное состояние сооружений из армированного грунта не всегда согласуются. В частности, указанные выше теоретические подходы не позволяют учесть эффекты, связанные с различиями в технологии строительства, уплотнением или наличием у арматуры повышенной способности к связности.

3.3.2.3. Логарифмическая спираль. Классические методы предельного анализа обычно не подкрепляются хорошим соответствием с наблюдениями за моделями и полномасштабными сооружениями. В частности, классические теории не позволяют учесть наличие армирующих элементов и ограничения боковым деформациям, вызванные ими. Журан [1977] сделал вывод о том, что механизм разрушения включает в себя вращение квазижесткого блока, ограниченного узкой зоной, в которой сопротивление грунта сдвигу полностью мобилизовано. Эта зона разрушения разделяет зону активного состояния и зону сопротивления вдоль геометрического места точек приложения максимальных сил растяжения в арматуре и является ортогональной к свободной вертикальной грани, что обеспечивает выполнение кинематического условия равенства нулю бокового перемещения верха стенки или сооружения. Эти условия удовлетворяются в случае, когда поверхность имеет форму логарифмической спирали, проходящей через подошву ([рис. 3.39](#)).

Растягивающие усилия определяются на основе рассмотрения общего равновесия активной зоны. Реакция грунта вдоль поверхности обрушения определяется путем интегрирования уравнения Кеттера. Допуская, что касательные напряжения на каждой горизонтальной плоскости, расположенной между двумя слоями арматуры, равны нулю, можно определить растягивающие усилия на основе рассмотрения равновесия горизонтальных проекций сил в каждом слое грунта, имеющем по своему центру арматуру.

3.3.2.4. Упругий анализ. Анализ полей напряжений и деформаций, которые возникают в сооружениях из армированного грунта при нормальных условиях, может быть выполнен с использованием методов теории упругости. В период нормальных условий работы напряженное состояние внутри сооружения отличается от преобладающего при разрушении. Напряженное состояние в условиях работы может быть приравнено к упругому.

Возможны два подхода с использованием метода конечных элементов:

1. Армированный грунт может быть идеально представлен в виде ячейки или композитной структуры, в которых система арматуры моделируется как локально гомогенный

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

ортотропный материал [Херманн и Аль Яссин, 1978]. Свойства композитного материала определяются эквивалентными свойствами грунтовой матрицы, армирующих элементов и их композиционным взаимодействием.

2. Армированный грунт рассматривается в качестве гетерогенной системы, в которой грунт и арматура представлены порознь [Аль Хуссейни и Джонсон, 1978].

Существенной особенностью использования метода конечных элементов является то, что аналитическая система должна точно моделировать следующие характерные черты [Нейлор, 1978]: а) продольную жесткость армирующих элементов; б) перераспределение касательных напряжений между армирующими элементами и грунтом; в) перераспределение сдвига по грунту на вертикальную плоскость, ограничивающую арматуру.

Продольная жесткость арматуры может быть выражена через коэффициент пропорциональности a , определяющий площадь поперечного сечения арматуры с величинами шага ее размещения по вертикали и горизонтали (рис. 3.40, I):

$$(a) = a_r/S_v S_h = B_t/S_v S_h. \quad (25)$$

Перераспределение касательных напряжений между арматурой и грунтовой матрицей может быть выражено через площадь эквивалентной арматуры, связанной с грунтом через постулируемую зону сдвига, и площадь поверхности действительной арматуры (рис. 3.40, II):

$$C = 2(B + t) \approx 2B; \quad (26)$$

$$p = C/S_v,$$

где p – безразмерный параметр площади взаимодействия.

Сдвиг в вертикальной плоскости может быть представлен с помощью постулируемой зоны сдвига.

П р и м е ч а н и е . Идеализированно рассматривая систему армированного грунта как двумерную с арматурой в виде эквивалентных листов, нельзя представить перераспределение сдвига грунта в вертикальной плоскости; любое сооружение, идеализированное таким образом, будет напоминать комод.

3.3.2.5. Энергетический метод. Энергетический метод анализа, предложенный Османом [1977], базируется на рассмотрении равновесия внешней работы, вызванной давлением грунта и внутренней энергией деформирования, накапливаемой в арматуре. Могут быть учтены следующие эффекты: 1) влияние длины арматуры на величину растяжения; 2) изменение растяжения вдоль отдельного элемента арматуры и распределение растяжения по глубине; 3) форма прогиба стенки.

На рис. 3.41 показаны в обобщенном виде эпюра давления грунта и распределение прогибов по высоте сооружения. Полная работа внешних сил, совершенная за счет грунта U_{ext} на единичную ширину стенки, определяется выражением:

$$U_{ext} = \int_0^H p(h)y(h)dh \quad (27)$$

где $p(h)$ – функция давления грунта; $y(h)$ – функция прогибов стенки.

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

Энергетический метод предполагает, что затраченная работа внешних сил накапливается в арматуре в виде энергии упругих деформаций, которая может быть вычислена, если известно распределение растяжения в арматуре. Предполагается, что: 1) распределение растяжения в арматуре имеет линейный характер, причем растяжение в месте соединения со стенкой равно половине максимального; 2) прогибы стенки имеют параболическую форму и являются функцией напряженного состояния взаимодействия грунта и арматуры; 3) распределение давления грунта является гидростатическим.

Для полосовой арматуры могут быть выведены следующие зависимости:

Максимальное растяжение арматуры T' , расположенной на глубине h , равно

$$T' = \sqrt{\left(\frac{6K_a^{(2,5)}}{L}\right)} \gamma h S_v S_h \sqrt{(H-h)} \quad (28)$$

Максимальное растяжение арматуры T_{\max} равно

$$T_{\max} = \sqrt{\left(\frac{8K_a^{(2,5)}}{9L}\right)} \gamma h S_v S_h H^{(1,5)} \quad (29)$$

Критическая высота стенки H_c равна:

$$H_c = \frac{P_{at}}{\gamma S_v S_h} \sqrt{\left(\frac{9L}{8K_a^{(2,5)}}\right)^{\frac{2}{3}}} \quad (30)$$

Коэффициент запаса по отношению к выдергиванию арматуры равен

$$F_s = \frac{2B\mu L^{(1,5)}}{S_v S_h \sqrt{[6K_a^{(6,5)}(H-h)]}} \quad (31)$$

где h – высота засыпки над арматурой; H – полная высота засыпки выше подошвы сооружения; S_v – шаг размещения арматуры по вертикали; S_h – шаг размещения арматуры по горизонтали; L – длина арматуры; γ – удельный вес грунта; K_a – коэффициент активного давления; P_{at} – допускаемое растягивающее растяжение для арматуры; B – ширина полосовой арматуры; μ – коэффициент трения между грунтом и арматурой.

3.3.2.6. Полуэмпирические методы. Гипотеза когерентной гравитации. Исследования, выполненные на лабораторных моделях и натуральных сооружениях, показывают, что использование методов предельного анализа не обеспечивает согласования результатов и параметров состояния с экспериментальными. В целях практического проектирования были разработаны полуэмпирические методы. Гипотеза о когерентной гравитации относится к сооружениям из армированного грунта, обладающим коэффициентом запаса и находящимся в состоянии безопасного равновесия.

Примечание. Расчетные напряжения являются фактически действующими и не определяют условия разрушения. Следовательно, гипотеза о когерентной гравитации относится к предельно допускаемому состоянию.

Гипотеза о когерентной гравитации исходит из следующих предположений:

1. Армированный массив состоит из двух зон – активной и удерживающей (рис. 3.42).

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

2. Напряженное состояние засыпки, находящейся между элементами арматуры, определяется путем измерений на фактических сооружениях, построенных с использованием неоднородной по зерновому составу несвязной засыпки (рис. 3.43).

Кажущийся коэффициент связности между грунтом и арматурой μ^* устанавливается из эмпирического выражения, полученного из опытов на выдергивание полосовой арматуры (рис. 3.44).

Тогда для сооружения с полосовой арматурой (рис. 3.45) максимальное растяжение на элемент, находящийся на глубине h , равно:

$$T_{\max} = K \sigma_v (\Delta H / N), \quad (32)$$

где $\sigma_v = \gamma h$; ΔH – зона действия арматуры; N – количество арматуры на рассматриваемой площади;

$$K = K_0 [1 - (h/h_0) + K_a (h/h_0)] \text{ для } h \leq h_0 = 6 \text{ м}; \quad (33)$$

$$K = K_a \text{ для } h > h_0 = 6 \text{ м}. \quad (34)$$

Аналогично максимальная сила связности на элемент арматуры при предположении наличия разнозернистой несвязной засыпки равна

$$T_{\text{ад}} = 2B \int_{(L-L_r)}^L \mu^* \sigma_v dL \quad (35)$$

$$\text{где } \mu^* = \mu_0 [1 - (h/h_0)] + h/h_0 \operatorname{tg} \Phi' \text{ для } h \leq h_0 = 6 \text{ м}, \quad (36)$$

$$\mu^* = \operatorname{tg} \Phi' \text{ для } h > h_0 = 6 \text{ м}. \quad (37)$$

L_r определяется в соответствии с рис. 3.42; μ_0 для шероховатой арматуры определяется эмпирически, как

$$\mu_0 = 1,2 + \operatorname{tg} C_u, \quad (38)$$

где C_u – коэффициент неоднородности ($C_u = D_{60} / D_{10}$); $\mu_0 = 0,4$ для гладкой арматуры (40).

Дополнительное рассмотрение гипотезы о когерентной гравитации приведено в гл. 6.

3.3.2.7. Гипотеза оттяжки. Гипотеза оттяжки базируется на следующих требованиях к проектированию сооружений с вертикальной стенкой: 1) критерий проектирования является простым и надежным; 2) расчетный срок работы сооружения равен 120 годам; 3) методика проектирования согласуется при использовании широкого диапазона возможных материалов обратной засыпки, включая сыпучие и связные грунты, обладающие трением.

Рассмотрение внутренней устойчивости включает: 1) устойчивость отдельных элементов (рис. 3.46); 2) сопротивление скольжению вышерасположенных частей сооружения; 3) устойчивость призм в армированной засыпке (рис. 3.47).

П р и м е ч а н и е . Исследования на центробежной машине указывают на возможность развития механизма разрушения по типу скользящего клина. Следовательно, гипотеза оттяжки относится скорее к предельному состоянию, чем к предельно допускаемому, которое характеризует гипотезу когерентной гравитации.

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

При расчете учитываются факторы, которые оказывают влияние на устойчивость: 1) способность к перераспределению сдвига между армирующими элементами засыпки; 2) возможность к восприятию растяжения армирующими элементами; 3) возможность к работе на сжатие материала засыпки.

Предполагается, что напряженное состояние внутри армированной засыпки характеризуется величиной K_a . Считается, что условие состояния покоя K_0 , фиксируемое замерами на некоторых сооружениях, является временным и создается при уплотнении в процессе строительства. Принимается, что активное состояние сохраняется на весь срок работы сооружения.

Локальная устойчивость. Максимальное растягивающее усилие T_{max} определяется путем суммирования соответствующих нагрузок, воздействующих на каждую из арматур:

$$T_{max} = T_{hi} + T_{wi} + T_{si} + T_{fi} + T_{mi}, \quad (40)$$

где T_{hi} – растяжение в арматуре от действий засыпки, расположенной над слоем арматуры; T_{wi} – растяжение в арматуре от действия равномерной поверхностной нагрузки; T_{si} – растяжение в арматуре от действия сосредоточенной нагрузки; T_{fi} – растяжение в арматуре от внешней сдвигающей нагрузки, приложенной к сооружению горизонтально; T_{mi} – растяжение в арматуре от изгибающего момента, вызванного внешними нагрузками, воздействующими на сооружение.

Исследования на центробежной машине указывают на возможность развития механизма разрушения по типу скользящего клина. Принимается, что в пределах сооружения из армированного грунта возможно разрушение с образованием клина Кулона.

При проектировании допускается, что призмы обрушения из армированного грунта ведут себя как жесткие тела любого размера или формы, и изучаются все потенциальные плоскости обрушения (т.е. обе величины, как η , так и β' , могут изменяться) (рис. 3.47 и 3.48).

Дополнительное рассмотрение гипотезы оттяжки приводится в гл. 5.

3.3.3. ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СООРУЖЕНИЯ С ВЕРТИКАЛЬНОЙ СТЕНКОЙ

Общая устойчивость сооружения из армированного грунта обычно рассматривается таким же образом, как в случае грунтовых массивов или традиционных подпорных сооружений. Оценка устойчивости для всех механизмов разрушения осуществляется относительно: 1) поступательного перемещения по основанию; 2) потери несущей способности грунта под подошвой и 3) образования круглоцилиндрической поверхности обрушения (см. рис. 3.33, III–IV). В случаях, когда основание сооружений представлено достаточно прочными грунтами, такой подход оказывается приемлемым, но для малопрочных грунтов присущая массиву из армированного грунта способность стабилизировать слабое основание не реализуется. При таких обстоятельствах требуется более реалистичный подход к проблеме устойчивости. Следовательно, при рассмотрении общей устойчивости, наряду с напряжениями сдвига и мобилизуемой прочностью грунтов основания, дополнительно учитываются характеристики полной осадки грунтового сооружения и любой удерживаемой им насыпи.

Для грунтового сооружения, возведенного на прочном основании, обычно являются справедливыми критерий «крен – несущая способность» и предположение об эпюре реакции основания трапецидальной формы или по Мейерхофу. Однако при слабых основаниях

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

использование этих эмпирических подходов вызывает трудности в проектировании, и можно показать геометрическими выкладками, что традиционные подпорные сооружения лучше приспособляются к слабым основаниям, чем сооружения из армированного грунта (рис. 3.49). Эта кажущаяся парадоксальная ситуация возникает из-за недооценки общей проблемы проектирования, для которой внутренний анализ оказывается только частью. Характер типа основания будет оказывать влияние на общее поведение сооружения.

3.3.3.1. Жесткое основание. В случае, когда сооружение из армированного грунта возведено на прочном или весьма жестком основании, разумно предположить, что распределение реактивных давлений под фундаментом имеет трапецеидальный характер, как это показано на рис. 3.49. Многочисленные испытания на моделях подтверждают это условие, и на основе их результатов разработаны многие теории расчета.

Следствием принятия давления по подошве сооружения в виде трапецеидальной эпюры или по Мейерхофу является признание того факта, что массив из армированного грунта и передняя стенка сооружения будут иметь тенденцию к вращению относительно подошвы стенки с образованием активного механизма навала засыпки. С учетом метода его воздействия разумно представить сооружение из армированного грунта при таких условиях как жесткую конструкцию, взаимодействующую с прочным основанием, т.е. как систему жесткий материал—жесткий материал (рис. 3.50).

3.3.3.2. Слабое основание. Использование концепции о трапецеидальном распределении давления, наряду с предположением о том, что сооружение под воздействием нагрузок стремится вращаться относительно подошвы стенки (см. рис. 3.49), не оказывается справедливым при податливом основании. В случае слабого основания собственный вес жесткого сооружения из армированного грунта и вес прилегающего материала, который удерживается им, могут вызвать вращение сооружения в противоположном направлении. Следовательно, поведение системы прочный материал—слабый материал существенно отличается от характеризующего систему жесткий материал—жесткий материал (рис. 3.51).

Наиболее важный вывод, который может быть получен при изучении взаимодействия в системе прочный материал—слабый материал, состоит в том, что общий критерий разрушения затрагивает не одно только опрокидывание относительно подошвы стенки, что принято в некоторых предложенных методах проектирования, но также вращательный сдвиг в пределах удерживаемой насыпи. Вращательный характер поведения массива армированного грунта при этих обстоятельствах является подобным тому, которому подвергаются устои мостов, возведенные на слабых грунтах, о чем было сообщено Нику и др. [1970] и Даниэльсом [1972]. Соответствующее поведение систем прочный материал—слабый материал может быть установлено по схематичному изображению векторов накопленных перемещений на конец периода воздействия отдельных приращений нагрузки, воспроизводящих процесс строительства (рис. 3.52). Вывод, который может быть сделан, заключается в том, что существует уровень сопротивления смещению подошвы сооружения из армированного грунта, оказываемого грунтами основания, что коренным образом опровергает законность предположения о вращении сооружения относительно подошвы его стенки.

Различие между состоянием основания из малоподатливого несвязного и весьма слабого грунта, каждое из которых подвержено воздействию аналогичных сооружений из армированного грунта, может быть установлено путем сравнения степеней мобилизации их прочности, выраженных в процентах (MS) и представленных для этих двух грунтов (рис. 3.53 и 3.54). Очевидно, что с помощью изучения этого параметра может быть определена общая устойчивость сооружения

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

$$MS = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) \text{ utt} = 100 [(\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \Phi')] / (2c \cos \Phi' + \sigma_3 \sin \Phi'). (41)$$

Различие между насыпью обжатого и распластанного профиля можно увидеть, сравнивая [рис. 3.54](#) и [3.55](#), на которых приведены аналогичные условия для основания сооружения из армированного грунта, имеющих идентичную форму и жесткость. Различная степень мобилизации прочности при насыпи распластанного профиля вызвана, главным образом, влиянием веса удерживаемой засыпки, находящейся за подпорной стенкой из армированного грунта. Заметное различие между [рис. 3.54](#) и [3.55](#) указывает на необходимость целостного подхода к общему анализу состояния сооружений из армированного грунта, возводимых на податливом основании.

В качестве подтверждения анализа, проведенного на основе изучения мобилизуемой прочности грунтов основания по методу конечных элементов, могут быть использованы методы равновесия с применением плоскостей обрушения, устанавливаемых с помощью полей мобилизации сопротивления сдвигу. Визуальное изучение контактных напряжений у подошвы сооружения будет указывать на вероятность образования механизма обрушения (см. [рис. 3.33](#), VI). Одна из возможных мер, предотвращающих такую систему разрушения «разрывом», состоит в применении высокопрочной арматуры, имеющей низкий модуль упругости, что обеспечивает гибкость элемента по подошве сооружения, позволяя приспособиться к деформациям уплотнения, которые могут возникнуть.

3.3.4. НАСЫПИ И ВЫЕМКИ

3.3.4.1. Насыпи. Армированные насыпи могут иметь различную форму в зависимости от характера решаемой проблемы. Армирование может применяться в следующих целях ([рис. 3.56](#)): 1) обеспечить усиленное уплотнение для повышения жесткости насыпи; 2) придать большую крутизну откосам насыпи; 3) решить проблемы устойчивости откосов; 4) решить проблемы общей устойчивости системы сооружение—основание; 5) решить проблемы устойчивости основания.

По отношению к насыпям остаются в силе упомянутые ранее общие факторы, которые определяют поведение армированного грунта. При проектировании может быть использован метод, основанный на математическом моделировании [Симс и Джоунс, 1979; Джоунс, 1980], а также методы анализа предельного равновесия. В последнем случае арматура моделируется в виде толстого слоя связного материала либо выполняется поиск такого механизма разрушения, который требует для обеспечения устойчивости максимального усилия в арматуре; проводится сопоставление с допускаемой прочностью арматуре на растяжение (см. также гл. 5).

3.3.4.2. Армированные выемки. Армирование может выполняться *in situ* или путем послыйного возведения подобно насыпным сооружениям. В последнем случае возникает необходимость провести дополнительную разработку грунта, которая, как правило, требует при армировании грунта с целью восстановления или укрепления неустойчивых откосов ([рис. 3.57](#)). Применение арматуры *in situ* как способа укрепления грунта в выемках оказывается возможным только при использовании надлежаще разработанной технологии их формирования. Из существующих технологий таковыми являются «забивка грунта» и «система подпора от бокового давления грунта» ([рис. 3.58](#)).

Аналитические методы расчета армирования выемок включают как более строгие методы поверхностей скольжения и предельного анализа, так и методы предельного равновесия, которые обеспечивают приближенные, но приемлемые решения сложных задач. Метод предельного равновесия предполагает использование таких механизмов разрушения, поверхности обрушения и распределения напряжений вдоль нее, что для любого состояния с

3.3. ТЕОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

учетом равнодействующих напряжений может быть найдено условие равновесия, причем решение находится на основе рассмотрения условий статического равновесия. Однако при заданных параметрах грунта и его напряженного состояния на решение задачи оказывает влияние форма поверхности обрушения, поэтому важно, чтобы используемая при анализе поверхность обрушения близко соответствовала действительной поверхности грунтового сооружения. В случае оползшего борта выемки плоскость скольжения известна. При применении метода «забивки грунта» экспериментальные данные [Гесслер и Гьюдехас, 1981] указывают на то, что для блока из несвязного грунта вероятно разрушение, сопровождаемое вращением или поступательным перемещением (рис. 3.59), хотя возможны и другие механизмы (рис. 3.60).

Механизм потенциального разрушения для «систем подпора от бокового давления грунта» изучался методом центробежного моделирования, при котором принималось, что эти сооружения обладают относительной жесткостью и связностью, а также что они способны претерпевать большие деформации. Предполагается, что разрушение «системы подпора от бокового давления» начинается с поверхностных трещин чаще, чем общее оползание, причем ожидаемый механизм разрушения выражен поверхностью скольжения, который представлен параболой, проходящей через подошву (рис. 3.61) (см. также гл. 5).

3.3.5. КОМБИНИРОВАННЫЕ АРМИРОВАННЫЕ СИСТЕМЫ

В большинстве систем из армированного грунта используется в качестве арматуры один из выбранных материалов в сочетании с однородным грунтом. Однако возможно использование в одном и том же сооружении двух и более материалов для арматуры или армированных систем (рис. 3.62).

При использовании двух различных материалов арматуры исходят из того, что каждый из них обладает различными свойствами армирования грунта в зависимости от параметров, приведенных в табл. 3.1. Для практических целей необходимо совмещать расположение, ориентацию и интервалы в размещении различной арматуры. Эффекты, вызываемые различием в продольной жесткости, при работе арматуры, имеющей различные модули, могут быть учтены путем рассмотрения условного материала арматуры. В качестве примера на рис. 3.62, I рассматриваются: сетка a_{rg} , E_{rg} и полоса a_{rs} , E_{rs} , где a_{rg} —площадь поперечного сечения продольных элементов сетки; a_{rs} —площадь поперечного сечения полосы; E_{rg} —модуль упругости арматурной сетки; E_{rs} —модуль упругости полосовой арматуры и $E_{rg} = 10 E_{rs}$.

Для условного армирующего материала

$$a_{rg} E_{rg} + a_{rs} \frac{E_{rg}}{10} = E_{rg} \left(a_{rg} + \frac{a_{rs}}{10} \right) \quad (42)$$

Аналогичным образом из уравнений (5) и (8) может быть получено сопротивление связности или сопротивление на выдергивание T_{ad} на 1 м ширины комбинированной арматуры длиной L , расположенной на глубине h ; составленной из полос и поперечных анкеров (рис. 3.62, II):

$$T_{ad} = 2LP_i\gamma h_i\mu + N_w d N_q \gamma h_i, \quad (43)$$

где P_i —общая ширина полосовой арматуры на метр ширины сооружения; N_w —количество поперечных анкеров; N_q —коэффициент несущей способности; d —диаметр анкера.

3.4. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В период землетрясения в материале обратной засыпки грунтового сооружения возникают ускорения и вызванные ими дополнительные силы, воспринимаемые армирующими элементами. Можно предположить, что общее усилие в каждой из арматур равно сумме статических сил, действовавших до землетрясения, и динамических, возникших в период сейсмической активности. По окончании землетрясения предполагается, что усилия в арматуре вновь будут соответствовать начальному статическому условию. Установлено, что могут существовать два вида внутренних нарушений: разрыв арматуры от растяжения или потеря связи между грунтом и арматурой. В период землетрясения разрушение от разрыва арматуры может приобрести катастрофический характер. Таким образом, предпочтительным является механизм разрушения, базирующийся на потере связности. При такой ситуации при сейсмических воздействиях может возникнуть изменение формы сооружения, но сразу после их прекращения устойчивости восстановится. Установленный на основе натурных обследований механизм деформирования представляет собой вращение наружу относительно подошвы стенки (рис. 3.63).

3.4.1. СЕЙСМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

Методы сейсмических расчетов основываются на двух подходах. 1) прогноз динамических растягивающих напряжений, которые являются результатом подвижки грунта; 2) выбор в качестве расчетного критерия разрушения – выдергивания арматуры и связанное с ним определение возможных деформаций и их допускаемых (в отношении работоспособности) значений.

3.4.1.1. Метод прогноза динамического растяжения. Ричардсоном и Ли [1975] предложен эмпирический метод оценки динамических усилий в каждом элементе арматуры, базирующийся на теории спектрального анализа моделей. Предполагается, что общее горизонтальное динамическое усилие пропорционально расчетной величине спектрального ускорения

$$A_{des} = \Gamma_1 S_{a1} + \Gamma_2 S_{a2}, \quad (44)$$

где Γ_1 и Γ_2 – факторы, характеризующие первую и вторую формы модельных испытаний; S_{a1} и S_{a2} – спектральные ускорения первой и второй форм. S_{a1} и S_{a2} являются функциями собственных частот и затухания колебаний сооружения из армированного грунта.

Установлено, что плотность арматуры влияет на распределение ее динамического растяжения. Испытания на натуральных сооружениях указывают на то, что при малых деформациях первый и второй основные периоды (T_1 и T_2) сооружения из армированного грунта высотой H , м, равны:

$$T_1 = H/38, T_2 = H/100 \quad (45)$$

Ричардсон [1978], базируясь на понятии о коэффициенте жесткости сооружения, предложил эмпирический фактор жесткости I . Коэффициент жесткости равен моменту второго порядка от продольных растягивающих усилий, вызванных сопротивлением деформациям относительно подошвы стенки (рис. 3.64). В верхней части сооружения предельные значения растягивающего усилия будут определяться адгезионным критерием, а в нижней части и для высоких сооружений – в зависимости от прочности арматуры на растяжение.

Фактор жесткости I определяется для сооружения, характеризующегося по отношению к разрушению арматуры при статических нагрузках величиной коэффициента запаса, равной 1.

3.4. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.

При $I < 2$ пиковое значение динамической деформации обратно пропорционально жесткости конструкции. Распределение динамических усилий внутри армированной системы D_F как функция жесткости стенки приведено на [рис. 3.65](#).

Эффективная масса M_{eff} грунтового сооружения, находящегося под воздействием землетрясения, может быть определена с помощью эмпирического выражения

$$M_{\text{eff}} = 0,75 K_0 \gamma H^2 / g, \quad (46)$$

а общее динамическое усилие D_F выразится как

$$D_F = [S_{a1} + 0,2S_{a2}] M_{\text{eff}}. \quad (47)$$

Если расчетная жесткость грунтового сооружения I' находится в диапазоне

$$0,9I < I' < 1,1I, \quad (48)$$

где I – первоначально принятая нормированная жесткость; если $I = 1$, тогда расчет оказывается завершённым, при $I' > 1$ расчет является выполненным с запасом, а при $I' < 1$ динамическое боковое давление грунта недооценено.

П р и м е ч а н и е . Приведенный метод анализа базируется на эмпирической корреляции между смещениями, измеренными при опытных взрывах на натурном сооружении с вертикальной стенкой, и прогнозом, полученным по компьютерной программе, которая составлена для выполнения предварительной оценки амплитуд ускорения и смещения, вызванного горизонтальным сдвигом сооружений [Идрисс и Сид, 1968]. Корреляция деформаций, полученных с помощью программы и на испытываемом сооружении, зависит от плотности и ориентации арматуры, а также от сил тяжести стенки и обратной засыпки. Изменения в геометрии контура обратной засыпки могут вызвать существенные изменения в динамических горизонтальных напряжениях ([рис. 3.66](#)). Представляется, что вследствие этого такой метод пригоден для традиционных сооружений с вертикальной стенкой, но необязательно для насыпных откосных сооружений.

3.4.1.2. Метод перемещений. Метод перемещений предполагает, что сооружение будет разрушаться за счет выдергивания арматуры при смещении, возникающем по известной поверхности обрушения. Определив распределение растяжения в арматуре, можно вычислить критическое горизонтальное ускорение K_c , приложенное в качестве псевдостатической силы, вызывающей обрушение по заданной плоскости скольжения. Расчет подразумевает использование дополнительного предположения об осредненном расчетном коэффициенте сейсмичности K_m . При $K_m > K_c$ будет возникать скольжение и могут быть определены перемещения армированного сооружения. Нарушения в пределах армированного сооружения могут возникать внутри армированного массива (ограниченное разрушение) или распространяться в обратную засыпку (неограниченное разрушение).

а . О г р а н и ч е н н о е р а з р у ш е н и е . Суммирование сил в вертикальном и горизонтальном направлениях приводит к следующему ([рис. 3.67](#)):

$$K_C - \Sigma T'_{\text{max}} + R \cos(\theta + \Phi) = 0; \quad (49)$$

$$W - R \sin(\theta + \Phi) = 0. \quad (50)$$

3.4. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.

Отсюда

$$K_C = \frac{2\Sigma T'_{\max}}{\gamma(H - h_t)^2} - \operatorname{ctg}(\theta + \Phi) \quad (51)$$

Наименьшее значение K_C получается, когда плоскость обрушения проходит через подошву сооружения ($h_t=0$). Предполагая равномерность распределения полосовой арматуры ($S_h = S_v$):

$$T'_{\max} = 2BL\gamma[H - iS_v]\mu = 2BL\gamma\mu(H - iS_v)(L - nS_v \operatorname{tg}\theta) \quad (52)$$

Отсюда

$$\sum_{i=1}^N T'_{\max} = \gamma\beta\mu(NHL - NH^2) + N \left[\frac{(2N+1)}{3(N+H)} \right] H^2 \operatorname{tg}\theta \quad (53)$$

где

$$2\theta = \beta'' + \arccos \left[\frac{a-1}{\sqrt{a^2 - 2a \cos(2\Phi + 1)}} \right]$$

$$a = 2\beta \left(\frac{NL\mu}{HS_v} \right)$$

и

$$\operatorname{tg}\beta'' = \frac{a \sin 2\Phi}{(-a \cos 2\Phi)}$$

Определяя значение T_{\max} из уравнения (53) и подставляя его в уравнение (51), находим K_C . Этот метод является справедливым для любой ограниченной поверхности скольжения при любой высоте h в пределах стенки.

б. Н е о г р а н и ч е н н о е р а з р у ш е н и е . Из условия равновесия отсека 1 (рис. 3.68) следует:

$$Q = W_1 \cdot \frac{K_C \sin(\Phi_1 + \theta_1) + \cos(\theta_1 + \Phi_1)}{\sin(\delta + \theta_1 + \Phi_1)} \quad (54)$$

где Q — равнодействующая сил взаимодействия между отсеками.

То же, для отсека 2.

$$Q = \frac{[(\Sigma T'_{\max} - K_C W_2) \sin(\theta_2 + \Phi_2) - W_2 \cos(\theta_2 + \Phi_2)]}{\sin(\delta + \theta_2 + \Phi_2)} \quad (55)$$

Отсюда

3.5. ПОДРАБОТКА ГОРНЫМИ ВЫРАБОТКАМИ.

$$K_C = \frac{\Sigma T'_{\max} \sin(\theta_2 + \Phi_2) - \cos(\theta_2 + \Phi_2) - \left(\Omega \cdot \frac{W_1}{W_2} \cdot \cos(\theta_1 + \Phi_1) \right)}{\Omega \cdot \frac{W_1}{W_2} \cdot \sin(\theta_1 + \Phi_1) + \sin(\theta_2 + \Phi_2)} \quad (56)$$

$$\text{где } \Omega = \frac{\sin(\theta_2 + \Phi_2 + \delta)}{\sin(\theta_1 + \Phi_1 + \delta)} \text{ и } 0 \leq \delta \leq \Phi.$$

Путем интегриации из уравнения (56) может быть получена минимальная величина K_C .

в. О с р е д н е н н ы й к о э ф ф и ц и е н т с е й с м и ч н о с т и K_m выражает максимальную силу инерции, которая возникает внутри объема грунта, выделяемого свободной поверхностью и поверхностью скольжения. Если армированное сооружение рассматривается как твердый блок, тогда K_m равен максимальному ускорению по подошве, причем исключение составляют случаи, в которых существует значительная пригрузка, и могут быть выведены модельные факторы наложения [Брэйсгёрдл, 1979].

г. *Перемещение.* В случае, если K_m превосходит K_C , перемещение K_x может быть получено при использовании метода скользящего блока, разработанного для расчета перемещений в плотинах из грунтовых материалов [Ньюмарк, 1975] (рис. 3.69).

$$D - R = [W \cos \Phi - \beta] / \cos \Phi (K - K_C), \quad (57)$$

где D – двигающая сила; R – сила сопротивления $K > K_C$.

Перемещения X_m во времени могут быть получены из уравнения (57) при использовании закона движения Ньютона. Они были установлены Сарма [1976] для колебаний прямоугольной, треугольной и полусинусоидной формы с периодом T (рис. 3.70). На практике T – основной период колебаний грунта, а выражение для C^* (рис. 3.70) равно:

$$C^* = \cos(\Phi - \beta) / \cos \Phi, \quad (58)$$

откуда для значений K_C и K_m могут быть получены перемещения X_m .

3.5. ПОДРАБОТКА ГОРНЫМИ ВЫРАБОТКАМИ

Разработка угля или других полезных ископаемых приводит к подвижкам земной поверхности вблизи участка выемки. Эти подвижки, известные в совокупности как выработка, имеют трехмерный характер, причем любая затронутая точка обладает компонентами перемещения вдоль всех трех осей общей системы декартовых координат [Джоунс и Беллеми, 1973]. Перемещения оказывают воздействие на любое сооружение в зоне влияния и могут вызвать ущерб или даже разрушение, если только при проектировании сооружения не были разработаны соответствующие предохранительные мероприятия. Перемещения земной поверхности, вызванные подработкой горными выработками, показаны на рис. 3.71.

В большинстве традиционных строительных конструкций деформации грунта основания как при сжатии, так и при растяжении могут вызвать повреждения. В традиционных подпорных сооружениях растягивающие деформации обычно не создают проблемы, но сжимающие могут привести к значительному возрастанию бокового давления грунта. Сооружения из армированного грунта являются уникальными в том отношении, что их чувствительность к нарушениям от сжимающих деформаций весьма низкая. Однако деформации растяжения в

3.6. МНОГОКРАТНОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ НАГРУЗОК.

грунте, подстилающем сооружение из армированного грунта, могут вызвать увеличение растягивающих напряжений в нижних слоях арматуры, поэтому следует остерегаться образования механизма разрушения разрывного характера (см. рис. 3.33, VI).

3.6. МНОГОКРАТНОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ НАГРУЗОК

Большинство сооружений из армированного грунта выдерживают многократное или циклическое нагружение от внешних пригрузок. Кроме того, некоторые из них могут подвергаться многократному воздействию непосредственно на армирующие элементы. Нагрузки от интенсивного движения транспорта будут создавать циклическое воздействие, а колебательное нагружение может вызвать многократное прямое воздействие на арматуру.

Длительному влиянию многократного нагружения сооружений из армированного грунта уделялось мало внимания. Мюррей и др. [1978] провели модельные испытания на выдергивание армирующих полос при стратегических и вибрационных нагрузках, которые показали существенную потерю сопротивления выдергиванию под воздействием вибрации. В работах Ричардсона и Ли [1975], Ричардсона и др. [1976], а также Брейстёрдла [1979] и изучалось влияние динамического нагружения, связанного с сейсмическими воздействиями.

Аль-Ашу [1981] в крупномасштабном исследовании установил следующие критерии, связанные с многократным нагружением полосовой и анкерной арматуры.

1. Поведение арматуры при многократном нагружении характеризуется начальным устойчивым состоянием, относящимся к большей части периода нагружения. При возникновении нарушения в последующий период отмечается ускоренное скольжение.
2. Для всех типов многократного нагружения критическим фактором работоспособности полосовой арматуры является амплитуда воздействий.
3. При амплитуде нагрузки $< 0,25 P_U$ (P_U — предельное сопротивление арматуры выдергиванию) при статических и циклических воздействиях всякое скольжение отсутствует.
4. Эффект многократного воздействия вызывает перераспределение нагрузки вдоль арматуры и преодоление сопротивлений трением на контакте грунт — арматура.
5. Глубина приложения пригрузки не оказывает влияния на поведение армирующей полосы, в отличие от эффекта протяженности начального равновесного этапа.
6. При полосовой арматуре остаточная нагрузка, составляющая 13-16% пиковой полосы, накапливается в грунте, прилегающем к арматуре.
7. Предельная способность к сопротивлению полосовой арматуры выдергиванию может быть снижена на 20–30% после многократного нагружения.
8. Применение пригрузки циклического воздействия улучшает способность к сопротивлению выдергиванию и продлевает срок работы арматуры при многократном нагружении.
9. При действии статической растягивающей нагрузки и давления от пригрузки циклического воздействия арматура может испытывать начальное перемещение в 1–3 мм, за которым следует весьма устойчивое состояние.
10. При амплитуде нагружения, меньшей $0,5 P_U$, от пригрузки и нагрузки циклического воздействия не будет возникать никакого скольжения.

3.6. МНОГОКРАТНОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ НАГРУЗОК.

11. Наличие анкеров существенно увеличивает сопротивление полосовой арматуры выдергиванию; 20-мм анкер создает приращение на 23%, а 40-мм анкер — на 45%.
12. Арматуре, обеспеченной анкерами, свойствен постоянный характер разрушения.

4. МАТЕРИАЛЫ

ВВЕДЕНИЕ

Существует три основных вида материалов или композиций материалов, которые необходимы для строительства любого сооружения из армированного грунта: 1) грунт или матрица засыпки; 2) система арматуры или анкеров; 3) лицевая стенка (при необходимости).

Кроме того, требуются другие материалы для обеспечения сопутствующих систем, таких как фундаментные, дренажные, крепежные элементы и покрытия, а также для систем, работающих в качестве барьеров и отражений. Обычно между различными используемыми материалами существует взаимозависимость, причем выбор осуществляется исходя из теоретически обоснованных проектных решений, обеспеченности материалами, их свойств и относительной стоимости, возможности их доставки.

4.1. ГРУНТ-ЗАСЫПКА

Прочностные свойства грунта могут улучшаться, потому при создании сооружения из армированного грунта может быть использован любой грунт. В практических целях, однако, вероятно использование лишь ограниченного диапазона грунтов, особенно для сооружений из армированного грунта с вертикальной стенкой, хотя в насыпях могут применяться и другие материалы. Выбор применяемых грунта или материала засыпки зависит от технических требований к сооружению, а также от экономических аспектов строительства. В общем случае местные грунты или отходы производств будут наиболее экономически выгодными, несмотря на вероятность того, что они обладают худшими свойствами. Применение местных материалов может быть сопряжено с трудностями из-за множества причин, особенно важны при этом надежность (долговечность) армирующих элементов и условия укладки грунта.

Возможна дифференциация в применении засыпки или грунта для традиционных сооружений из армированного грунта с вертикальной стенкой и откосных земляных сооружений. Вероятно, что для подпорных сооружений из армированного грунта должны рекомендоваться засыпки лучшего качества, в то время как для насыпных сооружений армирование может заключаться в улучшении качества имеющегося материала.

Грунт, используемый для традиционных сооружений долгосрочного назначения, обычно представлен разнородным несвязным материалом (зернистая обратная засыпка) или хорошим связным материалом, обладающим трением, хотя с успехом применяются и чисто связные грунты. Преимущества несвязных материалов засыпки состоят в том, что они обеспечивают устойчивость, свободное дренирование, невосприимчивость к воздействию замораживания и относительное отсутствие коррозионности к армирующим элементам. Основным недостатком заключается в том, что они обычно представляет собой привозные материалы и, следовательно, имеют высокую цену. Для связных грунтов основное преимущество в их доступности, но при их применении могут возникать проблемы долговечности, а также возможны деформации сооружения. Важнейшие ограничения по применению таких материалов засыпки приведены в правилах проектирования или спецификациях и касаются, главным образом, рассмотрения вопросов длительной устойчивости и надежности.

Связный материал засыпки, обладающий трением, может обеспечить удобное сочетание технических достоинств несвязного грунта с экономическими преимуществами связного.

4.1. ГРУНТ-ЗАСЫПКА.

4.1.1. НЕСВЯЗНЫЙ МАТЕРИАЛ ЗАСЫПКИ

Несвязный материал засыпки (сыпучий материал засыпки, зернистая обратная засыпка) характеризуется как высококачественный, разнородный, коррозионно безопасный материал, который обладает высоким углом внутреннего трения. Это может быть дробленая скала, речной песок или гравий. Кроме того, «сыпучая засыпка» определяется в Великобритании (ВЕ 3/78) как материал, проходящий в количестве не более 10% через 63-микронное сито по Британскому стандарту. Термином «зернистая засыпка» во Франции определяется засыпка сооружений, возводимых из армогрунта, в которой содержится не более 15% (по весу) частиц, меньших 15 μ . Этот критерий установлен как выражающий состояние, когда между частицами возникает нарушение контактов, вызывающее падение внутреннего трения.

4.1.1.1. Свойства материала. Для подбора материала несвязной засыпки требуется знать следующие его свойства: плотность; зерновой состав; коэффициент однородности C_U ; значение pH; содержание ионов хлора Cl^- ; общее содержание SO_3 , омическое сопротивление R_a ; потенциал окисления – восстановления E_T^1 ; угол внутреннего трения в эффективных напряжениях Φ' , коэффициент трения между материалом засыпки и арматурой μ .

Плотность. Сооружения из армированного грунта относятся к гравитационному типу конструкций, поэтому плотность слагающих их материалов оказывает прямое влияние на внутреннюю и внешнюю устойчивость.

Зерновой состав. Содержание фракций частиц для сыпучей засыпки может находиться в следующих пределах:

Размер сит, мм.....	% проходящих частиц
125.....	100
90.....	85-100
10.....	25-100
600 μ	10-65
63"	0-10
2"	0-10

Примерные кривые зернового состава материалов приведены на [рис. 4.1](#).

Угол внутреннего трения. В Великобритании для значения эффективного угла внутреннего трения принято ограничение $\Phi \geq 25^\circ$. Во Франции угол внутреннего трения Φ' для водонасыщенного уплотненного материала сыпучей засыпки должен быть более 25° . Однако в случаях, когда в засыпке содержание частиц менее 80 μ не превосходит 15% (по весу), нет необходимости определять внутреннее трение. Естественно, что сыпучий материал не должен использоваться в виде переслаивающихся слоев со связной засыпкой, обладающей трением.

1. В случае использования неметаллической арматуры определение этого свойства не обязательно.

4.1. ГРУНТ-ЗАСЫПКА.

Коэффициент неоднородности. Коэффициент неоднородности C_U равен отношению максимального диаметра частиц, количество которых в образце достигает 60% к их эффективному диаметру. Эффективный диаметр представляет собой максимальный размер частиц, меньше которых в образце имеется 10%, $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

где D – диаметр частиц.

Коэффициент однородности для несвязного грунта должен удовлетворять условию $C_U \geq 5$. (В Великобритании используются связные материалы засыпки, обладающие трением.)

Значение рН, содержание ионов хлора и SO_3 , омическое сопротивление и потенциал окисления – восстановления. Эти свойства грунта-засыпки связаны с долговечностью применяемых материалов арматуры. Некоторые из материалов арматуры более долговечны, чем другие; принимаемые ограничения приведены в табл. 4.1.

Трение между материалом засыпки и армирующими элементами (см. разд. 4.2).

Критерий проектирования. По существующим правилам выполнения контракта проектировщик не может знать, какой материал будет использован в процессе строительства. Для сыпучего материала засыпки при нормальных условиях принимают расчетные характеристики: в Великобритании $\Phi' = 30^\circ$, $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$; во Франции $\Phi' = 32^\circ$, $\gamma = 19,6 \text{ кН/м}^3$.

При проведении анализа с помощью метода конечных элементов, базирующегося на теории упругости, могут быть рекомендованы следующие параметры материала грунтовой обратной засыпки (табл. 4.2).

Коэффициент давления грунта в покое K_0 может быть выражен в виде $K_0 = 1 - \sin \Phi'$ или на основе теории упругости, $K_0 = \nu / 1 - \nu$, а коэффициент активного давления $K_a = (1 - \sin \Phi') / (1 + \sin \Phi')$.

4.1.2. СВЯЗНАЯ ЗАСЫПКА С ТРЕНИЕМ

Связная засыпка с трением может быть охарактеризована как материал, содержащий более 10% частиц, которые проходят через 63-микронное сито по британскому стандарту (BE 3/78). Основным достоинством связной засыпки с трением является ее большая доступность по сравнению с сыпучей засыпкой, что может оказаться экономичным. Связная засыпка с трением проводится в британских указаниях по проектированию, но ее применение не допускается некоторыми другими документами.

4.1.2.1. Свойства материала. Для подбора материала связной засыпки с трением требуется знать следующие его свойства: плотность; зерновой состав; коэффициент однородности C_U ; значения рН; содержание ионов хлора Cl^{-1} ; общее содержание SO_3^{1-} ; омическое сопротивление R_a ; потенциал окисления – восстановления E_r^{1-} ; угол внутреннего трения в эффективных напряжениях Φ' ; коэффициент трения между материалом засыпки и

1. При применении неметаллической арматуры определение этого свойства необязательно.

4.1. ГРУНТ-ЗАСЫПКА.

армирующими элементами μ ; сцепление в эффективных напряжения c' ; связность между материалом засыпки и армирующими элементами в эффективных напряжениях c'_r ; предел текучести LL; число пластичности PI; параметры консолидации.

З е р н о в о й с о с т а в . Содержание фракций частиц связной засыпки с трением может находиться в следующих пределах.

Размер сит, мм.....	% проходящих частиц
125.....	100
90.....	85-100
10.....	25-100
600 μ	11-100
63"	11-100
2"	0-10

К о э ф ф и ц и е н т н е о д н о р о д н о с т и $C_U \geq 5$ (если не оговаривается особо).

Примерные кривые зернового состава материалов приведены на [рис. 4.1](#).

У г о л в н у т р е н н е г о т р е н и я . Эффективный угол внутреннего трения должен иметь величину $\Phi' \geq 20^\circ$.

П р е д е л т е к у ч е с т и и ч и с л о п л а с т и ч н о с т и . Для материала с размером частиц $< 52\mu$ предел текучести $LL \leq 45\%$, а число пластичности $PI \leq 20\%$.

Чтобы создать для засыпки условия достаточно свободного дренирования, обеспечивающие устойчивость сооружения в строительный период, необходимо ограничить максимальное содержание глинистых частиц до 10%. Определение содержания глинистых частиц в грунте, как правило, сложно, возможно появление больших отклонений.

Знание предела текучести и числа пластичности может обеспечить получение более непосредственной характеристики механических свойств, исключая определение содержания глинистых частиц.

В качестве примера в [табл. 4.3](#) приведены материалы, которые использовались при строительстве сооружений из армированного грунта [Боден и др., 1978].

З н а ч е н и е р Н , с о д е р ж а н и е и о н о в х л о р а и S O ₃ , с о п р о т и в л е н и е и п о т е н ц и а л в о с т а н о в л е н и я – о к с л е н и я . Критерии долговечности для связных засыпок с трением те же, что для сыпучих материалов (см. [табл. 4.1](#)).

В л а ж н о с т ь . Минимальные значения влажности в диапазоне 6-10% обычно обеспечивают удовлетворительные условия устойчивости и строительства сооружения. Также могут приниматься значения влажности, превосходящие в 1,2–1,3 раза предел пластичности грунта.

4.1.3. СВЯЗНАЯ ЗАСЫПКА

Связные грунты могут армироваться и становиться, таким образом, экономически целесообразными для использования. По применению связные грунты подразделяются на две

4.1. ГРУНТ-ЗАСЫПКА.

категории: 1) связной грунт используется в качестве засыпки для конструкции из армированного грунта с вертикальной стенкой; 2) армирование связного грунта служит для улучшения его механических свойств, например при возведении армированной насыпи из некачественного материала на слабых покровных грунтах.

4.1.3.1. Сооружения с вертикальной стенкой. Мелкодисперсные и связные грунты обычно стараются не применять для сооружений с вертикальной стенкой из-за их кратковременной устойчивости и долговечности, когда контакт между связным грунтом и полосовой арматурой является слабопрочным и при развитии порового давления ослабляется.

Некоторые мелкодисперсные грунты значительно более агрессивны, чем несвязные. Известно, что глинистые материалы, такие, как иллит, ускоряют коррозию металла.

Полагают, что при армировании пластичных грунтов может возникнуть длительная деформация. Однако существуют разнообразные формы использования связного материала засыпки с надлежаще подобранным армированием и технологией возведения, в частности в районах с недостаточным количеством сыпучего материала.

Связные грунты восприимчивы к воздействию замораживания, что может привести к дополнительному давлению грунта на подпорные сооружения, возникающему за стенкой. В этом случае следует предусматривать крепление арматуры к стенке.

Слабые грунты обычно требуют устройства соответствующего дренажа. При их укладке возможны затруднения, особенно в условиях повышенной влажности.

4.1.3.2. Насытные сооружения. Допускается применение связного грунта в армированных насыпных сооружениях. Однако при этом, как правило, исключается использование полосовой арматуры, предпочтение отдается тканевой арматуре или геосеткам.

4.1.4. МАТЕРИАЛЫ ОТХОДОВ ПРОИЗВОДСТВ

Использование материалов отходов производств в качестве засыпки для сооружений из армированного грунта целесообразно как в целях охраны окружающей среды, так и с экономической точки зрения. Далее рассматривается применение отходов производств, получаемых в достаточном количестве.

4.1.4.1. Отходы горнодобывающей промышленности. Количество образуемых отходов горнодобывающей промышленности непрерывно возрастает, и их складирование вызывает озабоченность. Отходы применяют при возведении насыпей. Улучшая прочностные свойства отходов горнодобывающей промышленности с помощью армирования, можно расширить диапазон их использования на объектах строительства.

Кривые распределения частиц материалов отходов горнодобывающей промышленности по размеру весьма разнообразны и зависят от множества факторов, включая способ их получения и складирования. Обычно эти материалы преимущественно мелкодисперсны, но включают частицы песчаных и гравийных фракций. Как зерновой состав, так и характеристики пластичности этих материалов являются переменными. На графике (рис. 4.2) показаны обобщенные диапазоны показателей пластичности для крупнозернистых отходов и шламовых отложений.

Между механическими свойствами отходов горнорудной промышленности и неорганическими глинами средней пластичности имеется четко выраженное подобие. Отходы горнорудной промышленности успешно использовались при строительстве сооружений с применением арматуры в виде полос и сеток. Однако из-за опасений в долговечности

4.2. АРМАТУРА.

конструктивных элементов при использовании отходов горнорудной промышленности предпочтение отдается арматуре, материал которой имеет повышенную стойкость к коррозии и деградации [Джуелл и Джоунс, 1981].

Отходы горнорудной промышленности могут обладать высокой чувствительностью к влажности, поэтому важно обеспечить надлежащие дренажные устройства и выбор формы для любого намечаемого сооружения. Отходы могут достаточно уплотняться при влажности, близкой к оптимальной, но могут вызывать несколько больше затруднений при укладке, чем традиционные материалы засыпок.

4.1.4.2. Зола распыленного топлива. Установилась практика использования золы распыленного топлива в качестве легковесного материала в конструкции насыпных сооружений. Этот материал может также применяться как засыпка, обладающая малым весом, в сооружениях из армированного грунта (табл. 4.4).

Зола распыленного топлива при оптимальной влажности ~19%-й и при 10%-й свободной пористости относительно легко укладывается при уплотнении виброкатками или шиповыми механизмами. Сетки обеспечивают наиболее приемлемый вид армирования. Существенной является стойкость арматуры к коррозии. Необходимо обращать внимание на дренаж, так как зола распыленного топлива особенно чувствительна к воздействию неконтролируемой воды. Некоторые золы распыленного топлива проявляют свойства пуццолановых материалов, хотя этот аспект прочности не всегда может быть учтен при расчетах [Барбер и др., 1972].

4.2. АРМАТУРА

В качестве арматуры может быть использовано множество материалов. К наиболее успешно употребляемым относятся сталь, бетон, стекловолокно, дерево, резина, алюминий и термопластики. В качестве арматуры могут применяться полосы, сетки, анкеры, а также листовые материалы, цепьевидные планки, тросы, растительность, сочетание различных видов материала.

4.2.1. ТИПЫ АРМИРУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ

4.2.1.1 Полосы. Полосы представляют собой гибкие линейные элементы, обычно имеющие ширину b , превосходящую их толщину t . Размеры изменяются в зависимости от характера использования сооружения, но обычно находятся в диапазоне $t = 3\text{--}5$ мм, $b = 5\text{--}100$ мм. Наиболее часто применяются металлические полосы. Существуют виды полос из нержавеющей или оцинкованной стали, а также с другим покрытием, причем они могут быть гладкими, или имеющими шероховатость, образуемую ребрами или насечками, что повышает трение между арматурой и засыпкой. Полосы могут быть также из алюминия, меди, полимеров или пластика, армированного стекловолокном (ПАС). Тростниковая и бамбуковая арматура обычно применяется как в виде полосовой, так и цепьевидной.

4.2.1.2. Бруски. Аналогичны полосовой арматуре, за исключением того, что их форма обеспечивает им жесткость. Бруски могут изготавливаться из древесины, железобетона, в том числе из предварительно напряженного. Размеры бетонных брусков различны, однако, в них используется арматура толщиной $t = 100$ мм и шириной $b = 200\text{--}300$ мм из-за возможности трещинообразования с ними следует обращаться осторожно.

4.2.1.3. Сетки и геосетки. Этот вид арматуры образуется из поперечных и продольных элементов, причем поперечные элементы залегают параллельно лицевой стенке и свободной грани сооружения и выполняют роль контрфорсов или анкеров (рис. 4.3). Основная задача продольных элементов — удержать поперечные элементы в заданном положении. Так как поперечные элементы работают как контрфорсы или анкеры, они должны обладать

4.2. АРМАТУРА.

жесткостью относительно их продольных размеров. Продольные элементы могут быть гибкими, обладая высоким модулем упругости и при этом не подвергаться деформации ползучести.

Шаг между продольными элементами pL определяется исходя из их несущей способности и жесткости поперечного элемента. Шаг между поперечными элементами pT зависит от внутренней устойчивости конструкции. Избыточное количество продольных и поперечных элементов несущественно при условии, что грунт или засыпка могут сцепляться с сеткой.

Сетки могут изготавливаться из стали в виде гладкой или оцинкованной сварной сетки или из расширяющегося металла. Сетки из полимеров известны под названием геосетки и обычно изготавливаются из пластического сырья, обладающего способностью к расширению.

4.2.1.4. Листовая арматура может изготавливаться из металла, например из оцинкованных стальных листов, волокнистых материалов (текстиля) или расширяющихся металлов, не удовлетворяющих критериям, предъявляемым для сеток.

4.2.1.5. Анкеры— это гибкие линейные элементы, имеющие один или несколько выраженных выступа или изгиба, которые работают как контрфорсы или анкеры в засыпке или грунте. Они могут изготавливаться из стали, тросов, пластиков (текстиля) или сочетания материалов, таких, как трос и покрышки, сталь и покрышки или сталь и бетон (рис. 4.4).

4.2.1.6. Комбинированная арматура может изготавливаться как комбинация материалов и их форм, например листы и полосы, сетки и полосы или полосы и анкеры в зависимости от потребностей.

4.2.2. СВОЙСТВА

Основными требованиями, предъявляемыми к материалам арматуры, являются прочность и устойчивость (низкая способность к ползучести), долговечность, легкость в обращении, высокий коэффициент трения и (или) связность с грунтом, наряду с небольшой стоимостью и доступностью.

4.2.2.1. Коэффициент трения или связность между арматурой и грунтом могут устанавливаться с помощью испытаний на срезных приборах. Для сыпучей засыпки прогнозируемая величина коэффициента трения μ для полос, сеток или листов может быть получена в зависимости $\mu = a' \operatorname{tg} \Phi'$, где a' — коэффициент.

Свойства материалов листовой и полосовой арматуры—сыпучая засыпка и значения a' в соответствии с указаниями по проектированию в Великобритании приведены в табл. 4.5.

Для связных засыпок, в том числе и обладающих трением, с помощью испытания в срезном приборе также могут быть установлены трение и сцепление между арматурой и грунтом. Характеристики трения для различных материалов полосовой арматуры при использовании в качестве засыпки двух видов глинистого грунта приведены в табл. 4.6.

4.2.2.2. Долговечность. Арматура должна быть долговечной и сохранять свою целостность в течение всего срока эксплуатации сооружения. Расчетный срок сооружений из армированного грунта составляет 20–120 лет. При весьма длительном сроке эксплуатации сооружения, как правило, необходимо предусматривать соответствующий запас толщины металлических компонентов. Запас толщины для металлических компонентов, расположенных в различных средах [Департамент транспорта BE 3/78] приведены в табл. 4.7.

4.2. АРМАТУРА.

Стекловолокно и полиэтилен являются долговечными материалами, хотя последний чувствителен к ультрафиолетовым лучам и должен до применения сохраняться под укрытием.

П р и м е ч а н и е . В случаях, когда металлическая арматура укладывается внахлестку, например во входящих углах устоев или подпорных стенок, цифры, которые приведены в табл. 4.6, должны увеличиваться для сыпучей засыпки на 25% и для связной засыпки с трением на 20%. Зону, для которой осуществляется увеличение, следует принимать как участки плотности, включающей перехлестывающие элементы. Кроме того, в целях повышения долговечности разумно практически обеспечивать соблюдение электролитической совместимости используемых материалов.

Отдельные свойства некоторых материалов для линейных элементов полосовой арматуры приведены в табл. 4.8.

4.2.3. СПЕЦИАЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ АРМИРОВАНИЯ

С возрастанием значения и расширением применения систем армирования грунта был разработан ряд специальных материалов, предназначенных для сооружений из армированного грунта. Данные, приведенные ниже, касаются тех из них, которые являются признанными, и рассматриваются в качестве примеров доступных материалов и их разновидностей.

4.2.3.1. Пластик, армированный стекловолокном (ПАСВ). Пластик, армированный стекловолокном, в виде полосовой арматуры был разработан фирмой «Пилкингтон Бразерс». Эта арматура изготавливается из непрерывных нитей стекла «Е», внедренных в термообработанный полимер. Материалы сочетаются для образования профилированной в виде шпильки полосы, которая армируется тканью, причем ее концы соединяются, образуя петлю. Диаметр отверстия для анкеровки варьируется в зависимости от потребности. Характерные свойства ПАСВ приведены в табл. 4.9.

Предел прочности выражает уровень, ниже которого нагрузка на любой отдельный анкер не должна снизиться на протяжении 100 лет. Значения длительной несущей способности выражают собой воздействия, которые с учетом соответствующего коэффициента запаса ограничивают действующие нагрузки. ПАСВ не проявляет пластической деформации. Показатели, характеризующие трение полосовой арматуры из ПАСВ, указаны в табл. 4.10.

4.2.3.2. Геосетка «Тенсар» является полимером, разработанным для армирования грунта. В зависимости от назначения применяются различные виды «Тенсара». Его типичные свойства приведены в табл. 4.11.

Показатели сеток, характеризующие их трение о грунт, являются более высокими по сравнению с другими видами благодаря взаимодействию грунта с элементами сетки. Коэффициент трения между грунтом и геосеткой может быть принят равным 1, т.е. $a' = 1$.

Испытания показывают, что возможны более высокие значения (см. гл. 3). (Свойства геосеток характеризуются широким диапазоном значений и весьма быстро совершенствуются. Читатель может ознакомиться с этим вопросом в специальной литературе).

4.2.3.3. Ткань «Террам РФ 12». Для сооружений из армированного грунта может быть использован широкий ассортимент тканей [Коенер и Уелш, 1980; Рэнкилор, 1981]. «Террам РФ 12», разработанный фирмой ИСИ в качестве диафрагмы для армирования грунта, обладает типичными свойствами (табл. 4.12).

4.3. ОБЛИЦОВКА.

Так как свойства тканей, находящихся в грунте, сильно отличаются от их свойств в атмосферных условиях, должно быть проявлено внимание к соответствующему прогнозу характеристик материала [Мак Гаун и др, 1982].

4.3. ОБЛИЦОВКА

Для сооружений с вертикальной стенкой необходима облицовка. Назначение облицовки в том, чтобы предотвратить эрозию засыпки и придать сооружению соответствующий архитектурный вид. Для достижения этих целей она должна отвечать основным требованиям эксплуатации, которые предъявляются к конкретной конструктивной системе.

Для создания облицовки могут использоваться различные материалы, каждый из которых имеет определенные преимущества и недостатки, связанные с конкретным применением, масштабом сооружения, принимаемой формой и используемым материалом (табл. 4.13).

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И АНАЛИЗ

ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ

Развитие современных методов армирования грунта осуществлялось быстрыми темпами. Преимущества их применения подтверждены не только достигнутой экономией финансовых средств, но и теми возможностями, которые позволяют обеспечить новые решения строительных проблем.

Вероятно, из-за длительных сроков разработки схем организации строительства на начальном этапе внедрения систем армирования грунта многие проектировщики принимали их как альтернативу традиционному решению. Недостатки такого подхода могут оказаться значительными – подрядчики, не имеющие опыта в этой области, могут завышать заказы, из-за недостатка времени на решение вопросов о поставках могут возникнуть проблемы с материалами, а отсутствие знаний, касающихся особых требований к грунтам основания, могут создать проблемы в проектировании.

Тот факт, что армированный грунт зачатую может обеспечить экономический эффект даже будучи использованным как принятая на более позднем этапе альтернатива традиционному решению, подтверждает возможность получения еще больших преимуществ при условии, когда системы с упроченным грунтом рассматривались бы на предварительной стадии проектирования.

5.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ СТАДИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Максимальная выгода от применения методов армирования грунта может быть получена только в том случае, если инженер, зная их преимущества и ограничения, владеет необходимыми аналитическими и экспериментальными методами и способен выполнить экономическую оценку вариантов, которые рассматриваются при проектировании. При этом существенно требование о проведении инженерно-геологических изысканий в полном объеме с учетом того, что применение армированного грунта может составить часть проектного решения. Так, если при расчетах должен быть использован метод конечных элементов, традиционная программа инженерно-геологических изысканий может быть дополнена задачей, которая обеспечила бы информацией о начальных напряжениях в основании сооружения.

Анализ сфер применения методов армирования грунта позволяет считать, что к преимущественным направлениям их использования (кроме перечисленных в гл. 2) можно отнести следующие:

1. Подпорные стенки, устои мостов или ограждающие дамбы.
2. Охрана окружающей среды и решение других специальных проблем.
3. Армирование дамб в качестве строительного приема или как средство для сокращения отчуждаемой земли.
4. Промышленные хранилища.
5. Сооружения военного назначения.
6. Фундаменты сооружений, а также основания дамб и дорог.
7. Берегоукрепительные сооружения.

5.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ СТАДИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

5.1.1. СТЕНКИ, УСТОИ И ОГРАЖДАЮЩИЕ ДАМБЫ

В настоящее время вопросы проектирования и строительства традиционных стенок из армированного грунта достаточно разработаны, хотя не вполне объяснимы возникающие сложные механизмы взаимодействия. При рассмотрении схемы строительства автомагистрали на предварительной стадии проектирования применение стенок из армированного грунта связано с решением нескольких проблем, хотя их стоимостная эффективность может предполагать варианты проектирования, которые не согласуются с установленными для традиционных сооружений.

Для моста автомагистрали общего назначения или грузовой дороги, который сконструирован с применением устоев, инвестиции на нижнее строение будут составлять существенную долю в стоимости сооружения. Анализ стоимости верхнего строения и устоев малых мостов с проездом поверху показывает, что стоимость нижнего строения может достигать 50–70% общей. Армированный грунт позволяет получить экономию стоимости устоя, благодаря чему возможно существенное снижение общей стоимости (см. гл. 8). Применение устоев из армированного грунта не может, однако, не вызвать некоторых изменений в конструкции проезжей части моста, стоимость пролета которого почти несомненно увеличится в зависимости от длины и скоса (рис. 5.1).

Вероятность образования неравномерной осадки по ширине устоев из армированного грунта создает потенциальные сложности в придании гибкости верхнему строению. Однако опыт строительства мостов на подрабатываемых территориях показывает, что эту проблему можно решить, применяя балки с малым кручением и настил из плит, при условии, что изгиб не будет превосходить 1:80 (соответствует разности осадок в 300 мм устоя типичного двухпролетного путепровода) (рис. 5.2). В таких случаях приемлемой концепцией проектирования устоев из армированного грунта оказывается заимствование методики, используемой для подрабатываемых территорий, на которых нельзя использовать свайные фундаменты из-за неравномерных деформаций основания, вызванных перемещениями воронки оседания или наличием мигрирующих каверн в результате прошлых подработок (т.е. полостей, которые на протяжении длительного периода времени перемещаются к поверхности).

Одно из решений состоит в том, чтобы создавать под устоем моста значительную (вплоть до 7 м) опорную подушку из уплотненного зернистого материала, воспринимающую остаточные неравномерные осадки. Применение основания меньшей толщины из армированного грунта, являющегося составной частью армированной насыпи подхода к мосту, становится практической альтернативой, преимущество которой заключается в сведении до минимума возможности неравномерных осадок, часто возникающих за традиционными береговыми устоями [Уокиншоу, 1975]. Подобный подход может быть использован по отношению к промежуточной опоре двухпролетного сооружения, хотя решение вопроса о допустимых осадках для устоев и промежуточной опоры, которые должны быть одного порядка, может потребовать некоторой доли софистики.

Сазерлент [1973] показал, что возведение насыпей обжатого профиля вместо путепроводов может обеспечить существенную финансовую прибыль, несмотря на то, что в городских условиях локальное отчуждение территории такими сооружениями может создать проблему перехода дороги (рис. 5.3).

Использование путепроводов вне города связано с наличием плохих грунтовых условий, при которых обычные насыпи не могут быть возведены. В этом случае применение систем армирования для повышения несущей способности грунта и необходимость насыпи из армированного грунта должны специально обосновываться.

5.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ СТАДИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

Мостовые устои на слабых основаниях, как правило, опираются на сваи. Аналитический метод устоев, свай и примыкающих участков насыпи производится изолированно. Если устой подвергается воздействию вертикальных нагрузок от настила, а сваи—боковых нагрузок от дамбы, отдельный анализ покажет, что устой будет смещаться от насыпи, а сваи—наклоняться.

Глобальная оценка поведения устоя, свай и дамбы, при которой рассматриваются перемещения грунта, вызванные подвижкой дамбы, может выявить их иное состояние. Вращение устоя может происходить по направлению к насыпи, что вызовет одновременно увеличение напряжений в устое вследствие возросшего бокового давления (т.е. взаимодействие типа «прочный материал—слабый материал», см. гл. 3). Альтернативой армированию сваями может быть концепция об армировании в пределах сектора растягивающих деформаций, когда вместо традиционных свай применяется арматура, работающая на сжатие. При этом устой преобразуется в сооружение из армированного грунта, создавая подходящую часть насыпи.

На практике длина свай (рис. 5.4) может быть значительной, превышая в некоторых случаях 30 м, в то время как длина арматуры, которая необходима исходя из условий, приведенных на рис. 5.5, может оказаться существенно меньше.

Использование армированного грунта дает дополнительное преимущество, позволяя избежать неравномерных осадок между устоем и примыкающей к нему насыпью, характерных для устоев на свайном основании.

5.1.2. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ И СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ

Строительные нормы по гражданскому строительству направлены на удовлетворение не только требований заказчика, но также общественных интересов, особенно по охране окружающей среды. В городских условиях серьезной является проблема повышенного шума, которая должна, в частности, учитываться при строительстве автомагистралей. Размещение автомагистрали в выемке представляет собой один из способов подавления шума. Относительная стоимость автодороги, проложенной в выемке, по сравнению с проходящей по естественной поверхности грунта может оказаться выше, и компромиссное решение состоит в том, чтобы использовать наряду с заглублением дороги сопутствующие насыпи из армированного грунта. Такое решение обеспечивает не только снижение шума, но позволяет уменьшить остроту проблемы отчуждения поскольку мостовые переходы через заглубленные дороги имеют относительно малые подъемы, удобные для пешеходов преклонного возраста (см. 3.2).

Метод решения конкретных технических проблем с использованием армирования грунта носит преимущественно экстенсивный характер. Следующий пример иллюстрирует уникальное качество мостовых устоев на подрабатываемых территориях. Мосты и другие сооружения, расположенные в районах действующих горных выработок, подвергаются как сжимающим, так и растягивающим деформациям грунта [Джоунс и Беллэми, 1973]. Проектирование мостов, способных воспринимать эти деформации, обычно неэкономично. Такое решение должно обеспечивать возможность совместного перемещения устоев на фазе сжатия волны от подработки [Симс и Бридл, 1966]. Проектирование устоев с учетом восприятия бокового давления, необходимого для обеспечения такого перемещения, может вызвать увеличение стоимости на 25%. Сооружения из армированного грунта могут воспринимать деформации и напряжения сжатия без необходимости внесения каких-либо важных изменений в конструкции, хотя должна быть проведена проверка того, что на фазе растяжения волны от подработки не произойдет разрушение арматуры.

5.2. РАСЧЕТЫ.

5.1.3. АРМИРОВАННЫЕ НАСЫПИ

В зависимости от характера задачи армирование насыпей может осуществляться по нескольким вариантам. Как было сообщено Ивасаки и Ваканабе [1978], в Японии откосы железнодорожных насыпей армируются геосетками с целью предотвращения осложнений, вызываемых климатическими условиями.

Размещение арматуры вблизи от поверхности обеспечивает условия для работы тяжелых уплотняющих механизмов около бровки откоса и способствует достижению равномерной плотности по всей насыпи. Такой метод строительства автодорожных насыпей обеспечивает устойчивость бордюра жесткой бровки, что, как известно, обычно вызывает некоторые проблемы (рис. 5.6).

Применение геосеток по всему телу насыпи также позволяет получить более высокую степень уплотнения. Такой эффект был достигнут на железной дороге Уэцу в Японии, где, основываясь на измерениях значений сопротивления стандартной пенерации (чисел N), осуществили регистрацию плотности насыпей из неармированного грунта. Среднее значение при этом оказалось равным $N=4$ при пиковом значении $N=7,5$. Аналогичные значения для насыпи из армированного грунта, которые оказались равными в среднем $N=30$ при пиковом значении $N=60$, позволили произвести обжатие профиля насыпи путем увеличения крутизны откосов. Эффект от обжатия насыпи может быть значительным как за счет сокращения площади отчуждаемой земли, так и затраты материалов. Армирование насыпи с пологими откосами (которое можно и не выполнять) также создает преимущества, но только в том случае, когда дополнительное армирование осуществляется одновременно с упрочнением слабого грунта как строительного материала насыпи.

Другой вариант армирования насыпей применяется при армировании грунта нижнего яруса дамб, расположенных на слабом основании. Цель такого метода — обеспечить возможность строительства, не прибегая к созданию искусственного поверхностного слоя основания, или осуществлять строительство более высокими темпами, чем в обычных условиях (это допускает скорость рассеяния давления поровой воды). Наконец, армирование основания может быть выполнено как альтернатива или совместно с дорогостоящим его дренированием.

5.2. РАСЧЕТЫ

5.2.1. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СТЕНКИ И УСТОИ

Стенки и устои обычно возводятся с применением горизонтальной арматуры (рис. 5.7). Вертикальный шаг размещения арматуры может сохраняться постоянным по высоте, но иногда плотность должна быть более высокой вблизи подошвы. Расчеты базируются на рассмотрении двух условий: 1) внешней устойчивости; 2) внутренней устойчивости.

5.2.1.1. Внешняя устойчивость. Устойчивость сооружения относительно сдвига, трещинообразования и наклона, а также общая устойчивость основания сооружения и прилегающей засыпки оцениваются следующим образом.

С д в и г . Величина запаса на сдвиг обычно принимается равной $F_S=2$. Сдвигающая сила равна $1/2 K_a \gamma H^2$. Удерживающее усилие $\mu_f \gamma H L_i$. Коэффициент запаса

$$F_S = \frac{\mu_f \gamma H L_i}{\frac{1}{2} \cdot K_a \gamma H^2} = \frac{2\mu_f L_i}{K_a H} \quad (1)$$

5.2. РАСЧЕТЫ.

где μ_f — коэффициент трения по подошве стенки (он может зависеть от вида армирования, особенно если используются ткани).

О п р о к и д ы в а н и е . Величина коэффициента запаса на опрокидывание обычно принимается равной $F_S = 2$.

Опрокидывающий момент относительно подошвы

$$P_e = 1/2 K_a \gamma H^2 H/3 = 1/6 K_a \gamma H^3 \quad (2)$$

Удерживающий момент относительно подошвы

$$W L_i / 2 = \gamma H L_i^2 / 2$$

отсюда коэффициент запаса на опрокидывание равен

$$0,5 \gamma H L^2 / (1/6 K_a \gamma H^3) = 3 L_i^2 / K_a H^2 \quad (3)$$

Н а к л о н . Для сооружений, расположенных на прочных грунтах основания, можно допустить трапециoidalное распределение давления по подошве сооружения. Допустимая величина нагрузки на основание может быть принята равной 0,4 от предельной несущей способности при условии, что любые возникшие деформации воспринимаются стенкой или иным вышерасположенным сооружением.

Из рис. 5.8, I следует:

$$W = L_i (a + b) / 2; P_e = (a - b) L_i^2 / 12; \quad (4)$$

отсюда

$$a = (W + 6 P_e / L_i) / L_i; \quad (5)$$

$$b = (W - 6 P_e / L_i) / L_i; \quad (6)$$

или с учетом того, что $P = 1/2 K_a \gamma H^2$ и $e = H/3$,

$$a = \gamma H [1 + K_a (H/L)^2]; b = \gamma H [1 - K_a (H/L)^2]; \quad (7)$$

Если вычисленная с помощью уравнения (7) величина a превосходит допустимую, устойчивость основания относительно предельной несущей способности может быть оценена с учетом увеличения ширины подошвы сооружения до $(L_1 + L_2)$ (см. рис. 5.7, II).

При слабом основании увеличение ширины подошвы может оказаться недостаточным для того, чтобы удовлетворить критерий предельной несущей способности относительно устойчивости при наклоне. В этом случае опирание подошвы обеспечивается специальными конструктивными решениями (рис. 5.9). При альтернативном подходе общая устойчивость сооружения и прилегающего грунта может быть рассмотрена с помощью метода конечных элементов или другой модели сплошных сред.

В р а щ а т е л ь н о е с к о л ь ж е н и е . Необходимо исследовать все потенциальные поверхности скольжения, включая проходящие вне сооружения (рис. 5.8, II). В случае, когда поверхности скольжения уже существуют, должны использоваться параметры остаточной прочности грунта. Коэффициент запаса для сооружений из армированного грунта

5.2. РАСЧЕТЫ.

относительно вращательного скольжения принимается таким же, как для традиционных подпорных сооружений, и обычно равен 1,5. Для определения критической поверхности скольжения могут использоваться результаты аналитических исследований моделей сплошных сред.

5.2.1.2. Внутренняя устойчивость.

Метод оттяжки для клина. Анализ касается устойчивости отдельных элементов армирования, сопротивления верхнего элемента стенки горизонтальному сдвигу и устойчивости призм в пределах армированного грунта [Департамент транспорта, 1978]. Предполагается, что засыпка представлена однородным сыпучим или связным материалом с трением. Принимается также, что горизонтальное давление грунта соответствует активному состоянию K_a в пределах всего сооружения. (Считается, что давление покоя K_0 , которое возникает в период возведения, является временным.)

Структурная схема. Наиболее простая схема образуется при равномерном распределении идентичных армирующих элементов по длине и высоте сооружения. Более экономичную схему можно создать, используя арматуру с различными свойствами или разделив сооружение на различные зоны. Минимальная длина арматуры часто принимается равной 0,8H или 5 м. Это условие относится к полосовой арматуре и к протяженности связей при рассмотрении устойчивости клина, но не касается сеточной арматуры.

Локальная устойчивость слоя в сооружении. На рис. 5.10 рассмотрим i -й ряд армирующих элементов.

Максимальное растягивающее усилие T_i на глубине h_i от гребня сооружения представляется в виде:

$$T_i = T_{hi} + T_{wi} + T_{fi} + T_{mi} + T_{si}, \quad (8)$$

где слагаемые выражают эффект от воздействия:

1) высоты армированной насыпи, расположенной выше слоя,

$$T_{hi} = (K_a \gamma h_i - 2c' \sqrt{K_a}) V_a \quad (9)$$

2) равномерно распределенной нагрузки на гребне сооружения

$$T_{wi} = K_a w_s V; \quad (10)$$

3) связной засыпки, обладающей трением, относительно совместного эффекта от вышележащих слоев и равномерной нагрузки, необходимо соблюдение следующего условия

$$T_{hi} + T_{wi} \geq 5V(h_i + w_s/\gamma); \quad (11)$$

4) вертикальной полосовой нагрузки, приложенной к гребню сооружения при ширине площади контакта b :

$$T_{si} = K_a V S_i / D_i (1 + 6e/b), \quad (12)$$

где $D_i = h_i + b$, если $h_i \leq 2d - b$,

$$D_i = d + (h_i + b)/2, \text{ если } h_i > 2d - b,$$

при $h_i > 2d$

5.2. РАСЧЕТЫ.

$$T_{si} = K_a V S_i / D_i; \quad (13)$$

5) горизонтальной сдвигающей нагрузки, приложенной в пределах полосы на гребне сооружения с площадью контакта b :

$$T_{fi} = 2 V F_i Q (1 - h Q), \quad (14)$$

где $Q = \operatorname{tg}(45^\circ - \Phi' / 2) / (d + b / 2)$;

6) изгибающего момента, вызванного внешней нагрузкой, которая воздействует на стенку:

$$T_{mi} = 6 K_a V M_i / L_i^2. \quad (15)$$

Проверка локальной устойчивости. Площадь поперечного сечения и параметры i -го слоя армирующих элементов устанавливаются следующим образом:

$$a_{si} = T_i / P_{at}, \quad (16)$$

$$P_i = T_i [\mu L_i (\gamma h_i + w_s) / 2 + c_r' L_i / 2] \quad (17)$$

Предполагается, что распределение растягивающих усилий в полосовой арматуре соответствует приведенному на [рис. 5.11, I](#). (Усилия связи между арматурой и облицовкой принимаются равными T_i . Распределение растягивающих усилий в сеточной арматуре соответствует приведенному на [рис. 5.11, II](#). Совпадение частных значений для полосовой и сеточной арматур представляется маловероятным.)

Устойчивость клина. Предполагается, что клинья ведут себя, как жесткие тела, и могут иметь любой размер и форму. Устойчивость клина обеспечивается при условии, когда силы трения, действующие по потенциальной поверхности обрушения, совместно с сопротивлением растяжению за счет связи группы армирующих элементов, находящихся в засыпке выше этой поверхности, способны воспринимать приложенные нагрузки, которые стремятся вызвать смещение ([рис. 5.12](#)). При расчетах рассматриваются следующие нагрузки и воздействия: 1) собственный вес засыпки в пределах клина; 2) все равномерно распределенные нагрузки w_s ; 3) поверхностная вертикальная нагрузка S ; 4) горизонтальная сдвигающая составляющая любой поверхностной нагрузки F ; 5) силы трения и сцепления, действующие вдоль потенциальной поверхности обрушения; 6) нормальное реактивное давление на потенциальной поверхности обрушения.

В руководстве по проектированию Департамента транспорта [1978] принято, что потенциальная плоскость обрушения не проходит через береговую опору мостового устоя. Оценкой устойчивости клина гарантируется, что расчетное сопротивление трением не превосходит допустимой нагрузки на растяжение, но не по отношению к отдельным слоям элементов. (В случае, если облицовочная грань представляет собой конструктивные элементы, соединенные в одно целое, потенциальные плоскости обрушения, проходящие через облицовку, могут не рассматриваться, или должно учитываться сопротивление, которое возникает в результате разрушения облицовки или сдвига).

Для графического определения максимального значения T рассматриваются различные потенциальные плоскости обрушения ([рис. 5.13](#)). Потенциальная плоскость обрушения для сооружений с горизонтальной поверхностью, на которой нагрузка или отсутствует, или имеет равномерно-распределительный характер, может принята с наклоном $\beta' = (45^\circ - \Phi' / 2)$.

5.2. РАСЧЕТЫ.

Оценка устойчивости клина. Сопротивление, которое оказывает любой слой армирующих элементов, устанавливается как более низкое из значений: 1) сопротивление связностью или трением элементов, заглубленных в засыпку за плоскость обрушения; 2) сопротивления на растяжение армирующих элементов.

Общее сопротивление слоев арматуры, создающих анкерровку клина, представляется как

$$\sum_{i=1}^n P_{at} a_{si} \geq T$$

или

$$\sum_{i=1}^n P_i L_{ip} (\mu \gamma h_i + \mu_{WS} + c_r') / 2 \geq T \quad (18)$$

Метод когерентной гравитации для оценки внутренней устойчивости сооружений из армированного грунта базируется на трех основных предпосылках.

1. Армируемый массив разбивается на две основные зоны — активную и зону сопротивления, разделяемые линией максимального растяжения в арматуре (рис. 5.14).
2. Напряженное состояние в пределах армируемого массива различно. Предполагается, что в верхней части сооружения существует состояние покоя K_0 , а ниже критической глубины — активное напряженное состояние K_a . В пределах сооружения используется только несвязная засыпка (рис. 5.15).
3. Предполагается, что кажущийся коэффициент связности между армирующими элементами и засыпкой устанавливается исходя из опытов на выдергивание (рис. 5.16). Арматура размещается в горизонтальном направлении.

Активная зона и зона сопротивления. Напряженное состояние. Чтобы охарактеризовать напряженное состояние, принимается эмпирический коэффициент K . Величина K изменяется с глубиной (рис. 5.15):

$$\text{при } h \leq (h_0 = 6 \text{ м}) \quad K = K_0(1 - h/h_0) + K_a h/h_0; \quad (19)$$

$$\text{при } h > (h_0 = 6 \text{ м}) \quad K = K_a;$$

$$\text{где } K_a; \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \Phi'/2); K_0 = (1 - \sin \Phi').$$

Отсчет h_0 производится от точки X (рис. 5.15):

Максимальное растяжение в армирующих элементах. Величина максимального растягивающего усилия T_{\max} устанавливается исходя из характера распределения (рис. 5.16):

$$T_{\max} = K \sigma_v \Delta H / N \quad (20)$$

где N — число армирующих элементов на единичную ширину сооружения.

5.2. РАСЧЕТЫ.

Р а с п р е д е л е н и е в е р т и к а л ь н ы х н а г р у з о к . В методе когерентной гравитации аналогично принятому для метода оттяжки крутизна границы зоны рассеяния считается равной 1:0,5 (рис. 5.17).

К о э ф ф и ц и е н т к а ж у щ е г о с я т р е н и я μ^* . Предполагается, что величина коэффициента кажущегося трения μ^* изменяется по высоте в соответствии с закономерностью, указанной на рис. 5.18:

при $h \leq 6$ м

$$\mu^* = \mu_0(1-h/h_0) + \text{tg}\Phi' h/h_0, \quad (21)$$

где $\mu_0 = 1,2 + \lg C_u$ (для арматуры с высокой связностью и для сеток); $C_u = D_{60}/D_{10}$ — коэффициент неоднородности и $\mu_0 = 0,4$ (гладкая полосовая арматура);

при $h > 6$ м для арматуры с высокой связностью и для сеток

$$\mu^* = \text{tg}\Phi'; \quad (22)$$

для гладкой полосой арматуры $\mu_0 = 0,4$

Величина h_0 откладывается от точки X (см. рис. 5.18).

С в я з н о с т ь а р м а т у р ы . Максимальное усилие связности арматуры

$$T_{\max} = 2B \int_{(L-L_r)}^L \mu^* \sigma_v dL \quad (23)$$

где B — ширина армирующего элемента или длина поперечного элемента сетки; μ^* — коэффициент трения по формуле (22); L_r — устанавливается согласно рис. 5.19.

К о э ф ф и ц и е н т з а п а с а о т н о с и т е л ь н о с в я з н о с т и

$$F_{\text{Sbond}} = T_{\text{ad}}/T_{\max}. \quad (24)$$

М е т о д о т т я ж к и д л я г е о с е т о к . Несмотря на то, что для сеточной арматуры могут быть использованы не только метод оттяжки клина, но и метод когерентной гравитации, разработан также упрощенный способ расчета, базирующийся на рассмотрении адгезионной способности или поведения при выдергивании. Расчетная схема составлена на основе предположения о механизме разрушения по Кулону (рис. 5.20).

Л о к а л ь н о е р а с т я г и в а ю щ е е у с и л и е . При равномерном расположении горизонтальных сеток по высоте сооружения сила T_i , действующая на i -ю сетку на глубине h_i , равна:

$$T_i = K_a \gamma h \Delta H. \quad (25)$$

С о п р о т и в л е н и е в ы д е р г и в а н и ю . Полное сопротивление выдергиванию F_T образуется за счет сопротивления трением по сетке F_F и анкерного сопротивления F_R

$$F_T = F_F + F_R. \quad (26)$$

Сопротивление трением F_F на единичную длину продольного стержня диаметром d равно:

5.2. РАСЧЕТЫ.

$$F_F = \mu \pi d \sigma_v \quad (27)$$

Анкерное сопротивление поперечного элемента выражается формулой Терцаги-Бьюсмана для несущей способности основания

$$F_R / N_W = d c' N_C + d^2 N_\gamma \gamma \sigma_v / 2 + \sigma_v d N_q \quad (28)$$

где N_W — число поперечных элементов вне клина разрушения Кулона; N_C ; N_γ ; N_q — коэффициенты несущей способности по Терцаги.

При малом значении d для несвязной засыпки выражение (28) упростится и примет вид

$$F_R / N_W = \sigma_v d N_q \quad (29)$$

Общее сопротивление выдергиванию сетки единичной ширины равно:

$$F_T = (\sigma_v \pi d L_\mu M) + (\sigma_v d N_q N) = \sigma_v d (\pi L_\mu M + N N_q) \quad (30)$$

где M — число продольных элементов на единичную ширину сетки; N — число поперечных элементов вне клина Кулона; μ — коэффициент трения между продольными элементами сетки и материалом засыпки.

В соответствии с результатами исследований, проведенных в государственных организациях, установлены следующие эмпирические зависимости:

$$\left. \begin{aligned} F_T &= \sigma_v d (\pi L M_\mu + 15,6N) \text{ при } N \sigma_v \leq 300 \text{ фунтов/фут} \\ \text{или} \\ F_T &= 1380 + \sigma_v d (\pi L M_\mu + 10,6N) \text{ при } N \sigma_v > 300 \text{ фунтов/фут,} \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

расчетное сопротивление выдергиванию F_A равно:

$$F_A = F_T / 2 \quad (32)$$

З а а н к е р е н н ы е г р у н т о в ы е с о о р у ж е н и я . Расчеты для заанкеренного грунтового блока можно выполнять используя метод оттяжки клина, преобразованный с учетом особенностей поведения полосовой арматуры и анкеров. В частности, считается, что сопротивление анкерных элементов является одним и тем же в расчетах локальной устойчивости и устойчивости клина при условии заглубления анкеров за плоскость разрушения.

В случае анкера треугольной конфигурации, предложенного TRRL в 1981 г. (рис. 5.21), сопротивление выдергиванию F_T можно представить в виде

$$F_T = P_S + P_A \quad (33)$$

где $P_S = \mu \pi \sigma_v \text{tg } \Phi'$ — сопротивление стержня; P_A — сопротивление анкера, которое принимается как меньшее из значения $(P_f + P_B)$ или $2P_B$; $P_B = 4K_p \sigma_v B d$ — опорное усилие перед анкером (рис. 5.22); $P_f = L_A B \sigma_v \text{tg } \Phi'$ — сила трения верхнего и нижнего слоев несвязного грунта в пределах площади треугольного анкера

$$K_p = (1 + \sin \Phi') / (1 - \sin \Phi') \quad (34)$$

5.2. РАСЧЕТЫ.

Расчеты выполняются с использованием уравнений (8)–(18) включительно при внесении следующих поправок.

1) Выражение (9) для определения T_{hi} заменяется на

$$T_{hi} = K_a \gamma h_i V. \quad (35)$$

2) Выражение (12) для T_{si} – на

$$T_{si} = K_a V S_i (1 + 6e/D_i) / D_i. \quad (36)$$

где D_i – имеет то же значение.

3) Оценка локальной устойчивости взамен уравнения (17) выполняется с помощью выражения:

$$T_i = 1/2 \text{ (сопротивление выдергиванию анкера на 1 м слоя арматуры)} \quad (37)$$

4) Оценка устойчивости клина осуществляется вместо уравнения (18) с помощью выражения:

$$\sum_{i=1}^n P_{at a_{si}} \text{ или } 1/2 \text{ (сопротивление выдергиванию анкеров } i\text{-го слоя на 1 м стенки или сооружения } F_t) \quad (38)$$

где L_{ip} – эффективная длина стержня анкера.

П р и м е ч а н и е : 1. Сопротивление выдергиванию каждого анкера возникает в результате мобилизации пассивного сопротивления засыпки, расположенной за периметром анкера, в случаях, когда анкеры в соответствии с расчетами должны устанавливаться в непосредственной близости друг от друга, в связи с чем может возникать эффект наложения работы анкеров. Практическое решение вопроса достигается регулировкой длины смежных анкеров. 2. Распределение растягивающего усилия по длине анкера отличается от принятого для полосовой арматуры (рис. 5.23).

5.2.1.3. Учет деформации материалов арматуры. При применении арматуры из высокомодульных материалов деформации сооружения, вызванные ее растяжением, оказываются малыми. При использовании арматуры из некоторых пластиковых материалов в виде полотен или геосеток могут возникать относительно большие деформации (рис. 5.24). Величина деформации материала арматуры зависит от растягивающего усилия. Распределение натяжения в арматуре может быть принято соответствующим приведенному на рис. 5.25.

Максимальное растягивающее усилие T_{max} в арматуре, расположенной на глубине $h_i = H$, составит:

$$T_{max} = K_a \gamma H \Delta H, \quad (39)$$

а на расстоянии x от облицовки усилие $T_{(x)}$ снизится до значения

$$T_{(x)} = K_a \gamma H \Delta H (1 - x/L), \quad (40)$$

Если допустить, что поведение арматуры упруго, ее относительная деформация δ_r на расстоянии x от облицовки может быть вычислена как

5.2. РАСЧЕТЫ.

$$\delta_{r(x)} = T_{(x)} / E_r a_r \quad (41)$$

Удлинение δ_x элементарного участка арматуры dx равно

$$\delta_x = \delta_{r(x)} dx. \quad (42)$$

Удлинение арматуры L_s , имеющей начальную протяженность L , составит

$$L_s = \sum (\delta_x) = \int_0^L \delta_{r(x)} dx \quad (43)$$

или с учетом выражения (41)

$$L_s = \int_0^L \left(\frac{T(x)}{E_r a_r} \right) dx = (K_a \gamma H \Delta H / E_r a_r) \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L} \right) dx$$
$$L_s = K_a \gamma H \Delta H L / 2 E_r a_r. \quad (44)$$

Пластиковая арматура может испытывать ползучесть, и для определения возможности длительной работы арматуры нужно обеспечить снижение деформаций путем контроля за уровнем действующих напряжений.

5.2.2. ОТКОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И НАСЫПИ

Обычно внутреннюю и внешнюю устойчивость насыпей рассматривают совместно, так как поверхности обрушения, возникающие в пределах тела сооружения, могут захватить основание.

5.2.2.1. Армированные насыпи (из связных грунтов). Насыпи могут возводиться с использованием связных или несвязных грунтов. При применении связных грунтов их обрушение обычно имеет вращательный характер с поверхностями скольжения, близкими по форме к круглоцилиндрическим. Состояние равновесия насыпей может быть установлено на основе сопоставления сдвигающего момента от веса призмы обрушения грунта и удерживающего или момента сил сопротивления, оказываемого грунтами, слагающими тело сооружения и его основание. Наиболее опасная поверхность скольжения находится путем определения минимального коэффициента запаса F_S из выражения

$$F_S = (\text{момент сил сопротивления}) / (\text{сдвигающий момент})$$

Принимая произвольную глубину слоя основания под насыпью и рассматривая совокупность центров круглоцилиндрических поверхностей скольжения и их радиусов, определяем положение критической поверхности (рис. 5.26).

При предельном равновесии сдвигающий момент равен моменту сил сопротивления, и формула для коэффициента запаса имеет вид

$$F_S = S L_{SP} / (W x + S_i e), \quad (45)$$

где W — вес призмы обрушения; S — сопротивление сдвигу грунта; L_{SP} — длина поверхности скольжения.

5.2. РАСЧЕТЫ.

Если коэффициент запаса оказывается меньше требуемого, момент сил сопротивления можно увеличить, устанавливая дополнительную арматуру с учетом пересечения ею поверхности скольжения (рис. 5.27).

На основе расчетов по формуле (45) может быть установлена максимальная высота насыпи h_0 , в пределах которой армирование не требуется, а необходимая мощность зоны армирования насыпи высотой H составит $(H-h_0)$. Следовательно, для сооружения из армированного грунта (см. рис. 5.26 и 5.27) сдвигающий момент M_{distr} равен:

$$M_{\text{distr}} = Wx + S_i e, \quad (46)$$

а момент сил сопротивления

$$M_{\text{res}} = SL_{\text{SP}} + Ty, \quad (47)$$

где T —общее сопротивление растяжению от N слоев арматуры; y —плечо усилия T относительно центра вращения.

Р а с т я ж е н и е в а р м а т у р е . Условие равновесия при коэффициенте запаса F_S имеет вид

$$SL_{\text{SP}} + Ty = (Wx + S_i e)(F_S), \quad (48)$$

откуда

$$T = (Wx + S_i e)(F_S) - SL_{\text{SP}}/y, \quad (49)$$

$$T_{\text{max}} = [(Wx + S_i e)(F_S) - SL_{\text{SP}}]/Ny \quad (50)$$

Д л и н а с в я з н о с т и . При хорошей связности между арматурой и грунтом величина коэффициента μ принимается равной $\mu \approx 1$. Тогда необходимая длина связности арматура L_i определится так

$$L_i = T_{\text{max}}(F_S)/S_{\text{av}} \quad (51)$$

где S_{av} —средняя прочность грунта на сдвиг.

Примечание. Дополнительное рассмотрение расчетов насыпи приводится в разд. 5.3.

5.2.2.2. Сооружения откосного типа. Насыпи с крутыми откосами для предотвращения их эрозии могут потребовать устройства облицовки. В таких случаях насыпь называют сооружением откосного типа (рис. 5.28 и 5.29). Эти сооружения вследствие обжатия их профиля зачастую возводят с применением несвязного материала засыпки с трением.

Растяжение в арматуре. Растягивающее усилие T_i , воспринимаемое i -м слоем арматуры на единичную ширину сооружения, равно:

$$T_i = K_a(\gamma h_i + w_s) \sin j(\Delta H), \quad (52)$$

где

$$\Delta H = H/n \quad (53)$$

при равномерном распределении арматуры по вертикали;

5.2. РАСЧЕТЫ.

$$K_a' = [\operatorname{tg}(90-j+\beta') - \operatorname{tg}(90-j)] \sin(j-\beta' - \Phi') / \sin(\beta' + \Phi'). \quad (54)$$

K_a' принимает максимальное значение при

$$\beta' = (j - \Phi') / 2. \quad (55)$$

Длина связности. При хорошей связности между арматурой и грунтом величина коэффициента μ принимается равной $\mu=1$. Необходимая длина связности арматуры L_i определится как

$$L_i = T_i(F_S) / 2(\gamma h^* + w_S) \operatorname{tg} \Phi', \quad (56)$$

где h^* – эффективное значение глубины, учитывающее угол откоса j .

5.2.3. ФУНДАМЕНТЫ

5.2.3.1. Фундаментные тюфяки для насыпей. Насыпи, возводимые на слабых подстилающих грунтах, подвержены разрушению в случаях, если нагрузка, которая возникает от поверхностных сил и собственного веса сооружения, превосходит несущую способность основания (рис. 5.30).

Критерий устойчивости несущей способности основания q_u имеет вид

$$q_u > (\text{интенсивность приложенной нагрузки} \times F_S). \quad (57)$$

Исходя из расчетной схемы на рис. 5.30, следует

$$q_u = (2 + \pi) C_u \text{ при } \Phi = 0 \quad (58)$$

или

$$q_u = 5,14 C_u \quad (59)$$

Интенсивность нагрузки по подошве насыпи равна

$$(W / 2B') + w_S, \quad (60)$$

где $2B'$ – эффективная ширина насыпи.

Отсюда

$$F_S = (2 + \pi) C_u / (w_S + W / 2B'). \quad (61)$$

Если из уравнения (61) значение F_S окажется меньше допустимого, можно обеспечить увеличение эффективной ширины распределения нагрузки $2B'$ за счет устройства армирующего тюфяка по подошве насыпи (рис. 5.31).

5.2.3.2. Тюфяки из геосеток или геоячеек. При возведении насыпей в условиях весьма слабого основания могут появиться значительные осадки и возникнет потребность в дополнительном объеме материала засыпки (рис. 5.32). Тюфяк из геосеток способствует повышению жесткости насыпи и обеспечивает разгрузку подстилающего грунта, снижая, согласно уравнению (60), интенсивность нагружения.

На рис. 5.32 изображено возможное распределение осадки насыпи, возведенной на податливом или слабом основании. Деформации тюфяка, возникшие в результате осадки,

5.2. РАСЧЕТЫ.

указывают на необходимость использования в его конструкции жестких и полужестких армирующих материалов.

Из рассмотрения элемента тюфяка из геосеток (рис. 5.32 и 5.33) очевидно, что его скашивание равно θ_1 или θ_2 в зависимости от вида осадки. Так как расширить дамбу невозможно, изменение объема тюфяка не происходит, и по мере искажения его формы горизонтальные элементы сетки деформируются (рис. 5.34).

Объемная деформация отсутствует, поэтому при скашивании ячейки λ' горизонтальные элементы тюфяка удлиняются:

$$l + \delta l \approx l' = l / \cos \lambda', \quad (62)$$

$$\delta l = l [(1 / \cos \lambda') - 1]. \quad (63)$$

Геосетка со штыревым соединением. Общее сопротивление сдвигу тюфяка S_{gm} состоит из сопротивления сдвигу материала тюфячной засыпки и сопротивления скашиванию

$$S_{gm} = K \sigma_v \operatorname{tg} \Phi + \delta l E_{ar}. \quad (64)$$

Геосетки, образованные конструктивными материалами плоского вида, могут оказывать дополнительное сопротивление скашиванию в стыках или узлах соединения.

5.2.3.3. Опоры конструкций. Несущая способность и характеристики осадки грунтов основания фундамента или опоры могут быть улучшены с помощью укладки слоя армированного грунта в качестве подушки (рис. 5.35). Бэке и Ли [1975] оценивали эффект устройства фундамента с подушкой из армированного грунта, используя показатель возрастания несущей способности q_r как соотношение контактных давлений:

$$q_r = q / q_0, \quad (65)$$

где q_0 — среднее давление по контакту опоры с неармированным грунтом; q — то же, для армированного грунта при величине осадки, соответствующей q_0 .

На рис. 5.36 приводятся виды разрушения: *I* — от растяжения арматуры; *II* — от выдергивания арматуры или адгезионное; *III* — разрушение грунта выше армированной подушки.

Разрушение от растяжения. Исходя из распределения напряжений под фундаментом, по Бусинеску, Бэке и Ли [1975], устанавливаются места образования максимального напряжения в арматуре (рис. 5.37 и 5.38). Длина участка L_0 определяется положением точки, в которой вертикальное направление σ_v составляет 1% от приложенного давления. Величина L_0 может быть найдена с помощью теории упругости (рис. 5.38).

Предполагается, что растягивающее усилие в арматуре T изменяется обратно пропорционально общему объему армирования. Для полосовой или сеточной арматуры, расположенной в n горизонтальных слоях, справедливо соотношение

$$T(z, n) = T(z, n = 1) / n. \quad (66)$$

Разность между величинами давления q_0 и q ($q > q_0$) оценивалась Бэке и Ли [1975] следующим образом (см. рис. 5.37):

$$\sigma_v(q, z) - \sigma_v(q_0, z) = S(q, z) - S(q_0, z) + T(z, n); \quad (67)$$

5.2. РАСЧЕТЫ.

$$T(z, n) = \sigma_v(q, z) - \sigma_v(q_0, z) - S(q, z) + S(q_0, z), \quad (68)$$

где

$$\sigma_v(q, z) = \int_0^{x_0} \sigma_z(q, z) dx$$

$$S(q, z) = \tau_{xz}(x_0, z) \Delta H.$$

После приведения нормального и касательного напряжения к безразмерному виду

$$\sigma_v(q, z) = J(z/b) qb, \quad (69)$$

где

$$J(z/b) = \int_0^{x_0} \sigma_z(z/b) dx / qb$$

$$S(q, z) = I(z/b) q \Delta H, \quad (70)$$

где

$$I(z, b) = \tau_{\max}(z, b) / q,$$

растягивающее усилие определится следующей зависимостью:

$$T(z, n) = [J(z/b)b - I(z/b)\Delta H] q_0 (q_r - 1) / n. \quad (71)$$

Значения $J(z/b)$ и $I(z/b)$ для нормальных и касательных напряжений под фундаментом могут быть получены путем обычных вычислений или по решениям Бэке и Ли, приведенным на [рис. 5.39](#) в графической форме.

Адгезионное сопротивление. Сопротивление армирующих элементов за счет адгезии является функцией от нормального напряжения, действующего по длине связности ($L_0 = X_0$).

Полное нормальное усилие, которое действует по этой длине, равно:

$$\sigma_v A(q, z) = A \int_0^L \sigma_z(q, x, z) dx \quad (72)$$

где A — поперечное сечение полосовой арматуры или площадь сетки единичной ширины;

$$\sigma_v(q, z) = ABM(z/b)q \quad (73)$$

и

$$M(z/b) = \int_0^{L_0} \sigma_z(z/b) dx / qb \quad (74)$$

5.2. РАСЧЕТЫ.

Безразмерный параметр $M(z/b)$ приведен в графическом виде на [рис. 5.39](#). Полное нормальное напряжение на арматуру, расположенную на глубине Z , равно:

$$\sigma_N = \sigma_v(q, z) + A_\gamma(L_0 - x_0)(Z + D), \quad (75)$$

где D определяется по [рис. 5.36](#).

При глубине залегания арматуры Z и значения коэффициента трения между грунтом и элементом арматуры, равном μ , сопротивление арматуры трением на единицу фундамента T_f выразится исходя из показателя возрастания несущей способности:

для полосовой арматуры

$$T_f = 2\mu A_{\text{strip}} [M(z/b) b q_0 q_r + \gamma(L_0 - X_0)(Z + D)]; \quad (76)$$

для сеточной арматуры

$$T_f = \mu A_{\text{grid}} [M(z/b) b q_0 q_r + \gamma(L_0 - X_0)(Z + D)]; \quad (77)$$

Искусственное основание из геоячеек. Тюфяк из геосеток или геоячейка является альтернативной применения полосовой или сеточной арматуры при создании искусственного основания. Основное преимущество ячеистой конструкции ([рис. 5.40](#)) — способность к самоанкерование, в результате чего отпадает необходимость учитывать адгезионное сопротивление. Уравнение (66)–(71) сохраняет свою силу для проведения расчетов, но в этом случае величина Z будет определять глубину от подошвы фундамента до центрального сечения по высоте ячейки

5.2.4. ВЫЕМКИ

5.2.4.1. Откосы и их нарушения. К использованию арматуры в целях повышения устойчивости откосов обычно прибегают после возникновения оползневых процессов. Следовательно, как правило, армирование представляет собой способ, используемый при проведении восстановительных работ ([рис. 5.41](#)).

Подпорная призма из армированного грунта ([рис. 5.41, II](#)) может быть рассчитана обычным образом с применением одного из методов, изложенных в разд. 5.2.1.2: метода оттяжки; метода когерентной гравитации; метода оттяжки для геосеток.

Армированная выемка ([рис. 5.41, I](#)) может рассчитываться по аналогии с армированной насыпью ([см. рис. 5.27](#)) с использованием уравнений (46)–(50). Поверхности сдвига ломаного билинейного очертания ([рис. 5.42](#)) обычно больше отвечают условиям нарушения откосов выемок, и для расчетов, связанных с проведением укрепительных работ, следует рассматривать такую форму обрушения.

5.2.5. ЗАБИВКА СТЕРЖНЕЙ В ГРУНТ

Расчетное обоснование приема забивки стержней в грунт было разработано Гьюдеусом [1972], а также Стокером и др. [1979] на основе кинематических методов. Гасслером и Гьюдеусом [1982, 1983] выполнен расчет в табличной форме для простого случая, приведенного на [рис. 5.43](#).

Принято, что в несвязном грунте ($c_u = 0$) возникает механизм двухклинового обрушения; L_n и — длина стержня; параметр $\lambda = L_n / H = 0,6$ или $0,7$; наклон стержней к горизонтали 10° ; наклон облицовки 10° .

Усилие на стержень (NF) выражается как

5.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТЫ С ПОМОЩЬЮ КОМПЬЮТЕРОВ.

$$NF=(T_m/\gamma S_v S_h), \quad (78)$$

где T_m —мобилизованное сдвигающее усилие на стержень единичной длины, которое устанавливается с помощью испытаний на выдергивание *in situ*; Φ —угол трения грунта в естественном залегании; F_s —общий коэффициент запаса; S_v — шаг расположения стержней по вертикали; S_h —то же, по горизонтали.

Приведенные на [рис. 5.44](#) номограммы позволяют установить приемлемое расположение стержней, а также угол наклона нижней плоскости сдвига Φ_n , характеризуемой минимальным значением F_s .

5.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТЫ С ПОМОЩЬЮ КОМПЬЮТЕРОВ

Во многих областях гражданского строительства получила широкое распространение компьютеризация расчетов. Проведение расчетов грунтовых сооружений, в том числе и при их армировании, с помощью компьютеров также открывает новые возможности, а некоторые задачи приемлемы для использования более сложных систем автоматизации проектных работ.

В [табл. 5.1](#) для удобства сведены возможные или наиболее приемлемые расчетные методы применительно к различным конструкциям и условиям их возведения. Компьютеризация применима для всех методов проектирования и проведения расчетов за исключением метода центробежного моделирования, а все ранее изложенные эмпирические способы и методы предельного анализа могут быть запрограммированы для автоматизации расчетов. Расчет с помощью компьютера сближается с автоматизированным проектированием, когда используется машина, возможности которой позволяют реализовать методы или операции, оказывающиеся в противном случае или невыполнимыми, или практически нецелесообразными. Пример сложности первого рода представляет метод конечных элементов, в то время как последовательный поиск наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности с рассмотрением каждой из них в пределах реального диапазона варьирования демонстрирует характерную сложность второго рода.

5.3.1. МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Метод конечных элементов можно применять для анализа внутренней устойчивости сооружений из армированного грунта, но при этом нельзя пренебрегать ограничениями, накладываемыми характером поведения арматуры в грунте (см. гл. 3). Следовательно, расчет внутренней устойчивости методом конечных элементов не имеет преимуществ по сравнению с расчетами, выполненными эмпирическим путем или методом предельного равновесия.

Анализ внешних конструкций сооружений из армированного грунта, включая подпорные стенки, мостовые устои и насыпи на прочном основании, выполняется традиционными методами расчета. Однако использование простых расчетных приемов для сооружений на слабом основании может вызвать определенные сложности при проектировании. Метод конечных элементов может быть применен при определении полных перемещений системы «сооружение из армогрунта—основание» и при изучении влияния армированной насыпи или фундаментного тьюфяка на устойчивость основания. Применение метода конечных элементов связано с использованием определенных математических моделей. Специфика армированного грунта требует применения моделей предельного состояния или нелинейно упругих моделей, способных отображать эффект последовательности возведения ([рис. 5.45](#)), определять векторы горизонтальных и вертикальных перемещений по подошве и в теле сооружения, а также определять остаточную прочность грунтов основания. На практике существуют два способа математического моделирования такого рода.

5.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТЫ С ПОМОЩЬЮ КОМПЬЮТЕРОВ.

Первый состоит в применении упругопластической модели при соответствующей связи между напряжениями и деформациями, базирующейся на концепции предельного равновесия в механике грунтов и учитывающей разные показатели объемной и сдвиговой деформации грунта. Он позволяет выполнять расчеты в эффективных напряжениях (возможность определения порогового давления) и учитывать влияние этапов возведения. Другой способ базируется на использовании модели нелинейно упругого тела, подобной предложенной Дунканом и Ченгом [1970]. Он заключается в применении гиперболической кривой, графически интерпретирующей результаты трехосных испытаний представительных образцов грунта. Касательная к гиперболе позволяет выразить приращение модуля деформации, причем эти приращения обеспечивают точное отображение последовательности возведения. Однако гиперболическая модель не позволяет описать дилатансию и имеет тенденцию к искажению скорости изменения объема. В то же время касательный модуль может быть получен путем изменения значений коэффициента Пуассона. В связи с тем, что надлежаще сориентированная арматура растяжения предназначена для подавления объемных деформаций грунта, одно из основных противопоказаний к применению гиперболической модели теряет смысл.

Эта разновидность метода конечных элементов, используемая для расчетов многих конструкций мостовых настилов, позволяет определить сдвиги, изгибающие моменты и реакции, а с их помощью на основе применения уравнений Вуда—Армера решить вопросы, связанные с применением арматуры в грунте. Применительно к армированным насыпям расчет должен выполняться с двумя итерациями:

- 1) на первом этапе расчета методом конечных элементов при учете приращений (последовательности возведения) для каждого из них определяется направление главного полного напряжения, а также α и β линии нулевого растяжения (см. рис. 5.45);
- 2) затем вводятся дополнительные элементы, которые интерпретируют арматуру, и снова выполняется расчет (рис. 5.46).

Вследствие неопределенностей, связанных с применением любой модели грунта, представляется разумным ограничиться расположением арматуры в пределах средней трети сектора растягивающих деформаций, что обеспечивает возможность решения практических задач.

На втором этапе проверяют, не превосходят ли напряжения в арматуре предельных значений уровней напряженного состояния или характеристик адгезии, установленных лабораторными испытаниями.

На втором этапе расчета возможно также установить переориентировку характеристик нулевого растяжения. Для несвязного грунта характеристики нулевого растяжения не могут быть построены непосредственно вследствие того, что гиперболическая модель не выражает объемных деформаций. Однако Роско [1970] показал, что значение объемных деформаций ($\nu=20^\circ$) для плотных песков сохраняется в широком диапазоне напряжений (охватывающем внутренние напряжения, которые возникают в насыпях высотой до 30 м). С учетом этого линии нулевого растяжения могут быть построены с помощью уравнения

$$dy/dx = \operatorname{tg}[\xi \pm (\pi/4 - \nu/2)], \quad (79)$$

где ξ — направление наибольшей главной скорости деформации.

Армирование основания насыпи обычно осуществляется в связных грунтах, и расчет выполняется исходя из условий отсутствия дренирования.

5.2.2. МЕТОД ИТЕРАЦИИ

5.3.2.1. Сооружения с вертикальными гранями. Методы с последовательным рассмотрением расчетных вариантов являются общепризнанными, но в связи с возможностью ограничить число решений снижается и число итераций; для их проведения обычно достаточны традиционные приемы расчета.

5.3.2.2. Сооружения откосного типа. Число возможных решений возрастает, и для их расчета оказывается полезным итерационный подход, основанный на применении простых контролируемых параметров. Пример итерационного метода расчета армированного откоса был описан Джуеллом [1982] (рис. 5.47).

1. По заранее установленной сетке проводится систематизированный поиск наиболее опасной призмы обрушения. Для простоты принимается, что она состоит из двух клиньев с плоскими гранями, критический наклон которых определяется сочетанием углов I, J (см. рис. 5.47).

2. Результаты 1-го этапа используются для оценки степени устойчивости насыпи.

3. В зависимости от установленного на 2-м этапе состояния насыпи принимается решение о размещении арматуры. Расчеты для двухклиновой поверхности сдвига повторяются, но с включением в систему уравнений равновесия мобилизуемых в арматуре усилий при пересечении поверхности с армирующим элементом. Расчеты варьируются по углу наклона откоса, а также по типам и расположению арматуры.

4. Выполняется окончательная оценка состояния сооружения. Условия устойчивости считаются обеспеченными, когда усилия, возникшие в арматуре, и мобилизованная прочность грунта, оказывающая сопротивление разрушению, оказываются меньше, чем их предельные или максимальные значения, которые возникают при разрушении.

Аналогичный подход является справедливым для оценки состояния выемок, в частности при анализе нарушений откосов, расчет которых можно выполнять двухклиновым способом. Такой метод расчета может быть применен для насыпей со стяжкой у подошвы [Джуэлл, 1982]. Итерационный метод, иллюстрируемый рис. 5.48 исходит из рассмотрения механизма образования круглоцилиндрических поверхностей скольжения, при этом, как и ранее, принимается сетка центров, а также точки пересечения поверхностями армирующего элемента.

Для каждой поверхности определяется усилие в стяжке или армирующем элементе, которое необходимо для равновесного состояния насыпи. Кроме того, при рассмотрении потенциальных круглоцилиндрических поверхностей скольжения на основе изучения всех факторов, влияющих на поведение арматуры (см. гл. 3, табл. 3.1), устанавливаются обеспеченные силы сопротивления в стяжках или в армирующих элементах. Устойчивость оказывается достаточной, когда область максимальных требуемых усилий оказывается внутри зоны, выражающей фактическое сопротивление.

6. СТРОИТЕЛЬСТВО

ВВЕДЕНИЕ

Способ возведения сооружений из армированного грунта должен быть теоретически обоснован и увязан с принятым замыслом и расчетом. Теоретическая схема сооружения может значительно отличаться от прототипа. В процессе проектирования следует также уделять внимание методу возведения.

Скорость возведения является обычно важнейшим экономическим фактором и может обеспечиваться упрощением технологии строительства. Хэмбли [1979] детально изучил аспекты упрощения строительства. С учетом особенностей сооружений из армированного грунта их можно сформулировать следующим образом:

- 1) применять легкодоступные и простые в работе строительные материалы;
- 2) возводить сооружение, максимально размещая его на существующей поверхности грунта, что облегчит подход и позволит использовать грунт естественного сложения;
- 3) предусматривать выемки до уровня подошвы сооружения;
- 4) применять фундаментные опоры простых форм и конструкции;
- 5) принимать все поверхности горизонтальными или вертикальными;
- 6) при необходимости антисептировать опалубку многократного использования;
- 7) обеспечить устойчивость сооружения на весь строительный период;
- 8) совмещать во времени крепление арматуры и укладку грунта в пределах каждого слоя;
- 9) применять арматуру средних габаритов, избегая как тонких, так и тяжелых элементов, которые вызывают сложности при транспортировке и крепеже без использования подъемного оборудования;
- 10) обеспечить достаточную ширину между рядами арматуры для прохода персонала.

6.1. МЕТОДЫ ВОЗВЕДЕНИЯ

В соответствии с приведенными общими указаниями применяется технология, учитывающая использование грунта в качестве строительного материала. Послойная укладка грунта в тело сооружения обуславливает возникновение осадок грунтового массива от собственного веса. Осадки грунта в процессе уплотнения его слоев между плоскостями, по которым дискретно располагаются армирующие элементы, вызывает совместное перемещение последних. В связи с этим возникает потребность в технологических приемах, которые обеспечивают приспособляемость конструкции к такому внутреннему сжатию грунтовой засыпки. Отсутствие приспособляемости к неравномерным перемещениям может привести к потере эксплуатационных качеств или к более тяжелым последствиям.

На [рис. 6.1.](#) показаны три метода возведения, которые способны обеспечить приспособляемость к неравномерным вертикальным осадкам (d_1-d_{10}) в пределах грунтового массива. За исключением некоторых особых обстоятельств для возведения каждого сооружения из армированного грунта, располагающегося над дневной поверхностью, может быть использован один из этих методов.

6.1. МЕТОДЫ ВОЗВЕДЕНИЯ.

6.1.1. МЕТОД «КОНЦЕРТИНО»

На [рис. 6.1, I](#) приведена условная схема предложенного Видалем [1966] метода «концертино». Неравномерные осадки в пределах массива (d_1-d_4) успешно воспринимаются внешней гранью или облицовкой сооружения, по форме напоминающей концертино. Наиболее крупные современные сооружения из армированного грунта построены с использованием такого подхода и именно этот метод возведения чаще всего применяется в сочетании с тканевыми материалами арматуры и геосетками для устройства как насыпей, так и выемок ([рис. 6.2](#)). Вследствие того, что облицовка должна обладать способностью к деформации, обычно применяют гибкие дугообразные элементы из стали или алюминия. Как правило, полотна и геосетки сами обеспечивают собственную облицовку. Такой прием часто используют для временных сооружений, искажение облицовки которых допустимо.

6.1.2. ТЕЛЕСКОПИЧЕСКИЙ МЕТОД

При телескопическом методе возведения, разработанном Видалем [1978], осадки в пределах грунтового массива (d_5, d_6) воспринимаются сближением облицовочных панелей на эквивалентное соответствующее деформациям расстояние. Это достигается за счет удержания облицовочных панелей с помощью элементов арматуры и обеспечением дискретных горизонтальных щелей между всеми панелями, т.е. панели «висят» на армирующих элементах. Горизонтальный зазор между элементами облицовки можно создать, применяя сжимаемые прокладки, которые служат, для предохранения панелей при укладке грунтовой засыпки ([рис. 6.3](#)). Невозможность обеспечить достаточно широкий зазор между облицовочными элементами может привести к их раздавливанию и растрескиванию в результате сжатия грунтовой засыпки от собственного веса.

Сближение панелей в каждом случае будет происходить различно в зависимости от геометрических размеров сооружения, качества материала, засыпки, габаритов облицовочных панелей и степени уплотнения, достигаемой в процессе возведения. В качестве характерных перемещений для облицовочных панелей высотой 1,5 м Финдли [1978] указывает сближение по вертикали на 5–15 мм. Конфигурация и тип облицовочных панелей должны находиться в соответствии с принятой технологией возведения, но типичными являются железобетонные панели крестообразной или тавровой формы площадью 1–4 м² и толщиной 150–250 мм. На [рис. 6.4](#) показана очередность возведения сооружения телескопическим методом.

6.1.3. СКОЛЬЗЯЩИЙ МЕТОД

При скользящем методе возведения, разработанном Джоунсом [1978], приспособляемость к неравномерным осадкам в засыпке сооружения из армированного грунта достигается возможностью скольжения армирующих элементов относительно облицовки. Скольжение узлов крепления обеспечивается применением пазов, желобов, вертикальных стоек, шипов или пальцев. При возведении вертикальных стоек они могут быть несущими элементами облицовки. При этом сама облицовка оказываясь несущей, может служить покрытием, назначение которого в том, чтобы предотвратить эрозию завершеного сооружения. При такой схеме тип и конфигурация ненесущей части облицовки может выбираться исходя из конкретных условий и назначения сооружения ([рис. 6.5 и 6.6](#)). Последовательность возведения сооружения с облицовкой ненесущего назначения показана на [рис. 6.7](#).

В случае использования облицовки несущего типа элементы крепления и вертикальные стойки могут иметь соответственно уменьшенные габариты. Такая облицовка может быть жесткой или полужесткой, причем первую целесообразно использовать для сооружений высотой до 10 м. При высоте сооружений свыше 10 м предпочтение отдается облицовке составного типа. Облицовки жесткого типа на полную высоту устанавливаются и снабжают подпорками до начала засыпки. Последовательность возведения сооружения с применением

6.2. СИСТЕМЫ АРМИРОВАНИЯ.

жесткой облицовки показана на [рис. 6.8](#). Существенное отличие в использовании облицовки гибкого и жесткого типа состоит в том, что за последней можно выполнять необходимое уплотнение засыпки без опасения вызвать нарушение.

6.2. СИСТЕМЫ АРМИРОВАНИЯ

6.2.1. АНКЕРОВКА ГРУНТА

Возведение с анкерровкой грунта осуществляется так же, как сооружений из армированного грунта других видов, и детально изложено в разд. 6.1, причем единственное различие состоит в типе армирующих элементов.

6.2.2. ЗАБИВКА В ГРУНТ

Забивка стержней в грунт представляет собой метод армирования грунта естественного сложения с целью повышения его сопротивления сдвигу и введения в него элемента, обладающего прочностью на растяжение. Этот конструктивный метод ([рис. 6.9](#)) включает следующие этапы: 1) снимается слой грунта толщиной 1–1,5 м; 2) обеспечивается защита образованного уступа, как правило, с проведением торкретирования по металлической сетке; 3) осуществляется забивка стержня или стержней с определенным углом наклона и расстоянием между ними, которая выполняется ударным способом, вращательным бурением, с помощью размыва грунта или вибрационным воздействием; 4) выполняется цементация зазора между стержнем и грунтом для обеспечения связи между ними; 5) торкретируется внешний торец стержня, затем процесс повторяется для следующего слоя.

6.2.3. СИСТЕМЫ ПОДПОРА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

Создание системы подпора бокового давления грунта в сущности осуществляется так же, как забивка стержней в грунт, но при одном важном отличии, а именно, после размещения арматуры и проведения цементации, к каждому армирующему элементу прикладывается усилие предварительного натяжения, равное 50–80% нагрузки на этот элемент.

6.3. ТРУДОЗАТРАТЫ И ОБОРУДОВАНИЕ

Потребность в оборудовании и трудозатраты на строительство сооружений из армированного грунта весьма невелики, отсутствует также необходимость в специальных механизмах или в особой квалификации работающих. Для возведения обычного сооружения с вертикальной облицовкой и протяженностью 500–1000 м, как правило, привлекаются 3–4 рабочих, которые выполняют основные виды работ: монтируют облицовку, укладывают и уплотняют засыпку, а также размещают и крепят арматуру. Сопоставление трудозатрат на строительство подпорных стенок различных типов было выполнено Лиисом [1979] ([табл. 6.1](#)).

При возведении стенки обычно требуются механизмы для укладки и уплотнения засыпки, а также некоторые виды малых кранов или подъемников, которые не нужны при использовании облицовки ненесущего типа ([см. рис. 6.7](#)). Для проведения работ по уплотнению засыпки при высоте облицовки 2 м обычно применяют: вибротрамбовки; виброплиты массой до 1000 кг; виброкатки с массой на 1 м до 1300 кг и общей массой до 1000 кг.

Необходимость в этом оборудовании существует, если конструкция армированной насыпи такая же, как у традиционной. При забивке стержней в грунт или создании системы подпора бокового давления грунта может потребоваться специальное оборудование, хотя допускается использовать обычные механизмы, применяемые для установки анкеров в грунт.

6.4. СКОРОСТЬ ВОЗВЕДЕНИЯ

Строительство сооружений из армированного грунта при обычных условиях осуществляется достаточно быстро. Для сооружений с вертикальной стенкой ожидаемая интенсивность возведения составляет 40–200 м²/сут и, как правило, определяется скоростью выполнения работ по укладке и уплотнению засыпки. Однако в некоторых случаях интенсивность возведения может уменьшаться при необходимости использовать оригинальные или уникальные типы элементов облицовки. За исключением экстремальных ситуаций, процесс возведения не зависит от погодных условий.

6.5. НАРУШЕНИЯ И КОРРОЗИЯ

Во избежание нарушения облицовочных и армирующих элементов в строительный период должны приниматься надлежащие меры предосторожности. Нельзя допускать движения оборудования на колесном или гусеничном ходу непосредственно по верху арматуры. При использовании указанных механизмов обычно указывается на необходимость укладывать на арматуру слой засыпки толщиной 150 мм. Арматура должна складироваться в безопасном сухом помещении, а неметаллические материалы и конструкции предохраняться от прямого воздействия ультрафиолетовых лучей. При забивке стержней в грунт и создании систем подпора для бокового давления грунта обычно принимают меры, предотвращающие коррозию анкеров.

6.6. УПЛОТНЕНИЕ

При возведении сооружений из армированного грунта желательно проводить уплотнение засыпки, так как это оказывает благоприятное влияние на их поведение и эффективность. При хорошем уплотнении уменьшаются также неравномерные деформации, а однородность сложения обеспечивает наиболее стабильное состояние среды, что важно для длительной стойкости конструкции. Равномерность уплотнения достигается при укладке засыпки толщиной 100–300 мм и уплотнении материала соответствующими механизмами, перемещающимися параллельно облицовочной грани или бровке сооружения.

Для сооружений из армированного грунта могут использоваться обычные уплотняющие механизмы, причем выбор наиболее подходящих типов зависит от свойств материала засыпки. Во избежание нарушений армирующих элементов или искривлений облицовки должны быть приняты меры предосторожности сверх принятых ограничений.

Длительное уплотнение или проведение его тяжелыми механизмами в непосредственной близости от облицовки создает вероятность ее искажения. Исключение представляют сооружения с применением распертых элементов на полную высоту (см. рис. 6.8, а также разд. 6.3 и 6.5).

6.7. ДЕФОРМАЦИИ

Сооружения из армированного грунта имеют склонность к искажению формы, особенно в период их возведения. Большинство их конструктивных деталей, принятых на практике, разработано исходя из условий минимизации искажений или связанных с ними эффектов.

6.7.1. КОНСТРУКЦИЯ «КОНЦЕРТИНО»

Особую склонность к искажению облицовки проявляют сооружения, возведенные методом «концертино» с применением тканевых материалов или геосеток, а также временные сооружения. Степень искажения не может быть прогнозируема. Решение проблемы заключается в создании защитного слоя на завершеном сооружении либо в использовании

6.8. ВОПРОСЫ СНАБЖЕНИЯ.

грунта, или некоторых видов покрытий. Другой прием состоит в устройстве катковых опор блоков, которые воспринимают воздействие от уплотняющего механизма.

6.7.2. ТЕЛЕСКОПИЧЕСКАЯ КОНСТРУКЦИЯ

Оценка внутренних перемещений и искажений облицовки может быть выполнена на основе натуральных наблюдений за сооружениями подобного типа. На [рис. 6.10](#) приведены характерные вертикальные перемещения в пределах грунтового массива, которые передаются на облицовку сооружения. Горизонтальные перемещения облицовки складываются из двух составляющих: горизонтального перемещения узлов крепления; наклона элементов облицовки.

Перемещения в узлах обычно оказываются несущественным и находится в диапазоне 2-5 мм в зависимости от использования конструктивных деталей. Наклон облицовочных панелей может достигать значительных размеров и оказывает заметное влияние на вид облицовки сооружения, хотя, к сожалению, это воздействует и на работоспособность других элементов.

На [рис. 6.11](#) показана зависимость вращательного характера перемещений всех панелей от геометрического построения облицовки при конструктивном наклоне такого рода. Суммарный наклон типовых облицовочных панелей крестообразной формы площадью $1,5\text{ м}^2$ ([рис. 6.10, II](#)) равен 0,025. Для компенсации перемещений, вызванных наклоном наружу облицовочных панелей за счет уплотнения материала засыпки, типичным является превентивное отклонение панелей в противоположную сторону от 1:20 до 1:40.

6.7.3. КОНСТРУКЦИЯ СКОЛЬЗЯЩЕГО ТИПА

Очевидно, что при применении облицовки ненесущего типа возникает ее искажение, степень которого зависит от уплотнения засыпки. Предотвращение таких деформаций осуществляется: применением легкого оборудования для уплотнения 2-метровой зоны примыкания к облицовке (разд. 6.3); использованием элементов рельефных архитектурных форм ([см. рис. 6.5](#)), камуфлирующих искажение облицовки и способных замаскировать ее деформации. При использовании такого метода возведения применительно к облицовке несущего типа ([см. рис. 6.8](#)) ее горизонтальные перемещения будут компенсироваться подвижностью стыкового соединения арматуры с облицовкой. Характерные величины перемещений такого рода составляют 2–5 мм.

6.8. ВОПРОСЫ СНАБЖЕНИЯ

Для полного раскрытия преимуществ сооружений из армированного грунта за счет скорости их возведения должны учитываться вопросы снабжения. Естественно, это не касается доставки армирующих материалов, но создаст проблемы при изготовлении и доставке элементов облицовки, так как в этом случае экономия может быть достигнута за счет многократного использования опалубки.

Значительные сложности могут быть вызваны транспортировкой, поэтому выбор конструктивных форм и технологических приемов существенно отразится на возможностях и экономичности доставки строительных деталей и материалов. В качестве примера следует указать, что малый вес тканевых материалов и геосеток, а также возможность их транспортировки в рулонах благоприятствуют возможности их доставки авиатранспортом.

6.9. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Сооружениям из армированного грунта присуще использование нетрадиционных этапов возведения. Как показано на [рис. 6.12](#), это позволяет упростить последовательность работ, а в некоторых случаях исключить некоторые этапы строительства.

6.9. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ.

Кроме того (рис. 6.13), возможна обратная последовательность строительных операций, когда засыпка создается до начала возведения сооружения и лицевая грань армированной засыпки служит опалубкой самого сооружения. Такая технология возведения успешно применяется в мостостроении.

7. КОНСТРУКЦИИ

ВВЕДЕНИЕ

Несмотря на то, что каждое сооружение из армированного грунта своеобразно по форме, при их возведении зачастую возможно использовать одинаковые конструктивные элементы. При этом конструктивные элементы плохого качества приводят к неудовлетворительному качеству сооружений, в то время как конструкции высокого качества способствуют достижению успеха. Отличие в качестве конструкций может быть весьма тонким, так как их недостатки проявляются только на стадии строительства или позже, в процессе эксплуатации сооружения.

Во многих ситуациях при возведении сооружений из армированного грунта возникают общие строительные проблемы. Так, конструктивные элементы, которые будут рассмотрены далее, обеспечивают эффективность и экономичность, хотя и не все из них являются идеальными. В одних случаях эти элементы соединяют в себе критерии эффективности и надежности; в других — должен быть найден компромисс между конструктивными и эстетическими требованиями.

7.1. ФУНДАМЕНТЫ

Одним из решений проблемы повышения несущей способности основания грунтового сооружения является применение фундаментных тюфяков из геоячеек. На [рис. 7.1–7.10](#) приведены основные конструктивные элементы и методы монтажа тюфяка толщиной 1 м. Увеличение толщины может быть достигнуто при последовательной укладке тюфяков друг на друга.

7.1.1. СБОРКА ТЮФЯКА ИЗ ГЕОЯЧЕЕК

1. Укладывается основание. Боковые, две торцовые панели и центральная диафрагма, а также боковые диафрагмы крепятся к основанию.
2. Панели устанавливаются вертикально под прямым углом ([см. рис. 7.1](#)).
3. Смежные панели стыкуются с помощью соединительных штырей ([см. рис. 7.2 и 7.7](#)).
4. Устанавливается соседний тюфяк. Крепление может осуществляться тем же путем, но торцовые и боковые диафрагмы привязываются к боковой панели второго тюфяка ([см. рис. 7.3](#)).
5. Две продольные вертикальные диафрагмы первого тюфяка (центральная и боковая) могут быть натянуты ([см. рис. 7.4 и 7.5](#)). Процесс монтажа и натяжки повторяется поочередно для всех последующих тюфяков.
6. Укладка материала засыпки в отсеки может выполняться вручную или с помощью механизмов. Принимаются меры по предотвращению разрушения тюфячных ячеек. В случаях, когда геоячейчатый тюфяк, являясь элементом фундамента, одновременно служит дренажом, в качестве засыпки должен применяться зернистый материал — прочный и стойкий камень с разнородным зерновым составом частиц, размером 50–150 мм. Остальные требования к выбору материала засыпки должны соответствовать критериям, которые приведены в гл. 4.
7. При заполнении геоячейчатых тюфяков максимальное превышение уровня может составлять 1/3 полной высоты.

7.2. ДРЕНАЖ.

8. Сразу после заполнения и уплотнения геоячейстого тюфяка на него с помощью шнура крепится крышка (см. рис. 7.6).

7.2. ДРЕНАЖ

Для сооружений из армированного грунта существенное значение имеет устройство надлежащего дренажа. Дренажная конструкция для каждого сооружения выбирается индивидуально с учетом ее достоинств в конкретных условиях.

Типичные конструкции дренажа приведены на рис. 7.11–7.20:

дренаж за грунтовым сооружением (см. рис. 7.11 и 7.12);

приподошвенный дренаж (см. рис. 7.13);

дренаж в сочетании с геоячейстым тюфяком (см. рис. 7.14);

пристенный дренаж (см. рис. 7.15, 7.16, 7.17);

поверхностный дренаж (см. рис. 7.18, 7.19, 7.20);

7.3. ОБЛИЦОВКИ

В зависимости от проектных требований могут приниматься облицовки различных видов.

7.3.1. ОБЛИЦОВКА НА ПОЛНУЮ ВЫСОТУ

В качестве облицовки на полную высоту использует двутавровые балки из предварительно напряженного железобетона (см. рис. 7.21, 7.22, 7.23, 7.24).

Для *изготовления* предварительно напряженных элементов используется бетон марки 45/20 с минимальной кубиковой прочностью 30 Н/мм². Укладка бетона должна выполняться без перерыва. Трос и проволока должны обладать низкой релаксацией и соответствовать британскому стандарту [БС 3617; 1971]. Номинальная величина усилия на трос 184 кН при начальной нагрузке в 128,8 кН, а номинальная прочность проволоки 1570 Н/мм² при предварительном натяжении в 1099 Н/мм². Концы троса и проволоки должны заделываться заподлицо с торцовыми поверхностями элементов.

Арматура должна изготавливаться из мягкой ткани, соответствующей британскому стандарту [БС 4449]. Сетчатая арматура должна иметь нахлестку по меньшей мере на один шаг, что обеспечивает эффективность работы. Минимальная толщина слоя бетонного покрытия арматуры 35 мм, если отсутствуют специальные указания. Во всех случаях используется тянущая проволока из нержавеющей стали.

Подъем и монтаж панелей может осуществляться при передаче нагрузок на ребра жесткости с помощью оборудования и в позициях, согласованных с проектировщиками.

Допускаются следующие предельные отклонения в размерах: ±6 мм по длине и в поперечном сечении (по каждому направлению), а также 6 мм — за счет прогиба.

Отделка поверхности бетона должна соответствовать классу 3 для всех формованных частей и классу 2 для неформованных. Внешняя поверхность каждого элемента должна покрываться двумя слоями прозрачного водонепроницаемого вещества.

7.3. ОБЛИЦОВКИ.

Максимальная длина балок такой конструкции может составлять 6,25 м (для приведенного примера). Тыловая поверхность каждого элемента для образования водонепроницаемого покрытия должна покрываться двумя слоями эпоксидной смолы.

Т р е б о в а н и я п о с т р о и т е л ь с т в у . 1) В процессе всей операции по укладке засыпки в сооружение из армированного грунта элементы облицовки должны удерживаться только за верхнюю часть. Система поддержки должна обладать способностью обеспечить горизонтальное усилие в 10 кН на элемент при нулевом отклонении. Неравномерные смещения элементов также должны предотвращаться с помощью жесткого крепящего устройства, которое снимается только через три дня после бетонирования соединительной балки. Нагрузка должна прикладываться непосредственно на ребро жесткости (в других случаях может потребоваться иная система монтажного крепления).

2) Чтобы предотвратить смещение облицовочных элементов на начальном этапе укладки материала засыпки, у их основания должны устанавливаться временные клинья (см. рис. 7.24). Эти клинья удаляются, когда уровень засыпки достигнет третьего ряда арматуры (от низа). Бетон перед элементами укладывается только после удаления системы монтажного крепления (см. п. 1).

Конструктивная схема с использованием предварительно напряженных элементов на полную высоту и наружной облицовкой из кладки камней приведена на рис. 7.25.

На рис. 7.26 изображена облицовка сооружения на полную высоту, формируемая из элементов столбчатого типа с последующим их омоноличиванием. При применении таких элементов основные габариты сооружения приводятся в соответствии с их размерами, что позволяет достичь большого разнообразия архитектурной отделки.

Крупногабаритные элементы облицовки имеют преимущества при использовании только для сооружений высотой до 10 м. При большей высоте обычно возникает потребность в применении облицовочных элементов составного типа. При возведении облицовки из крупногабаритных элементов на начальном этапе работ по укладке материала засыпки необходимо организовывать временный подпор конструкции, характерные узлы которого приведены на рис. 7.27.

7.3.2. ЭЛЕМЕНТЫ ОБЛИЦОВОК СОСТАВНОГО ТИПА

На рис. 7.28 показана подпорная стенка с арматурой из тканого материала или геосеток и облицовкой в виде кирпичной кладки.

Применение кладки из бетонных блоков для создания облицовки в сочетании с армированием стальными сетками показано на рис. 7.29.

Используются также облицовочные элементы из стеклоцементного раствора. На рис. 7.30 изображены фрагменты такой облицовки с применением в качестве арматуры полос из оцинкованной стали или стеклопластика, а на рис. 8.31 — элементы поверхностного дренажа.

В о з в е д е н и е . Заливается выравнивающий слой толщиной 100 мм. Нижний ряд элементов полного и половинчатого размера по слою раствора толщиной 6 мм укладывается на гидроизолирующий материал; элементы соединяются друг с другом болтами.

В отверстия, предусмотренные в бортиках элементов диаметром 40 мм, вводят полихлорвиниловые трубки длиной 2 м и устанавливают их вертикально. В трубки из полихлорвинила вводят стальные стержни диаметром 15 мм, переменной длины.

7.4. МОСТОВЫЕ УСТОИ И БЕРЕГОВЫЕ ОПОРЫ.

С каждой стороны элементов на высоту 150 мм укладывается слой пористого бетона. Следующий слой элементов устанавливается на гидроизоляцию, к ним прикрепляются арматурные полосы. Засыпка с уплотнением до заданных параметров укладывается слоями в 300 мм.

При необходимости наращиваются 2-метровые полихлорвиниловые трубки, а также арматура. В конце рабочего дня полихлорвиниловые трубки заполняются цементным раствором до уровня на 100 мм ниже верхнего ряда арматура.

На [рис. 7.32](#) показана облицовка из железобетонных панелей, используемая в сочетании с армированием металлическими сетками (конструкция Управления калифорнийскими автомагистралями).

Конструкция сооружения с облицовкой из фанерных щитов и арматурой в виде металлических сеток приведена на [рис. 7.33](#) (предложение Калифорнийского департамента транспорта).

7.4. МОСТОВЫЕ УСТОИ И БЕРЕГОВЫЕ ОПОРЫ

Конструкции устоев для пешеходов и автодорожного моста приведены на [рис. 7.34](#) и [7.35](#).

7.5. ВИДЫ АРМАТУРЫ И ЕЕ СОЕДИНЕНИЯ

П о л о с о в а я а р м а т у р а . На [рис. 7.36, I](#) показано крепление арматуры при использовании методов возведения «концертино» и телескопического, а на [рис. 7.36, II–V](#) приведены узлы подвижного соединения, сочетающегося со скользящим, или йоркским, методом воздействия.

С е т о ч н а я а р м а т у р а . На [рис. 7.32, III](#) и [рис. 7.37, I](#) показаны узлы крепления сеточной арматуры, используемого при телескопическом методе возведения, а на [рис. 7.37, II, III](#)—при скользящем методе.

А н к е р н а я а р м а т у р а . Подвижный вариант соединения, применяемый при скользящем методе возведения, приведен на [рис. 7.38](#).

С о ч е т а н и е п о л о с о в о й а р м а т у р ы с а н к е р а м и . Крепление арматуры с облицовкой, которое в одинаковой степени пригодно в качестве жесткого варианта при телескопическом методе возведения, а как подвижное соединение при использовании скользящего метода показано на [рис. 7.39](#).

Т к а н а я а р м а т у р а . При возведении методом «концертино» используется петлеобразное соединение полотен арматуры с блочными элементами облицовки ([рис. 7.40](#)).

8. ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ

8.1. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Совершенствование конструктивных решений сооружений с использованием армированного грунта позволяет достигнуть экономичных результатов. Типы конструкций, которые при традиционных методах вызывали бы сложности или казались невыполнимыми, становятся не только осуществимыми, но и экономичными. Так, общая стоимость конструктивного решения, связанного с применением армированного грунта, может составить лишь половину той, которая потребовалось бы для реализации традиционного решения при возведении свайного фундамента (рис. 8.1). Вместе с тем сооружения из армированного грунта не всегда обеспечивают экономические преимущества по сравнению с другими конструктивными решениями, однако в большинстве случаев при благоприятных обстоятельствах может быть получен экономический эффект. Сравнение относительной стоимости сооружений из армированного грунта и традиционных, по данным группы исследователей из Великобритании, приведено в графическом виде на рис. 8.2 На рис. 8.3 показан диапазон экономической эффективности использования грунтовых сооружений взамен других видов конструкций. По оси ординат (см. рис. 8.3) указан показатель экономичности, равный:

$$\text{Показатель экономичности} = \frac{\text{(стоимость сооружения традиционного типа)} - \text{(стоимость сооружения из армированного грунта)}}{\text{(стоимость сооружения из армированного грунта)}} \times 100 \% \quad (1)$$

Сравнение стоимостей, приведенное на рис. 8.2 и 8.3, имеет ориентировочный характер. По законам “рыночной стихии” общая стоимость сооружений из армированного грунта будет носить элемент “игры на понижение”. Следовательно, при ожесточении конкуренции между вариантами решений их стоимость может снизиться.

8.2. ОЦЕНКА СТОИМОСТИ

Калькуляция стоимости будущих объектов является важным элементом работы проектировщика. Простой и, как правило, надежный способ калькуляции состоит в выражении всех стоимостей на основе базисной, относительно принятого для сравнения года, и применении индекса цен, отражающего процесс инфляции и изменения цен в строительной индустрии. Для калькуляции подпорных стенок и мостовых устоев могут быть использованы базисные стоимости и индекс цен, приведенные соответственно в табл. 8.1 и на рис. 8.4. Кроме того, с помощью графика (см. рис. 8.4) можно установить для оценки и сравнения базисные цены. Зависимость, представленная графически на рис. 8.4, может быть выражена как

$$C1 = (0,35L + 0,12P + 0,1C + 0,07SG + 0,1T + 0,07F + 0,195S) = 170 \quad (2)$$

где C1 – индекс цен, буквенные множители означают следующие удельные затраты: L – трудозатраты; P – оборудования; C – цемента; SG – песка и гравия; T – древесины (хвойных пород); F – топлива; S – стали.

Сметная стоимость 1 м² облицовки определится с помощью формулы:

$$\text{Сметная стоимость} = L(\text{базисная стоимость} = C1) / 100. \quad (3)$$

8.3. ОБЩАЯ СТОИМОСТЬ.

8.3. ОБЩАЯ СТОИМОСТЬ

Общая стоимость сооружения из армированного грунта складывается из стоимостей следующих компонентов: грунтовой засыпки C_S , арматуры C_R , облицовки C_F трудозатрат на транспортировку и возведение C_L , доставку материалов C_T , строительные работы (включая вспомогательные объекты, такие, как дренаж, парапет, ограждения) C_C , испытания материалов C_{MT} и прибыль P .

Таким образом, общая стоимость может быть представлена в виде

$$TC = L(C_S + C_R + C_F + C_L + C_T + C_P + C_C + C_{MT} + P). \quad (4)$$

Для договорных целей уравнение (4) может быть сокращено до первых трех членов, но с включением расходов на трудозатраты, транспорт и вспомогательные объекты

$$TC = L(C_S' + C_R' + C_F'). \quad (5)$$

где C_S' — стоимость грунтовой засыпки, включая транспортные расходы, затраты на укладку и уплотнение, а также испытания материалов; C_R' — стоимость арматуры, включая транспортные расходы и затраты на крепежные работы; C_F' — стоимость облицовки, включая транспортные расходы и затраты на монтаж.

Кроме того, в общую стоимость включается прибыль. Слагаемые, входящие в уравнение (4), являются взаимозависимыми и в каждом конкретном случае минимальная общая стоимость сооружения может быть установлена на основе комбинации наиболее сочетающихся компонентов. Например, если оказывается нежелательным проведение необходимых испытаний материалов, тогда экономически обоснованное решение обеспечивает применение армирующих элементов, на которые не распространяются требования об обязательном испытании даже при их высокой стоимости. Также может оказаться экономически привлекательной комбинация конструктивных элементов, которая позволяет использовать в качестве засыпки местные грунты или отходы промышленности, такие, как шахтные породы или золу распыленного топлива.

8.4. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СТОИМОСТИ.

8.4.1. РАССМОТРЕНИЕ НА СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Используя укрупненное представление, которое выражено формулой (5), представляется возможным принять, что распределение стоимости элементов изменяется в зависимости не только от относительной стоимости используемых материалов, но и от размеров сооружения. Принимаем, что величины относительной стоимости для трех членов, входящих в уравнение (5), равны:

грунтовая засыпка на единицу объема, m^2	1
армирующие элементы на единицу площади облицовки, m^2	1,5
облицовочные элементы, $1 m^2$	10

При этом ширина сооружения B соответствует его высоте H ($B=H$). В этом случае распределение стоимости в зависимости от высоты подпорных стенок с вертикальной гранью соответствует приведенному в графическом виде на [рис. 8.5, I](#). Из графика видно, что

8.5. СОПОСТАВЛЕНИЕ СТОИМОСТЕЙ.

относительные стоимости трех основных элементов для сооружения 10-м высоты ориентировочно составляет (%):

грунтовая засыпка	30
армирующие элементы	40
облицовочные элементы	30

В случае, если принять иные относительные стоимости трех основных элементов, а именно:

грунтовая засыпка на единицу объема, м ²	0,5
армирующие элементы на единицу площади облицовки, м ²	2
облицовочные элементы, 1 м ²	10

тогда хотя общая стоимость сооружения останется прежней, произойдет резкое изменение в распределении стоимостей (рис. 8.5, II). На рис. 8.5 отображено также, как влияет масштабность и размеры сооружений на их стоимость. Для более низких сооружений влияние стоимости облицовки на общую стоимость становится преобладающим. Потребность в материале на облицовку малых сооружений может иметь тот же порядок, что и для сооружений традиционного типа (см. рис. 8.3). Поэтому при возведении низких сооружений для подтверждения целесообразности их строительства особое внимание должно быть уделено снижению стоимости облицовочных элементов. При строительстве некоторых сооружений индивидуального назначения, а также для сооружений ниже 3 м, потребности в трудозатратах являются небольшими и привлечение специализированной субподрядной организации может оказаться неэкономичным. В таких случаях более выгодно выполнять строительство сооружения из армированного грунта только силами генподрядчика или местных строительных организаций.

8.4.2. РАССМОТРЕНИЕ НА СТАДИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Для сооружений традиционного типа укладка и уплотнение материала засыпки могут выполняться независимо от метода их возведения. Такой же подход возможен и применительно к сооружениям из армированного грунта, при этом соответствующие операции при распределении стоимости строительства исключаются из рассмотрения (рис. 8.6). Для сооружения традиционного типа требуется больший объем материала засыпки, чем для сооружения из армированного грунта (рис. 8.7).

8.5. СОПОСТАВЛЕНИЕ СТОИМОСТЕЙ

Стоимость материалов, используемых в качестве засыпки, зависит от их наличия в данной местности и транспортных расходов. Аналогично стоимость облицовочных материалов является функцией от местных условий и расценок. Армирующие материалы обладают различными свойствами, а соответственно и стоимостью. Следовательно, несмотря на то, что теоретически удельная стоимость арматуры увязывается с экономической эффективностью при использовании одного из материалов, рыночные условия могут диктовать другую тенденцию (табл. 8.2). Итогом всестороннего анализа является потребность обеспечить минимальную стоимость исходя из уравнения (4).

8.6. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА

Альтернативный подход к определению преимуществ применения сооружений из армированного грунта связан с проведением экологической оценки. Важнейшее достоинство

8.6. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА.

такого подхода заключается в том, что он практически не зависит от влияний коммерческого характера, которые обычно проявляются при использовании новых технических решений, а следовательно, с его помощью можно более реально оценить фактическую стоимость.

Рост стоимости энергии обуславливает необходимость расчета энергопотребления, включая энергозатраты на строительные материалы. Однако расход энергии—это лишь один из экологических параметров оценки полного эффекта (краткосрочного, длительного или побочного) возведения объектов. Проблемы дефицита сырьевых запасов влекут удорожание трудозатрат, транспортных и эксплуатационных расходов, а также имеют природоохранное значение вследствие загрязнения атмосферы и отчуждения земель. Эти проблемы приобретают возрастающую важность и интерес.

Выбор типа конструкции применительно к любому виду сооружения оказывает влияние на все перечисленные параметры. Оценку общей стоимости сооружения можно выполнить на основе анализа экологических параметров, с которыми придется сталкиваться на протяжении всего цикла его возведения, включая разработку сырья, технологические процессы, изготовления основных материалов, строительные работы, текущий ремонт, складирование отходов и демонтаж.

На практике в связи с применением сооружений из армированного грунта рассматриваются следующие экологические параметры: энергопотребление на материалы, применяемые в сооружении; расход технологической воды, потребляемой на производство материалов; отчуждение площадей, необходимых на производство материалов; загрязнение, вызванное производством материалов и проведением строительных работ; трудозатраты на изготовление материалов, их транспортировку, строительные работы и текущий ремонт; потребности в демонтаже.

Экологические параметры, связанные с возведением сооружений из армированного грунта при использовании железобетона, стальной арматуры и несвязных грунтов приведены в [табл. 8.3](#) [Крейер, 1981].

На [рис. 8.8](#) указаны относительные значения экологических параметров, полученные на основе сопоставления сооружения из армированного грунта высотой 6 м с аналогичной подпорной стенкой консольного типа из железобетона. Несмотря на то, что последняя имеет оптимальную конструкцию, разработанную с применением известной программы расчетов подпорной стенки на ЭВМ, с экологических позиций сооружение из армированного грунта более эффективно. При наличии спорных экономических показателей окончательно выбор типа сооружения осуществляется с позиции их экологической целесообразности. Данные [рис. 8.9](#) представляют весомый аргумент в пользу того, что сооружения из армированного грунта являются эффективными и экономичными.

9. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ВВЕДЕНИЕ

В отличие от обычных сооружений, в сооружениях из армированного грунта важное значение приобретает вопрос их долговечности, учет которой позволит сооружению выполнить надлежащую роль. Долговечность сооружения зависит от его назначения. Для сооружений из армированного грунта, не являющихся временным, коррозионная стойкость важнее, чем для сооружений традиционного типа. Это связано с тем, что для основных видов сооружений из армированного грунта характерно объединение в одно целое армирующей среды или элементов с грунтом. Однако для многих материалов грунт не является благоприятной средой и, если воздействие сооружения из армированного грунта проведено без соответствующего учета вредного воздействия окружающей среды, то может произойти быстрое разрушение элементов.

Проблема осложняется тем, что процесс коррозии в грунтовой среде (конструктивные элементы сооружений обычно заглублены в грунт) трудно контролировать, и поэтому зоны критической коррозии не могут быть выявлены до того, как произойдет разрушение. Кроме того, восстановительные работы после разрушений, вызванные коррозией, физически трудно выполнимы и обычно весьма дорогостоящи.

Таким образом, для сооружений из армированного грунта должен учитываться критерий обеспечения качества сооружения, который увязывал бы долговечность с расчетным сроком эксплуатации. Этого можно достичь на основе классификации сооружений по трем категориям с учетом расчетного срока эксплуатации, относительной степени надежности и интенсивности процесса коррозии в материалах сооружения (табл. 9.1).

9.1. КОРРОЗИЯ

Все обычные технические материалы со временем вырождаются, превращаясь вновь в исходную руду или соединения, из которых они были получены. При проектировании сооружения из армированного грунта рассматриваются вид и скорость такого обратного процесса. Интенсивность коррозии зависит от состава материала, геометрии элемента и его взаимодействия с окружающей средой, а также, в наибольшей степени, от характера применяемого грунта.

Воздействие того или иного вида коррозии связано с назначением элемента. Поверхностная (общая) коррозия обычно не создает сложных проблем, так как по толщине элемента можно предусмотреть соответствующие запасы. В то же время локальный очаг коррозии может вызвать серьезное повреждение сооружения, например образование свища в трубопроводе. Для сооружений из армированного грунта наибольшую опасность представляют нарушение крепления арматуры с облицовкой, а также коррозия армирующих элементов опоясывающего вида. Грунты представляют собой среду, сложную для изучения. Однако имеющийся опыт позволяет оценить подверженность грунта коррозии и отнести его либо к среде, которая создает повышенную опасность коррозии и требует проведения дорогостоящих мероприятий по ее предотвращению, либо к благоприятной среде, требующей лишь минимальной предосторожности.

Более сложно определить фактическую интенсивность коррозии. Это осложняется тем, что действительный характер материала засыпки и физические условия внутри сооружения из армированного грунта могут быть установлены только в процессе или после строительства, и, следовательно, у проектировщиков отсутствуют необходимые сведения. Поскольку

9.1. КОРРОЗИЯ.

сооружения из армированного грунта предназначены для использования в течение нескольких десятилетий, обычно принимают инженерное решение, связанное с выбором грунтов, которые, согласно имеющимся сведениям, не способствуют коррозии, и строго выполняют правила строительных работ. Следовательно, чтобы в максимальной степени уменьшить риск, целесообразно для проектировщика разработать ограничительные указатели.

9.1.1. ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКАЯ КОРРОЗИЯ

Коррозия представляет собой электрохимический процесс, затрагивающий только металлы; пластмассы же и стекло не корродируют. Для того, чтобы возникла коррозия, должна существовать разность потенциалов в двух точках, которые при наличии электролита электрически связаны между собой. Эта разность потенциалов может быть вызвана неодинаковой концентрацией соли и кислорода в грунте. Возникший микроэлемент образует электрический ток, который приводит к коррозии [рис. 9.1]. Ток от анода переносит металл в раствор в виде положительных ионов или катионов (ионы металлы имеют дефицит электронов и, следовательно, несут положительный заряд), что приводит к коррозии.

Катодная реакция связана с электронами, находящимися в самом металле. В целях поддержания анодной реакции они должны быть нейтрализованы. Для протекания реакции возможны несколько вариантов, но в сооружениях из армированного грунта, как правило, преобладает два вида катодной реакции: связанной с ростом содержания водорода и со снижением содержания кислорода:

- 1) рост содержания водорода происходит в результате выхода протонов (ионов водорода) с катодных участков на поверхности металла. Такая реакция протекает ускоренно при низких значениях pH, но приобретает меньшее значение в нейтральной или щелочной среде;
- 2) снижение содержания кислорода является наиболее характерной катодной реакцией для грунтов. В этом случае кислород, соединяясь с электронами и водой, создает ионы водной гидроокиси. Интенсивность такой реакции определяется скоростью диффузии кислорода на поверхности металла.

Уровень коррозионного тока определяется контрольными реакциями, на основе которых интенсивность процесса ограничивается. На рис. 9.2 показана роль омического сопротивления потока при определении интенсивности коррозии, при этом снижение сопротивления указывает на возрастание коррозии.

Кроме того, процесс электрохимической коррозии приводит к образованию катионов металла и гидроокиси. В результате с выделением водорода возрастает щелочная реакция среды. Катионы ряда металлов вступают в реакцию с гидроокисью с образованием осадка, который, в свою очередь, может уменьшить интенсивность коррозии, подавляя ее за счет растворимости металла, так и диффузии кислорода.

Такое взаимодействие характерно для цинка, в связи с чем для предотвращения коррозии используется оцинкованная сталь. В этом случае эффект достигается в результате того, что при обычных условиях цинковое покрытие корродирует с малой интенсивностью, а при нарушении слоя цинка и обнажении поверхности стали последняя играет роль катода, в то время как цинк является анодом. Далее происходит коррозия цинка, и образовавшиеся при этом продукты в виде гидроокиси и карбонатов блокируют нарушение в цинковом слое (рис. 9.3).

Алюминий и нержавеющая сталь обладают коррозионной стойкостью в результате образования оксидной пленки. Если такая пленка нарушена, и отсутствуют условия для ее

9.1. КОРРОЗИЯ.

восстановления, будет интенсивно развиваться коррозия основного металла. Именно по этой причине алюминий и нержавеющая сталь подвержены в большей степени глубинной, а не поверхностной коррозии.

Присутствие хлоридов и сульфатов способствует возникновению глубинной коррозии в этих металлах (рис. 9.4). При сопоставлении обеих форм повреждения металлов (поверхностной и глубинной) необходимо отдавать предпочтение поверхностной коррозии, так как она предсказуема (в том числе по снижению ею прочности конструкции) и, следовательно, можно установить необходимые запасы на коррозионное воздействие. Глубинная коррозия является непредсказуемой как по интенсивности, так и по развитию очагов поражения. Кроме того, процесс глубинной коррозии может протекать за очень короткий промежуток времени [Кинг, 1978].

9.1.2. БАКТЕРИАЛЬНАЯ КОРРОЗИЯ

Коррозию металла можно уменьшить созданием нейтральной или щелочной среды, в которой отсутствует кислород. Однако такая среда благоприятствует росту сульфатопоглощающих бактерий. Эти бактерии являются анаэробными, т.е. они способны бурно развиваться при отсутствии атмосферного кислорода, а для своего роста получать кислород из сульфатных ионов, преобразуя их в ходе процесса в сульфиды. Коррозия, вызванная такими организмами, происходит как в результате катодной стимуляции, так и от воздействия сульфидов. Сначала жидкие сульфиды мигрируют в поровой воде к металлу и, вступая с ним в реакцию, создают нерастворимые сернистые соединения, которые способствуют образованию глубинной коррозии. Таким образом, этот вид коррозии может происходить в точках, удаленных от участков расселения организмов (рис. 9.5).

Бактерии нуждаются в источнике органического питания и в сульфитах, потому в качестве мероприятия по предотвращению бактериальной коррозии проектировщик должен подбирать грунты, которые характеризуются низкими содержанием этих веществ. Следует также избегать применения покровных слоев или грунтов с высоким содержанием органики. Некоторые виды глинистых грунтов, например, лондонская глина, способствуют бактериальной коррозии и их не рекомендуется использовать, если материал арматуры не является стойким к такой коррозии (стекловолокнистая арматура или некоторые виды пластиковой).

Для некоторых сооружений из армированного грунта применение связных материалов не допускается нормами. В таких нормах обычно не указываются критерии бактериальной коррозии. В результате резко снижается острота восприятия бактериологической проблемы, и проектировщик может даже не учитывать этой опасности. Возможность бактериальной коррозии, как правило, устанавливается на основе измерения в грунте потенциала окисления-восстановления.

9.1.3. РАЗРУШЕНИЕ ОТ ФИЗИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Долговечность сооружения зависит не только от электрохимической или бактериальной коррозии, но и от нарушения физического характера или от износа. В частности, некоторые виды материалов, используемых при возведении сооружений из армированного грунта, чувствительны к физическим нарушениям, вызванным неосторожным обращением. Например, арматура из стекловолокна, а также защитное покрытие металлической арматуры могут быть разрушены при движении гусеничного транспорта. Многие пластики или основанные на них материалы подвержены воздействию ультрафиолетового излучения, они имеют низкую точку плавления, что делает их чувствительными к огню. Сильный холод, по видимому, не создает угрозы долговечности, и подавляющее большинство материалов воспринимает без осложнений нагрузки в реальных температурных условиях. При

9.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА КОРРОЗИЮ АРМАТУРЫ И

воздействии огня стойкими оказываются только изделия из стали, железобетона, в том числе с предварительным напряжением.

9.1.4. СОВМЕСТИМОСТЬ МАТЕРИАЛОВ

Все металлические компоненты, используемые для сооружений из армированного грунта, а именно армирующие элементы, крепления и облицовка из металла, должны быть совместимыми в электролитическом отношении. Если этого нельзя достичь, должны быть приняты меры по обеспечению электроизоляции.

9.1.5. ПРОЧИЕ ФАКТОРЫ

Коррозионная активность грунта может возрастать за счет разного рода включения. Наибольшую угрозу вредного воздействия и значительной коррозии представляют шлаки, частицы углерода, кокс и уголь. С другой стороны, засыпка, которая содержит включений меди и известняка, может способствовать выщелачиванию и образованию налета на арматуре, который эффективно препятствует коррозии.

9.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА КОРРОЗИЮ АРМАТУРЫ И ОБЛИЦОВКИ

Наиболее важными конструктивными факторами, влияющими на коррозию армирующих элементов в сооружении из армированного грунта, являются тип и характер материала засыпки, а также технология производства работ по ее укладке, в частности уровень уплотнения. При выполнении кирпичной кладки рядами и анкеровки сооружения технология производства работ незначительна, в то время как при армировании грунта *in situ* может оказаться решающей. Типы грунтов, которые применяются в качестве засыпки в армированных земляных сооружениях, устанавливаются применительно к каждому конкретному случаю. Их агрессивность также оказывается различной (табл. 9.2 и 9.3).

9.2.1. ЗАСЫПКА ИЗ НЕСВЯЗНОГО МАТЕРИАЛА

При использовании несвязных грунтов в качестве засыпки для армированных земляных сооружений долговечность арматуры и узлов ее крепления с облицовкой обеспечивается следующими условиями:

- однородностью скольжения;
- степенью неравномерного уплотнения;
- влажностью и дренированием.

Однородность материала засыпки необходима для того, чтобы избежать образования локальных зон коррозии арматуры или узлов крепления, и поэтому является важнейшей задачей. В зависимости от воздействия на арматуру грунты для засыпки могут выбираться с учетом их дифференцированной укладки. На рис. 9.6 приведен пример, иллюстрирующий правильную и неправильную укладку различных грунтов с точки зрения предотвращения коррозии.

Неравномерность уплотнения может вызвать образование дискретных очагов коррозии, так как участки с более плотным сложением из-за меньшего контакта с воздухом оказываются в худших условиях по отношению к образованию коррозии. В пределах сооружения из армированного грунта невозможно достичь равномерного уплотнения, что следует учитывать при проектировании.

Влажность грунтов и условия их дренирования являются главными факторами, определяющими процесс коррозии. При сухом материале засыпки коррозии не возникает, поэтому сооружения, построенные в регионах с засушливым климатом, будут иметь больший срок службы, даже если в качестве арматуры используется листовое железо. Начало

9.3. ИЗМЕРЕНИЕ ФАКТОРОВ КОРРОЗИИ.

неблагоприятного развития коррозии отмечается при влажности 5%, а с ее увеличением процесс становится более интенсивным (см. табл. 9.5, разд. 9.3.3).

Поверхностный сток атмосферных осадков может внести в тело сооружения соли, способствующие развитию коррозии, особенно при сосредоточении воды у облицовки и узлов крепления. Из-за гигроскопического характера большинства продуктов коррозии соли, впитавшиеся в сооружение, концентрируясь, будут ускорять коррозионный процесс. Поэтому для минимизации риска особое значение приобретает надлежащий выбор материала строительных конструкций.

9.2.2. СВЯЗНАЯ ЗАСЫПКА

Многих проблем можно избежать, если заменить несвязную засыпку на связный материал при условии, что будут приняты меры, исключаяющие набухание, а также образование усадочных и морозобойных трещин.

Основная сложность при использовании связного грунта возникает из-за его подверженности микробиологическому воздействию. Риск увеличивается при возрастании в материале содержания серы или органики. На рис. 9.7 выделена зона в пределах сооружения, которая подвержена риску развития коррозий микробиологического характера. При использовании связных грунтов с оцинкованной арматурой следует учитывать, что, согласно результатам некоторых исследований, цинк чувствителен к иллитам. В таком случае продукты коррозии абсорбируются глиной и поэтому не могут создавать защитный слой на металлической поверхности. Другим важным фактором, способствующим коррозии, может явиться присутствие некоторых видов сульфатопоглощающих бактерий-вибрионов.

При этом процесс коррозии может возникнуть из-за катодной деполяризации на периферийных участках колоний бактерий, которые образуются на поверхности элементов. Лонг [1978] установил, что росту этих сульфатопоглощающих вибрионов способствуют: нейтральное значение pH; присутствие в водных растворах сульфатов; наличие частично разложившегося органического вещества.

Таким образом, тип материала засыпки для сооружений из армированного грунта устанавливается с учетом определенных ограничений по его использованию. При этом для связных и несвязных грунтов необходимо выбирать различные критерии с учетом конкретных условий окружающей среды.

9.3. ИЗМЕРЕНИЕ ФАКТОРОВ КОРРОЗИИ

Наиболее важными факторами коррозионной активности грунтов являются их сопротивление, потенциал окисления – восстановления, влажность и показатель pH.

9.3.1. СОПРОТИВЛЕНИЕ

Сопротивление представляет собой, как правило, основной фактор коррозии в сооружениях из армированного грунта, так как в большинстве случаев внутри их будут находиться те или иные металлические элементы. Эти элементы, как уже говорилось, подвержены электрохимической коррозии. Чем ниже сопротивление электрическому току, проходящему через сооружение, в частности через грунт, тем выше интенсивность коррозии. Сопротивление измеряется путем создания в грунте фиксированного тока и регистрацией падения напряжений на заданных расстояниях.

Для измерения сопротивления имеется несколько приборов, но установлено, что наибольшую точность обеспечивает четырехщупный зонд Веннера (рис. 9.8, 1). Для того чтобы измерить сопротивление [Британский стандарт – БС 1013], четыре электрода устанавливают в грунт по

9.3. ИЗМЕРЕНИЕ ФАКТОРОВ КОРРОЗИИ.

одной линии и между двумя наружными электродами пропускают ток. Погрешности, вызванные расположением электродов в грунте, минимизируются переменным током низкой частоты. Измерение разности потенциалов, которая возникает между парой внутренних электродов при образовании электрического тока, позволяет вычислить кажущееся сопротивление грунта

$$P_a = (2a\pi\Delta v / I_C) = 2a\pi R, \quad (1)$$

где P_a — сопротивление, Ом·см; a — расстояние между электродами, м; I_C — ток между внешними электродами, А; Δv — измеренное значение разности потенциалов, В; R — удельное сопротивление, Ом.

Согласно указаниям Департамента транспорта [ВЕ 3/78], необходимо учитывать следующее.

Ряды электродов следует ориентировать в различных направлениях в пределах запланированного участка производства работ; запрещается проводить измерения, когда грунт находится в мерзлом состоянии.

Интервал между двумя смежными электродами в каждом ряду не должен быть менее 1,5 м; при последующих замерах этот интервал следует наращивать ориентировочно с шагом 2 м. Максимальное расстояние между электродами должно быть равно глубине, на которую предусматривается эскалация.

При постоянном увеличении расстояния от внешних электродов до фиксированной центральной точки может быть выполнена оценка строения грунтовой толщи по глубине. Такая схема известна под названием «цепи Шлумбергера». При малом расстоянии кажущееся сопротивление будет ориентировочно соответствовать сопротивлению верхнего слоя грунта; при его увеличении — нижнего (рис. 9.8, II). Исходя из интерпретации измерений по схеме Шлумбергера, сопротивление выразится следующим образом:

$$P_a = \pi(a^2 - r^2) = \Delta v / 2rI_C, \quad (2)$$

Существует также возможность оценивать сопротивление грунта в лабораторных условиях, но из-за размеров исследуемого образца достоверность результатов должна рассматриваться в зависимости от степени его предварительности. Типичная схема прибора для лабораторных испытаний приведена на рис. 9.9, а в табл. 9.4 — значения сопротивления.

9.3.2. ПОТЕНЦИАЛ ОКИСЛЕНИЯ–ВОССТАНОВЛЕНИЯ

Потенциал окисления–восстановления дает информацию о двух возможных явлениях: о наличии сильно различающихся грунтов или о резком снижении характеристик грунтов, обусловленном присутствием бактерий, вызывающих коррозию.

Сооружения из армированного грунта следует возводить с применением однородного материала засыпки. Использование слоистой конструкции само по себе не создает условий для коррозии (см. рис. 9.6), если каждый слой арматуры оказывается в пределах одного грунта. Таким образом, потенциал окисления–восстановления обычно только указывает на наличие и активность сульфатосодержащих бактерий, вызывающих коррозию.

Потенциал окисления–восстановления определяется как величина электродвижущей силы между поверхностью платиновых электродов и реверсивным электродом, которые находятся в непосредственном контакте с грунтом (рис. 9.10). Каждый тип реверсивного электрода имеет свою точку отсчета, поэтому предварительно его следует оттарировать на эталонном приборе, которым служит водородный электрод. При определении потенциала окисления–

9.3. ИЗМЕРЕНИЕ ФАКТОРОВ КОРРОЗИИ.

восстановления по отношению к нейтральной среде ($pH=7$) вносится соответствующая поправка на фактическую концентрацию водородных ионов в грунте.

Определяя потенциал окисления – восстановления необходимо выполнять некоторые правила, в частности приведенные в указаниях британского Департамента транспорта [BE 3/78].

1. Потенциал окисления–восстановления следует определять непосредственно на участке строительства сооружения или на выбранном карьере грунта, измеряя электродвижущую силу между платиновым электродом и каломельным. Эталонный каломельный щуп необходимо заполнить насыщенным раствором хлористого калия. Наконечник щупа с платиновыми электродами должен быть защищен пастой или мелким абразивным материалом, а затем промыт 70%-м спиртом и дважды дистиллированной водой.

2. Рекомендуется следующая методика определения: а) испытание должно выполняться в шурфе требуемой глубины и площадью не менее 1 м^2 ; б) с подошвы шурфа должен быть отобран образец, по которому устанавливается pH грунта; в) щупы необходимо заглубить в подошву шурфа на расстоянии 300 мм друг от друга; г) электрическая цепь должна быть замкнута путем подключения соответственно пластикового и эталонного электродов к положительной и отрицательной клеммам милливольтметра. Если на приборе показаний не будет, следует изменить полярность, а следующие измеренные величины рассматривать с отрицательным знаком; д) каждый из платиновых электродов следует включать в цепь отдельно, причем показания берутся сразу после одного поворота зонда на 360° . Показания, полученные с обоих электродов, бракуются, если разность между ними превышает 10 мВ. Производится повторная зачистка электродов; е) в качестве потенциала платинового электрода принимается среднеарифметическое значение двух показаний при допустимом расхождении между ними; ж) потенциал окисления–восстановления E_T для частного испытания может быть получен с помощью выражения

$$E_T = E_p + 250 + 60(pH - 7), \quad (3)$$

где E_T – потенциал окисления–восстановления, мВ; E_p – потенциал платинового зонда, мВ; pH – показатель концентрации водородных ионов в жидкой фазе материала засыпки.

3. При проведении испытаний в условиях, отличающихся от полевых, следует обеспечить состояние материала засыпки, отвечающее натурному. Для этого необходимо осторожно отобрать монолит грунта или повторно уплотнить его при оптимальной влажности с последующим выдерживанием в течение пяти суток.

4. Испытания по определению потенциала окисления–восстановления нельзя проводить во время морозов или засухи.

Альтернативой измерению потенциала окисления–восстановления является анализ грунта на чувствительность к бактериальной коррозии в лабораторных условиях. Высокая концентрация сульфатопоглощающих бактерий указывает на их агрессивность грунта и является противопоказанием к его использованию для армированных земляных сооружений.

9.3.3. ВЛАЖНОСТЬ

Влажность связана с коррозией, так как этот процесс может возникать только при наличии воды (табл. 9.5). В качестве порогового значения, при котором поверхность металла становится активной, принимается влажность в 30%.

9.4. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ АРМАТУРЫ.

9.3.4. ПОКАЗАТЕЛЬ pH

Показатель pH (кислотная или щелочная среда) зависит от свойств материалов, используемых в качестве арматуры. Для различных материалов благоприятными являются свои диапазоны pH. В соответствии с некоторыми нормативными документами значения pH ограничиваются диапазоном, который благоприятен для цинка, что является следствием широкого применения оцинкованной стали для арматуры. Однако алюминий и нержавеющая сталь, наряду с другими видами неметаллической арматуры могут работать при иных условиях и обычно более стойки в кислотной и щелочной среде.

Несмотря на то, что обычно значения pH применяются в качестве критерия, при строгом подходе они не могут быть точным индикатором. Более важно общее количество кислот или щелочей, фактически присутствующих в грунте. В некоторых грунтах содержится много кислот, хотя они и характеризуются значениями pH, отвечающими условием нейтральной среды. Поэтому коррозия будет происходить, но ее интенсивность окажется низкой, а продукты коррозии останутся на поверхности арматуры и будут способствовать замедлению процесса.

9.4. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ АРМАТУРЫ

9.4.1. МЯГКАЯ И ОЦИНКОВАННАЯ СТАЛЬ

Применение листовой или оцинкованной стали имеет длительную историю. Практический опыт ее использования поэтому дает определенные сведения о продолжительности срока службы, что позволяет прогнозировать износ и стойкость стальной арматуры к коррозии.

П о д з е м н ы е т р у б о п р о в о д ы и з л и с т о в о й с т а л и . В 1957 г. управление водопроводных сетей и компания «Электрисите де Франс» провели обследование 24 трасс подземных трубопроводов, уложенных в грунт до 60 лет назад. Результаты показали, что приблизительно 1/3 из них находится еще в хорошем или очень хорошем состоянии при среднем сроке эксплуатации в 50 лет. Только 1/10 была изношена и признана соответствующей плохому состоянию. На основе обследования был сделан вывод, что главной причиной износа явилась глубинная коррозия, которая происходила на начальной стадии эксплуатации.

В о д о п р о п у с к н ы е т р у б ы и з о ц и н к о в а н н о й с т а л и . Хевиленд, Белэйр и Моррелл [1968] обобщили результаты обследования в США 111 водопропускных труб, залегающих в различных грунтах. Толщина стали, используемой для этих труб варьировалась от 1,5 до 2,6 мм, а срок эксплуатации — от 2 до 35 лет. Сообщается, что все трубы находятся в хорошем состоянии. Поскольку водопропускные трубы частично находятся в грунте и на воздухе, можно считать, что такое исследование в большей степени соответствует условиям использования металлических облицовок для сооружений из армированного грунта. Важно, что обследованием установлена значительно более высокая подверженность коррозии частей труб, находящихся вне грунта.

Ш п у н т о в ы е с т е н к и . Как известно, шпунтовые стенки находятся в эксплуатации очень длительное время, успешно выполняя предназначенные функции. Исключение представляют некоторые регионы с тропическим климатом, где бактериальное воздействие ускоряет процесс коррозии. Исходя из результатов ряда исследований, выполненных во Франции Департаментом мостов и автомагистралей [1978], отмечается, что интенсивность коррозии уменьшается со временем, даже в условиях воздействия моря. За время, превышающее 40 лет, средняя величина уменьшения толщины шпунта соответствовала 0,06 мм/год в холодной воде и 0,1 мм/год в условиях теплого климата. Наиболее высокая скорость износа (0,3 мм/год) была зарегистрирована на протяжении

9.4. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ АРМАТУРЫ.

первых пяти лет эксплуатации. Отмечались также очаги глубинной коррозии, при этом их проникание в металл в 3–4 раза больше, чем среднее уменьшение толщины. Эти данные подтверждены натурными исследованиями, выполненными в ФРГ, согласно которым в целом потеря толщины характеризуется значением 1 мм за 100 лет.

Д а н н ы е н а ц и о н а л ь н о г о б ю р о с т а н д а р т о в . Наиболее полные данные о коррозии в грунтовой среде были получены при проведении натуральных исследований металлических водопропускных труб из листовой и оцинкованной стали, которые проводились Национальным бюро стандартов (НБС) США по программе, охватывающей период времени с 1910 до 1955 г. В соответствии с этой программой на 128 различных участках было погребено более 333 типа элементов как стальных, так и из других металлов, с защитным и без защитного покрытия. Элементы из листовой и оцинкованной стали были испытаны на 47 участках с различными грунтовыми условиями, которые включали иловые отложения, залежи торфа и глинистые грунты.

Эти исследования, выполненные НБС, подтвердили существенное снижение скорости коррозии во времени. Романовым [1958] было показано, что рассмотрение затухания коррозии в качестве параметра, характеризующего процесс, имеет преимущество по сравнению со скоростью коррозии. Для расчета средней величины потери толщины листовой стали x как функции времени была предложена следующая зависимость (рис. 9.11):

$$x = Kt^n, \quad (4)$$

где t — время; K — характеристика участка; n — то же, со значением менее 1.

Исследования, проведенные Романовым, не позволили получить формулу для вычисления потери толщины оцинкованной стали в зависимости от времени, но можно считать, что оцинкованная сталь будет иметь скорость коррозии ниже, чем листовая. Кроме того, исследования показали — коррозия листовой и оцинкованной стали связана между собой (рис. 9.12). При этом предполагается, что начало обычного процесса коррозии задержится до тех пор, пока в него не будет вовлечен весь цинк.

9.4.2. ВЫСОКОЛЕГИРОВАННАЯ СТАЛЬ

Для широкого диапазона материалов, изготовленных с применением железа и сплавов, коррозионная стойкость которых зависит от содержания в них хрома, используется термин нержавеющая сталь. Хром имеет высокое сходство с кислородом и легко образует окиси, которые являются устойчивыми, что приводит к состоянию, известному как инертность. Сталь называют нержавеющей при условии, что содержание в ней хрома более 11%. В целом с увеличением содержания хрома коррозия снижается (рис. 9.13).

Нержавеющие стали можно разделить на три группы: 1) мартенситовые нержавеющие стали включают железо и хром при высоком содержании углерода; обладают высокой внутренней энергией, но не очень коррозионно-стойки; 2) ферритовые нержавеющие стали подобны мартенситовым, но имеют более низкое содержание углерода; 3) аустенитные нержавеющие стали включают железо, хром и никель (10% Cr и 8% Ni); являются наиболее коррозионно-стойкими и широко используются в случаях, когда коррозия крайне недопустима.

Нержавеющая сталь может подвергаться коррозии в различных формах, включая поверхностную, глубинную, межзерновую, эрозионную, электролитическую, фрикционную и биологическую коррозию, а также подвергаться растрескиванию как от воздействия напряжений, так и в присутствии водорода. В грунтовых условиях из перечисленных вероятной будет только глубинная коррозия в виде расщелин, поскольку в грунте содержится

9.4. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ АРМАТУРЫ.

недостаточно кислорода для возникновения поверхностной коррозии. Растрескивание поверхности обычно возникает при температуре около 60°C.

Применение нержавеющей стали в сооружениях из армированного грунта. Потенциально пригодны для использования в качестве арматуры мартенситовые углеродисто-хромистые стали типа 410 и 430, а также аустенитные стали типа 304 и 316. Однако стали типа 410 и 430, как показывают результаты исследований НБС, подвержены сильной глубинной коррозии в агрессивных глинистых грунтах, в то время как аустенитные фактически ей не подвержены. Исследования сталей типа 410 (11,5% Cr) и 304 (19% Cr и 10% Ni) показывают, что последняя может испытывать коррозию в слабопроницаемых высокохлоридных грунтах, хотя при прочих условиях дает удовлетворительные результаты. Из табл. 9.6 видно, что оба типа стали находятся почти на противоположных позициях среди всех нержавеющей сталей. Они обладают существенным различием по коррозионной стойкости, особенно по отношению к глубинной коррозии. В работе Ли и Эдвардса [1977] утверждается, что сталь типа 430 будет испытывать значительную глубинную коррозию в глинистых и песчаных грунтах, в то время как сталь типа 316—только в грунтах с весьма низким показателем рН. Однако сталь типа 316 обычно значительно дороже, чем сталь типа 430, и экономически сопоставлять варианты их применения нельзя. Учитывая возможности выбора материала засыпки, сталь типа 304 может обеспечить модификацию стали типа 430, которая наряду с ее экономическим преимуществом будет обладать адекватной коррозионной стойкостью. Для повышения коррозионной стойкости нержавеющей сталей и предотвращения ее глубинного развития используют добавки молибдена. При этом установлено, что прибавка 1% Мо к стали, содержащей 17% Cr, делает ее такой же стойкой к глубинной коррозии, как и стали типа 304. Выпускаемая в настоящее время сталь типа 434 обладает таким составом и свойствами.

9.4.3. АРМИРУЮЩИЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ СТЕКЛОВОЛОКНА

Пластики, армированные стекловолокном (ПАСВ), представляют собой материал, образующийся из смолы с надлежаще ориентированными в ней стекловолокнистыми нитями. Оба компонента ПАСВ являются неметаллами и обладают хорошими электродоизолирующими свойствами, что исключает возможность электролитической коррозии, и поэтому ПАСВ не ржавеет. На протяжении многих лет материалы со стекловолокнами используются при подземных работах, особенно если грунтовые условия характеризуются агрессивностью или могут содержать химические вещества, способствующие коррозии. Основу успешной работы обеспечивает тщательный выбор смол, стойких к химическому воздействию. Считается, что могут быть созданы композиты, обладающие практически любой долговечностью.

Длительная прочность. Несмотря на то, что ПАСВ не подвергаются коррозии, некоторое снижение их прочности может происходить в условиях длительного воздействия повышенной влажности. Процесс такой деградации является сложным и вызывает не только ослабление самой смолы, но и ее связей со стекловолокном. При обычных температурных условиях деградация существенно замедляется, оказываясь после длительного периода несущественной. Так как проектная продолжительность эксплуатации сооружений из армированного грунта превышает 100 лет, для изучения длительности прочности ПАСВ проведены соответствующие исследования. Методы ускоренных испытаний базировались на том, что деградация терморезактивных смол от воздействия воды может быть ускорена при ее кипении. Алгара и Ван дер Беек [1970] считают, что при таком способе испытаний параметр моделирования времени достигает 250–1000.

Поскольку стекловолокно не подвержено ползучести, вероятность таких параметров представляется возможной. На рис. 9.14 приведена относительная прочность арматуры из

9.4. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ АРМАТУРЫ.

ПАСВ в зависимости от времени ее погружения в воду с температурой свыше 95°С при двух различных значениях показателей рН. Нижняя граничная кривая характеризует эффект деградации при воздействии изученных жидкостей. В их число входили деионизированная вода, насыщенный фактор ортофосфорного дигидрата калия (рН=4,5–5), насыщенный раствор буры (рН=4,5–8,8), морская вода и соляная кислота (рН=1). Эта кривая указывает на нечувствительность процесса деградации к наличию абсорбируемых ионов, которые определяют процесс коррозии металлов.

Разрушение от нагрузки. Наиболее слабым местом в арматуре из ПАСВ является ее крепление с облицовкой. Для того, чтобы оценить прочность этих концевых участков арматуры под воздействием нагрузки, были проведены испытания образцов, погруженных в воду с температурой 20°С [Маллиндер, 1978] (рис. 9.15).

Биологическая деградация. Для изучения влияния различных биологических организмов на арматуру из ПАСВ были проведены опыты по изучению воздействия на нее грибковых культур, анаэробных и аэробных бактерий, а также термитов. В настоящее время не выявлено каких-либо нарушений этих материалов в результате биологических воздействий (рис. 9.16).

Физическая прочность. Так как ПАСВ являются композитами, основу которых составляют стекло, необходимо установить их физическую прочность. Исходя из результатов испытаний, при которых в засыпке были представлены наряду с песком, включения глыб известняка размером 20 мм, дробленой до 80 мм скалы, а также валуны и обломки кирпичей, было установлено, что арматура не подвергается даже малейшему нарушению при наличии между нею и башмаком гусеничного транспорта защитного слоя минимальной толщиной 50 мм.

9.4.4. ТЕКСТИЛЬНЫЕ ИЗДЕЛИЯ (ПЛАСТИКИ)

Текстильные изделия обладают коррозионной стойкостью, а наиболее вероятными факторами потери их прочности являются воздействия биологического и химического фактора. Стойкость к таким воздействиям зависит, главным образом, от композиционного состава арматуры. Натуральные волокна и вискоза подвержены разрушению от многих видов микроорганизмов и поэтому загнивают во влажной среде. Синтетические материалы в таких условиях обычно стойки, и хотя на волокнах могут сосредотачиваться бактерии, данные о нарушении полимерных связей или о сопутствующем этому снижению прочности отсутствуют. Животные и насекомые, такие, как грызуны и термиты, могут повреждать синтетические материалы, но не используют их в качестве пищи. Химическая стойкость большинства синтетических волокон обычно выше, чем у соответствующих им натуральных материалов. Полимеры масел обладают хорошей универсальной устойчивостью благодаря химической инертности их длинных углеводородных связей. Полиамиды подвержены воздействию сильных кислот, а полиэфиры чувствительны к щелочам, хотя те и другие обладают достаточной стойкостью в средах, характеризующихся диапазоном рН=3–10. Большинство материалов обладает хорошей общей химической устойчивостью, в то время как соленая вода, масла и другие аналогичные агенты возможного воздействия не оказывают на них существенного влияния.

Однако отсутствие накопленного опыта эксплуатации земляных сооружений, армированных синтетическими тканями, требует осторожного к ним отношения. Можно использовать методы ускоренных испытаний, но известно, что для некоторых материалов такая экстраполяция при масштабе моделирования выше 10-кратного не будет достоверной. В некоторых случаях, в частности для нетканого материала «Террам», предпринимались

9.4. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ АРМАТУРЫ.

попытки использовать с этой целью условия нагрева. При это были получены удовлетворительные результаты.

Стойкость к солнечной радиации. Все полимерные материалы в большей или меньшей степени подвержены воздействию солнечной радиации, хотя полиэферы лучше воспринимают ее воздействие. Влияние солнечной радиации может быть устранено с помощью защитного покрытия в виде слоя стабилизированного материала. Такой способ защиты использован применительно к материалу «Паравиб». Арматура предназначается для установки в грунтовой массив, поэтому, как правило, проблем, связанных с солнечной радиацией, не возникает.

Температура. Термопластиковые материалы, предназначенные для армирования грунта, стойки к температурному воздействию окружающей среды (от -40 до $+60^{\circ}\text{C}$), хотя их растяжимость уменьшается при низких температурах, а прочность несколько снижается при нагреве. В тех случаях, когда термопластичные смолы используются для армирования нагреваемых материалов, например верхнего слоя дорожного покрытия, должна быть проявлена осторожность. Нйлон и полиэферы размягчаются при температуре выше 200°C , а полимеры масел – в диапазоне до 120 до 160°C . Некоторые опытные данные показывают, что при укладке горячего асфальта на термопластичную смолу температура в месте их контакта быстро снижается до уровня, приемлемого для полиолефинов, причем массив грунта остается незатронутым. Большинство синтетических тканей поддерживают в большей или меньшей степени горение и это должно быть учтено при решении вопроса об использовании их для некоторых сооружений.

Сопоставление стойкости различных синтетических волокон приведено в [табл. 9.7](#).

9.4.5. АВТОПОКРЫШКИ

Чрезвычайная длительность времени разложения изношенных автопокрышек представляет собой основную трудность при их захоронении. С уверенностью можно считать, что продолжительность их существования в отсутствии воздействия огня превышает 100 лет.

В [табл. 9.8](#) приведены сравнительные данные по качеству засыпки и коррозионной стойкости распространенных материалов армирования грунтов.

10. ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ

ВВЕДЕНИЕ

Цель приводимых практических примеров показать относительное значение различных элементов аналитических методик расчета, а также продемонстрировать необходимость системного подхода к выбору материала для компонентов сооружения.

10.1. Пример 1. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

10.1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

На рис. 10.1 приведена схема конструкции подпорной стенки с вертикальной гранью для автодорожной насыпи. Предполагается, что высота стенки может варьироваться от 3 до 9 м максимум, включая конструкцию дорожной одежды.

И с х о д н ы е д а н н ы е . Расчет выполняется в соответствии с требованиями Департамента транспорта Великобритании по методу оттяжки.

Материал засыпки имеет характеристики:

$\gamma_{\text{fill}} = 19 \text{ кН/м}^3$; $K_0 = 0,5$; $c' = 0$; $\Phi' = 35^\circ$; $K_a = \text{tg}^2(45 - \Phi/2) = 0,27$; $E_{\text{fill}} = 260 - 25 \text{ МН/м}^2$;
Материал покрытия: $\gamma_{\text{sur}} = 24 \text{ кН/м}^3$; $\nu_{\text{fill}} = 0,25$.

Характеристики арматуры:

соотношение площадей арматуры и грунта в поперечном сечении равно $0,6 \times 10^{-3}$;
шаг расположения арматуры по вертикали $S_V = 0,24$; $E_R = 200 \text{ ГН/м}^2$; $G_r = 10 \text{ ГН/м}^2$;
показатель трения $\mu = \text{tg} \Phi = 0,4$.

Характеристики основания $E'_{\text{found}} \approx 5 - 50 \text{ МН/м}^2$; $\nu_{\text{found}} = 0,25$;

модуль объемной деформации поровой жидкости $K_e = 2 \text{ ГН/м}^2$;

$E'_{\text{found}} = 1,2 E'_{\text{found}}$ (E — модуль деформации в полных напряжениях);

$\nu = 0,5$ (коэффициент Пуассона в полных напряжениях);

допустимая нагрузка 300 кН/м^2 .

10.1.2. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

П р и м е ч а н и е . Это параметрическое исследование не относится к числу обязательных и проводится для того, чтобы выявить эффект изменения свойств материала.

Оценка напряженно-деформированного состояния сооружения может быть выполнена с использованием метода конечных элементов (см. гл. 3 и 5). Анализ поведения математической модели, базирующейся на дискретном представлении армированного грунта и приведенных выше свойствах материалов, позволил установить следующее.

1) Перемещение лицевой грани составляет приблизительно 5–10 мм,

когда $E'_{\text{found}} \rightarrow 50 \text{ МН/м}^2$, и примерно 20 мм при $E'_{\text{found}} \rightarrow 5 \text{ МН/м}^2$

2) Как видно из табл. 10.1, растяжения в арматуре, расположенной у подошвы сооружения при слабом основании оказываются значительно выше.

3) Сопоставление с результатами, полученными методом конечных элементов указывает на возможность недооценки растягивающих усилий при рассмотрении ренкиновского состояния (K_a).

10.1. Пример 1. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.

4) Снижение жесткости вызывает увеличение растягивающих усилий в арматуре в пределах $K_a \rightarrow K_0$. Следовательно, уменьшение жесткости арматуры приводит к снижению растягивающих усилий. Жесткая арматура позволяет достичь более высокой относительной плотности, поэтому выгоднее применить эквивалентное количество арматуры, обладающей пониженным модулем упругости.

5) Явления проскальзывания арматуры не возникнут. Таким образом, при использовании арматуры из неметаллических материалов с $E_r < E_{steel}$ отмечается тенденция к снижению растягивающих усилий в ней по сравнению с изготовленной из стали. Прогибы будут возрастать весьма постепенно с увеличением касательных напряжений в грунте.

10.1.3. ОЦЕНКА ВНЕШНЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ

В соответствии с силовым воздействием на блок армированного грунта (рис. 10.2)

при характеристиках материалов: $\gamma_{sill} = 19 \text{ кН/м}^3$; $\Phi' = 35^\circ$; $c = 0$; $K_a = \text{tg}^2(45 - \Phi' / 2) = 0,27$ и $\gamma_{sur} = 24 \text{ МН/м}^3$ [приведенная толщина слоя засыпки, эквивалентного дорожному покрытию, равна $0,5 \times (24 : 19) = 0,63 \text{ м}$] — и нагрузке от парапета $F_3 = 17,4 \text{ кН/м}$ имеем полную сдвигающую силу

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + K_a \gamma h_e H + (K_a \gamma H^2) / 2 + 17,4 = (0,27 \times 19 \times 1,2 \times 9,2) + (0,5 \times 0,27 \times 19 \times 9,2^2) + 17,4 = 56,6 + 217,1 = 273,7 \text{ кН/м.}$$

Удерживающая сила: $R_F = \mu_f W$, где $W = (9,2 \times 9 \times 19) = 1573,2 \text{ кН/м}$.

Принимая угол внутреннего трения грунта в нижней части сооружения равным $\Phi = 30^\circ$, получим $\mu_f = \text{tg} \Phi$ $R_F = \text{tg} 30^\circ \times 1573,2 = 908,3 \text{ кН/м}$.

Отсюда коэффициент запаса на сдвиг равен

$$F_S = R_F / F = 908,3 : 273,7 = 3,3$$

О п р о к и д ы в а н и е . Опрокидывающий момент равен

$$M_0 = F_1 H / 2 + F_2 H / 3 + F_3 H = (56,6 \times 9,1 : 2) + (217,1 \times 9,1 : 3) + (17,4 \times 9,1) = 257,5 + 658,5 + 158,3 = 1074,3 \text{ кНм/м,}$$

а удерживающий момент

$$R_0 = 1573,2 \times 9 : 2 = 7079,4 \text{ кНм/м,}$$

Отсюда коэффициент запаса на опрокидывание составит $F_{S_0} = R_0 / M_0 = 6,6$

К о н т а к т н ы е н а п р я ж е н и я . Рассмотрим рис. 10.3, предполагая трапецидальную форму эпюры распределения напряжений под подошвой сооружения (отсутствие информации не позволяет использовать другие методы). С учетом соотношений

$I = bd^2 / 12$; $Z = I / y$; $P = W$ крайевые контактные напряжения выразятся как

$$P / A \pm M / Z = 1573,2 : 9 \pm 6 \times 1074,3 : 9^2 = 174,8 \pm 79,6$$

и максимально допустимое значение составит $254,4 \text{ кН/м}^2$.

10.1. Пример 1. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.

В ы в о д ы : 1) Максимальное значение контактных напряжений по подошве сооружения принимается равным $254,4 \text{ кН/м}^2$, а все остальные расчеты, связанные с несущей способностью основания, выполняются исходя из этой величины.

2) Более низкие участки будут характеризоваться увеличенным соотношением ширины насыпи к ее высоте w'/h' , что влечет за собой возрастание общей устойчивости [Джоунс и Эдвардс, 1981] и позволяет при обеспечении критерия, указанного в п. 1, произвести пропорциональное высоте уменьшение ширины сооружения.

3) Общая устойчивость сооружения оказывается обеспеченной.

П р и м е ч а н и е . Для подтверждения получены необходимые результаты расчетов устойчивости по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения, которые здесь не приводятся.

Оценка устойчивости стенки уменьшенной высоты

7 - м е т р о в а я с т е н к а . Согласно указаниям Департамента транспорта, минимальная ширина сооружения по низу должна составлять $0,8 \times 7 = 5,6 \text{ м}$; принимаем $5,75 \text{ м}$. Тогда

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + K_a \gamma h_e H + 0,5 K_a \gamma H + 17,4 = 43 + 125,7 + 17,4 = 186 \text{ кН/м};$$

$$W = 7 \times 5,75 \times 19 = 764,8 \text{ кН/м}$$

и критерий устойчивости на сдвиг выполняется.

Опрокидывающий момент равен

$$(M_0) = (F_1 \times H_7 / 2) + (F_2 \times H_1 / 2) + (F_3 \times H_7) = 150,5 + 293,3 + 17,4 = 461,2 \text{ кН/м},$$

а максимальная величина контактных напряжений составит $216,7 \text{ кН/м}^2$.

Таким образом, исходя из того условия, что максимальное напряжение у пяты стенки может достигать величины $254,4 \text{ кН/м}^2$ при высоте сооружения 7 м является допустимой ширина его по низу в $5,75 \text{ м}$.

5 - м е т р о в а я с т е н к а . Согласно требованию Департамента транспорта, минимальная ширина сооружения по низу должна составлять $0,8H$ и принимается равной 5 м . Исходя из результатов, приведенных для стенки высотой 7 м , ширина 5-метрового сооружения по низу может быть принята равной 5 м .

3 - м е т р о в а я с т е н к а . Анализируя результаты, полученные для 7-метровой стенки, при снижении ее высоты до 3 м следует принять ширину сооружения в 5 м .

10.1.4. СТЕНКА СТУПЕНЧАТОЙ КОНСТРУКЦИИ

При высоте стенки $9,2 \text{ м}$ ее ступенчатое сечение может быть принято согласно [рис. 10.4](#).

Приведенный на [рис. 10.5](#) профиль стенки учитывает обеспечение минимальной протяженности армирования, что обуславливает ширину верхней части сооружения в 5 м .

10.1.5. ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ

При высоте сооружения менее 5 м трудно достичь экономичного решения за счет дифференциации выбираемых размеров элементов облицовки. Поэтому по всей длине стенки следует использовать унифицированные элементы облицовки.

10.1. Пример 1. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.

10.1.6. ВНЕШНЯЯ УСТОЙЧИВОСТЬ

Свойства материалов: $\gamma_{\text{fill}}=19$ кН/м³; $\Phi'=35^\circ$; $c=0$; $K_a=\text{tg}^2(45-\Phi'/2)=0,25$; $K_0=0,5$.

Допустимая величина осевого растяжения арматуры $P_{\text{at}}=33,2$ кН/м (для этого примера принята неметаллическая арматура, что объясняет ее относительно низкую прочность), поэтому при значении коэффициента запаса $F_S=2$ расчетная величина усилия в арматуре принимается равной $33,2:2=16,6$ кН/м.

$$T_i = T_{hi} + T_{wi} + T_{si} + T_{fi} + T_{mi},$$

где T_{hi} —растяжение, возникшее от вышерасположенной засыпки; T_{wi} —то же, от поверхностной пригрузки интенсивностью w_S ; T_{si} —то же, от внешних сосредоточенных сил S_i ; T_{fi} —то же, от поверхностных сдвигающих сил; T_{mi} —то же, от действия изгибающего момента M_i .

При определении растягивающего усилия на глубине от поверхности засыпки в 1; 3; 5; 7 и 9,2 м учитываем, что

$$T_{hi} = V(K_a \gamma h - 2c' \sqrt{K_a}),$$

где V — шаг расположения арматуры по вертикали;

$$T_{wi} = K_a w_S V (w_S = 0,6 \times 0,63 \times 19 = 23,4 \text{ кН/м});$$

$$T_{si} = 0 \text{ (внешние нагрузки отсутствуют);}$$

$$T_{fi} = 2VF_1 Q(1 - Qh_i);$$

где $F_1 = 17,4$ кН/м ($F_1 = F_3$); $Q = \text{tg}(45 - \Phi'/2)(d + b/2) = 0,26$, т.е. эффективность воздействия только до глубины 4 м;

$$T_{mi} = 6K_a V M_i / L_i^2,$$

где $M_i = 17,4 \times h_i$ кН/м; L_i принимается в зависимости от глубины, равной 6; 7,5 или 9 м.

Результаты расчетов сведены в табл. 10.2.

Оценка локальной устойчивости (на выдергивание). Проверка выполняется с использованием формулы

$$T_i = 0,5P[\mu L_i(\gamma h_i + m_s) + c' L_i],$$

где P_i — ширина по горизонтали верхней и нижней части торцов арматуры i -го слоя на 1 м, т.е. в случае сеточной арматуры $P_i = 2$ М; μ — коэффициент трения, принимаемый равным $\alpha \text{tg} \Phi'$ (для сеточной арматуры $\alpha = 0,5$ и при применении анкеров $\alpha = 1$); в рассматриваемом случае $\alpha = 0,7$.

При высоте сооружения $H = 0 \div 3$, $h_i = 3$, $L_i = 6$ м, $T_i = 0,5 \times 2 [0,7 L_i \times (19 h_i + 23,4) + 0] = 337,7$ кН/м;
при $H = 3 \div 6$, $h_i = 6$, $L_i = 7,5$ м, $T_i = 721,3$ кН/м
и при $H = 6 \div 9,3$, $h_i = 9,2$, $L_i = 9$ м, $T_i = 1248,6$ кН/м.

10.1. Пример 1. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.

В табл. 10.3 приведены данные о расположении армирующих слоев, при котором обеспечивается локальная устойчивость.

По варианту № 1 требуется 26 слоев арматуры, а по второму – 15, но с применением для слоев 1–11 (обозначенных*) сдвоенной сетки, обладающей допустимой величиной сопротивления 33,2 кН/м.

Системы присоединения и длина слоев арматуры. Как показано на рис. 10.6, при использовании сеточной арматуры в виде двух слоев возникает вопрос о величине ее длины в каждом слое. Принимает распределение растягивающего усилия по длине сетки в соответствии с приведенным на рис. 10.7.

Согласно данным натурных измерений максимальное растяжение в арматуре T_{\max} достигается приблизительно на расстоянии $L/3$ от облицовки, а величина T_x в месте ее крепления меньше, чем T_{\max} , но, согласно указаниям [ВЕЗ/78], принимается, что $T_x = T_{\max}$.

Примечание. В сечении А–А растягивающее усилие принимается равным $0,5 \times T_{\max}$.

Следовательно, длина верхнего слоя арматуры, показанного на рис. 10.6, составляет $2L/3$ и нижнего (слой 2) – L .

11.2.7. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ КЛИНА

Рассмотрим устойчивость клина при его высоте 4,5 и 9,2 м (рис. 10.8). Угол наклона плоскости обрушения составляет $\beta' = 45^\circ - \Phi/2 = 27,5^\circ$.

При высоте клина 4,5 м его вес равен $19 \times 0,5 \times 4,5^2 \times \text{tg} 27,5^\circ = 100,1$ кН; пригрузка равна $23,4 \times 4,5 \times \text{tg} 27,5^\circ = 54,8$ кН и полная вертикальная сила $W = 154,9$ кН. Горизонтальная сдвигающая сила $F = 17,4$ кН (F_3). Сила трения $\mu N = \alpha' \text{tg} \Phi' N = 0,5 \text{tg} 35^\circ N = 0,35N$.

Исходя из условия равновесия сил, действующих на клин, для вертикальных проекций имеем:

$$N \sin \beta' + P \cos \beta' = W;$$

$$0,46N + (0,89 \times 0,35N) = 154,9;$$

$$N = 154,9 / (0,46 + 0,31) = 201 \text{ кН/м},$$

а для горизонтальных проекций:

$$T + P \sin \beta' = F + N \cos \beta';$$

$$T + (0,46 \times 0,35N) = 17,4 + 0,89N;$$

$$T = 17,4 + (0,89 - 0,16)N = 164,1 \text{ кН/м}.$$

Сопротивление арматуры на растяжение для 12–15-х слоев составляет 33,2 кН/м, а для остальных – 66,4 кН/м.

Сопротивление за счет трения участка арматуры каждого слоя, залегающего вне клина, равно:

$$R_F = \mu L_i (\gamma h_i + w_s) P / 2 = 0,7 L_i (19 h_i + 23,4) = 13,3 h_i L_i + 16,4 L_i.$$

Данные для отдельных слоев арматуры сведены в табл. 10.4.

10.1. Пример 1. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.

Следовательно, в связи с тем, что R_F существенно превосходит T , устойчивость клина обеспечивается.

При высоте клина 9,2 м его вес равен $19 \times 0,5 \times 9,2^2 \text{tg} 27,5^\circ = 418,5$ кН; пригрузка равна $23,4 \times 9,2 \times \text{tg} 27,5^\circ = 112$ кН и полная вертикальная сила $W = 530$ кН. Сила трения составит $0,35N$.

Исходя из условия равновесия сил, действующих на клин, для вертикальных проекций имеем:

$$N \sin \beta' + P \cos \beta' = W;$$

$$0,46N + (0,82 \times 0,35N) = 530,5;$$

$$N = 530 / (0,46 + 0,31) = 689 \text{ кН/м},$$

а для горизонтальных проекций:

$$T + P \sin \beta' = F + N \cos \beta';$$

$$T + (0,46 \times 0,35N) = 17,4 + 0,89N;$$

$$T = 17,4 + (0,89 - 0,16)N = 520,3 \text{ кН/м}.$$

Сопротивление арматуры на растяжение для слоев 0–11 составляет 66,4 кН/м и для слоев 12–15 – 33,2 кН/м.

Сопротивление за счет трения участка арматуры каждого слоя, залегающего вне клина, равно

$$R_F = 13,3h_i L_i + 16,4 L_i.$$

Данные для отдельных слоев арматуры приведены в [табл. 10.5](#).

Следовательно, устойчивость клина обеспечивается.

10.1.8. ТАБЛИЦЫ РАСПОЛОЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

В качестве облицовочных элементов используются вертикально стоящие балки-панели из предварительно напряженного железобетона с сечением двутавровой формы шириной 1,2 м ([рис. 10.9](#)), [табл. 10.6](#).

10.1.9. СОЕДИНЕНИЯ

Применяется подвижная система крепления, сочетающаяся со скользящим, или йоркским, методом возведения (гл. 6 и 7).

Соединительный штырь. В качестве соединительного штыря используется брусок сечением 20×30 мм ([рис. 10.10](#)). Максимальная нагрузка от арматуры на штырь 33,2 кН, а максимальный момент $WL/4 = 0,5 \times 33,2 \times 0,5 \times 75 \times 10^3$ Н мм.

Напряжения в штыре могут быть выражены через его жесткость ($I_{\text{pin}} = bd^3/12$) в виде

$$M_y / I = (33,2 \times 75 \times 10^3 \times 10 \times 12) / (4 \times 20 \times 30^3) = 138 \text{ Н/мм}^2$$

(при допустимой величине 140 Н/мм^2).

Также выполняется проверка прочности штыря на срез, исходя из максимально допустимой величины $20 \times 30 \times 129 = 72$ кН.

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

К о н с о л и . На рис. 10.10 показаны используемые для крепления арматуры консоли из мягкой стали размером 90×5 мм. Максимальная нагрузка на консоль равна $33,2:2=16,6$ кН. Максимально допустимое усилие в консоли может достигать величины $(90-34-1,5)(5-1,5) \times 120=54,5 \times 3,5 \times 120=22,9$ кН, где учитывается запас на коррозию в 1,5 мм, а 34 мм — диаметр отверстия или штыря.

Усилие на выдергивание составляет 16,6 кН (при заделке в бетонный элемент облицовки на 100 мм), а локальное напряжение связности $(16,6 \times 10^3)/(2 \times 90 \times 100)=0,99$ Н/мм² (при допустимой величине 1,47 Н/мм²).

С о е д и н и т е л ь н ы й с т е р ж е н ь . Рассмотрим соединительный стержень в виде кругового полого цилиндра (рис. 10.10, II, III):

$$M_{\text{pole}} \approx WL/12 = (33,2 \times 0,6):12 = 0,83 \times 10^6 \text{ Н мм.}$$

При использовании в качестве материала стержня из стали прочностью $f_p=232$ Н/мм² необходимая величина момента сопротивления составляет

$$Z = (0,83 \times 10^6):232 = 3,5 \times 10^3 \text{ мм}^3 = 3,5 \text{ см}^3.$$

Применение трубки диаметром 48,3 мм с толщиной стенки 3,2 мм обеспечивает $Z=4,8$ см³. Стыковка соединительного стержня осуществляется с помощью 200-мм втулок диаметром 60,3 мм, толщиной 5 мм.

Следовательно, прочность соединительных узлов обеспечена.

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА

10.2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Конструкция устоя традиционного моста рассчитана на нагрузки, которые соответствуют Британским стандартам по автодорогам [БС 5400, ч.2, 1978].

И с х о д н ы е д а н н ы е . Расчет выполняется в соответствии с требованиями Департамента транспорта Великобритании с использованием метода отяжки. Материал засыпки имеет характеристики: $\gamma_{\text{fill}}=20$ кН/м³; $K_a=0,3$; $c'=0$; $\Phi'=32^\circ$. Характеристики основания: величина допустимого давления 450 кН/м²*; $c'=0$; $\Phi'=30^\circ$.

Схематический план моста приведен на рис. 10.11 и 10.15. Предполагается, что принципиальная конструкция устоя соответствует апробированной на практике (рис. 10.12).

10.2.2. ВНУТРЕННЯЯ УСТОЙЧИВОСТЬ

Р а с т я г и в а ю щ и е у с и л и я в i -м слое арматуры могут быть выражены следующим образом:

1) от слоя вышерасположенной засыпки $T_{hi} = [K_a \gamma h_i - 2c' \sqrt{K_a}] V = 0,3 \times 20 h_i \times 0,45 = 2,7 h_i$ (3 h_i при $V=0,5$ и 6 h_i при $V=1$ м) (табл. 10.7);

*. Для упрощения расчетов принята повышенная несущая способность; при наличии слабого основания может быть использована методика, приведенная в гл. 6.

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

2) от поверхностной равномерно распределенной нагрузки в виде насыпи высотой 1,2 м ($1,2 \times 20 = 24$ кН/мм²). $T_{wi} = K_a w_S V = 0,3 \times 24 \times 0,45 = 3,24$ кН (для слоев 5–15); $T_{w1} = 5,4$ кН (для слоя 1) и $T_{w(2-4)} = 3,6$ кН (для слоев 2–4).

Вертикальная нагрузка от береговой опоры. Постоянная нагрузка на основание составляет 85,25 кН, переменная – 213,22 кН (расчетные величины). Собственный вес береговой опоры равен (рис. 10.13) $(1,25 \times 0,25 \times 24) + (1,7 \times 0,75 \times 24) = 7,5 + 30,6 = 38,1$ кН. Общая постоянная нагрузка равна $38,1 + 85,25 = 123,35$ кН с абсциссой линии ее действия \bar{x} на расстоянии $\bar{x} = [(7,5 \times 0,125) + (30,6 \times 0,85) + (85,25 \times 0,8)] / 123,35 = 0,7$ м. Отсюда, для постоянной нагрузки $e = 0,08$ м и для переменной $e = 0,05$ м.

$$b = 1,7 \text{ м}; d = 1,75.$$

При $h_i < (2d - b) = (2 \times 1,75) - 1,7 = 0,65$ м; $D_i = h_i + 1,7$.

При $h_i < (2d - b) = 0,65$; $D_i = 1,75 + 0,5(h_i + 1,7)$. $T_{si} = K_a V [1 + 6e/b] S_i / D_i = 0,3 \times 0,45 [1 + (6e/1,7)] S_i / D_i = 0,135(1 + 3,53e) S_i / D_i$

Для постоянной нагрузки

$$T_{si} = 0,135 \times 123,35 [1 + (3,53 \times 0,08)] / D_i = 21,35 / D_i$$

Для переменной нагрузки

$$T_{si} = 0,135 \times 213,22 [1 + (3,53 \times 0,05)] / D_i = 33,87 / D_i$$

Результаты расчетов сведены в табл. 10.8.

Исходя из приведенного на рис. 10.14, с учетом обозначения $Q = \text{tg}(45^\circ - \Phi' / 2) / (d + 0,5b)$, выразим высоту $x = (d + 0,5b) / \text{tg}(45^\circ - \Phi' / 2) = 1 / Q$ и давление $z = y(x - H) / x$; $F_i = [y + y(x - H)] H / 2x$.

Давление y выражается в виде:

$$y = 2F_i [1 + (x - H) / x] / H = 2F_i x / H(2x - H);$$

$$T_{Fi} = 2F_i x(x - h_i) V / H(2x - H) x = 2F_i(x - h_i) / H(2x - H) V = 2F_i V (h_i - 1/Q) / (H - 2/Q) = 2F_i V [(1 - h_i Q) / (2 - HQ)] H.$$

Если $x < H$ и $H = x = 1/Q$, эта формула упрощается к виду

$$T_{Fi} = 2F_i V / (1 - h_i Q) / (2 - Q/Q) \times 1/Q = 2F_i V Q (1 - h_i Q).$$

Усилия за счет торможения. Случай 1. При протяженности торможения 5 м непосредственно в пределах устоя (рис. 10.15) общее усилие составит $(5 \times 450 : 9) = 250$ кН; 1) интенсивность торможения при равномерном распределении усилия в пределах 3-м полосы равна $(250 : 3) = 83,3$ кН/м; 2) при распределении усилия в пределах сектора, образованного лучами под углом 45° от центра нагружения, интенсивность равна $(250 : 5) = 50$ кН/м; 3) для проведения расчетов принимается интенсивность равная 65 кН/м. Усилие, воздействующее на настил моста составит $4 \times 450 : 9 = 200$ кН.

Рассмотрим воздействие, которое воспринимается только элементами закрепленной опоры (рис. 10.16). Суммарный момент сил относительно опорной точки А выражается в виде

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

$$F_A \Sigma x^2 / t_a = P_e,$$

F_A — усилие в опоре А.

Отсюда $2F_A(6,5^2 + 5,5^2 + 4,5^2 + 3,5^2 + 2,5^2 + 1,5^2 + 0,5^2) : 6,5 = 200 \times 3,5$, или $F_A = 21,16$ кН.

Следовательно:

нагрузка, вызванная моментом, равна 21,16 кН;

нагрузка, вызванная горизонтальным сдвигом, равна $200 : 14 = 14,28$ кН;

максимальная нагрузка на основание составит $21,16 + 14,28 = 35,44$ кН;

усилие в опоре В $(200 \times 3,5 \times 3,5) : (2 \times 107 \times 5) + 14,28 = 25,68$ кН.

Для расчетного случая 1 (рис. 10.17, I) принимается, что 50% нагрузки в 35,44 кН воспринимаются арматурой слоев 1, 2 и 3. Осредненные усилия в арматуре слоев 1, 2 и 3 равны 5,9 кН, а оставшиеся 17,74 кН распределяются с учетом следующих соотношений:

$Q = \operatorname{tg}(45^\circ - 16^\circ) / 2,075 = 0,267$ и $1/Q = 3,74$ м, т.е. слои 4–11 являются работающими

$$T_{Fi} = 2F_i V Q (1 - h_i Q) = 2 \times 17,74 \times 0,45 \times 0,267 [1 - (h_i \times 0,267)] = 4,263 (1 - 0,267 h_i).$$

Результаты расчетов приведены в табл. 10.9.

При рассмотрении нагрузки 65 кН величина Q составит $Q = \operatorname{tg} 29^\circ / 7 = 0,0792$, т.е. все слои арматуры воспринимают растяжение, усилие которого выразится как:

$$T_{Fi} = 2F_i V (1 - h_i Q) / H (2 - H Q) = [2 \times 65 \times 0,45 (1 - 0,0792 h_i) / 7,925 (2 - 7,925 \times 0,0792)] = 5,379 (1 - 0,0792 h_i).$$

Результаты расчетов приведены на табл. 10.10.

Случай 2. Усилие от торможения полностью приложено на настил моста.

Максимальная нагрузка на опору составит $35,44 \times 9 : 4 = 79,74$ кН.

В этом случае (рис. 10.17, II) предполагается, что слои арматуры 1, 2, 3 не воспринимают нагрузку.

$Q = \operatorname{tg}(45^\circ - 16^\circ) : 2,075 = 0,265$; $1/Q = 3,74$ м и, следовательно, слои 4–11 являются работающими:

$$T_{Fi} = 2F_i V Q (1 - h_i Q) = 2 \times 79,74 \times 0,45 \times 0,267 [1 - (h_i \times 0,267)] = 19,16 (1 - 0,267 h_i).$$

Результаты работы приведены в табл. 10.11.

Если рассматривать распределение всей нагрузки в пределах слоев арматуры, 1, 2 и 3 пропорционально их заглублению, то результаты будут соответствовать приведенным в табл. 10.12.

Случай 2А (рис. 10.17, III). Рассматривается клин обрушения, примыкающий к береговой опоре:

$$1/Q = 5,24 \text{ м или } Q = 0,191;$$

$$T_{Fi} = 2F_i V Q (1 - h_i Q) = 2 \times 79,74 \times 0,45 \times 0,191 [1 - (h_i \times 0,191)] = 13,71 (1 - 0,191 h_i).$$

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

Результаты расчетов приведены в табл. 10.13.

Случай 3. Как и в случае 2, нагрузка от торможения считается полностью приложенной на настил. При допуске, что 50% нагрузки, равной 79,74 кН, воспринимается слоями арматуры 1, 2 и 3 (рис. 10.17, II), усилия в арматуре соответствуют полученным для случая 1 с учетом множителя ($79,74:35,44=2,25$) (табл. 10.14, 10.5).

Воздействие изгибающего момента от внешней нагрузки, приложенной на стенку (рис. 10.18), создает в i -м слое арматуры растяжение, равное

$$T_{mi}=6K_aVM_i/L_i^2.$$

Изгибающий момент на глубине h_i может быть выражен в виде

$$M_i=K_a\gamma h_i^3/6+K_a w_S h_i^2/2+F_i h_i;$$

$$I=(1\times L_i^3)/12; Z=L_i^2/6,$$

а максимальное вертикальное напряжение —

$$(K_a\gamma h^3/L_i^2)+(3K_a w_S h_i^2/L_i^2)+(6F_i H_i/L_i^2).$$

Отсюда максимальное растяжение в i -м слое арматуры составит

$$T_M=K_aV[(K_a\gamma h^3/L_i^2)+(K_a w_S h_i^2/L_i^2)]=K_a^2Vh_i^2[(\gamma h_i+3w_S)/L_i^2]+6K_aVF_i h_i/L_i^2$$

Для того чтобы правильно выразить момент в слое 16, в расчетном случае 2 горизонтальная нагрузка преобразуется к виду $79,7\times 6,4:7,65=66,71$ кН.

При приложении нагрузки на поверхность проезжей части дороги имеем

$$(K_a^2Vh_i^2\gamma h_i)/L_i^2=(0,3^2\times 0,45\times 20\times h_i^3)/7^2=0,0165h_i^3;$$

$$(K_a^2Vh_i^23w_S)/L_i^2=(0,3^2\times 3\times 24\times 0,45h_i^2)/7^2=0,0595h_i^3;$$

$$(6F_i h_i K_a V)/L_i^2=(6\times 66,71\times 0,3\times 0,45\times h_i)/7^2=1,1035h_i.$$

Результаты приведены в табл. 10.16.

И з г и б а ю щ и й м о м е н т , в ы з в а н н ы й в е р т и к а л ь н ы м и н а г р у з к а м и н а б е р е г о в у ю о п о р у . Общая величина от постоянной нагрузки равна 123,25 кН; при этом ее эксцентриситет относительно блока армированного грунта составляет $e=3,5-0,325-1,7\div 0,77=2,245$ м.

Временная нагрузка на автодорожный мост равна 213,22 кН с эксцентриситетом $e=3,5-0,325-1,7\div 0,8=2,275$ м.

Растяжение в арматуре, вызванное действием момента, определяется с помощью выражения $T_{mi}=6K_aVM_i/L_i^2$ и составляет две постоянной нагрузки $(6\times 0,3\times 0,45\times 132,35\times 2,24):7^2=4,58$ кН; а для временной $(6\times 0,3\times 0,45\times 213,22\times 2,27):7^2=8,02$ кН (табл. 10.17).

П р и м е ч а н и е . Эти значения в большей степени зависят от береговой опоры относительно центра тяжести армированного блока.

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

Условия обеспеченности связности. Необходимая величина периметра определяется из выражения

$$P_i = T_i / [(0,5\mu L_i(\gamma h_i + w_S) + 0,5c'_r L_i],$$

для сыпучей засыпки

$$L_i = 2T_i / \mu P_i(\gamma h_i + w_S),$$

где $\mu = \alpha' \operatorname{tg} 32^\circ = 0,62\alpha'$ ($\alpha' = 1$ — для сеточной арматуры, $0,9$ — для ребристых и $0,6$ — для гладких полос).

При рассмотрении случая, когда пригрузка отсутствует ($W_s = 0$) и $T_i = 1$ кН/м, необходимая длина L_i выразится следующим образом:

для сеточной арматуры шириной 1 м

$$L_i = (2 \times 1) / [0,62 \times 1 \times 2(20h_i)] = 0,0806/h_i;$$

для арматуры в виде ребристых полос сечением 80×5 мм

$$L_i = (2 \times 1) / [0,62 \times 0,9 \times 0,283(20h_i)] = 0,63/h_i;$$

Результаты расчетов приведены в табл. 10.18 и 10.19

Таблица 10.16 является итоговой по результатам оценки внутренней устойчивости мостового устоя из армированного грунта.

10.2.3. ВНЕШНЯЯ УСТОЙЧИВОСТЬ

Рассмотрим рис. 10.19, 1.

С д в и г. Активное воздействие грунта $K_a \gamma h^2 / 0,3 \times 20 \times 7,925^2 : 2 = 188,4$ кН. Воздействие от пригрузки $K_a w_S h = 24 \times 0,3 \times 7,925 = 57,1$ кН. Усилия при торможении $65 + 35,44 = 100,5$ кН. Таким образом, общая нагрузка составит 346 кН. Предельное сопротивление сдвигу равно $\{20[(5 \times 7,925) + (2 \times 5,925) + 123,4]\} \operatorname{tg} 30^\circ = 665,6$ кН.

Коэффициент запаса на сдвиг равен $F_S = 665,6 : 346 = 1,92$. Фактическая величина F_S будет выше расчетной, так как при определении сопротивления сдвигу не учитывается массовая сила, обусловленная усилием при торможении, хотя эта сила рассматривается в качестве сдвигающей.

О п р о к и д ы в а н и е. Активный момент равен $188,4 \times 7,925 : 3 = 497,7$ кНм. Момент от пригрузки $57,1 \times 7,925 : 2 = 223,3$ кН м. Момент от усилия при торможении $(65 \times 7,925) + (35,44 \times 5,925) = 725,1$ кНм. ($\Sigma = 1449,1$ кНм). Момент сил сопротивления $20(5 \times 7,925 \times 4,5) + (2 \times 5,925 \times 1) + 123,4 \times 1,3 = 3964$ кНм.

Коэффициент запаса на опрокидывание равен $F_S = 3964 : 1449,1 = 2,74$. Избыточная величина момента составляет $3964 - 1449,1 = 2514,9$ кНм; плечо равнодействующей $\bar{x} = 2514,9 : 1152,8 = 2,18$ м; расчетная ширина подошвы $2,18 \times 3 = 6,54$ м, максимальное давление по подошве $1152,8 \times 2 : 6,54 = 352,5$ кН/м².

Рассмотрим случай с дополнительным приложением временной нагрузки 213,3 кН и пригрузки интенсивностью 24 кН/м²; момент от временной нагрузки $213,3 \times 1,3 = 277,3$ кНм;

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

момент от пригрузки $5,3 \times 24 \times 4,35 = 553,3$ кНм; момент сил сопротивления с учетом их возрастания $3964 + 553,3 + 277,3 = 4795$ кНм.

Коэффициент запаса на опрокидывание равен $F_S = 4795 : 1449,1 = 3,3$; избыточная величина момента $4795 - 1449,1 = 3345,9$ кНм; плечо равнодействующей $\bar{x} = 3345,9 : (1152,8 \div 213,3 \div 27,2) = 3345,9 : 1493,3 = 2,24$ м; расчетная ширина подошвы $2,24 \times 3 = 6,72$ м; максимальное давление по подошве $1493,3 \times 2 : 6,72 = 444$ кН/м².

Если исключить из рассмотрения пригрузку, тогда момент сил сопротивления $3964 + 277,3 = 4241,3$ кНм; избыточная величина момента $4241,3 - 1449,1 = 2792,2$; плечо равнодействующей $\bar{x} = 2792,2 : (1153 + 213) = 2792,2 : 1366 = 2,04$ м; максимальное давление по подошве $(1366 \times 2) : (3 \times 2,04) = 446$ кН/м².

Если, кроме того, исключить из рассмотрения момент от усилия при торможении, то избыточная величина момента $2792 + 725 = 3517$ кНм; плечо равнодействующей $\bar{x} = 3517 : 1366 = 2,58$ м; эксцентриситет $e = 0,92$ м; давление по подошве $(1 + 6 \times 0,92 : 7) \times (1366 : 7) = 349$ кН/м².

Исходя из расчета на опрокидывание, установлено, что максимальное давление по подошве сооружения, равное 446 кН/м², возникает с учетом воздействия сил торможения, и разумно предположить, что достижение величины контактных напряжений свыше 400 кН/м² является весьма нереальным.

Круглоцилиндрические поверхности скольжения для данного примера не рассматриваются в качестве вероятного вида разрушения.

М е т о д к л и н а . Рассмотрим [рис. 10.19](#), III:

$$T = F_1 + [W + S_1 + w_S(LT)] \operatorname{tg}(90 - \Phi' - \beta')^\circ;$$

$$L_{ip} = 7 - h_{bi} \operatorname{tg} \beta';$$

$$W = (7,9^2 \operatorname{tg} \beta' - 2 \times 2,075) 20 \div 6,9 \times 3,26 \text{ (облицовка);}$$

$$W = 624,1 \operatorname{tg} \beta' - 60,5.$$

Сопротивление за счет анкеровки составляет

$$R = \sum 0,5 p_i L_{ip} (\mu_i \gamma h_i + \mu w_S + c'_{\tau}).$$

При отсутствии пригрузки и сцепления грунта для сеточной арматуры ($\mu = \operatorname{tg} 32^\circ = 0,62$) имеем

$$R = \sum (7 - h_{bi} \operatorname{tg} \beta') 0,62 \times 20 \times h_i.$$

1. Рассмотрим случай, когда $F_1 = 79,74$ кН; $S_1 = 336,7$ кН и $w_S = 24$ кН/м²:

при $\beta' = 29^\circ$; $W = 285,4$ кН; $LT = 2,6$ м; $T = 79,74 + [285,4 + 336,7 + 24 \times 2,6] \operatorname{tg} 29^\circ = 79,74 + 684,5 \operatorname{tg} 29^\circ = 459,16$ кН;

при $\beta' = 32^\circ$; $W = 329,5$ кН; $LT = 3,16$ м; $T = 79,74 + [329,5 + 336,7 + 24 \times 3,16] \operatorname{tg} 26^\circ = 441,7$ кН;

при $\beta' = 26^\circ$; $W = 243,3$ кН; $LT = 2,08$ м; $T = 79,47 + [243,2 + 336,7 + 24 \times 2,08] \operatorname{tg} 32^\circ = 473,3$ кН;

при $\beta' = 23^\circ$; $W = 204,4$ кН; $LT = 1,58$ м; $T = 79,47 + [204,4 + 336,7 + 24 \times 1,58] \operatorname{tg} 35^\circ = 485,15$ кН;

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

при $\beta' = 20$; $W = 165,65$ кН; $LT = 1,1$ м; $T = 79,47 + [165,65 + 336,7 + 24 \times 1,1] \operatorname{tg} 38^\circ = 493,6$ кН;

2. Рассмотрим плоскость разрушения, проходящую у пяты береговой опоры, с углом наклона $\beta' = \operatorname{arctg}(2,075:5,9) = 19,37^\circ$.

При $\beta' = 19,37^\circ$; $W = 159$ кН; $LT = 1$ м; $T = 79,47 + [159 + 336,7 + 24] \operatorname{tg} 38,83^\circ = 495$ кН; длина L_{ip} полосы 1 равна: $L_{ip} = 7 - hb_1 \times \operatorname{tg} 19^\circ 37' = 4,49$ м.

Соппротивление полосы 1 за счет анкеровки составляет $R = 4,49 \times 0,62 \times 20 \times 0,75 = 41,76$ кН, что превышает разрушающую нагрузку. Остальные полосы обладают более высоким сопротивлением анкеровки.

Среднее растягивающее усилие в слое арматуры составляет $495:16 = 30,9$ кН.

3. Рассмотрим теперь клин, нижняя точка которого находится на уровне слоя 12. Тогда угол наклона плоскости, проходящей у пяты береговой опоры, равен $\beta' = \operatorname{arctg}(2,075:3,85) = 28,32^\circ$.

При $\beta' = 28,32^\circ$; $W = [(0,5 \times 5,85^2) \operatorname{tg} \beta' - 2 + 2,075] \times 20 + (6,9 \times 3,26) = 342,3 \operatorname{tg} \beta' - 60,5 = 123,96$ кН; $LT = 5,85 \operatorname{tg} \beta' - 1,775 = 1,38$ м. Отсюда $T = 79,74 + (123,96 + 336,7 + 24 \times 1,38) \operatorname{tg} 28,32^\circ = 361,2$ кН.

При $\beta' = 29^\circ$; $W = 129,2$ кН; $LT = 1,47$ м; $T = 79,74 + (129,2 + 336,7 + 24 \times 1,47) \operatorname{tg} 29^\circ = 357,5$ кН.

Таким образом, этот случай прохождения плоскости клина у пяты береговой опоры является наиболее неблагоприятным. Среднее растягивающее усилие в слое арматуры составляет $361,2:12 = 30,1$ кН.

Следовательно, наиболее неблагоприятный случай соответствует прохождению плоскости клина через подошву стенки. При этом средние растягивающие усилия в арматуре оказываются меньше, чем ранее вычисленные.

10.2.4. СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ КРЕПЛЕНИЯ

Исходя из рис. 10.20, максимально допустимые усилия на одну пластину консоли крепления составляют: на растяжение $(90 - 24 - 3) \times (3 - 1,5) \times 120 \times 10^{-3} = 11,34$ кН;

на срез $(50 - 1,5)(3 - 1,5) 72 \times 2 \times 10^{-3} = 10,48$ кН; на смятие $20(3 - 1,5) 200 \times 10^{-3} = 6$ кН или на 1 м ширины 37,8; 34,9 и 20 кН соответственно.

С т а л ь н о й ш т ы р ь . Пусть F — максимально допустимое усилие (в кН), тогда максимальный момент $0,13F/4 = 0,0325F$ кНм.

С учетом того, что момент сопротивления штыря $Z = bd^2/6 = (20 \times 30^2):6 = 1500$ мм³, а максимальное напряжение (в Н/мм²) выразится как $120 = 0,0325F \times 10^6/1500$, следует $F = 120 \times 15:325 = 5,54$ кН или на 1 м ширины $F = (5,54 \times 2):1,2 = 12,70$ кН.

Максимальное усилие на срез штыря $20 \times 30 \times 72 \times 10^{-3} = 43,2$ кН; усилие на выдергивание из бетона $(1 \times 82 \times 90 \times 2) - (18 \times 30 \times 2) = 13,68$ кН или на 1 м $(13,68 \times 4)/1,2 = 45,6$ кН.

Длина свободного опирания принимается равной 600 мм. Пусть U — предельная расчетная нагрузка на штырь (в кН), тогда максимальный момент равен $(0,6 \times U)/8 = 0,075U$ кНм.

При $Z = 4,8$ см³ и максимально допустимом напряжении 230 Н/мм²: $230 = (0,075U \times 10^6): (4,8 \times 10^3)$ следует $U = (230 \times 4,8):75 = 14,72$ кН или на 1 м $14,72:0,6 = 25,54$ кН.

10.2. Пример 2. РАСЧЕТ МОСТОВОГО УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА.

10.2.5. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ БАЛКА

Рассмотрим предварительно напряженную балку, поперечный разрез которой приведен на рис. 10.21. Исходя из приведенного в табл. 10.20: $\bar{y} = 20634375 : 135750 = 152$ мм; $I = 335 \times 10^6 + 118,7 \times 10^6 = 453,7 \times 10^6$.

Принимая потери предварительного натяжения в 30%, имеем величину его усилия $P/2 = 128,8 \times 0,7 = 90,16$ кН с эксцентриситетом $e = 69,5$ мм.

Тогда $M = P_e = 2 \times 90,16 \times 69,5 = 12532$ кН/мм = $12,5 \times 10^6$ Н/мм и напряжения

$$\sigma_{\max} = P/A + M_y/I = [(2 \times 90,16 \times 10^3) : 135750] + [(12,5 \times 10^6 \times 152) : (453,7 \times 10^6)] = 1,32 + 4,19 = 5,51 \text{ Н/мм};$$

$$\sigma_{\min} = P/A - M_y/I = 1,32 - (12,5 \times 10^6 \times 73) : (453,7 \times 10^6) = 1,32 - 2,01 = -0,69 \text{ Н/мм}^2.$$

Предварительное напряжение в стальных прутьях равно 1099 Н/мм^2 , что при их диаметре 5 мм может быть выражено общим усилием $1099 \times 8 \times 0,25 \pi \times 5^2 \times 0,7 = 120,84$ кН. При эксцентриситете $e = 33,5$ мм величина момента составит $M = P_e = 120,84 \times 35,5 = 4289$ кН/мм = $4,3 \times 10^6$ Н/мм, и величина напряжений $\sigma_{\min} = [(120,84 \times 10^3) : 135750] - [(4,3 \times 10^6 \times 152) : (453,7 \times 10^6)] = 0,89 - 1,44 = -0,55 \text{ Н/мм}^2 = 0,89 + [(4,3 \times 10^6 \times 73) : (453,7 \times 10^6)] = 0,89 + 0,69 = 1,58 \text{ Н/мм}^2$.

Следовательно, суммарные напряжения от предварительного натяжения составят для лицевой части элемента: $5,51 - 0,55 = 4,96 \text{ Н/мм}^2$ и для тыловой: $-0,69 + 1,58 = 0,89 \text{ Н/мм}^2$.

10.2.6. НАГРУЗКИ СТРОИТЕЛЬНОГО ПЕРИОДА

Предполагая, что облицовка имеет подпор как в верхней, так и в нижней части, нагрузки строительного периода могут быть определены следующим образом (рис. 10.22): активное давление грунта в пределах слоев 3А–4 и 16–16А: $0,5 K_a \gamma h^2 = 0,5 \times 0,3 \times 20 \times 0,3^2 = 0,27$ кН; активное давление грунта для остальных слоев $0,5 \times 0,3 \times 20 \times 0,45^2 = 0,61$ кН.

Тогда из условия равновесия моментов относительно точки А имеем:

$$6,7 \times R_B = 0,27 \times (0,7 + 6,6) = 0,61 \times 12 [(1,1 + 6,05) : 2]$$

$$\text{или } R_B = 4,2 \text{ кН.}$$

Общая активная нагрузка на облицовку равна:

$$(12 \times 0,61) + (2 \times 0,27) = 7,86 \text{ кН,}$$

$$\text{отсюда } R_A = 7,86 - 4,2 = 3,66 \text{ кН.}$$

Максимальный момент будет выявлен с учетом положения нейтральной оси приблизительно у слоя 10. Суммарный момент сил относительно слоя 10 равен $(3,5 \times 4,2) - (0,27 \times 2,8) - (6 \times 0,61 \times 1,275) = 9,28$ кНм или, рассматривая воздействие на весь элемент шириной 1,2 м, 11,14 кНм; относительно слоя 11: $(3,95 \times 4,2) - (0,27 \times 3,25) - (7 \times 0,61 \times 1,5) = 9,31$ кНм или 11,18 кНм на весь элемент.

Растяжение лицевой грани, вызванное воздействием момента (11,18 кНм), составляет: $\sigma = (11,8 \times 10 \times 152) / (453,7 \times 10) = 3,72 \text{ Н/мм}^2$, а сжатие тыловой грани $(11,18 \times 10 \times 73) / (453,7 \times 10) = 1,8 \text{ Н/мм}^2$.

10.3. Пример 3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОГО ТЮФЯКА ПОД НАСЫПЬ.

Следовательно, результирующие напряжения окажутся сжимающими и равными: для лицевой грани $4,96 - 3,72 = 1,24 \text{ Н/мм}^2$; для тыловой грани $0,89 + 1,8 = 2,69 \text{ Н/мм}^2$.

Представляется более реальным рассматривать усилие от давления грунта в состоянии покоя

$$K_0 = (1 - \sin \Phi') = 1 - \sin 32^\circ = 0,47.$$

Результатом этого оказываются величины напряжения у лицевой грани — растяжение в $5,83 \text{ Н/мм}^2$ и у тыловой — сжатие в $2,82 \text{ Н/мм}^2$, а результирующие для лицевой грани: $4,96 - 5,83 = -0,87 \text{ Н/мм}^2$ (растяжение); для тыловой грани: $0,82 + 2,82 = 3,71 \text{ Н/мм}^2$ (сжатие).

Такое растяжение является допустимым, поскольку рассмотренные условия являются кратковременными и нагрузки состояния K_0 приводят к переоценке момента относительно центра балки вследствие того, что ее изгиб будет вызывать снижение давления в центральной части до значений, соответствующих активному давлению K_a .

Нагрузки после удаления клиньев. Предположим, что при удалении клиньев в пределах слоев 14–17 развивается в полной мере активное давление грунта (см. рис. 10.22), равное $0,5 \times 0,3 \times 20 \times 1,2^2 = 4,32 \text{ кН}$.

Обозначив усилие в слое 16 как F , для слоя 15 имеем $F \times 5,75 : 6,2 = 0,93F$, а из условия равновесия моментов $4,32 \times 6,1 = 0,93F \times 5,75 + 6,2F$ получим для слоя 16 $F = 2,28 \text{ кН}$ и для слоя 15 $F = 2,04 \text{ кН}$.

Соппротивление трением для арматуры слоя 15 равно:

$$[L_i \mu P_i (\gamma h + w_s)] / 2 = (5 \times 0,62 \times 2 \times 20 \times 0,45) : 2 = 27,9 \text{ кН}$$

и для слоя 16:

$$[5 \times 0,62 \times 2 \times 20 \times 0,9] / 2 = 55,8 \text{ кН (арматура считается сеточной).}$$

Следовательно, анкеровка является адекватной.

10.3. Пример 3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОГО ТЮФЯКА ПОД НАСЫПЬ

10.3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Предполагается, что насыпь высотой 15 м должна быть возведена на слое слабого материала относительно малой толщины, который подстилается весьма прочной глиной (рис. 10.23). Требуется выполнить расчет фундаментного тюфяка, располагаемого по подошве насыпи.

10.3.2. ПРЕДПОЛОЖЕНИЯ О ХАРАКТЕРЕ РАБОТЫ СИСТЕМЫ

Предполагается, что применение жесткого фундаментного тюфяка изменит направление вероятной при обычных условиях круглоцилиндрической поверхности скольжения, вынуждая ее пересекать тюфяк в вертикальном направлении. Это, в свою очередь, приведет к заглублению поверхности скольжения в прочный подстилающий слой основания. Считается, что прежде чем произойдет вращательный сдвиг, в пределах слабого слоя, расположенного под подошвой насыпи, возникнет пластическое течение. Такое пластическое состояние рассматривается при проведении расчетов.

Необходимо, чтобы фундаментный тюфяк отвечал следующим требованиям: обладал достаточной прочностью на растяжение для полной мобилизации величины c_d по подошве; был жестким с целью обеспечить равномерное распределение нагрузки на основание; подошва должна быть шероховатой.

10.3. Пример 3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОГО ТЮФЯКА ПОД НАСЫПЬ.

10.3.3. СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ

Удельный вес насыпи $\gamma=20$ кН/м³; прочность материала слабого слоя $c_u=50$ кН/м², а для грунтов основания $c_u>200$ кН/м²; угол внутреннего трения в пределах нижней части насыпи $\Phi'=30^\circ$.

10.3.4. РАСЧЕТЫ ПЛАСТИЧЕСКОГО ТЕЧЕНИЯ

На рис. 10.23 приведена принципиальная схема конструкции насыпи. Распределение давления на основание может быть получено путем построения поля линий скольжения для задачи сжатия полосы шероховатыми параллельными плитами при различных соотношениях $2w/2h$ (рис. 10.24). Схеме, приведенной на рис. 10.23, соответствует соотношение $2w/2h=15$. Используя результаты, приведенные на рис. 10.24, и величину $2c_u$ для уравнивания пассивного давления вне подошвы насыпи, а также пренебрегая эффектом выпучивания в пределах подошвы на расстоянии $0,45 \times 2h$, построим эпюру давления на основание, которая изображена на рис. 10.25.

В соответствии с рис. 10.25 нагрузка, необходимая для разрушения насыпи (полупрофиля) при $c_u=50$ кН/м²:

$$\begin{aligned} 4,57 \times 50 \times 4,2 &= 959,7 \\ 0,5(4,57 + 18)50 \times 30,6 &= 17289 \\ 19 \times 50 \times 7,5 &= 7125 \\ \hline \Sigma 25373,7 &\text{ кН} \end{aligned}$$

Нагрузка от веса полупрофиля насыпи составляет $0,5(15+45)15 \times 20=9000$ кН, отсюда коэффициент запаса устойчивости основания равен $F_S=25373,7:9000=2,8$.

10.3.5. ЦЕНТРАЛЬНАЯ ЧАСТЬ НАСЫПИ

Для того чтобы коэффициент запаса оказался равным 1, величина c_u для слоя основания должна быть уменьшена

$$c_u/F_S=50:2,8=17,85 \text{ кН/м}^2.$$

С помощью построения круга Мора можно показать, что горизонтальное усилие T_a , которое должно восприниматься фундаментным тюфяком, определяется выражением

$$T_a=c_u/F_S \sin \Phi'=17,8/\sin 30^\circ=35,7 \text{ кН/м.}$$

В этом заключается минимальное условие, соблюдение которого должно быть обеспечено в пределах центральной части насыпи.

10.3.6. ОТКОСНЫЕ ЗОНЫ НАСЫПИ

Принимается наиболее неблагоприятное условие, когда значение коэффициента запаса снижается до 2, т.е. $c_u/F_S=25$ кН/м².

На рис. 10.26 приведена эпюра давления на основание от веса насыпи. Линия, ограничивающая предельную нагрузку в 9000 кН, указывает границу пластической зоны. В пределах пластической зоны на расстоянии 14 м от края тюфяка горизонтальное усилие, которое должно восприниматься тюфяком, равно

$$T_b=25/\sin 30^\circ=50 \text{ кН/м.}$$

10.3. Пример 3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОГО ТЮФЯКА ПОД НАСЫПЬ.

10.3.7. ФУНДАМЕНТНЫЙ ТЮФЯК

Принимается, что материалом тюфяка служит геоткань «Тенсар». Расчетная нагрузка на сетку составляет 23,7 кН на 1 м ширины (30% предельной нагрузки).

Тогда сопротивление ячейки размером 1 м составит $(23,7/\sqrt{2})+23,7=40,5$ кН/м, а сопротивление ячейки 0,5-м размера $2(23,7/\sqrt{2})+23,7=81$ кН/м.

В следствие этого (рис. 10.27) в пределах 14-метрового расстояния от края тюфяка используются 0,5-метровые ячейки, а в центральной части тюфяка размер ячеек составит 1 м.

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 1

Рис. 1.1. Схема деревянного причала на р. Темзе [Бассет, 1981]

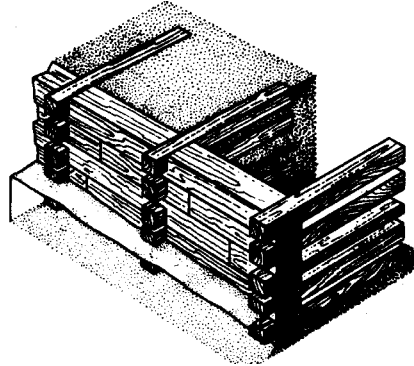
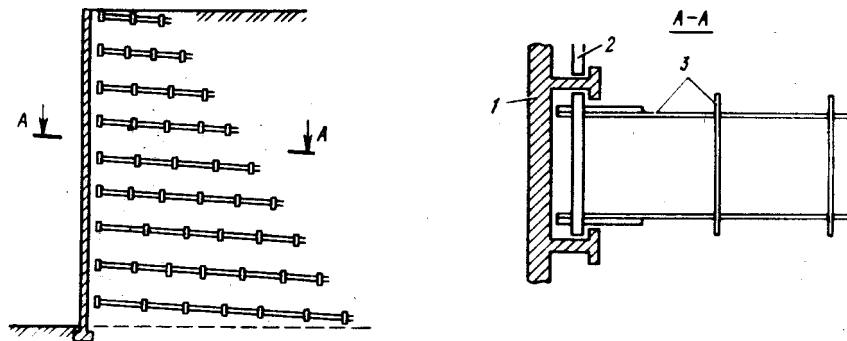
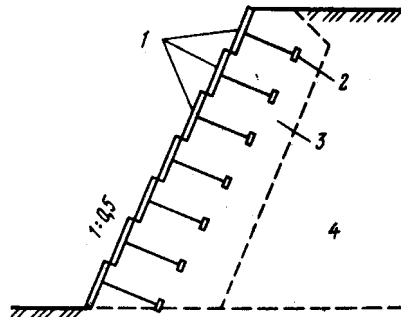


Рис 1.2. Грунтовое подпорное сооружение Манстера



1 – облицовка; 2 – скользящее соединение; 3 – армирующий элемент

Рис. 1.3. Подпорная стенка Койна в Бресте (Франция)



1 - облицовочные элементы из сборного бетона (1,5x0,8); 2 - тяги с анкерами; 3 - засыпка из сортированного камня; 4 - рядовая засыпка

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 1.

Рис. 1.4. Плоские армирующие полосы

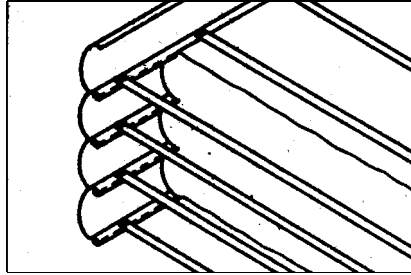


Рис. 1.5. Схема бетонной облицовки

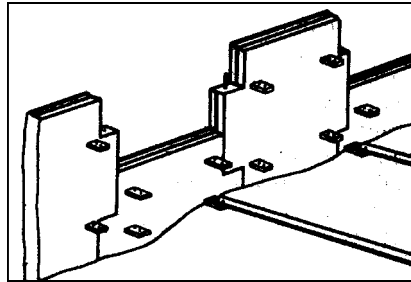


Рис. 1.6. Армирование по методу Йорка (Великобритания)

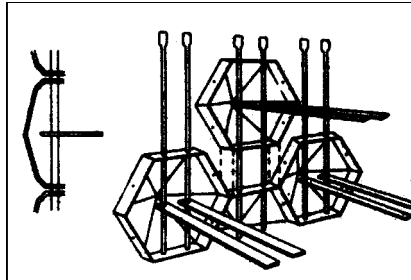
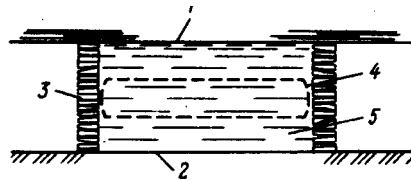


Рис. 1.7. Закладка кровли выработки Йоркширского угольного месторождения с армированием проволочной сеткой



1 – кровля; 2 – подошва; 3 – бордюрные камни в качестве облицовки; 4 – арматура из проволочной сетки; 5 – пустая порода

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2

Рис. 2.1. Береговой устой моста [Гафнур и Ди Магжио, 1979]

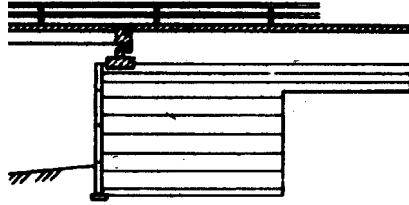


Рис. 2.2. Береговой устой из армированного грунта со свайной опорой моста

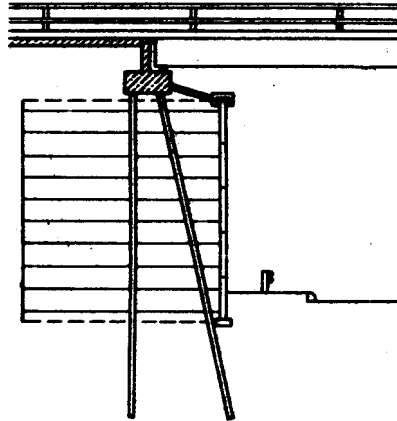


Рис. 2.3. Несущие конструкции береговой опоры

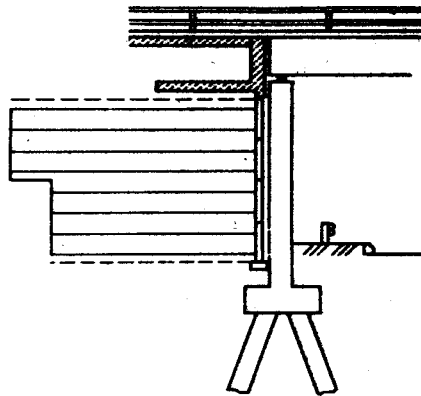
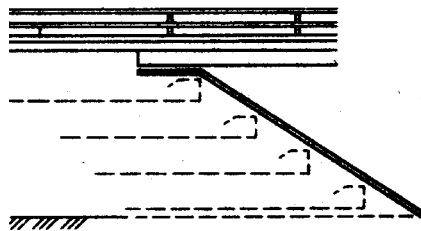


Рис. 2.4. Береговой устой откосного моста



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.5. Армированная насыпь, заменяющая виадук

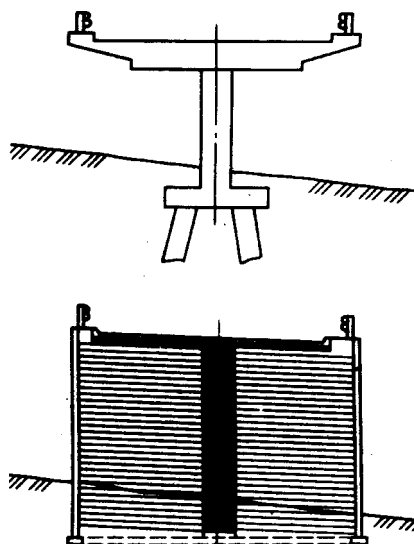


Рис. 2.6. Плотина типа ступенчатой стенки Койна [Шабал и др., 1983]

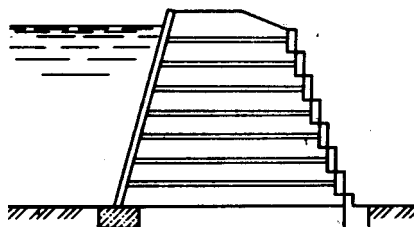


Рис. 2.7. Лестничная конструкция Койна

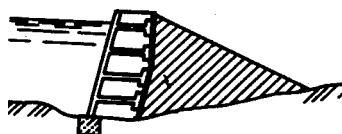
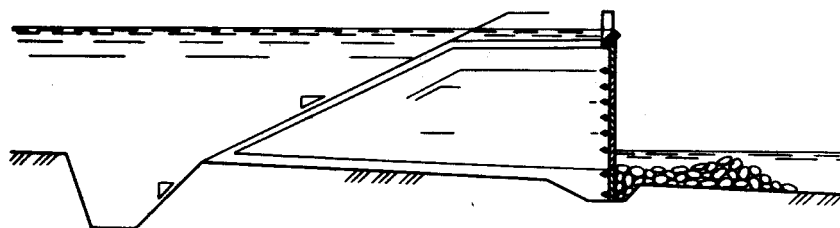


Рис. 2.8. Плотина из армированного грунта [Кассард и др., 1979]



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.9. Нарращивание существующей плотины

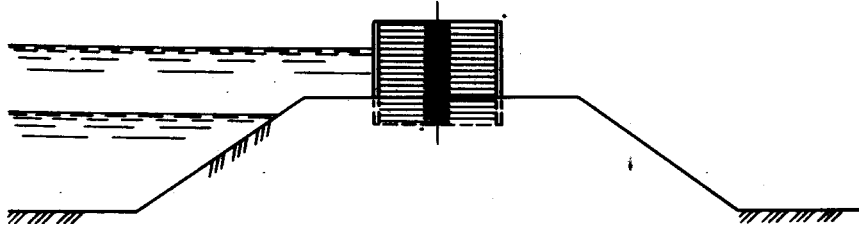


Рис. 2.10. Насыпь с армированием для обеспечения устойчивости

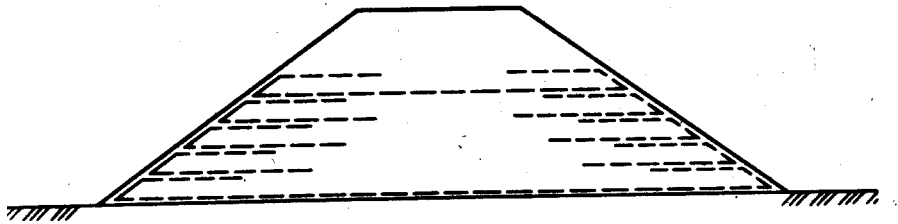


Рис. 2.11. Основание насыпи в виде геоячеек

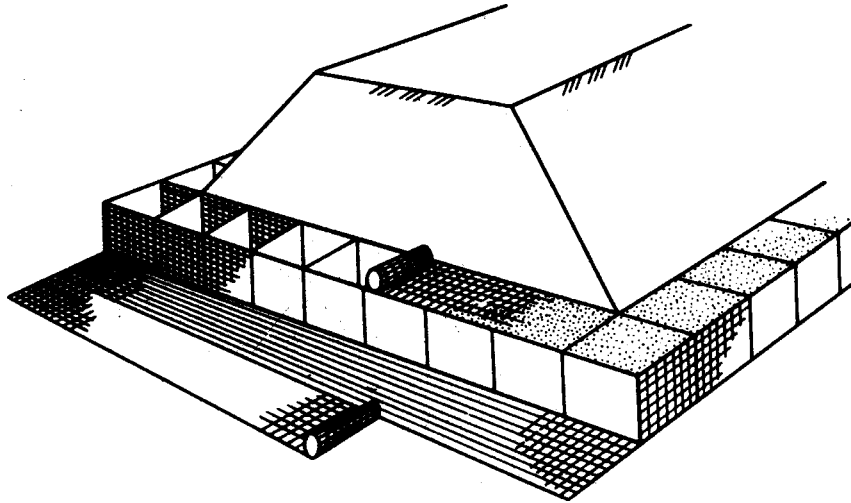
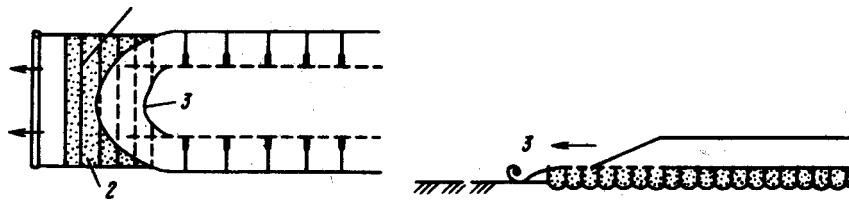


Рис. 2.12. Цоколь с применением геосетки с вертикальными перемычками



1 – перемычки геосетки; 2 – отсортированная засыпка; 3 – направление возведения насыпи

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.13. Заанкеренная насыпь

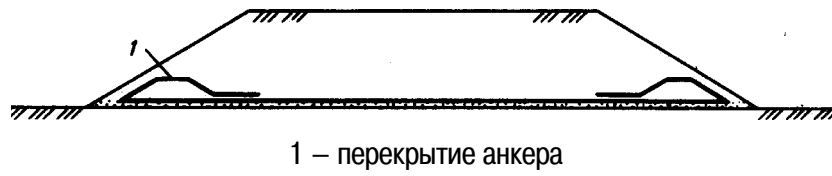


Рис. 2.14. Армирование основания насыпи геосетками

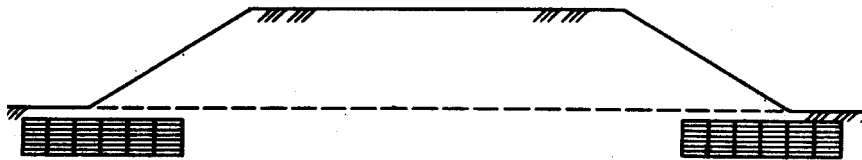


Рис. 2.15. Цилиндрические опоры геосетки с каменным заполнением

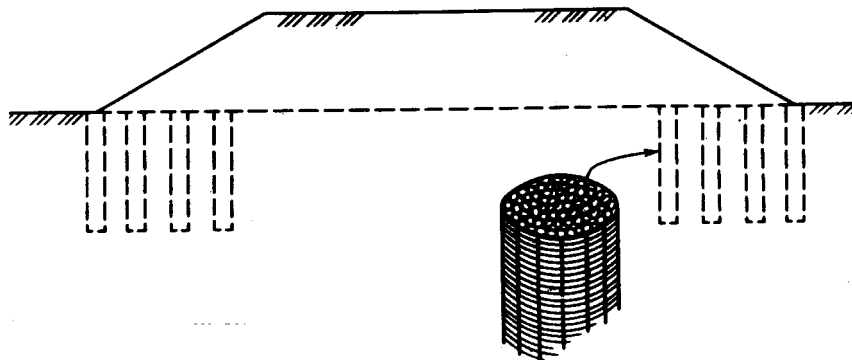


Рис. 2.16. Армирование при вертикальной планировке в условиях города

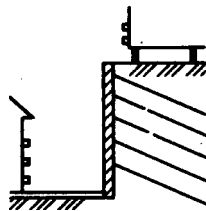
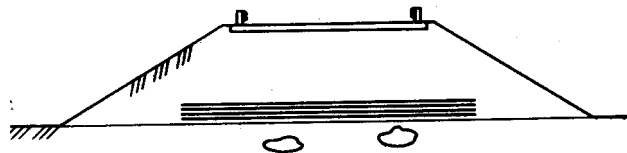


Рис. 2.17. Использование армогрунта в насыпи на закарстованном основании



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.18. Армированные подушки для фундаментов

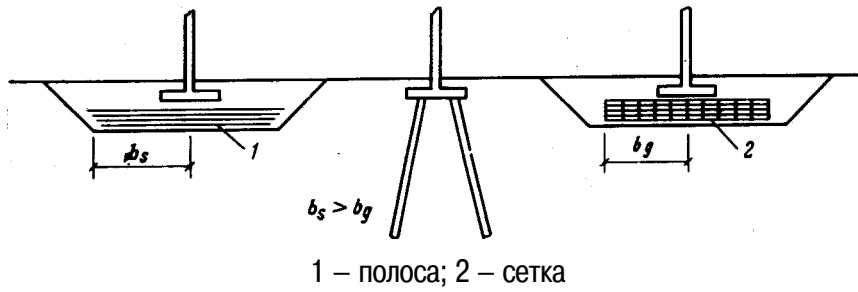


Рис. 2.19. Армированный фундамент

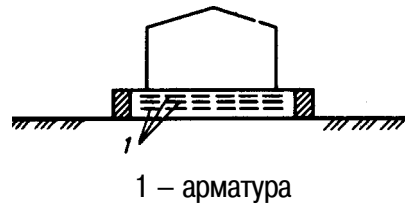


Рис. 2.20. Армированное основание

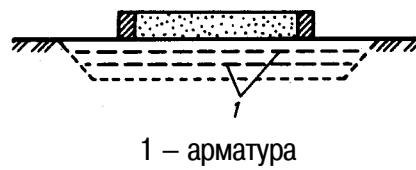
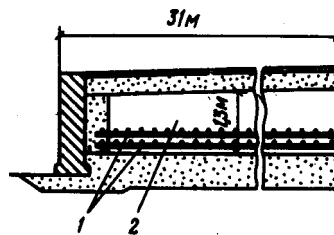


Рис. 2.21. Фундамент резервуара в Китае (Ким и др., 1982)



1 – арматура из бамбука; 2 – обработанный известью грунт

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.22. Ступенчатые автодорожные строения

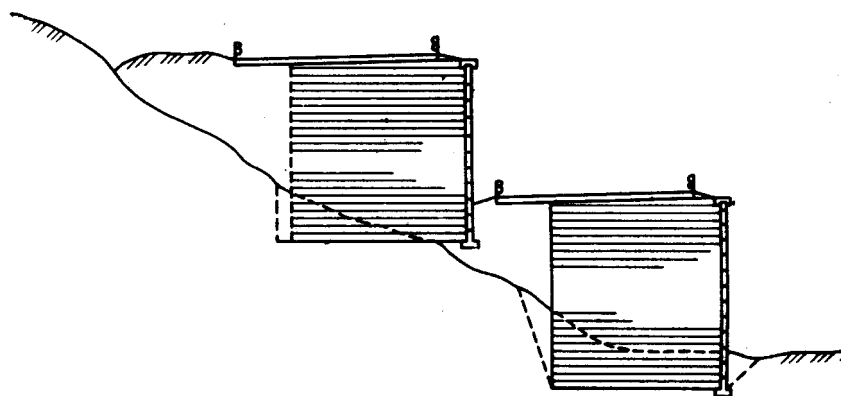


Рис. 2.23. насыпь в гористой местности

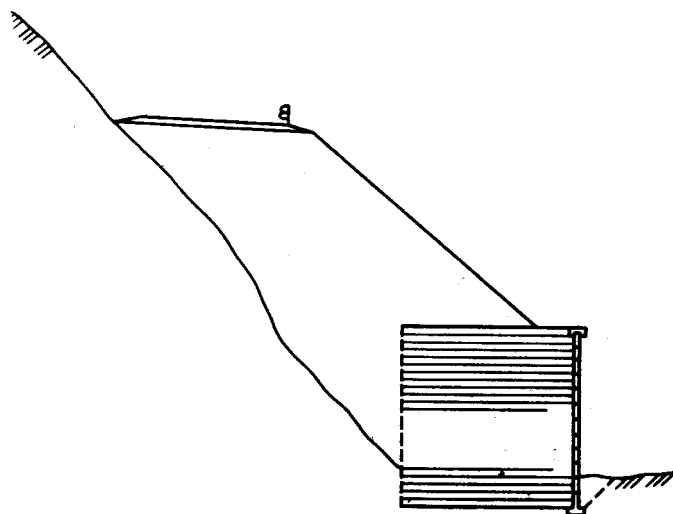


Рис. 2.24. Ступенчатая насыпь или подпорная стенка

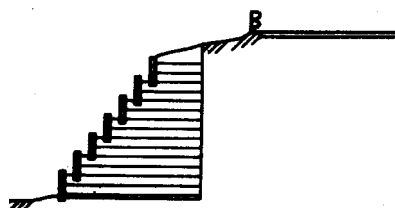


Рис. 2.25. Сооружение из армированного грунта с габийной облицовкой

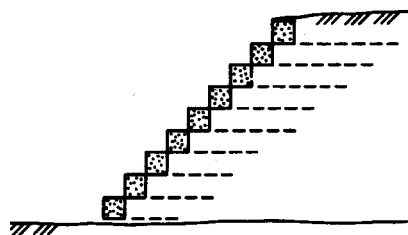


Рис. 2.26. Насыпь, армированная геотканью в сочетании с покрывками

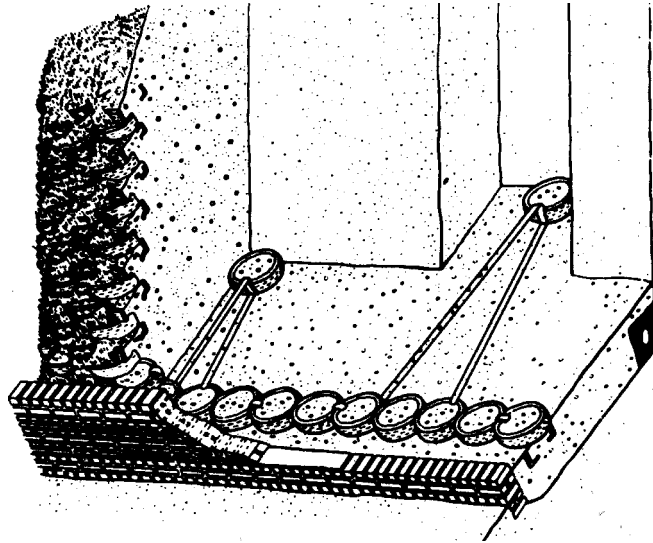
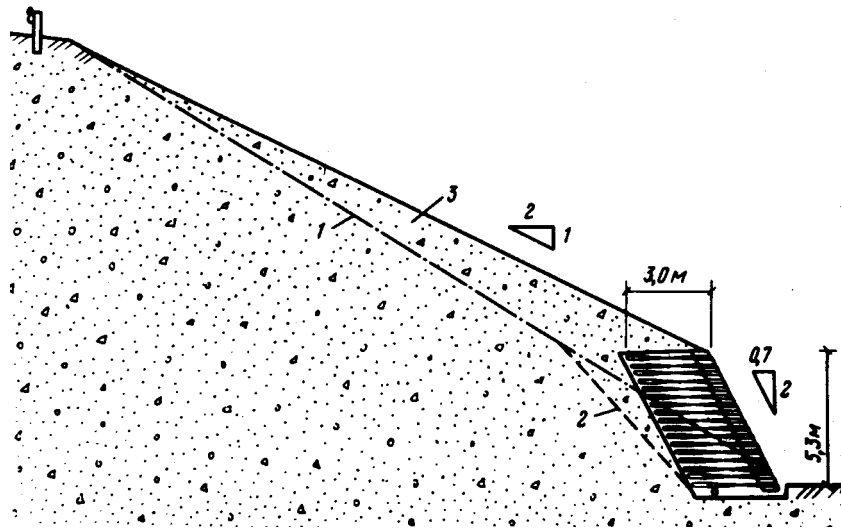


Рис. 2.27. Восстановление оползшего откоса с применением стенки, армированной автопокрышками



1 – начальная поверхность оползшего откоса; 2 – граница выемки; 3 – материал засыпки

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.28. Откосная часть насыпи, армированная автопокрышками (Санта Круз, шт. Калифорния)

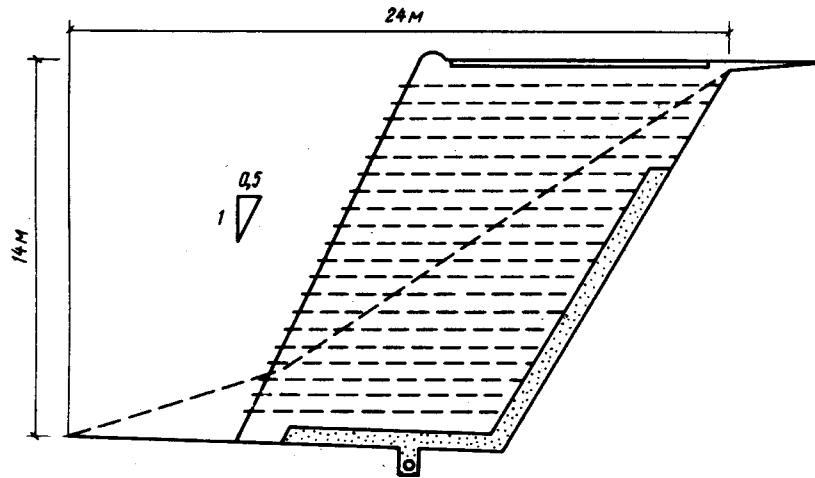


Рис. 2.29. Откос выемки, образованный с использованием метода «забивки в грунт»

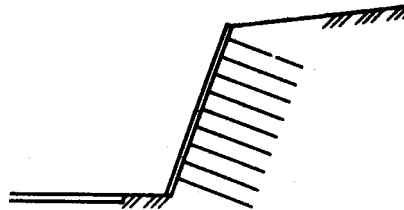


Рис. 2.30. Восстановление оползшего откоса выемки с применением армированного грунта

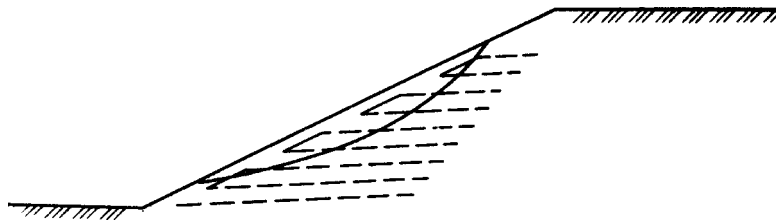


Рис. 2.31. Вертикальная планировка под жилищное строительство



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.32. Схема камнедробильной фабрики

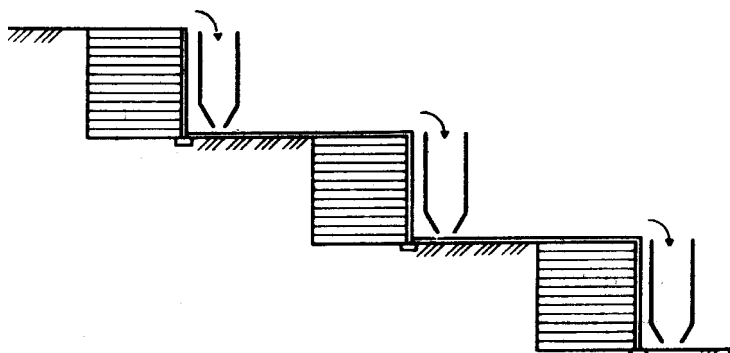


Рис. 2.33. Бункер для руды

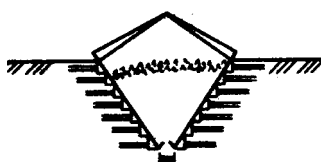


Рис. 2.34. Отстойник

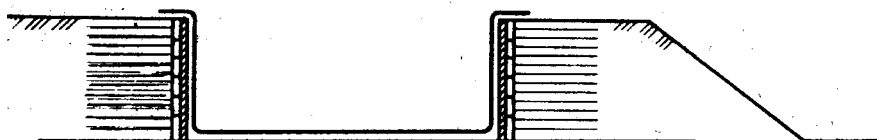


Рис. 2.35. Накопитель шлама

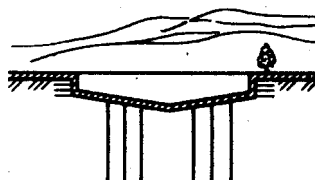
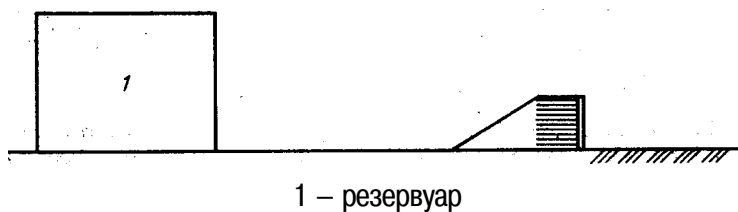


Рис. 2.36. Защитная дамба



1 – резервуар

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.37. Армированная закладка для крепления кровли подземной выработки

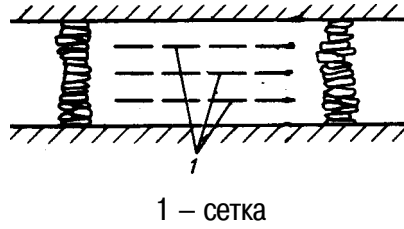


Рис. 2.38. Жесткие ограничители для трубопроводов, закапываемых в траншеи

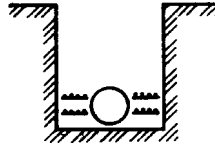


Рис. 2.39. Стандартная конструкция насыпи японских государственных железных дорог [Уезава и др., 1975]

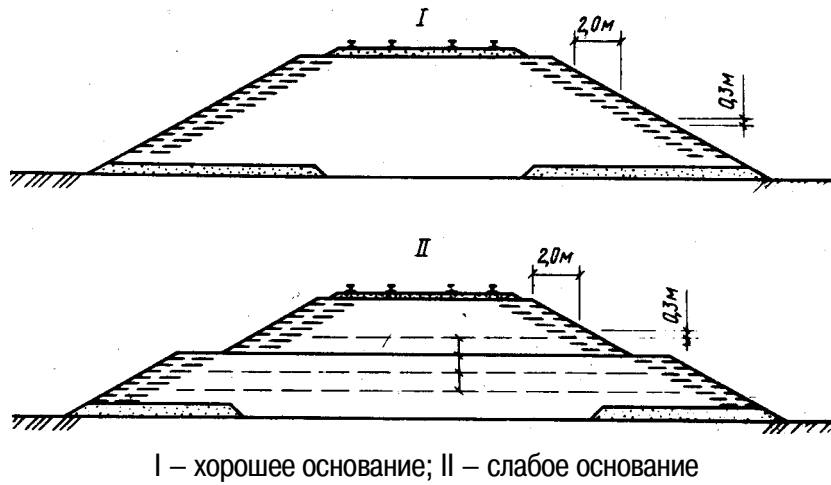
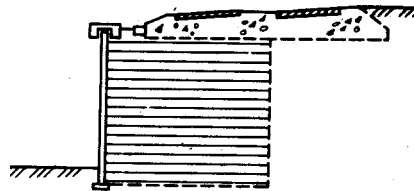


Рис. 2.40. Опорная конструкция для железнодорожных путей



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.41. Виды свайных кустов

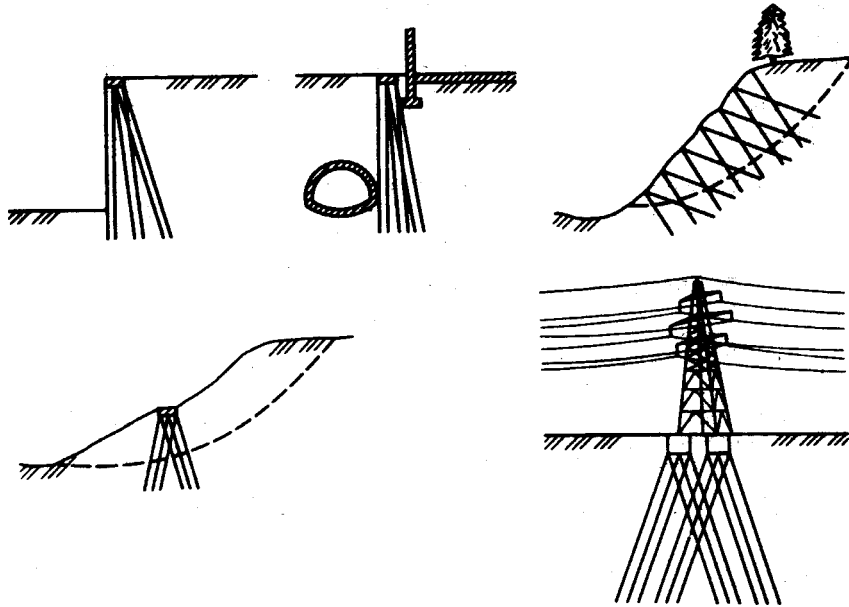


Рис. 2.42. Схема волнолома [Гэгнон, 1979]

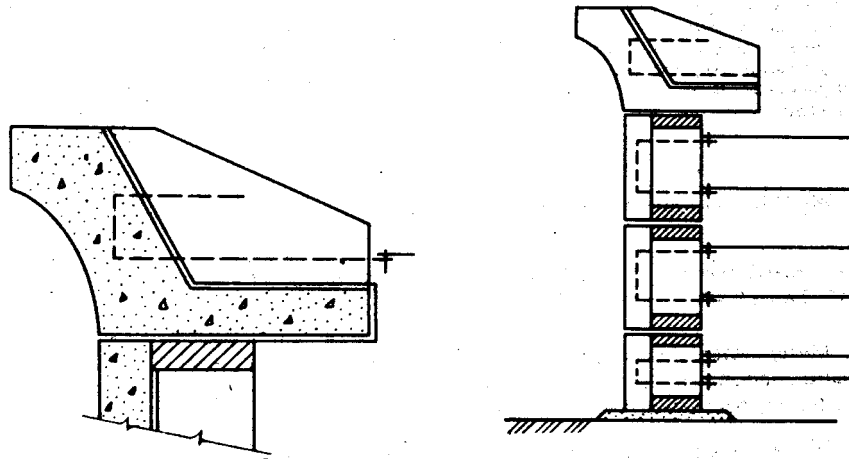
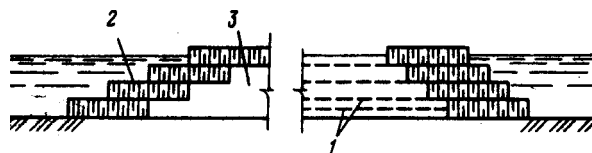


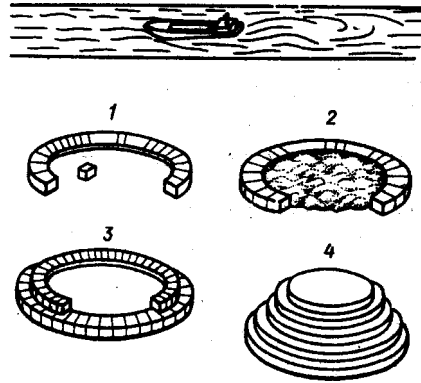
Рис. 2.43. Конструкция искусственного острова с применением армированных тюфяков или геоячеек [Джуелл и Уишерт, 1982]



1 – арматура; 2 – тюфяк или геоячейка; 3 – намывной материал засыпки

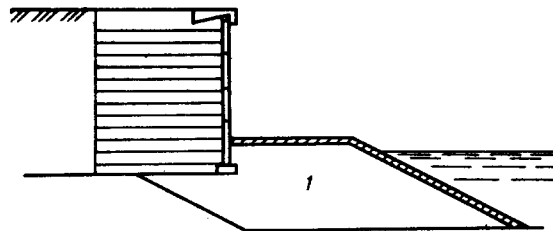
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 2.

Рис. 2.44. Этапы возведения искусственного острова



1 – кольцо из геоячеек; 2 – то же, с заполнением центральной части кольца; 3 – укладка второго слоя геоячеек с заполнением; 4 – завершённое строительство

Рис. 2.45. Набережная или причальная стенка реки



1 – камень

Рис. 2.46. Схема откосов канала

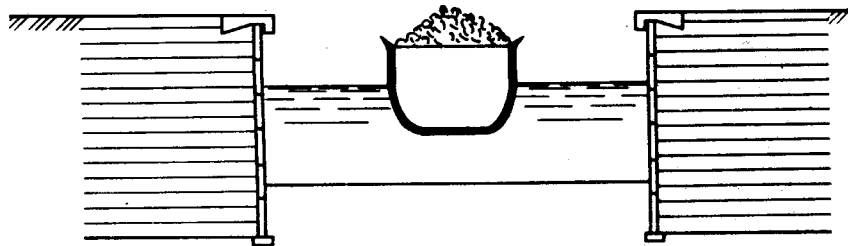
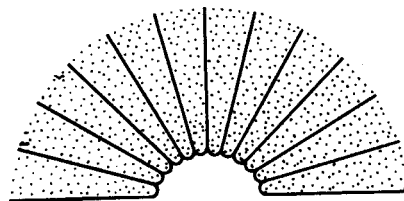


Рис. 2.47. Свод из армированного грунта



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3

Рис. 3.1. Стенка лестничной конструкции по Койну

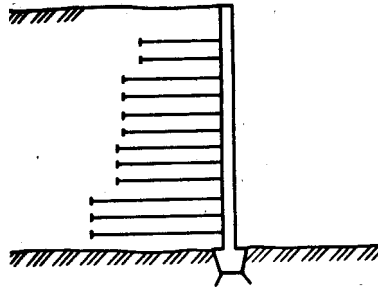
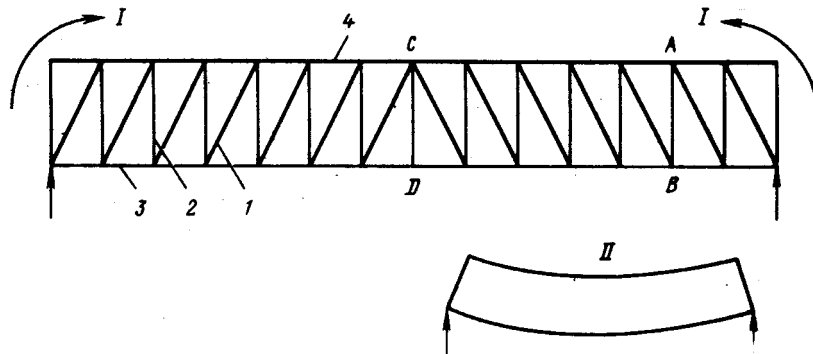
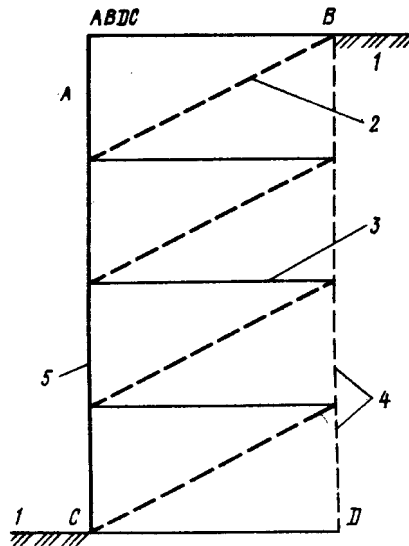


Рис. 3.2. Балка Гау



I – общий вид; II – изгиб балки; 1 – сжатый раскос; 2 – растянутый элемент или поперечина; 3 – растянутый элемент или пояс; 4 – сжатый элемента или пояс

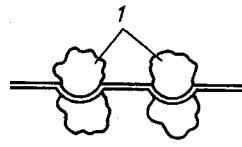
Рис. 3.3. Аналогия между балкой Гау и стенкой-лестницей при рассмотрении поворота элемента балки на 90° (против часовой стрелки)



1 – поверхность грунта; 2 – сжатый раскос, заменяемый грунтом или засыпкой; 3 – растянутый элемент тяги (анкер); 4 – гипотетический растянутый элемент, в котором отсутствует необходимость из-за веса грунта или засыпки; 5 – сжатый элемент, представленный облицовкой сооружения

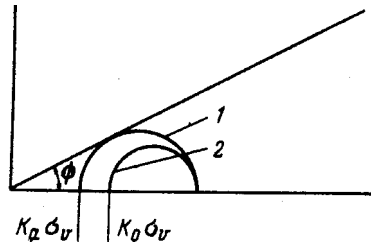
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.4. Схема связи отдельных частиц грунта, создающей эффект псевдосцепления



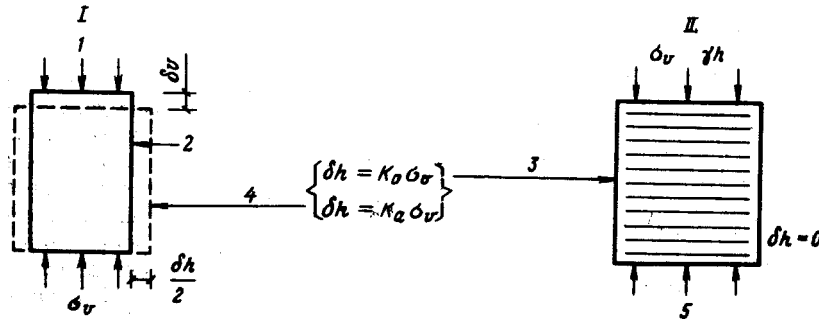
1 – частицы грунта

Рис 3.5. Круги Мора для напряжений при различном состоянии грунта



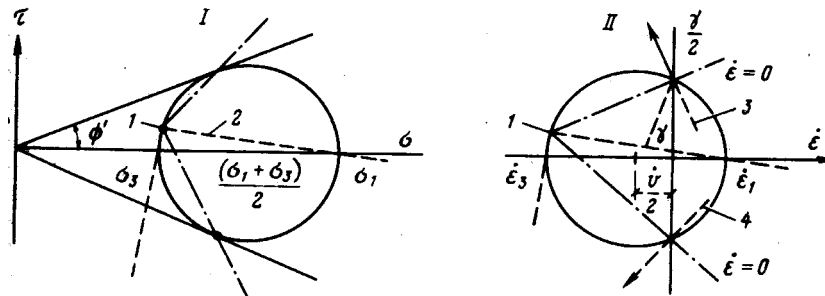
1 – активное состояние; 2 – состояние покоя

Рис. 3.6. Работа арматуры в элементе несвязного грунта



I – грунт; II – грунт с арматурой; 1 – вертикальные; 2 – горизонтальные напряжения; 3 – состояние покоя; 4 – активное состояние; 5 – армирующие слои

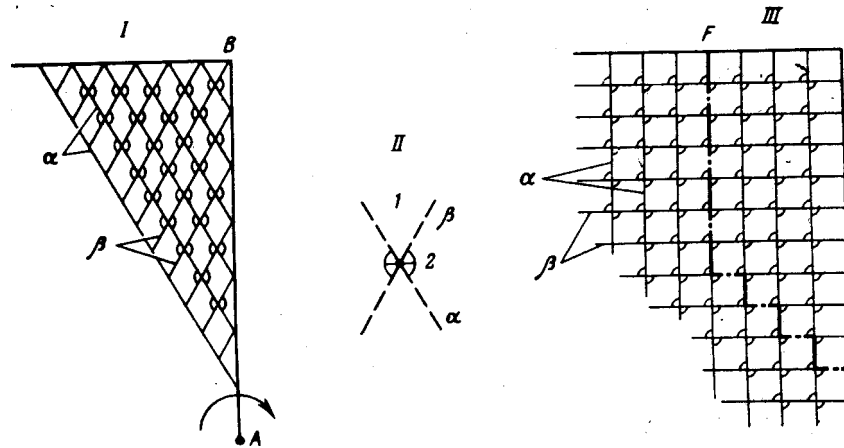
Рис. 3.7. Круги Мора для армированного грунта



I – круг напряжений; II – круг скоростей деформаций; 1 – полюс; 2 – наклонная площадка; 3 – направление площадки a; 4 – направление площадки b

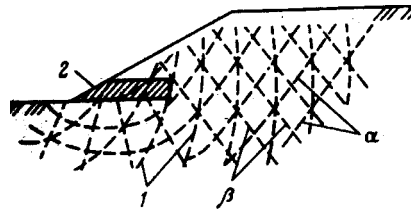
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.8. Поле линий скольжения в засыпке



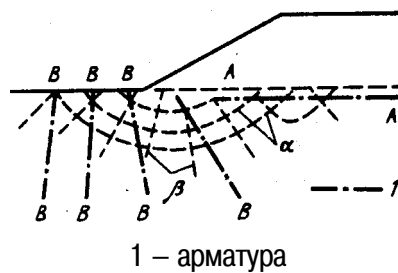
I – поле характеристик α и β в засыпке при вращении стенки относительно точки А [Миллиган, 1974]; II – характеристики α и β в засыпке; III – характеристики α и β в армированной засыпке; направление линий β совпадает с армированием по горизонтали [Бассет и Ласт, 1978]; 1 – сектор сжатия; 2 – сектор растяжения

Рис. 3.9. Поле линий скольжения в откосе



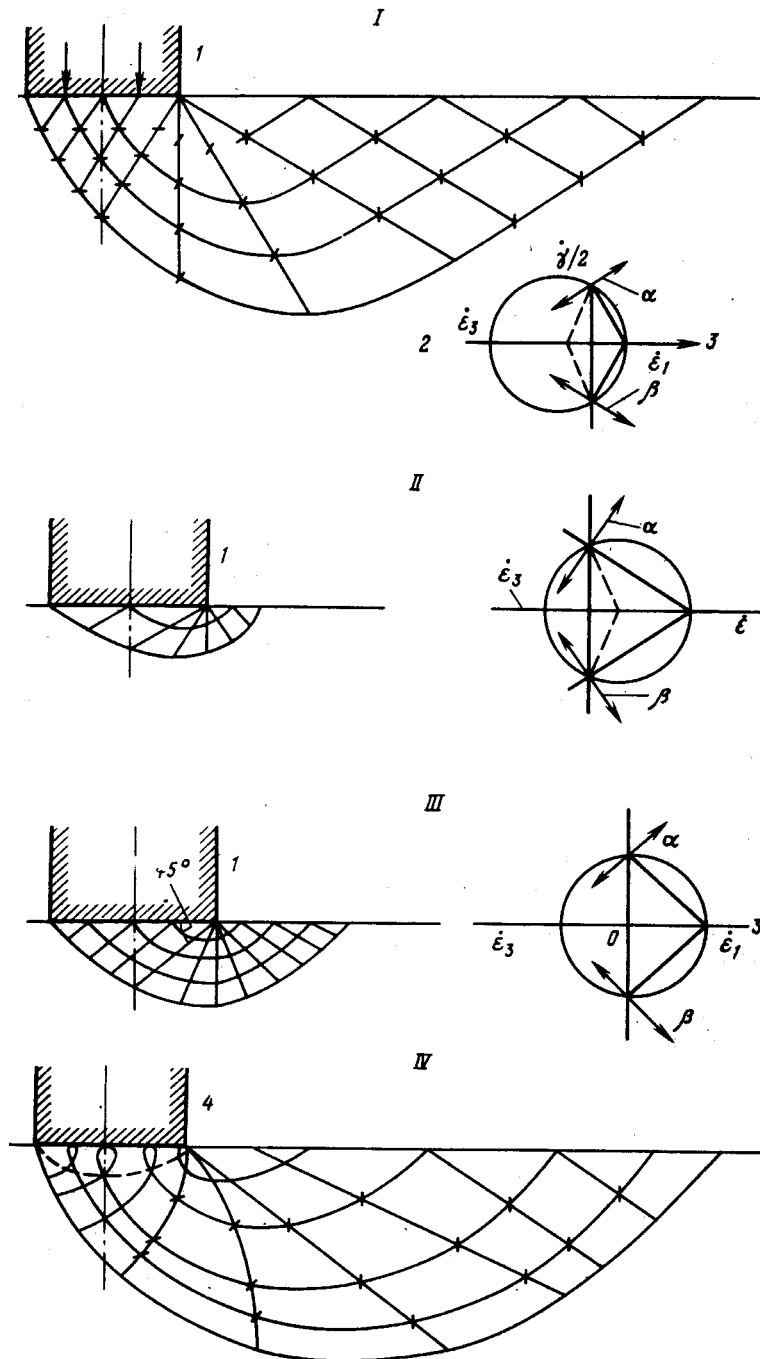
1 – главные напряжения сжатия; 2 – зона С

Рис. 3.10. Возможное расположение арматуры



1 – арматура

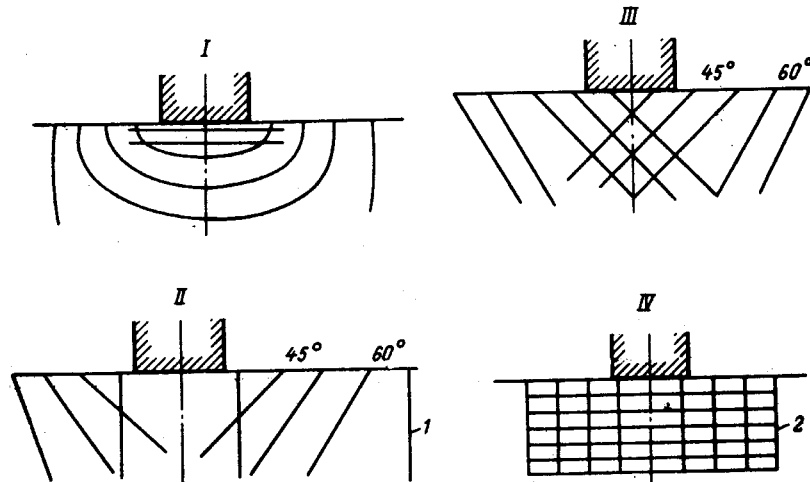
Рис. 3.11. Характеристики нулевого растяжения



I – для дилатантного грунта [Бассет и Ласт, 1978]; II – для сжимаемого материала; III – для недренируемого или несжимаемого материала; IV – для дилатантного материала при ограничении по подошве в горизонтальном направлении; 1 – ограничения в горизонтальном направлении по подошве отсутствуют; 2 – растяжение; 3 – сжатие; 4 – идеальное ограничение в горизонтальном направлении

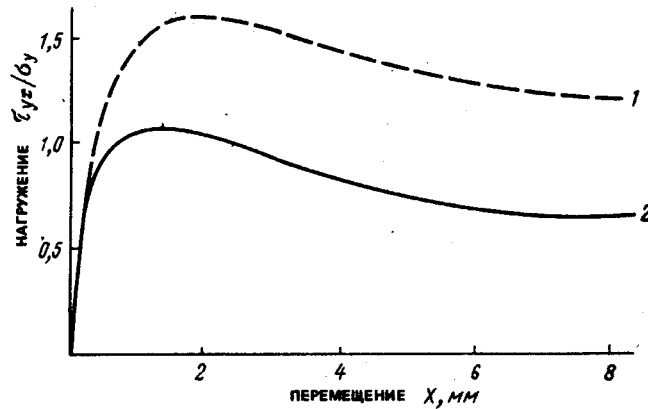
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.12. Характер распределения арматуры под фундаментом



I – идеальная схема армирования; II – практическая схема армирования (арматура устанавливается после возведения сооружения); III – практическая схема армирования (арматура устанавливается до строительства сооружения); IV – практическая схема армирования; 1 – буровые сваи; 2 – арматурная сетка

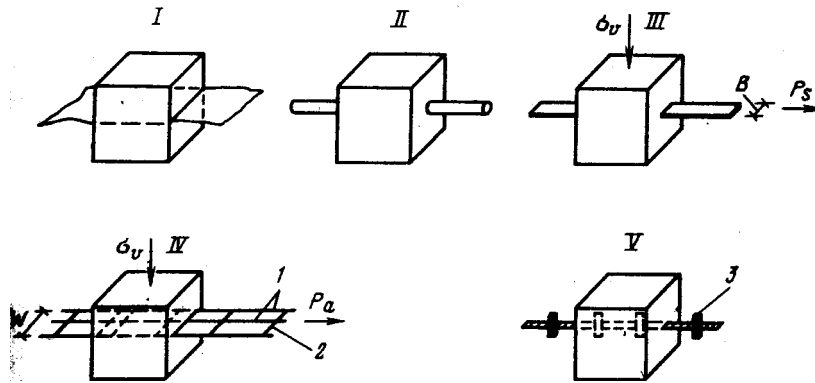
Рис. 3.13. Зависимости нагрузка – перемещение по результатам испытаний на срез армированного и неармированного плотного песка [Джуэлл, 1980]



1 – с армированием; 2 – без армирования

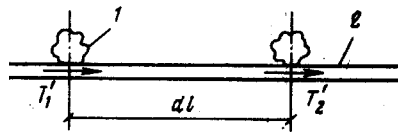
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.14. Распространенные виды арматуры



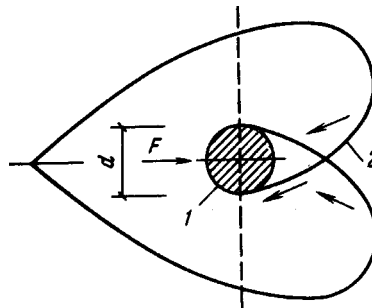
I – лист; II – стержень; III – полоса, брус или рулон; IV – сетка; V – анкер; 1 – продольные; 2 – поперечные элементы; 3 – анкер

Рис. 3.15. Развитие связности по полосе арматуры



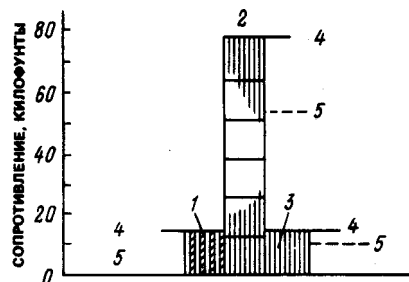
1 – частица грунта; 2 – полоса арматуры; T – растяжение

Рис. 3.16. Вероятные поверхности скольжения при горизонтальном расположении арматуры



1 – поперечный элемент; 2 – поверхность скольжения

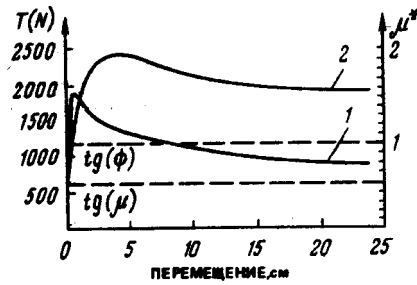
Рис. 3.17. Зависимость сопротивления на выдергивание от площади арматуры [Р.Э. Форсит, 1978]



1 – три металлические полосы 3,2Г60 мм; 2 – сетка; 3 – 12 стальных стержней диаметром 9,5 мм; 4 – пиковое сопротивление; 5 – остаточное сопротивление

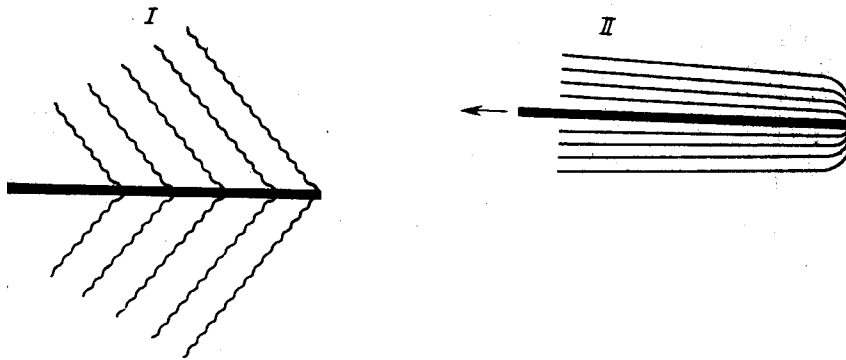
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.18. Влияние характера поверхности полосовой арматуры на результаты испытаний на выдергивание на стенках из армогрунта [Шлоссер и Элиас, 1978]



1 – гладкая полоса; 2 – ребристая полоса; μ^* – кажущийся коэффициент трения; $tg\mu$ – теоретический коэффициент трения

Рис. 3.19. Картина траекторий, возникающих при испытаниях на срезном приборе (I) и при испытаниях на выдергивание (II) [Джуелл, 1980]



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.20. Типичные зависимости нагружение – перемещение по результатам испытаний на сдвиг плотного песка [Джуелл, 1981]

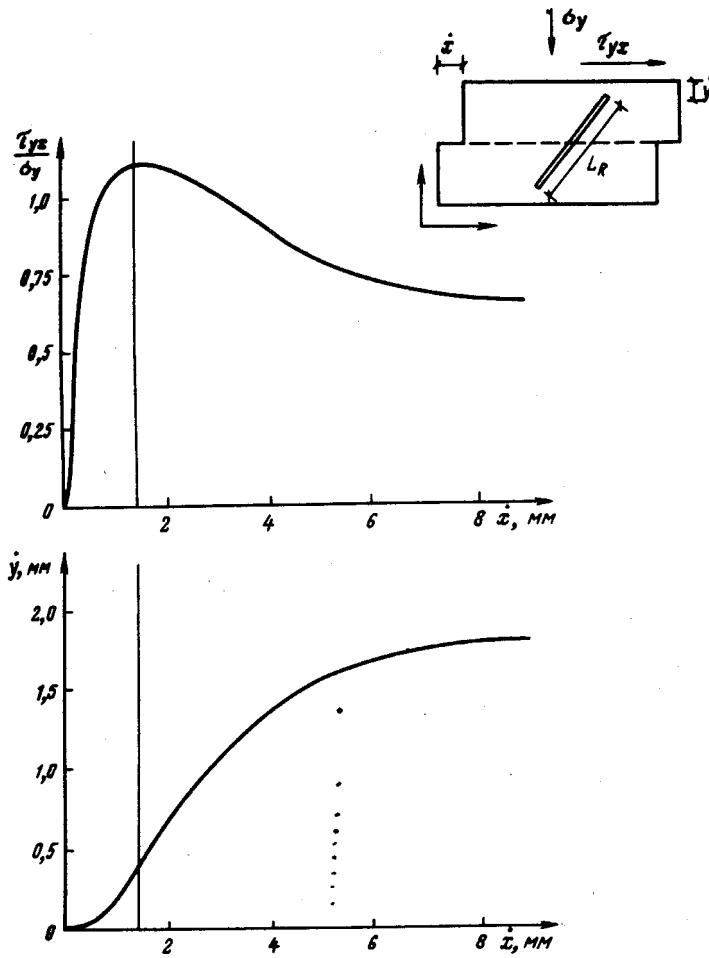
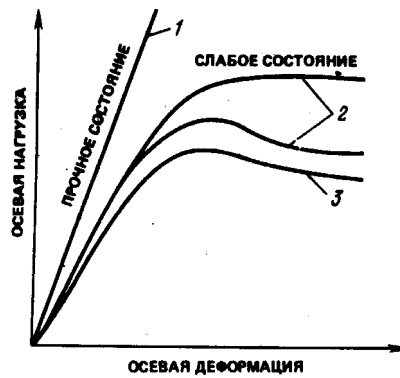


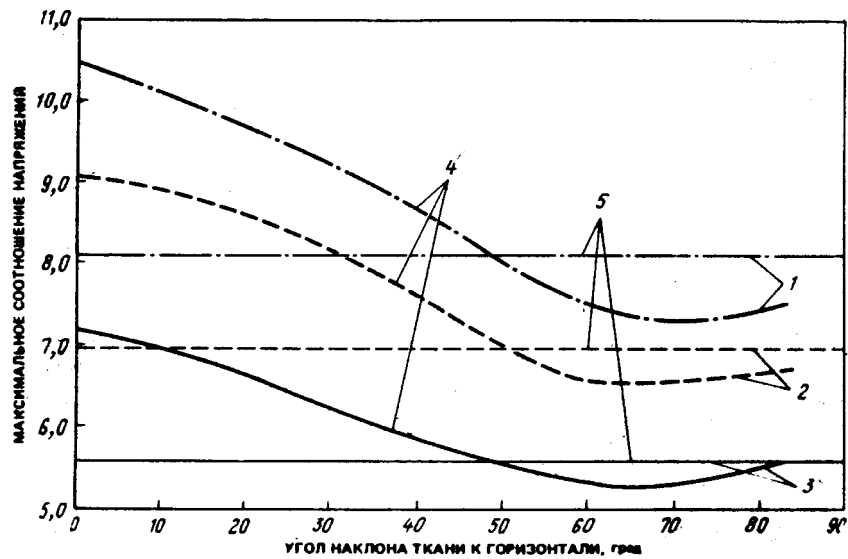
Рис. 3.21. Зависимость между нагрузкой и осевой деформацией для неармированного грунта или грунта, армированного жестким (нерастяжимым) и растяжимым (с малой жесткостью) материалами [Эндрюс и Макговен, 1978]



1 – грунт с жесткой арматурой; 2 – грунт с растяжимой арматурой; 3 – неармированный грунт

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.22. Влияние расположения ткани Т140 в песке Лейтон Баззард с различной начальной пористостью на пиковое соотношение напряжений при величине давления обжатия 70 кН/м² [Эндрюс и Макговен, 1978]



1 – пористость 38,8%; 2 – пористость 40%; 3 – пористость 42,5%; 4 – песок с тканью Т140; 5 – песок без ткани

Рис. 3.23. Изменение максимального приращения сопротивления песка сдвигу в зависимости от ориентации одиночной арматурной пластины с жесткой и шероховатой арматурой [Джуелл, 1980]

1 – растяжение; 2 – сжатие арматуры

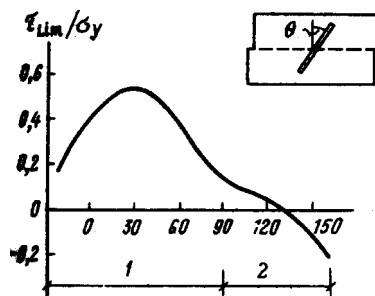


Рис. 3.24. Результаты испытания на срезном приборе, показывающие влияние шага размещения шероховатых стержней арматуры [Джуелл, 1981]

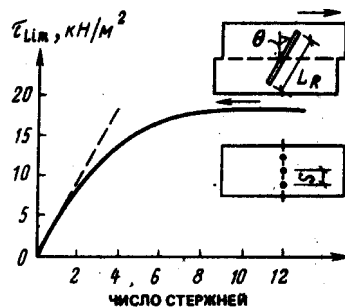
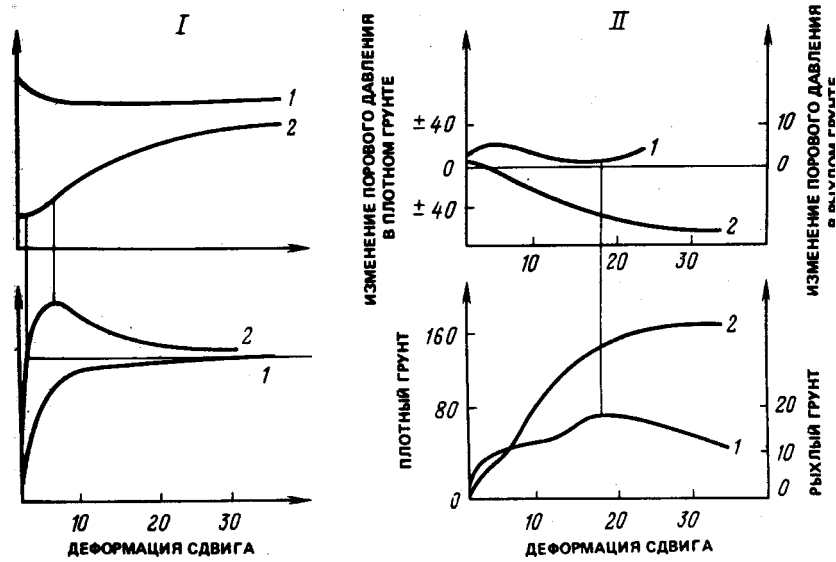
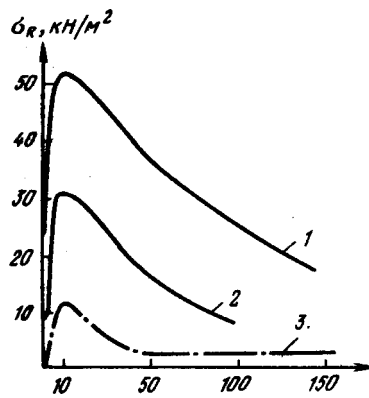


Рис. 3.25. Идеализированная зависимость напряжения – деформации для сыпучего грунта



I – при дренировании; II – при отсутствии дренирования; 1 – рыхлое состояние; 2 – плотное состояние

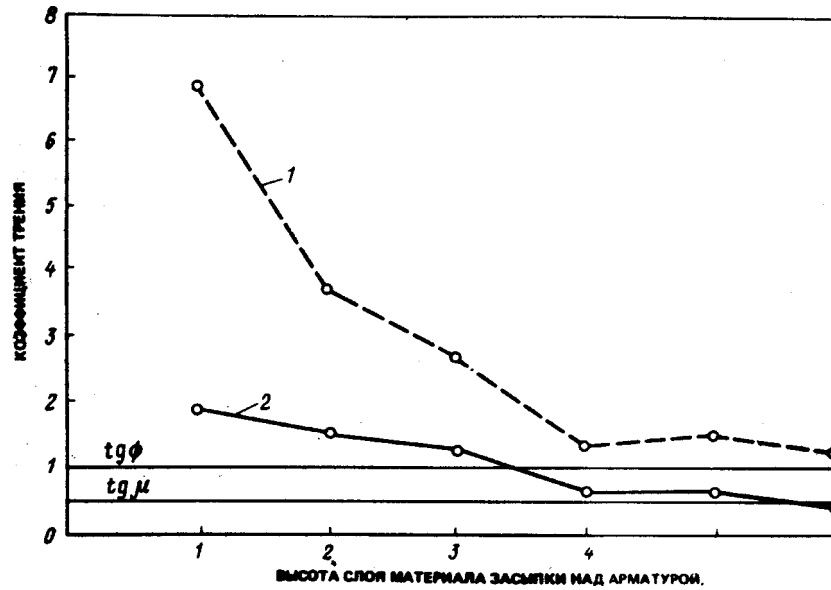
Рис. 3.26. Развитие нормальных напряжений на поверхности металлического цилиндра при его погружении в песок (размер цилиндра соответствует натурному для полосовой арматуры) [Бассет и Ласт, 1978]



1 – начальное значение $sR = 23 \text{ кН/м}^2$; 2 – начальное значение $sR = 8 \text{ кН/м}^2$; 3 – при состоянии покоя (K0) $sR = 3,8 \text{ кН/м}^2$ (10-150 – перемещение Γ 10-3, дюймы)

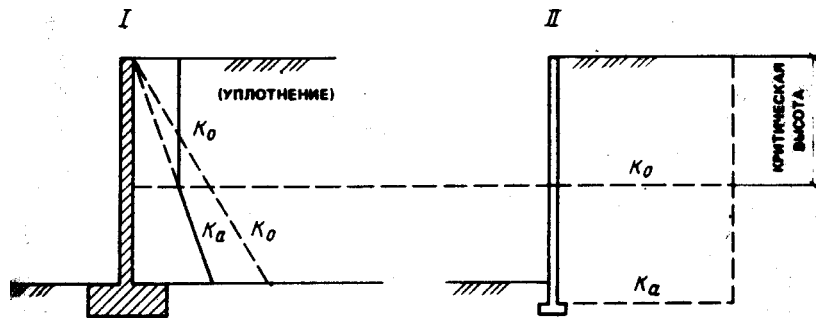
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.27. Влияние вертикального давления при испытании на выдергивание [Шлоссер, 1977]. Общие сведения: $g = \text{кН/м}^3$; угол внутреннего трения $\Phi = 46^\circ$; угол трения грунта по полосе $m = 27^\circ$



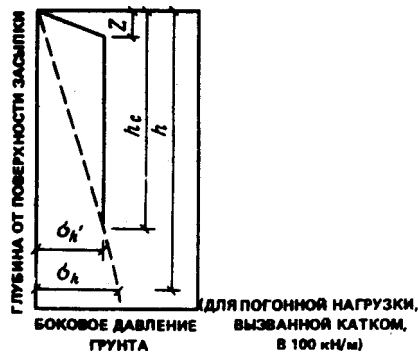
1 – ребристая полоса; 2 –гладкая полоса

Рис. 3.28. Распределение давления грунта по высоте сооружения из армированного грунта



I – традиционная подпорная стенка; II – стенка из армированного грунта

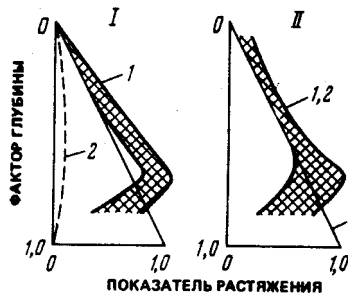
Рис. 3.29. Давление от уплотнения [Ингольд, 1979]. P – нагрузка от катка.



$$Z = K_a \sqrt{2P/\pi\gamma}; \quad h_c = 1/K_a \sqrt{2P/\pi\gamma}; \quad \sigma_{h'} = \sqrt{2P\gamma/\pi}; \quad \sigma_h = K_a \gamma h;$$

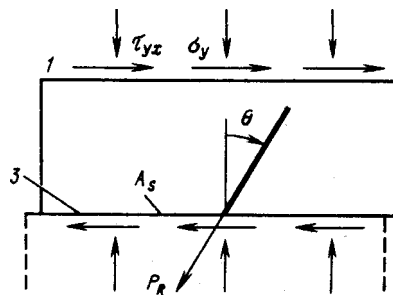
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.30. Эффект гибкости связи между арматурой и облицовкой [Нейлор, 1978]



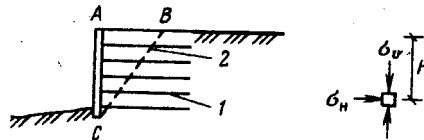
I – вблизи облицовки; II – в удалении от нее; 1 – жесткая связь; 2 – гибкая связь; 3 – по Ренкину

Рис. 3.31. Равнодействующее напряжение по центральной плоскости армированного грунта при срезе



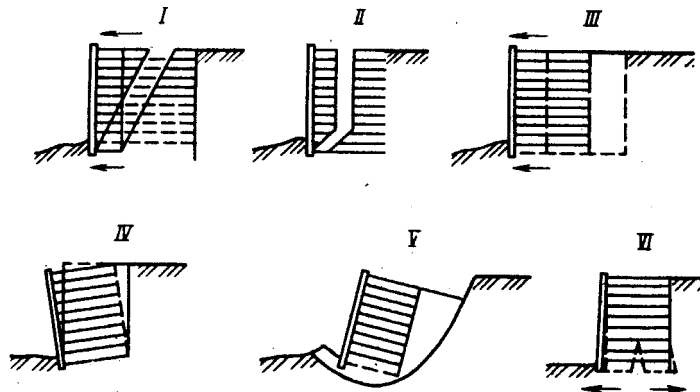
1 – касательные напряжения; 2 – нормальные напряжения; 3 – плоскость среза; напряжение сдвига $(\tau_y - P_A \sin \alpha) / A_S$; нормальное напряжение $(\sigma_y + P_A \cos \alpha) / A_S$;

Рис. 3.32. Схема к расчету сооружения из армированного грунта с вертикальной гранью



1 – армирующие элементы; 2 – предполагаемая плоскость разрушения

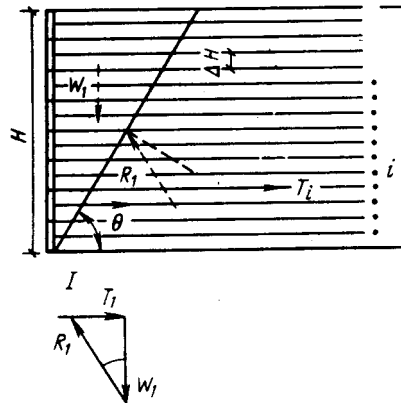
Рис. 3.33. Механизмы разрушения



I – адгезионное разрушение; II – разрушение от разрыва; III – трансляционное смещение; IV – разрушение от наклона со смятием; V – обрушение скольжением; VI – разрушение от разрыва

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.34. Силы, действующие на клин обрушения



1 – диаграмма сил

Рис. 3.35. Трапецидальное распределение давления

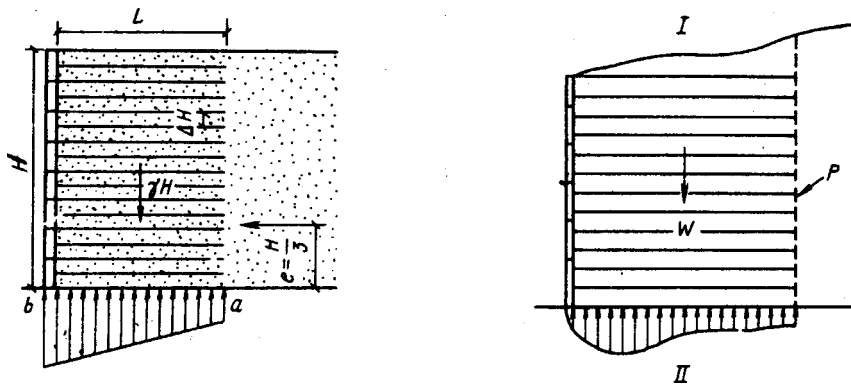
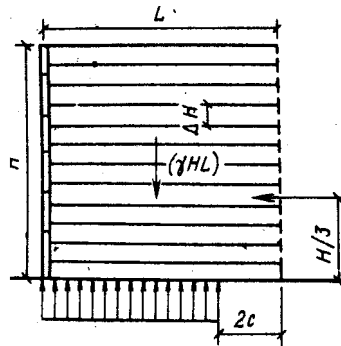
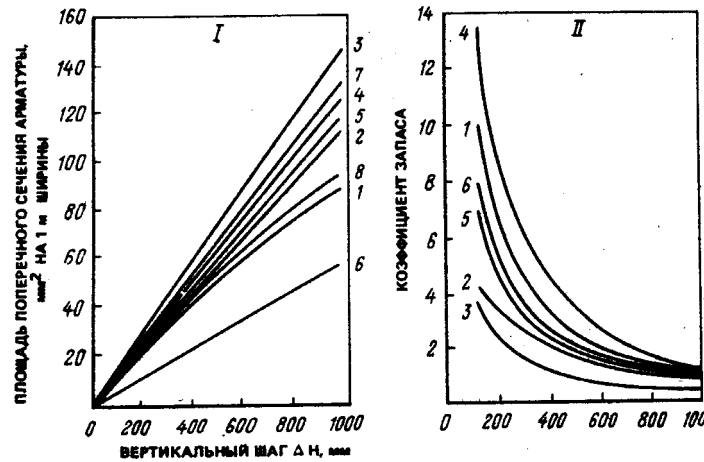


Рис. 3.36. Вероятное распределение давления (I) и распределение давления по Мейерхофу (II)



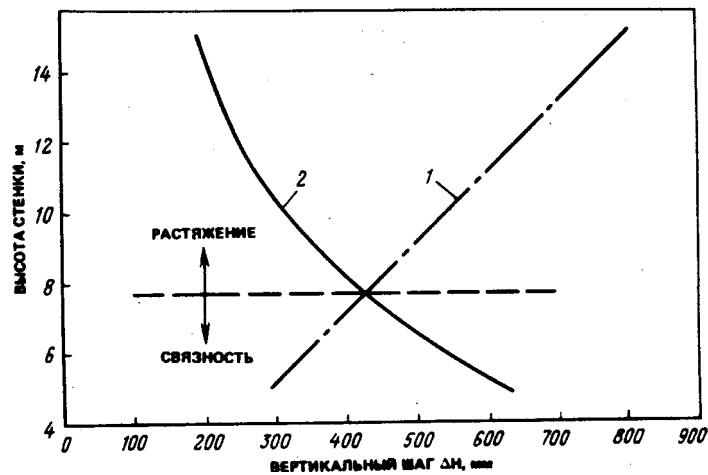
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.37. Зависимость минимальной площади поперечного сечения арматуры (I) и коэффициента запаса на выдергивание полосовой арматуры (II) от шага ее расположения по вертикали



1, 6 и 8 – клин Кулона; 2 – теория Ренкина; 3 – трапециевидальное распределение; 4 – распределение по Мейерхофу; 5 – равновесие моментов по Кулону; 7 – упругий анализ. Высота стенки 5 м; горизонтальный шаг $DS = 1$ м

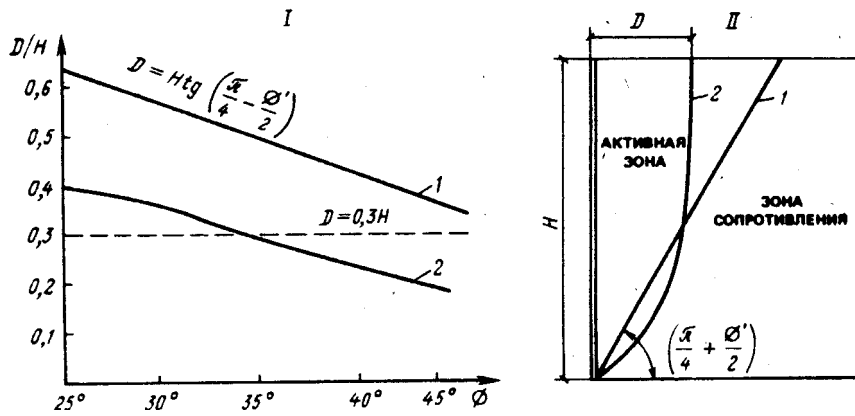
Рис. 3.38. Влияние высоты стенки на критерии разрушения



1 – случай адгезионного разрушения $H = L$; 2 – случай разрыва. Горизонтальный шаг $DS = 1$ м; коэффициент запаса равен 3; график базируется на средних значениях, полученных с помощью различных методов расчета по уравнениям (12) – (24)

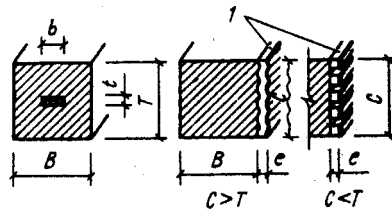
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.39. К определению размеров призмы обрушения



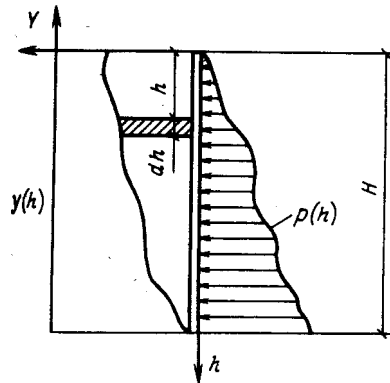
I – график зависимости D/H от угла внутреннего трения; II – расчетная схема; 1 – по Кулону; 2 – по Журану

Рис. 3.40. Преобразование реального армированного грунта в эквивалентный материал [Нейлор, 1978]



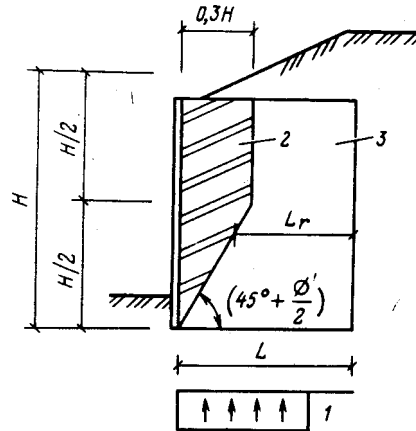
I – реальный материал; II – эквивалентный материал; 1 – постулируемая зона сдвига

Рис. 3.41. Параметры энергетической теории [Осмен, Финдли и Сазерленд, 1978]



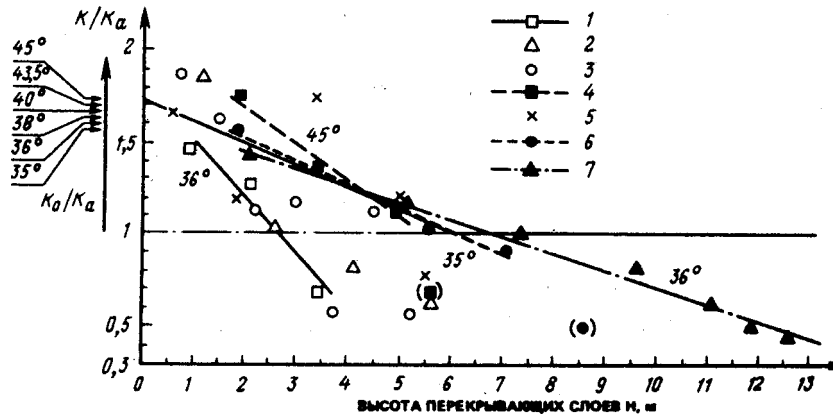
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.42. Схема к гипотезе о когерентной гравитации



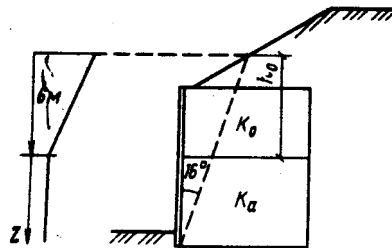
1 – активная зона; 2 – зона сопротивления; 3 – распределение давления по Мейерхофу

Рис. 3.43. Изменение коэффициента давления грунта K [Шлоссер, 1978]



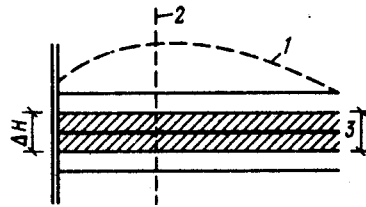
1 – Вискберг, США; 2 – Силвермайн, ЮАР; 3 – Лилль, Франция; 4 – Грантон, Шотландия; 5 – Юкла, США; 6 – Григни, Франция; 7 – Асахигава, Япония

Рис. 3.44. Изменение кажущегося коэффициента трения m^* с глубиной



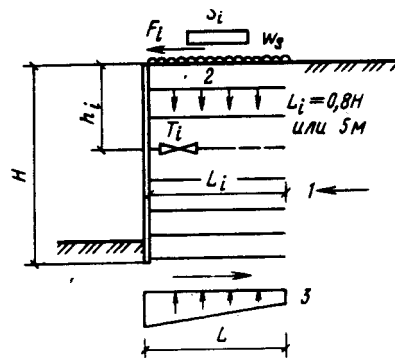
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.45. Распределение растяжения по полосовой арматуре



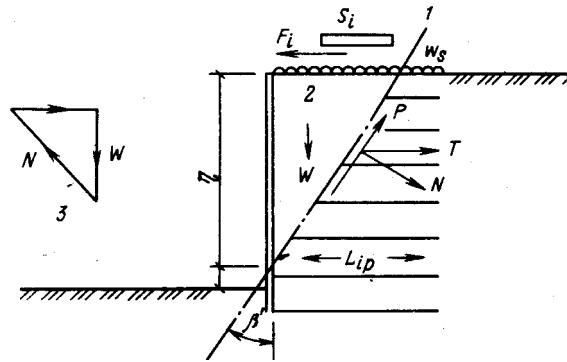
1 – эпюра растяжения; 2 – линия максимального растяжения; 3 – зона влияния арматуры

Рис. 3.46. Метод оттяжек для оценок локальной устойчивости



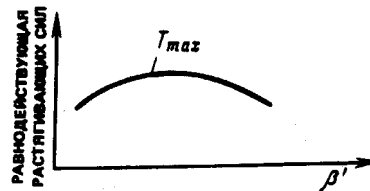
1 – равнодействующая от нагрузок; 2 – собственный вес; 3 – трапецидальное распределение давления

Рис. 3.47. Метод оттяжек для оценки устойчивости клина



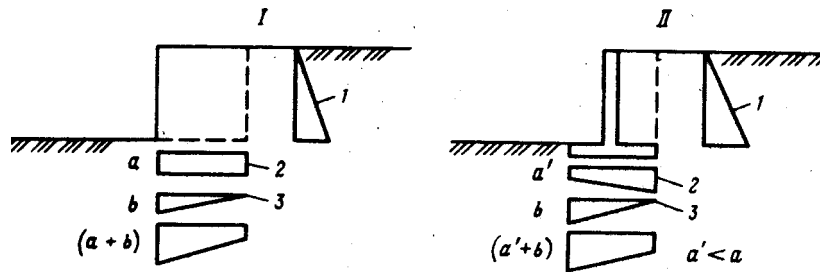
1 – потенциальная плоскость разрушения; 2 – собственный вес; 3 – диаграмма сил; P – силы трения и сцепления; T – равнодействующая растягивающих сил; N – нормальная реакция

Рис. 3.48. Угол плоскости разрушения



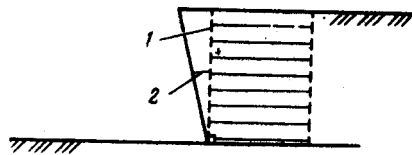
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.49. Эпюра контрастных напряжений по подошве сооружения



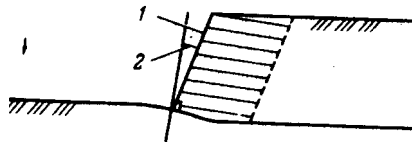
I – сооружение из армированного грунта; II – традиционная стенка; 1 – боковое давление грунта; 2 – напряжение от собственного веса; 3 – напряжение от внешней нагрузки

Рис. 3.50. Поведение системы жесткий материал – жесткий материал



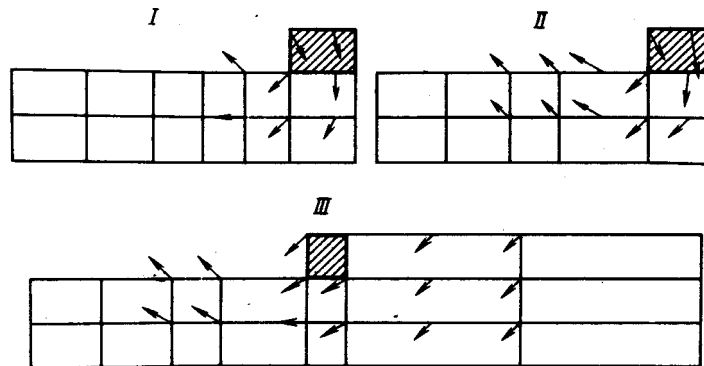
1 – лицевая грань стенки; 2 – положительный угол вращения

Рис. 3.51. Поведение системы прочный материал – слабый материал



1 – лицевая грань стенки; 2 – отрицательный угол вращения

Рис. 3.52. Схематичное представление векторов перемещения от воздействия нагрузки



I – система прочный материал – прочный материал (двукратное увеличение векторов); II – система прочный материал – весьма слабый материал, начальный этап нагружения; III – то же, конечный этап нагружения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.53. Смещение начальной поверхности грунта для системы прочный материал – умеренно слабый материал

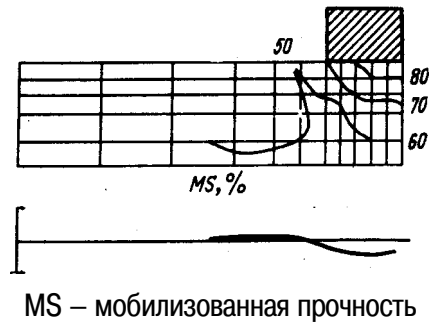


Рис. 3.54. Смещение начальной поверхности грунта для системы прочный материал – весьма слабый материал

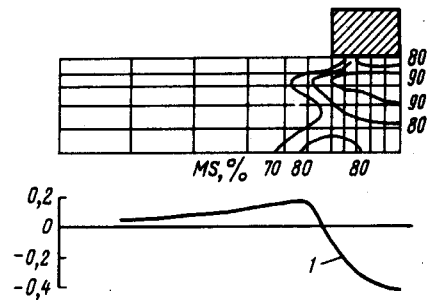
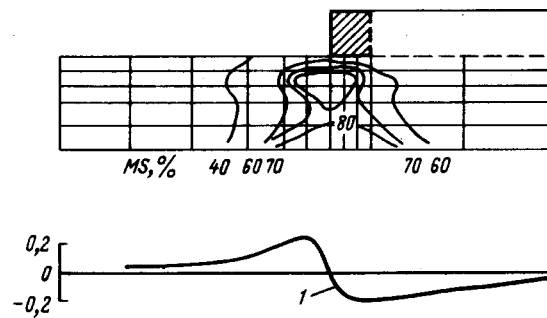
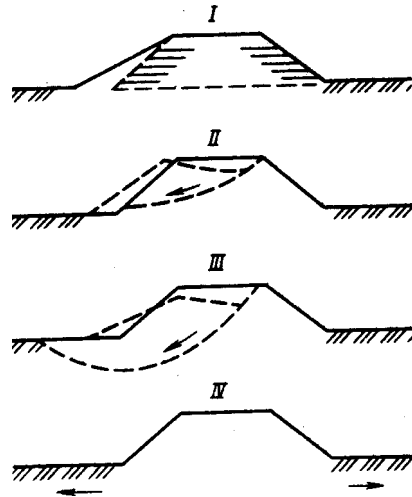


Рис. 3.55. Смещение начальной поверхности грунта для системы прочный материал – весьма слабый материал



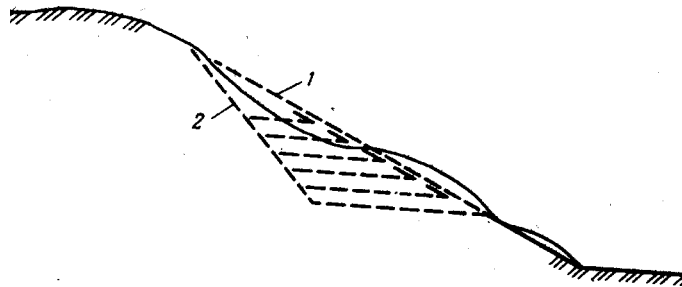
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.56. Схемы для обоснования использования арматуры в насыпях



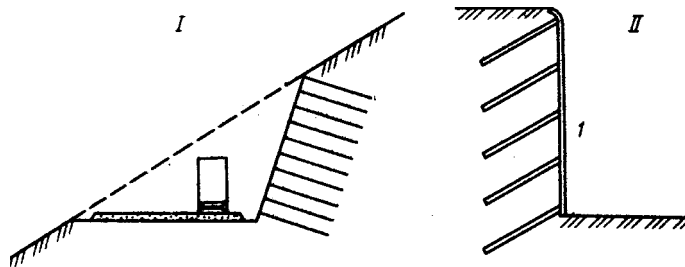
I – обжатие профиля или поведение жесткости; II – устойчивость откоса; III – общая устойчивость системы сооружения – основание; IV – устойчивость основания

Рис. 3.57. Армирование нарушенного склона с устройством выемки



1 – поверхность скольжения; 2 – зона, восстановленная с помощью армированного грунта

Рис. 3.58. Выполнение армирования in situ



I – метод «Забивки грунта»; II – «система подпора от бокового давления грунта»; 1 – временная выемка

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.59. Характерный вид разрушения блока грунта, армированного методом «забивки»

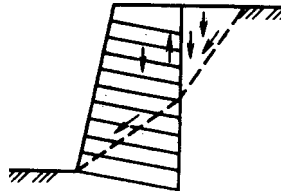


Рис. 3.60. Разновидности потенциального механизма разрушения блока армированного грунта

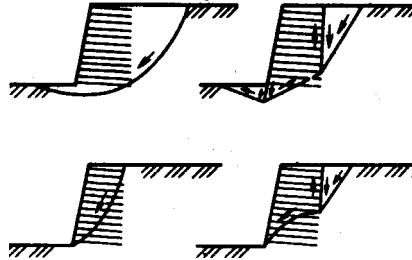


Рис. 3.61. Потенциальный механизм разрушения «системы подпора от бокового давления грунта»

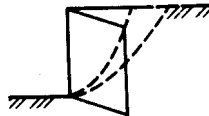
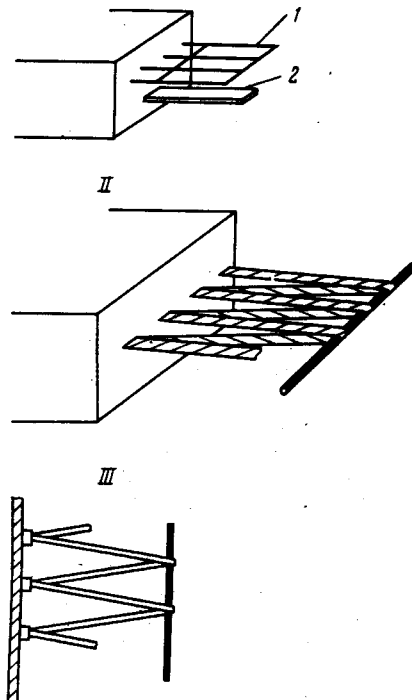


Рис. 3.62. Примеры использования различных видов арматуры



I – сетки и полосы; II – полосы и поперечные анкера; III – трос и поперечные анкера;
1 – сетка; 2 – полоса

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.63. Механизм деформирования стенки из армогрунта при сейсмическом воздействии

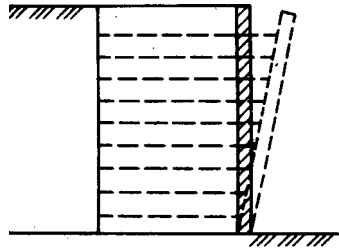
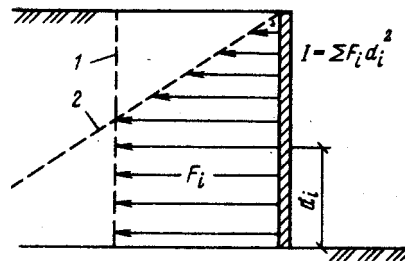
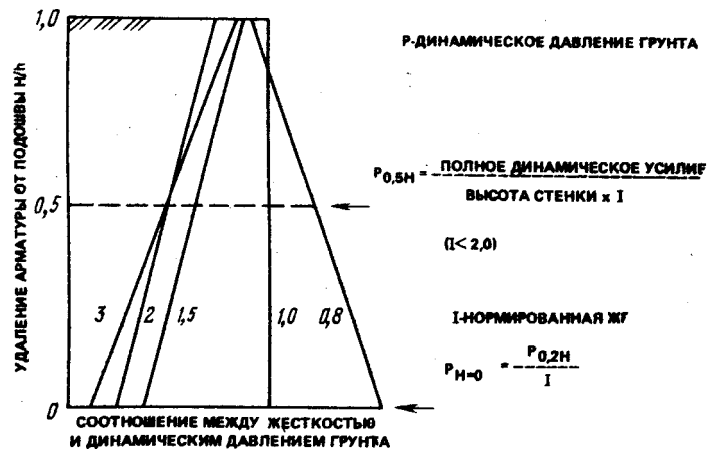


Рис. 3.64. Распределение растягивающих усилий по высоте сооружения из армогрунта с учетом критериев разрушения



1 – прочность на растяжение; 2 – прочность на адгезию

Рис. 3.65. Распределение динамических усилий по высоте сооружения из армогрунта в зависимости от его жесткости



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.66. Распределение динамического давления по высоте традиционных подпорных стенок при различной конфигурации обратной засыпки [Арго и Браун, 1968]

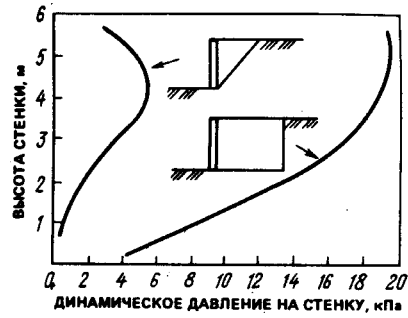


Рис. 3.67. Схема учета сейсмического воздействия по методу перемещений (для ограниченного разрушения)

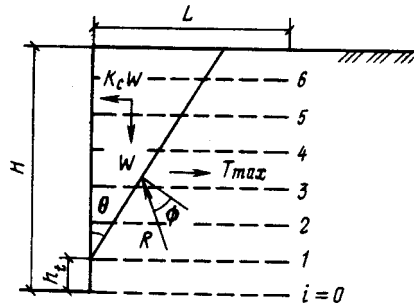


Рис. 3.68. Схема учета сейсмического воздействия по методу перемещений (для неорганического разрушения)

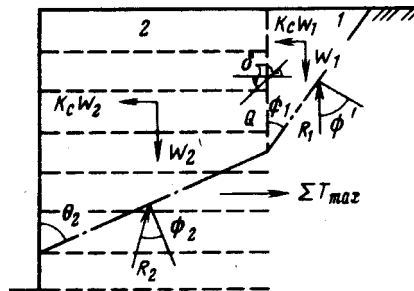
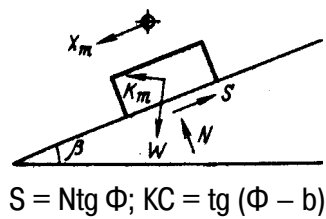
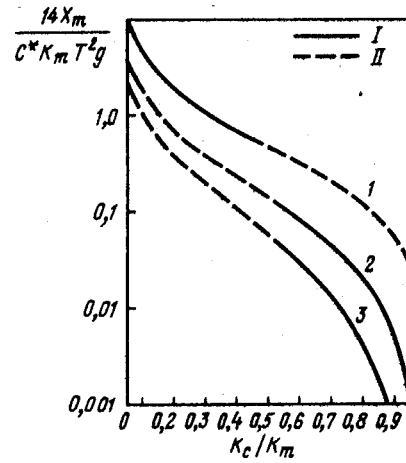


Рис. 3.69. Схема для определения перемещений по методу скользящего блока



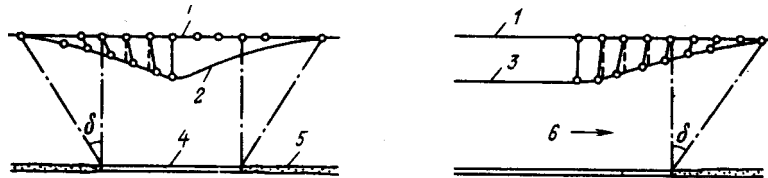
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 3.

Рис. 3.70. Механизм скользящего блока



1 – прямоугольный; 2 – треугольный; 3 – полусинусоидальный импульс;
I – хорошее соответствие; II – слабое соответствие

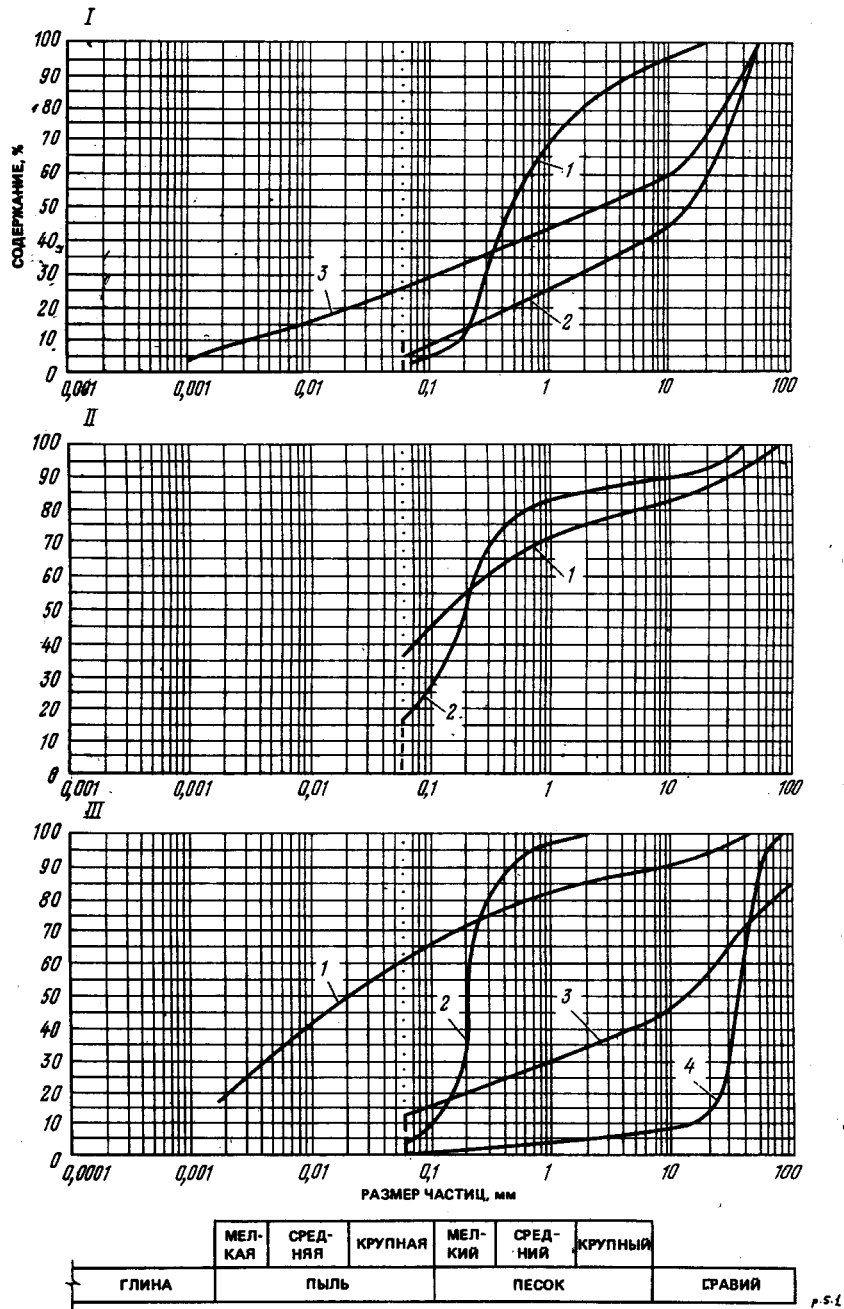
Рис. 3.71. Схема перемещений поверхности грунта при горной подработке



1 – начальный уровень поверхности; 2 – мульда оседания; 3 – опущенная поверхность;
4 – зона обрушения; 5 – пласт; 6 – направление проходки; δ - предельный угол

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 4

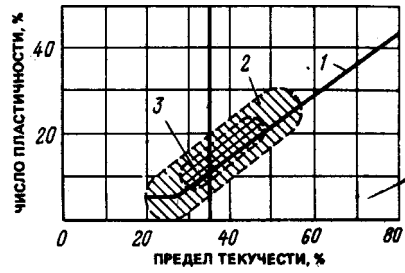
Рис. 4.1. Примерные кривые зернового состава материалов, пригодных и непригодных в качестве сыпучей или связной засыпки с трением



I – пригодные; 1 – засыпка с трением при $C_u = 3,5$; 2 – засыпка с трением; 3 – связная засыпка с трением; II – условно пригодные (содержание глинистых фракций не приводится; допускается СТЗ): 1 – свыше $20\% < 63\mu$; 2 – менее $20\% < 63\mu$; III – непригодные: 1 – очень мелкий; 2 – слишком однородный ($C_u = 2,5$); 3 – очень крупный; 4 – очень крупный и слишком однородный

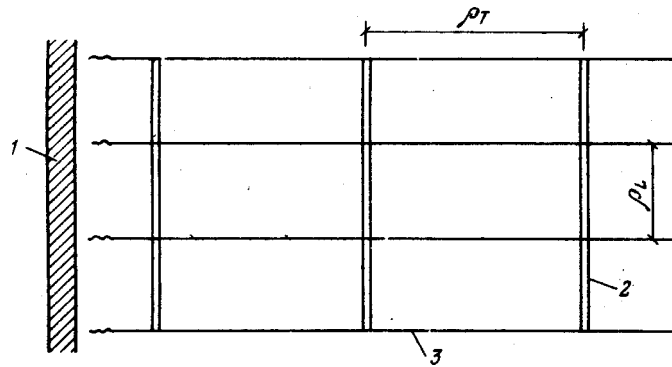
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 4.

Рис. 4.2. Обобщенный диапазон показателей пластичности для крупнозернистых отходов и шламовых отложений на существующих накопителях отходов горнорудной промышленности.



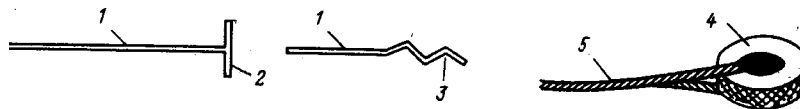
1 – осредненная линия А; 2 – 95 %-я обеспеченность результатов;
3 – 75 %-я обеспеченность результатов

Рис. 4.3. Конструкция сетки для армирования грунта



1 – свободная грань или облицовка сооружения; 2 – поперечные элементы; 3 – продольные элементы

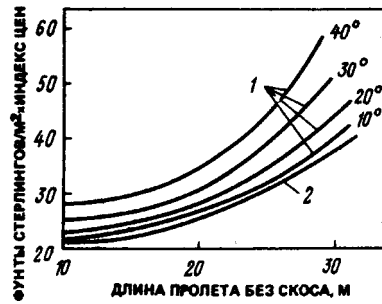
Рис. 4.4. Виды анкеров



1 – стальной стержень; 2 – анкерная плита; 3 – замок; 4 – автопокрышка; 5 – захват

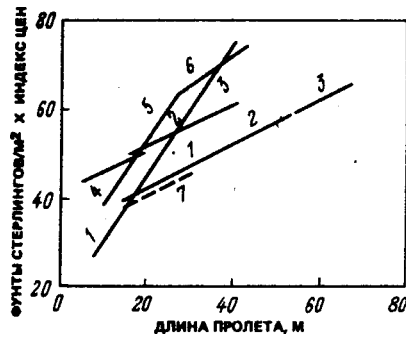
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5

Рис. 5.1. Стоимость настила моста в зависимости от длины пролета и скоса



1 – со скосом; 2 – без скоса

Рис. 5.2. Сравнение стоимости настилов



1 – железобетонная плита; 2 – пустотелая плита с последующим напряжением;
 3 – из ячеистого бетона с последующим напряжением; 4 – из перевернутого таврового профиля с предварительным напряжением; 5 – из перевернутого таврового профиля с последующим напряжением; 6 – из таврового профиля с последующим напряжением; 7 – из М-образного профиля с предварительным напряжением + плиты, скрученные нагревом

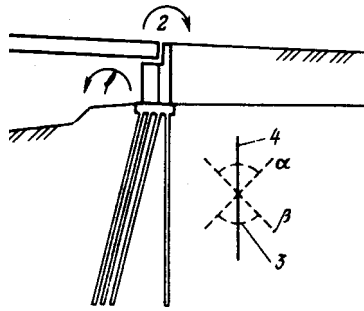
Рис. 5.3. Сопоставление стоимости различных конструкций

ВИД КОНСТРУКЦИИ	СТОИ-МОСТНОЙ КОЭФФИ-ЦИЕНТ
1	1,0
2	2,8-3,0 RS = 2,0
3	5,5-7,5
4	3,3-5,5
5	RS = - 2,5-3,0

1 – базисный вариант; 2 – насыпь; 3 – путепровод; 4 – выемка; 5 – полувыемка-полунасыпь

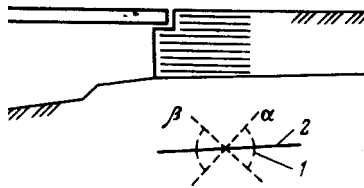
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.4. Традиционная схема конструкции берегового устоя на слабом основании



1 – прогнозируемое вращение устоя; 2 – фактическое вращение устоя;
3 – поле деформаций сжатия; 4 – сжатая арматура

Рис. 5.5. Альтернативная схема конструкции берегового устоя на слабом основании



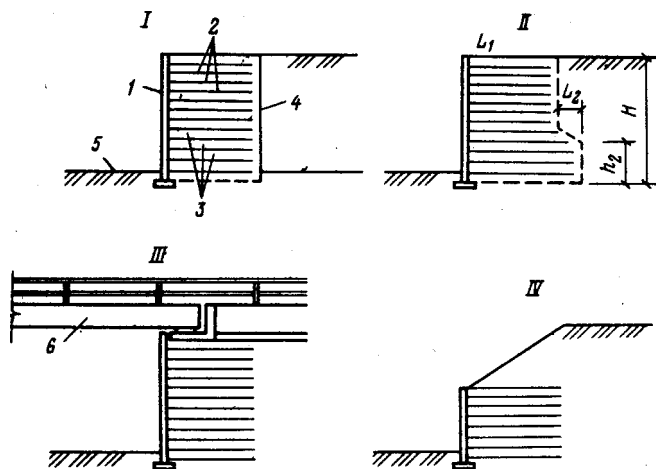
1 – поле деформаций растяжения; 2 – растянутая арматура

Рис. 5.6. насыпь из армированного грунта



1 – внутреннее армирование; 2 – откосное армирование; 3 – армирование основания

Рис. 5.7. Схемы конструкции и видов вертикальных стенок из армогрунта



I – элементы стенки; II – стенка ступенчатой конструкции (обычно $h_2 \text{ Л}2 \text{ Л}2$); III – береговой устоя; IV – стенка в сочетании с откосом; 1 – облицовка; 2 – армирующие элементы; 3 – армированная засыпка; 4 – обратная засыпка стенки; 5 – поверхность грунта; 6 – пролетное строение

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.8. Схемы к оценке внешней устойчивости

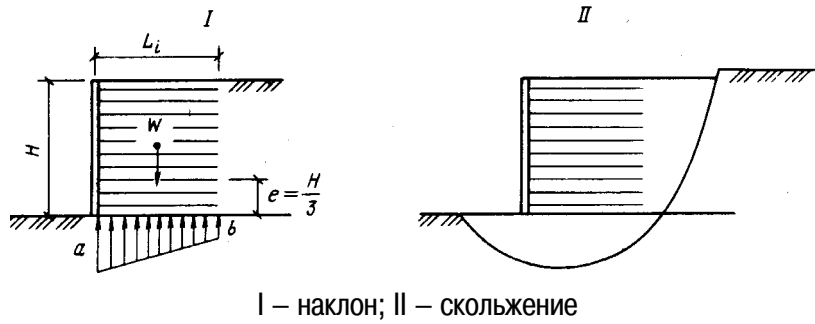
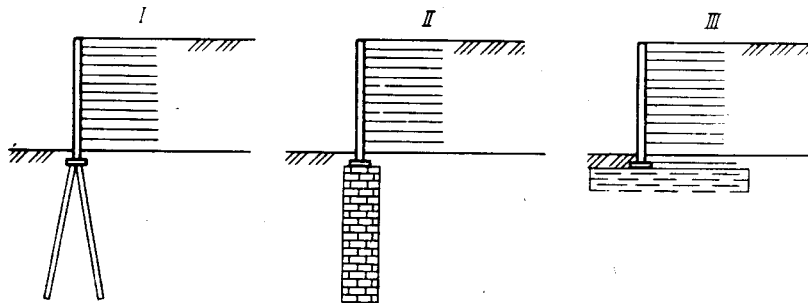
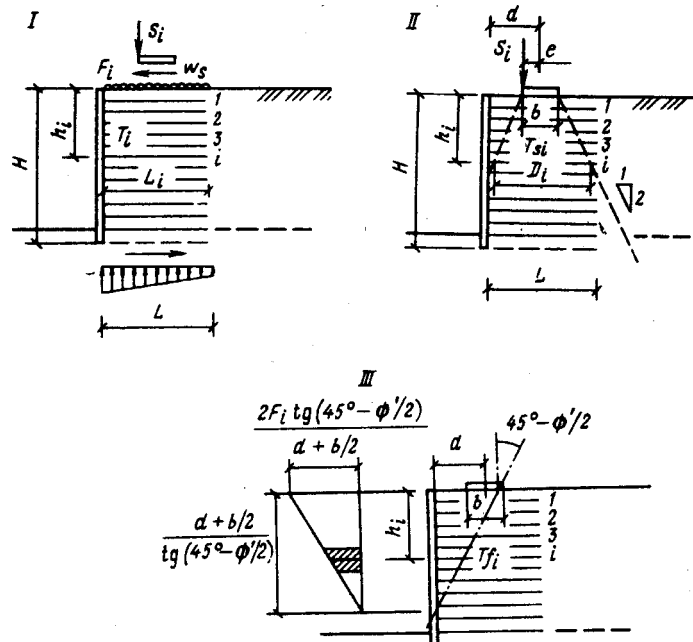


Рис. 5.9. Возможные конструктивные решения по усилению слабого основания



I – сваи; II – столбчатый фундамент из каменной кладки; III – фундаментный тюфяк

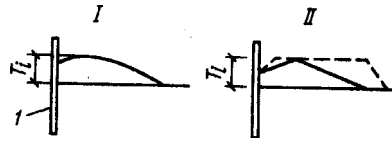
Рис. 5.10. Метод оттяжки для оценки локальной устойчивости



I – расчетная схема; II – распределение вертикальных напряжений; III – рассеивание горизонтальных напряжений сдвига

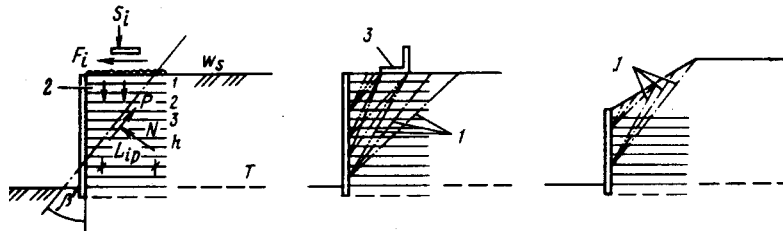
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.11. Распределение растягивающего усилия в арматуре



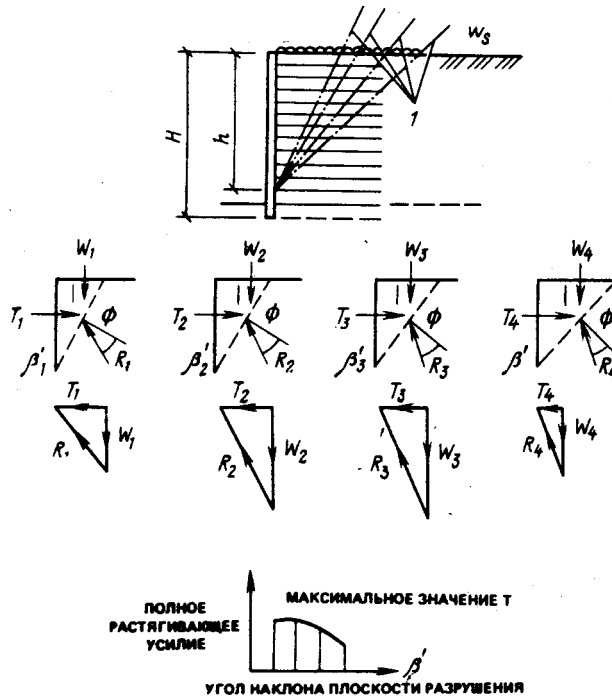
I – полосовая арматура; II – сеточная арматура; 1 – облицовка

Рис. 5.12. Потенциальные плоскости разрушения – грани клина



1 – потенциальные плоскости разрушения; 2 – собственный вес; 3 – береговая опора;
 P – равнодействующая сил трения и сцепления; T – равнодействующая растягивающих усилий;
 N – равнодействующая нормальных напряжений

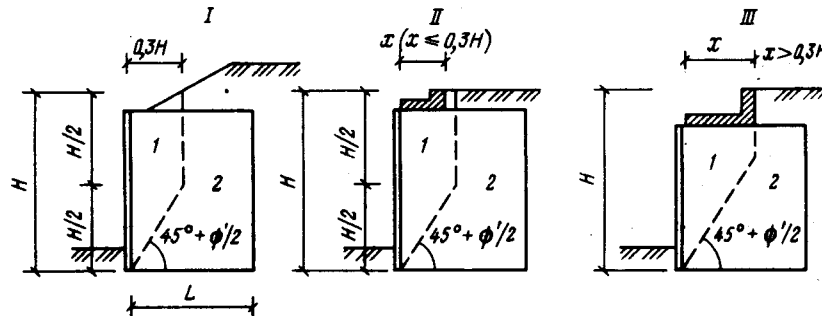
Рис. 5.13. Метод оттяжки для оценки устойчивости клина



1 – потенциальные плоскости разрушения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.14. Линия максимального растяжения в арматуре



I – стенка; II – стенка и сосредоточенная сила; III – береговой устой моста; 1 – активная зона; 2 – зона сопротивления

Рис. 5.15. Схема к построению эпюры коэффициента бокового давления K

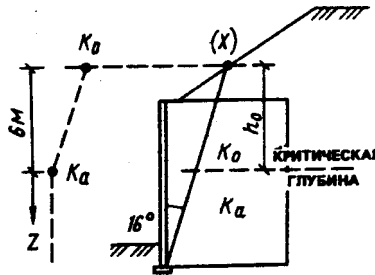
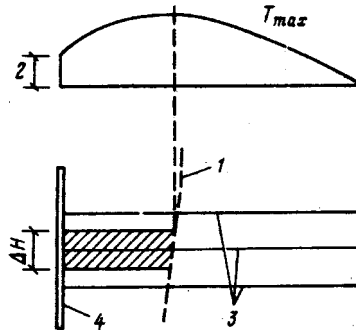
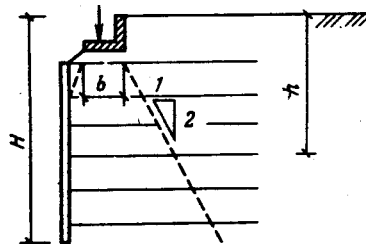


Рис. 5.16. Распределение растягивающих усилий по длине арматуры



1 – линия максимального растяжения; 2 – растяжение в стыковке; 3 – арматура; 4 – облицовка

Рис. 5.17. Рассеивание вертикальных нагрузок



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.18. Схема к построению эпюры коэффициента кажущегося трения m^*

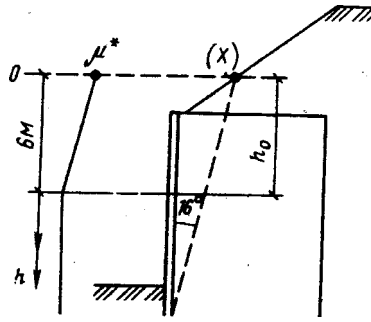


Рис. 5.19. Схема для нахождения остаточной длины арматуры

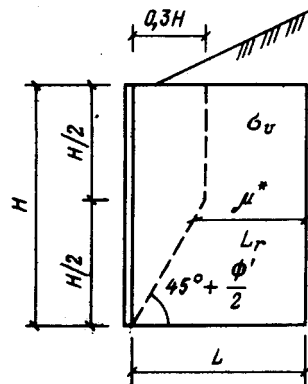
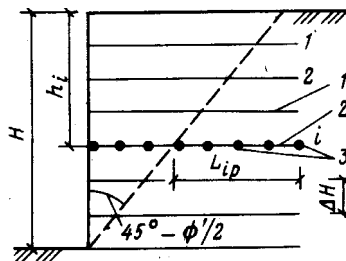
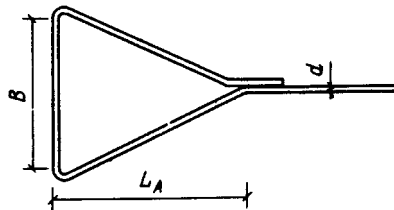


Рис. 5.20. Схема к методу оттяжки для геосетки



1 – армирующие сетки (геосетки); 2 – продольный элемент; 3 – поперечные элементы

Рис. 5.21. Анкер треугольной формы [TRRL, 1981]



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.22. Схема действия треугольного анкера [Маир и др., 1983]

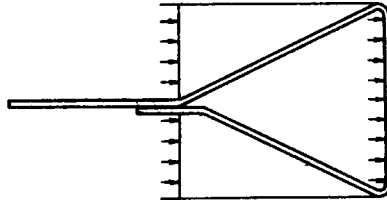
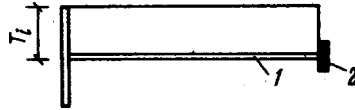
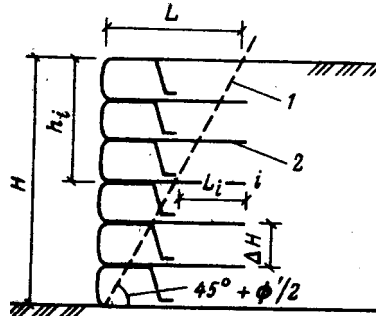


Рис. 5.23. Предполагаемое распределение растягивающего усилия в анкере



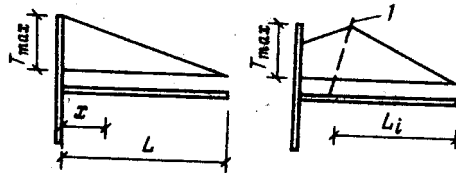
1 – анкерный трос или стержень; 2 – анкер

Рис. 5.24. Схема для расчета устойчивости стенки с включениями растягивающей арматуры



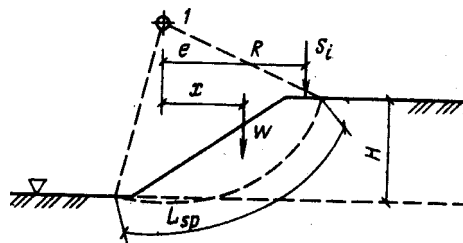
1 – плоскость разрушения; 2 – тканая и растягивающая арматура

Рис. 5.25. Распределение усилия в растягивающей арматуре



1 – плоскость разрушения

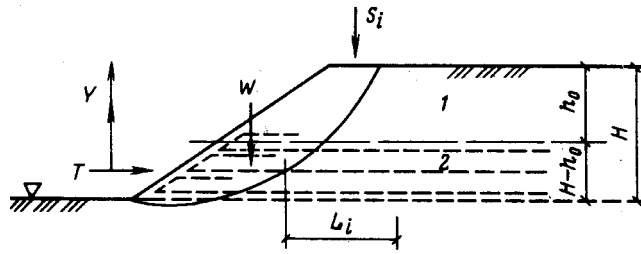
Рис. 5.26. Вращательное разрушение откоса



1 – центр вращения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.27. Расчетная схема для круглоцилиндрических поверхностей скольжения в армированном откосе



1 – неармированный блок; 2 – армированный блок

Рис. 5.28. Откосные сооружения

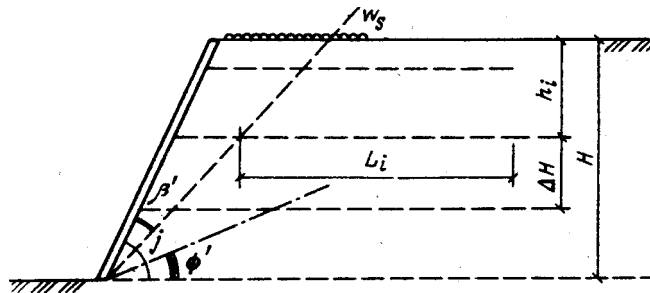
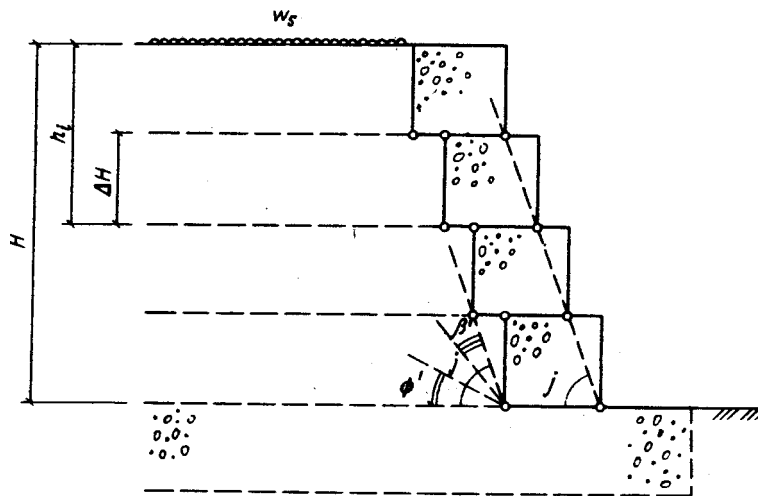


Рис. 5.29. Габионы из армированного грунта



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.30. Огибающие линии скольжения в основании

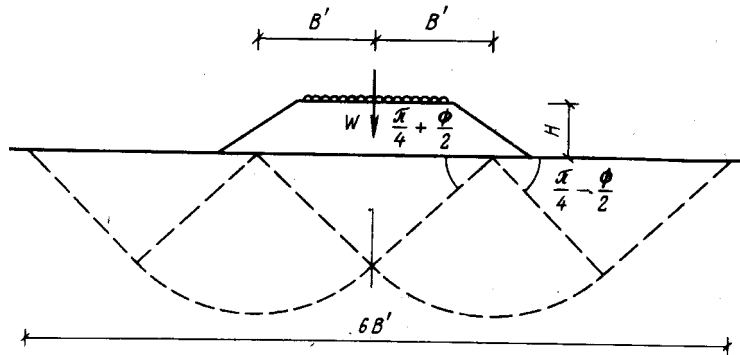
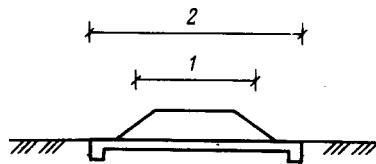
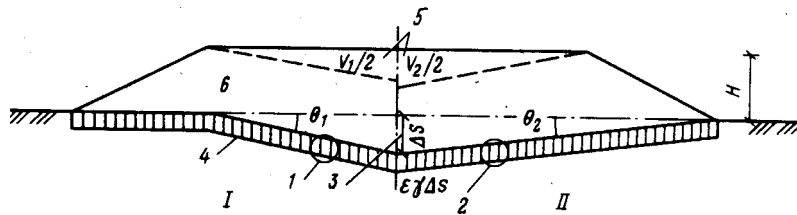


Рис. 5.31. Эффект от армирования основания



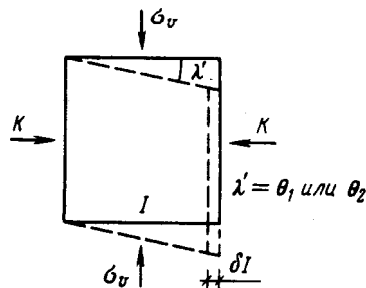
1 – начальная эффективная ширина; 2 – достигнутая эффективная ширина

Рис. 5.32. Распределение осадок слабого основания насыпи



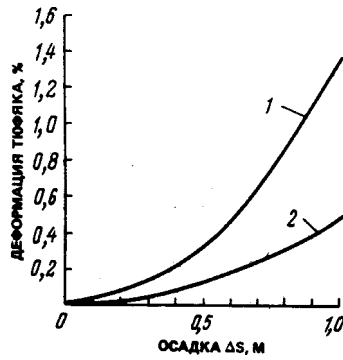
I – осадка A1; II – осадка A2; 1 – элемент A1; 2 – элемент A2; 3 – осадка;
4 – тюфяк из геосеток или геоячеек; 5 – дополнительная засыпка; 6 – засыпка

Рис. 5.33. Деформация элемента тюфяка из геосетки [Хэй, 1982]



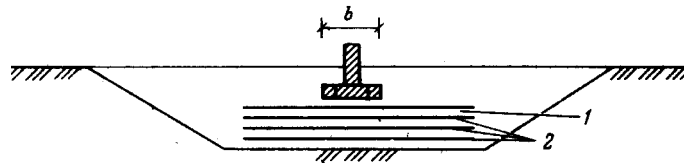
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.34. Зависимость деформации тюфяка от осадки основания.



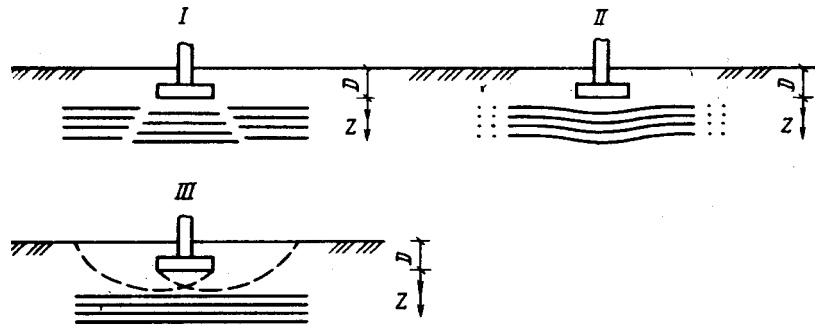
1 – осадка А1; 2 – осадка А2

Рис. 5.35. Армированное основание



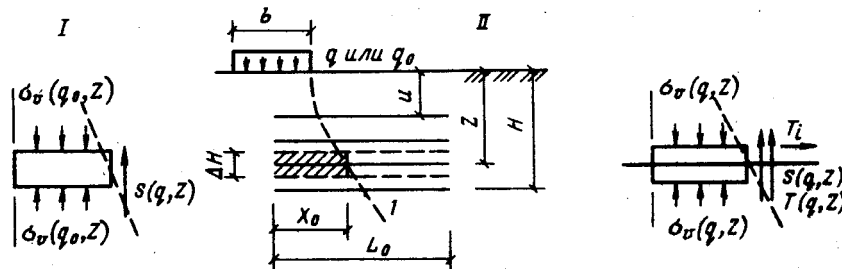
1 – армированный грунт; 2 – арматура

Рис. 5.36. Виды разрушения армированного основания



I – от растяжения; II – адгезионное; III – выше размещения арматуры

Рис. 5.37. Положение линии максимального растягивающего усилия в основании



I – неармированный элемент; II – армированный элемент; 1 – линия максимального растяжения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.38. Относительные размеры плиты из армированного грунта [по Бэке и Ли, 1975]

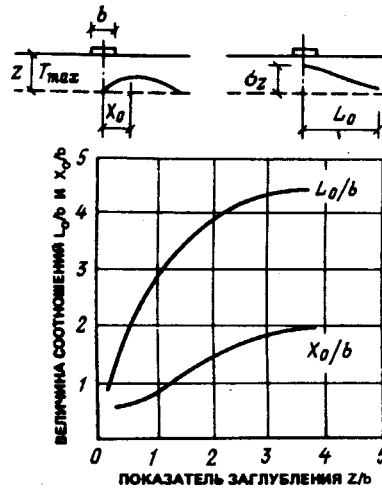


Рис. 5.39. Безразмерные усилия, определяющие несущую способность армированного грунта [по Бэке и Ли, 1975]

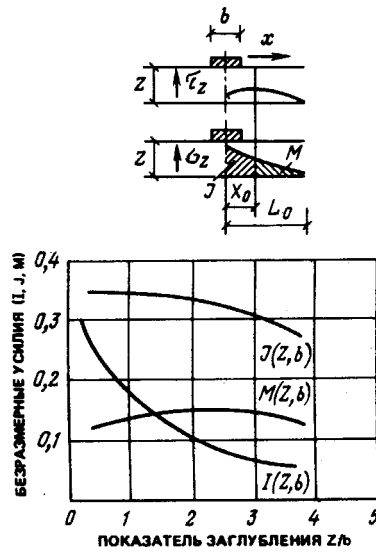
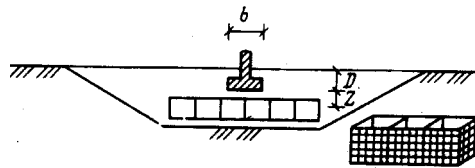
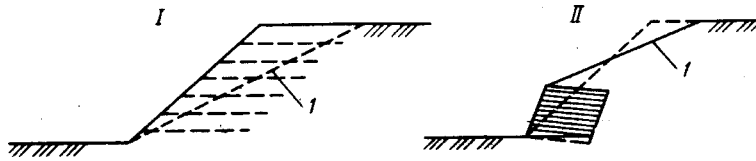


Рис. 5.40. Армирование оснований геоячейками



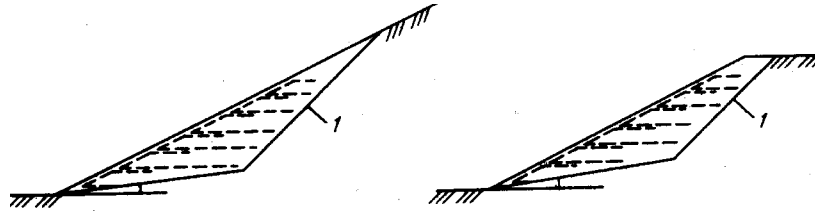
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.41. Применение армированного грунта при восстановлении откосов выемок



I – армирование по всему откосу; II – армирование подпорной зоны; 1 – контур устойчивого откоса

Рис. 5.42. Сдвиг откоса выемки по ломаной



1 – поверхность обрушения

Рис. 5.43. Схема к расчетному обоснованию забивки стержней в грунт

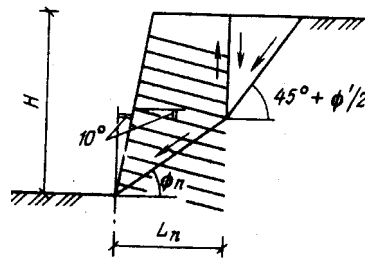
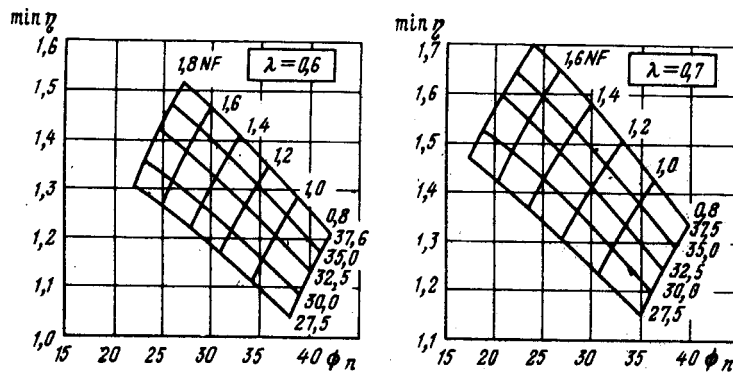


Рис. 5.44. Номограммы для расчетного обоснования забивки в грунт [Гасслер и Гьюдеус, 1982]



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

Рис. 5.45. Учет последовательности возведения насыпи при анализе ее состояния методами конечных элементов.



Рис. 5.46. Анализ состояния насыпи методом конечных элементов при наличии арматуры

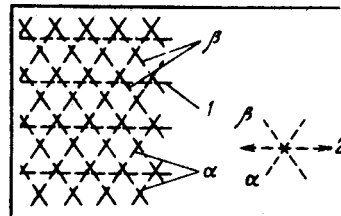
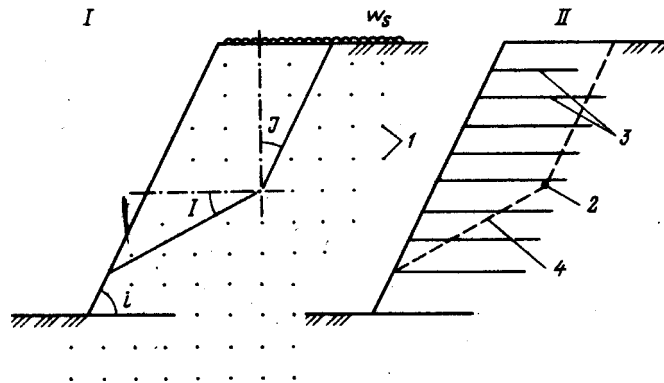
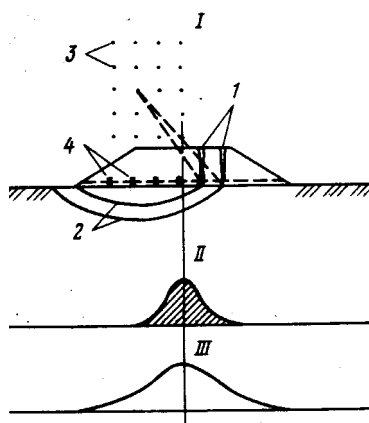


Рис. 5.47. Расчет устойчивости призмы обрушения из двух блоков [Джуелл, 1981]



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 5.

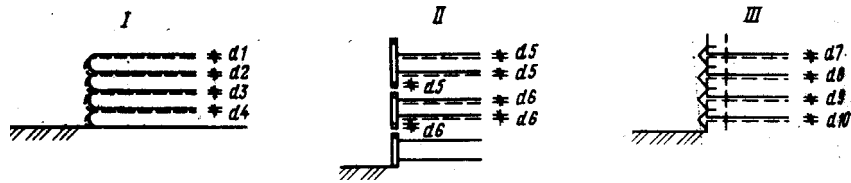
Рис. 5.48. Иллюстрации к расчету дамбы со стяжкой [Джуелл, 1982]



- I – схема расчета; II – необходимые усилия в арматуре; III – обеспеченные усилия;
1 – трещина в неармированном теле насыпи; 2 – круглоцилиндрические поверхности скольжения;
3 – вероятные центры; 4 – расчетные сечения стяжки или арматуры

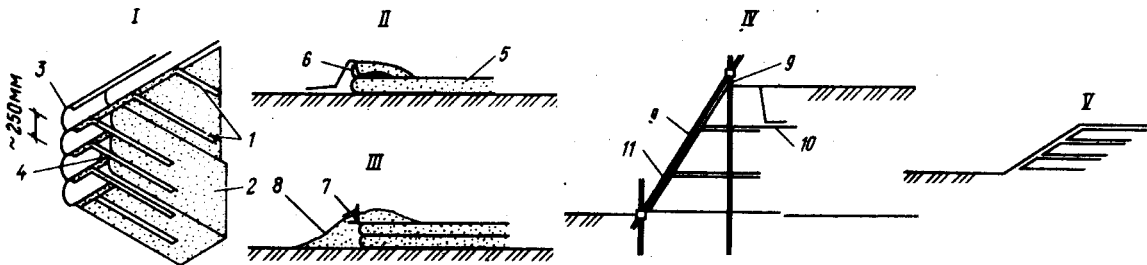
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 6

Рис. 6.1. Три метода строительства сооружений из армированного грунта



I – метод «концертино»; II – телескопический метод; III – скользящий метод

Рис. 6.2. Метод «концертино»



I – армирование грунта с облицовочными элементами из металла;

II и III – этапы строительства с применением тканевой арматуры;

IV – способ возведения с перемещением по откосу;

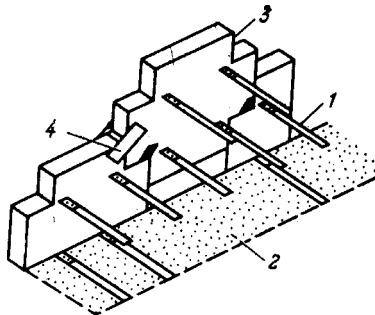
V – схема укладки ткани, геосетки или обрезков;

1 – арматура; 2 – грунт; 3 – гибкий элемент облицовки; 4 – стыковой шов; 5 – ткань;

6 – временная опалубка; 7 – опалубка; 8 – временная подсыпка; 9 – стойка коренных лесов;

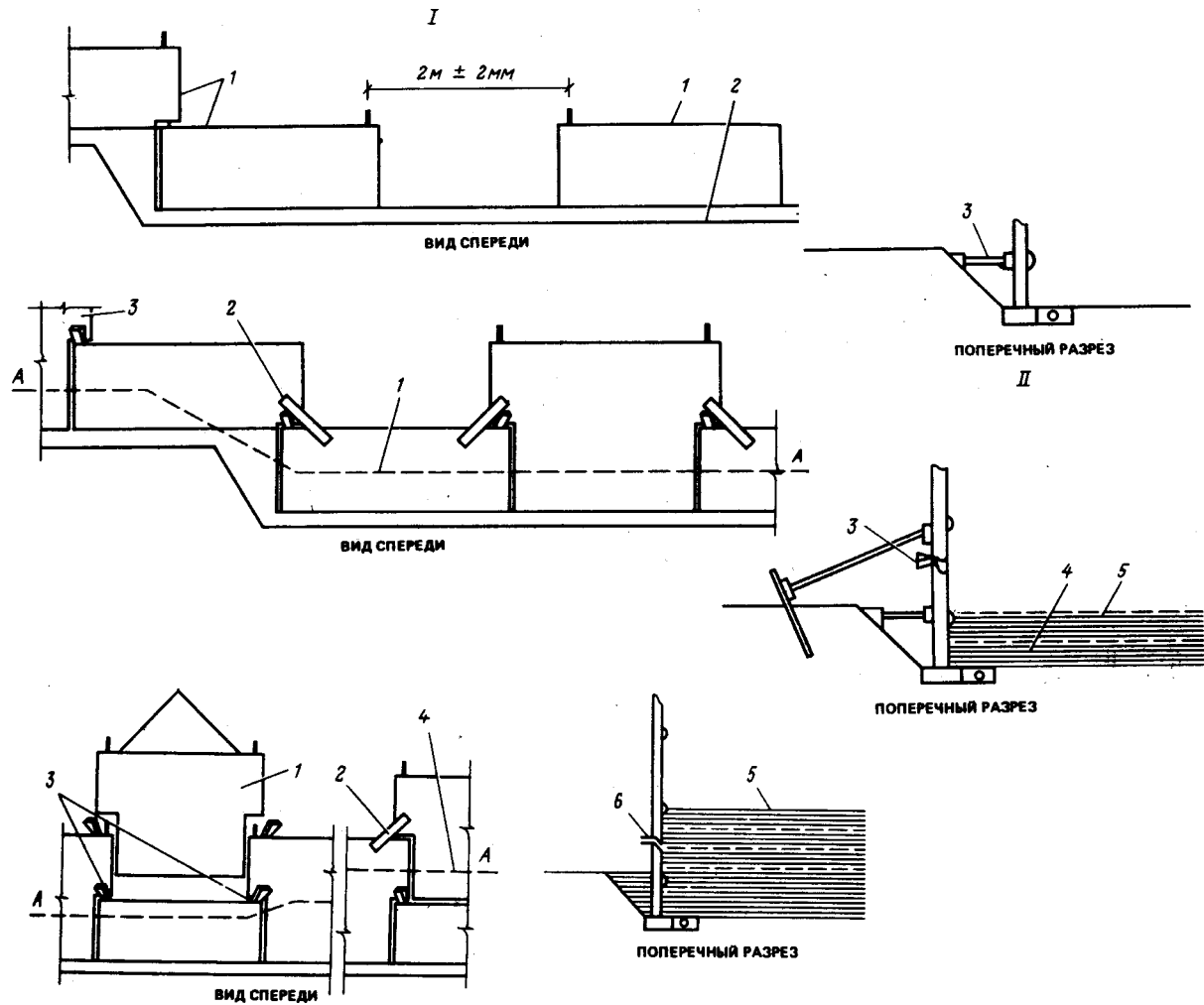
10 – ткань или геосетка; 11 – временная шандора

Рис. 6.3. Телескопический метод строительства.



1 – арматура; 2 – грунт; 3 – облицовочный элемента; 4 – временный зажим

Рис. 6.4. Очередность возведения стенки телескопическим методом



I – этап 1: бетонруется фундаментная лента (приблизительно 150x300 мм) с горизонтальной поверхностью и дренажем. Устанавливаются панели половинных и полных размеров, которые временно раскливаются для образования горизонтальных щелей между элементами. Зажимаются смежные элементы между собой и снаружи создается распор для первого ряда; 1 – полупанели; 2 – фундаментная лента; 3 – внешний распор; II – этап 2: укладывается засыпка с уплотнением до уровня первого ряда арматуры А-А; уплотнение около облицовки в пределах 2 м зоны должно выполняться осторожно, чтобы не вызвать нарушения облицовки. Устанавливается арматура с креплением к облицовке, причем может использоваться любой вид арматуры: сетка, полоса, цепь или брусок. Возобновляется засыпка; 1 – уровень засыпки за облицовкой; 2 – зажимы для проведения центровки; 3 – временный клин; 4 – уплотненная засыпка; 5 – 1-й слой арматуры; III – этап 3: при достижении уровня А-А удаляются зажимы. Устанавливается следующий ряд панелей и клиньев. Зажимы переносятся на более высокий уровень и продолжается цикл. По мере возведения удаляются временные клинья для обеспечения возможности вертикальной осадки грунтовой массы и облицовки (при использовании растяжимой арматуры до укладки засыпки необходимо создать ее предварительное напряжение); 1 – стандартный элемент; 2 – зажимы для проведения центровки; 3 – зажимы, которые убираются после установки следующей панели; 4 – засыпка за облицовкой; 5 – 2-й слой арматуры; 6 – объемные клиновые стыки

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 6.

Рис. 6.5. Скользящий метод строительства

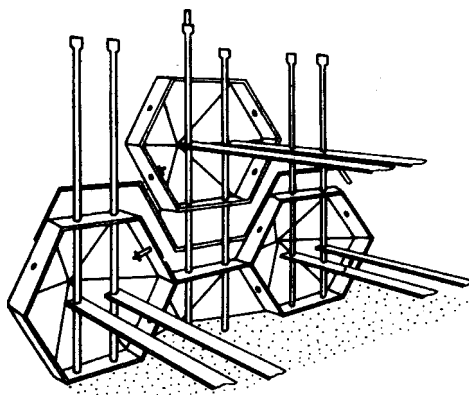
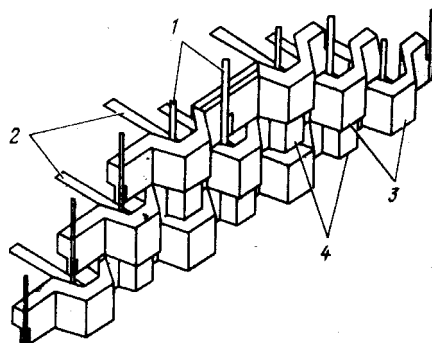
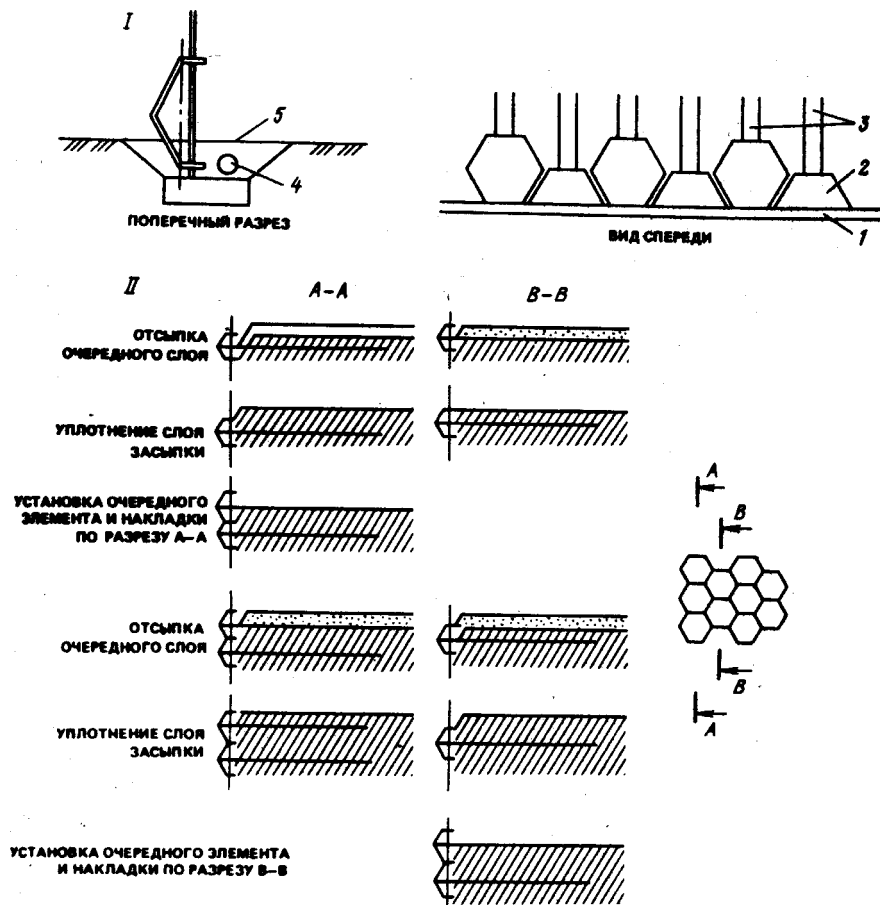


Рис. 6.6. Вид сборки элементов



1 – вертикальные стойки; 2 – арматура; 3 – облицовочные элементы типа А;
4 – облицовочны

Рис. 6.7. Последовательность строительства скользящим методом

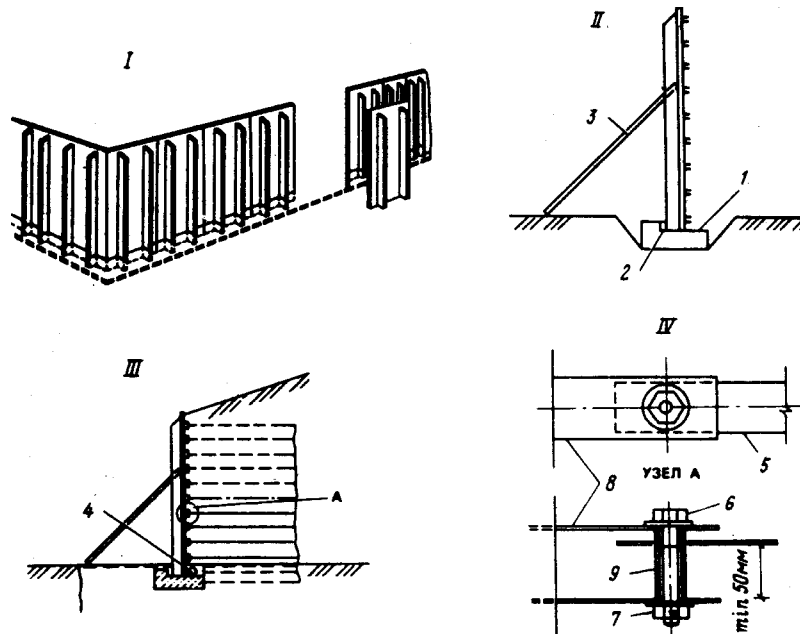


I – этап 1: бетонруется фундаментная лента (приблизительно 100x150 мм) с горизонтальной поверхностью. Устанавливаются сначала полуэлементы, а затем первые элементы и вертикальные крепежные стойки. Укладывается пористая дренажная труба и бетон для мелкого заполнителя;
 1 – фундаментная лента из бетона; 2 – полуэлементы; 3 – вертикальные крепежные стойки;
 4 – дренажная труба; 5 – бетон для мелкого заполнителя;

II – этап 2: возможно применение арматуры любых видов: сетка, полоса, цепь, брус. Уплотнение засыпки вблизи облицовки осуществляется легким оборудованием, чтобы не возникло нарушений. Темп строительства зависит от интенсивности укладки засыпки. Для обнаружения всех недостатков и нарушений, возникших в процессе строительства, обычно используется облицовка строгой формы. Строительство может быть прекращено на любом уровне или положении без нарушений условий безопасности для работающих. Никакие подпорки не устанавливаются (арматура располагается по центру облицовочного элемента)

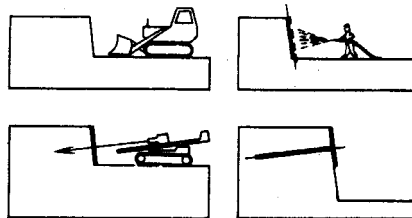
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 6.

Рис. 6.8. Скользящий метод строительства с применением жесткой облицовки.



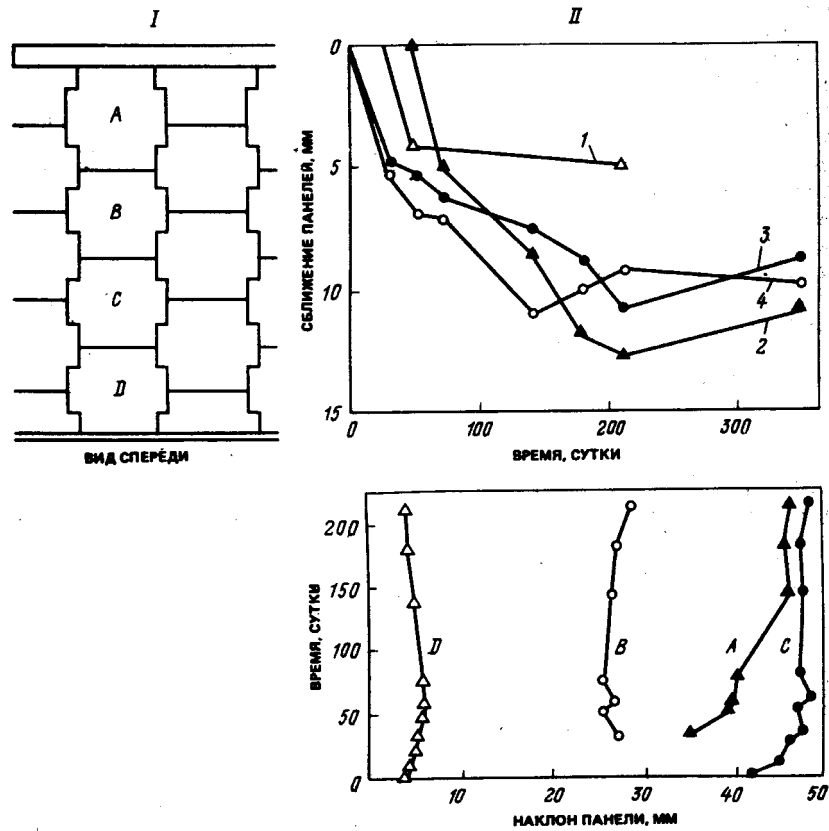
I – развернутый вид; II – этап 1: бетонируется фундаментная лента (приблизительно 150x300 мм) с уступом; устанавливаются облицовочные панели с распором; III – этап 2: укладывается дренаж; выполняется засыпка с послойным уплотнением; при достижении верха засыпки первой пары кронштейнов к ним крепится арматура первого яруса; засыпка продолжается; после завершения засыпки или когда засыпка способна обеспечить устойчивость облицовки удаляются распорки и съемные клинья; IV – узел А крепления арматуры к облицовке; 1 – фундаментная лента из бетона; 2 – съемный клин; 3 – временная распорка; 4 – дренаж; 5 – арматура; 6 – болт; 7 – гайка; 8 – кронштейны из оцинкованной нержавеющей стали; 9 – вкладыши из оцинкованной стали

Рис. 6.9. Метод строительства по забивке стержней в грунт



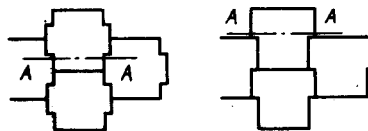
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 6.

Рис. 6.10. Смещение панелей облицовки телескопической конструкции.



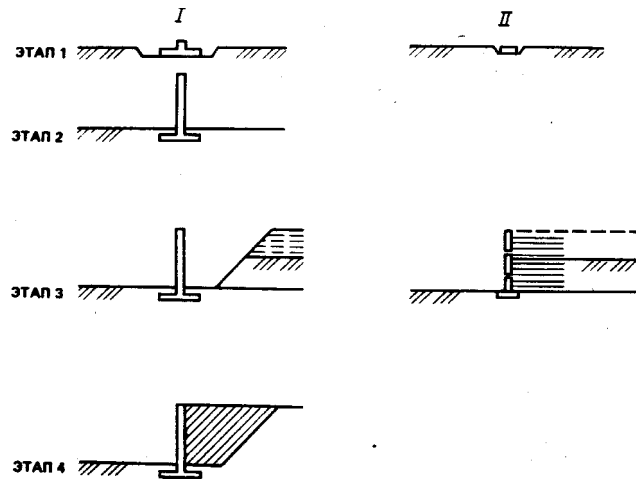
I – вертикальные перемещения панелей; II – график изменения смещений панелей во времени [Финдли, 1977]; 1 – панель А к панели В; 2 – панель В к панели С; 3 – панель С к панели D; 4 – панель D к основанию

Рис. 6.11. Вращение облицовочных панелей в зависимости от их геометрии



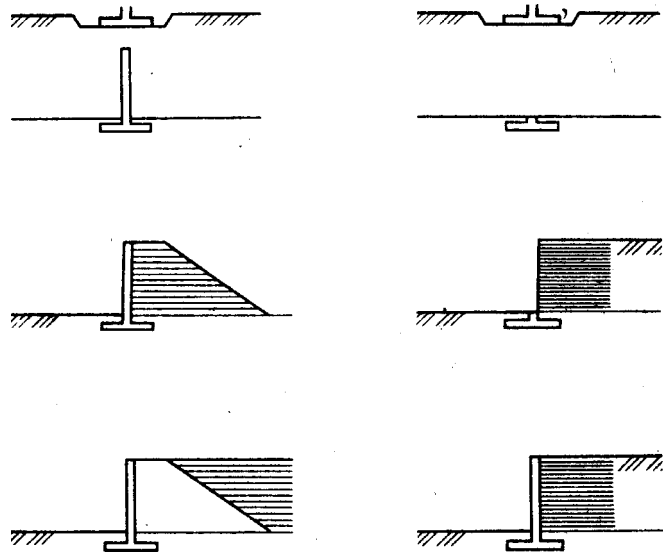
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 6.

Рис. 6.12. Последовательность строительства подпорных стенок традиционного типа и из армированного грунта.



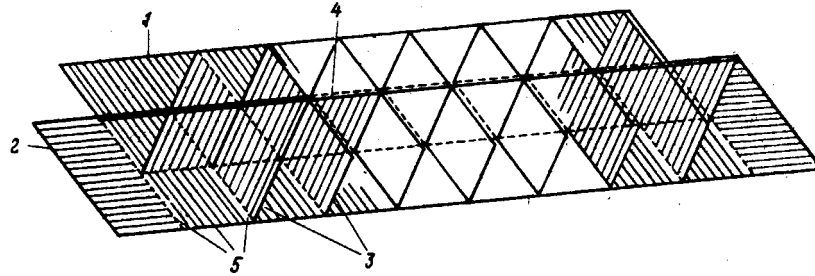
I – традиционное сооружение; II – сооружение из армированного грунта

Рис. 6.13. Альтернативные варианты очередности работ по возведению подпорных стенок



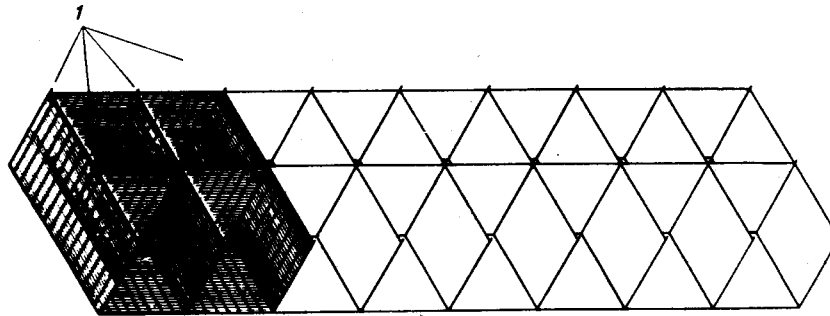
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7

Рис. 7.1. Геоячеистый тюфяк размером 8х2х1 м



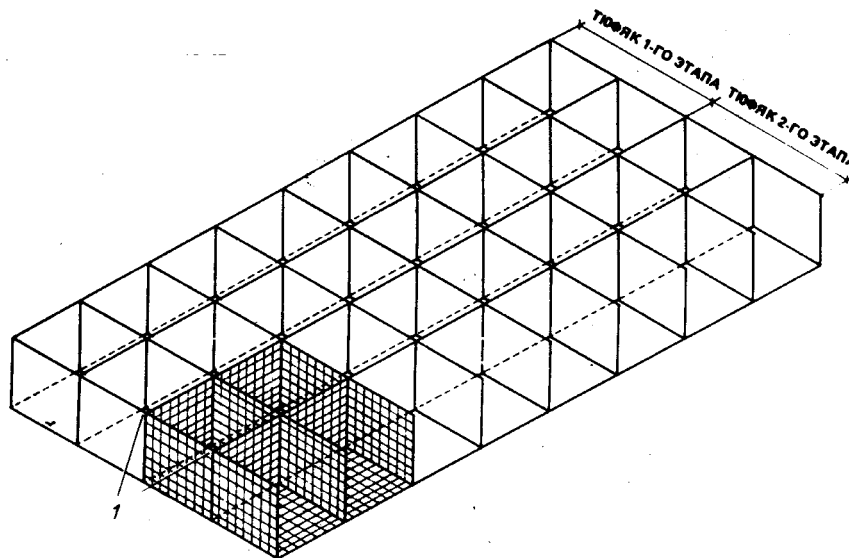
1 – боковая панель; 2 – торцовая панель; 3 – боковые диафрагмы; 4 – центральная диафрагма;
5 – шнур для связки панелей и диафрагм с основанием

Рис. 7.2. Первый этап сборки тюфяка – панели устанавливаются вертикально и соединяются штырями с диафрагмами



1 – соединительные штыри

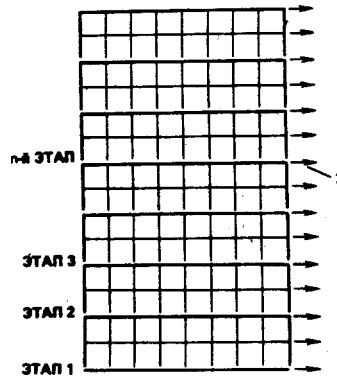
Рис. 7.3. Второй этап сборки тюфяка – боковые панели двух смежных тюфяков соединяются вертикальными штырями, панели основания остаются незакрепленными



1 – соединительные штыри

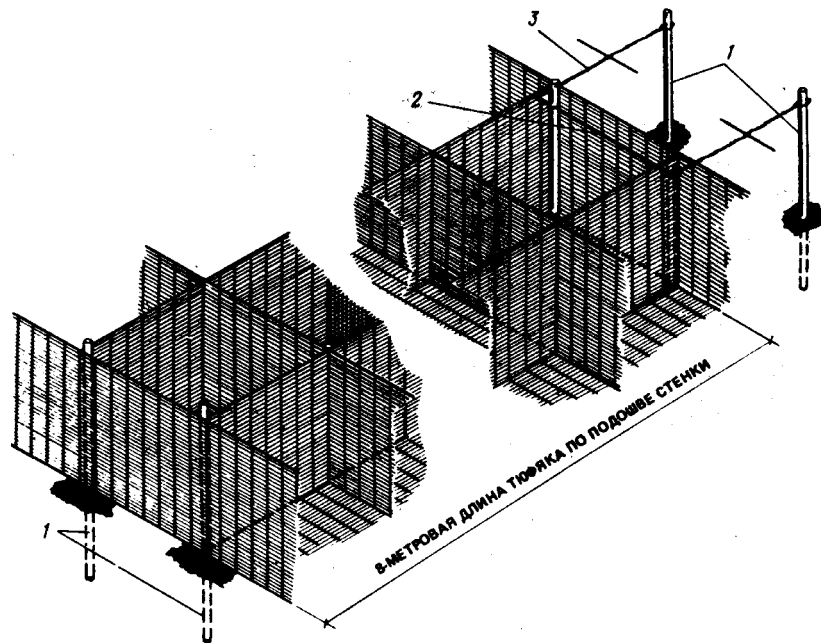
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.4. План фундаментальной плиты из тюфяков



1 – позиции для натяжения тюфяков вдоль каждой из центральных диафрагм

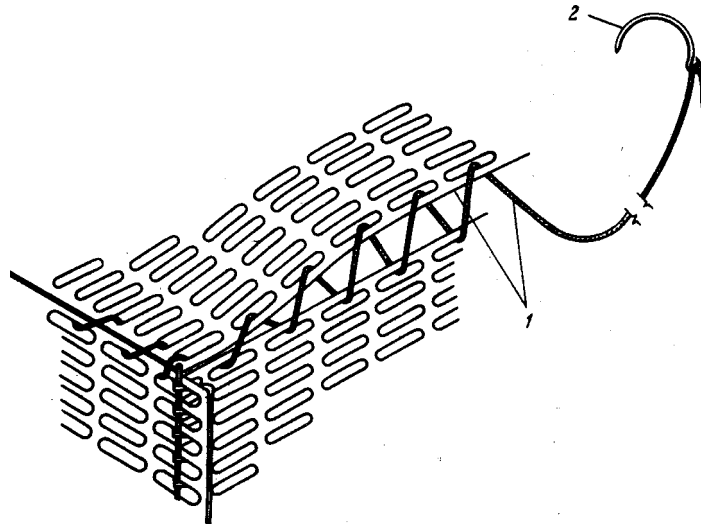
Рис. 7.5. Метод натяжения геоячеистого тюфяка перед его засыпкой



1 – паровая труба диаметром 38 мм с заостренным нижним торцом для забивки в грунт на требуемую величину; 2 – стержень диаметром 16 мм; 3 – трос для натяжки

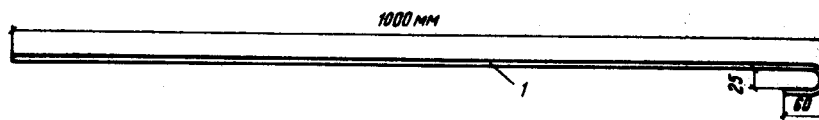
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.6. Крепление верхней панели



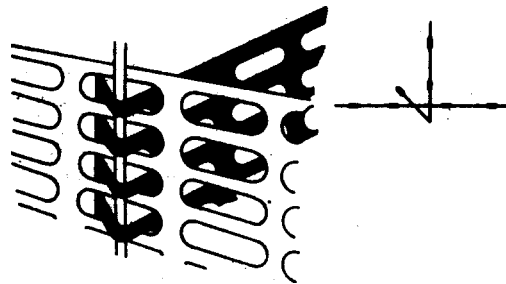
- 1 – шнур для крепления верхней панели к остальным элементам;
2 – крюк из мягкой стальной проволоки диаметром 3 мм для выполнения оплетки

Рис. 7.7. Размеры соединительного штыря



- 1 – стержень диаметром 5 мм из мягкого черного железа, оцинкованного при горячем погружении

Рис. 7.8. Узел соединения диафрагмы с панелями



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.9. Узел соединения боковой панели с торцовой

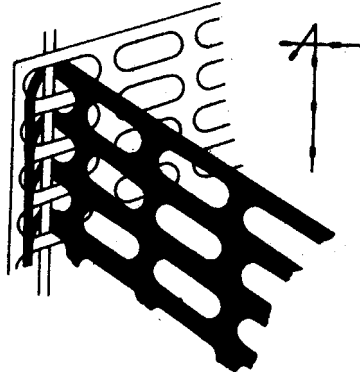


Рис. 7.10. Узел соединения двух диафрагм с центральной панелью

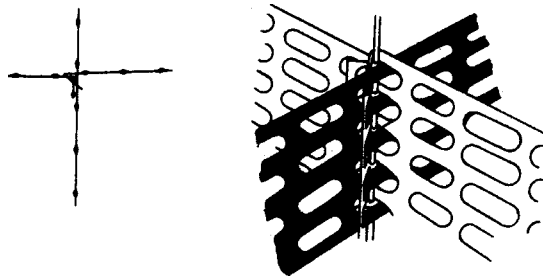
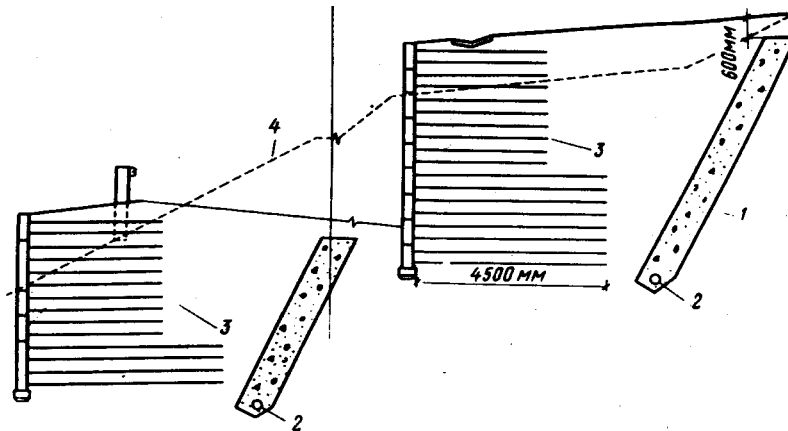


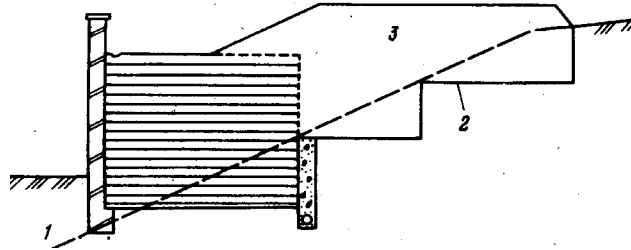
Рис. 7.11. Устройство вертикального дренажа за двухъярусной подпорной стенкой из армированного грунта с применением тюфяка из проницаемого материала



1 – фильтрующий тюфяк толщиной 900 мм; 2 – трубчатый коллектор диаметром 200 мм;
3 – арматурная сетка; 4 – контур существующего откоса

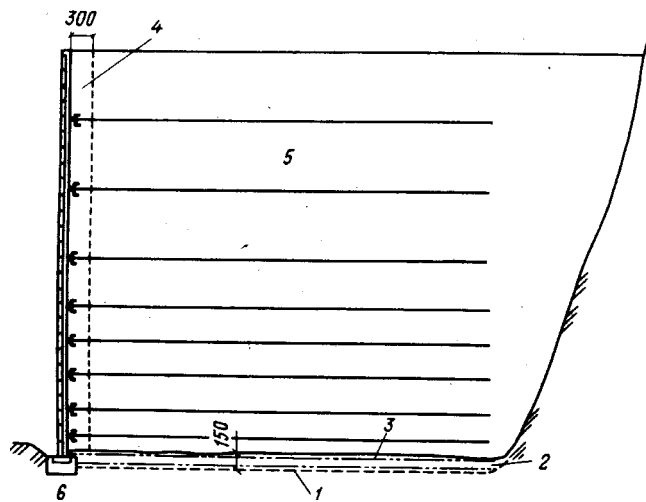
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.12. Дренаж за подпорной стенкой с применением блоков из пористого бетона шириной 450 мм со спиралевидным коллектором диаметром 160 мм



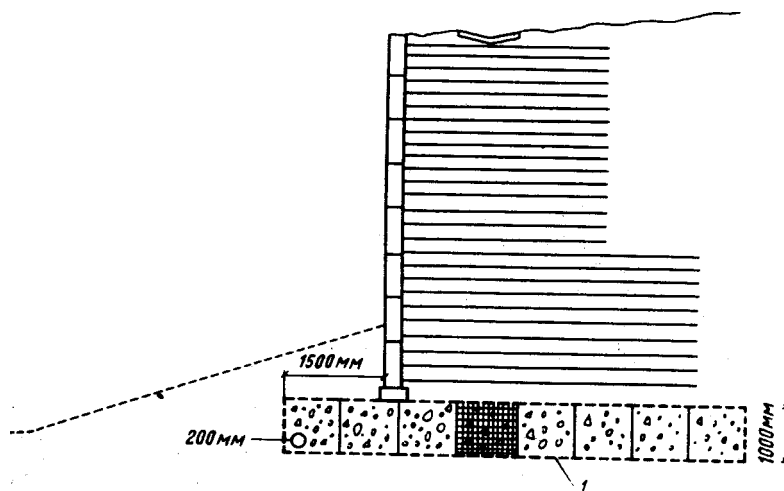
1 – контур существующего откоса; 2 – профиль срезки грунта; 3 – засыпка из дренирующего материала

Рис. 7.13. Приподошвенный дренаж для сооружения из армированного грунта



1 – геосетка 30х30 мм, уложенная на основание; 2 – материал фильтрующего слоя типа В;
3 – фильтрующая ткань; 4 – дренажный слой из песка; 5 – засыпка;
6 – существующая поверхность грунта

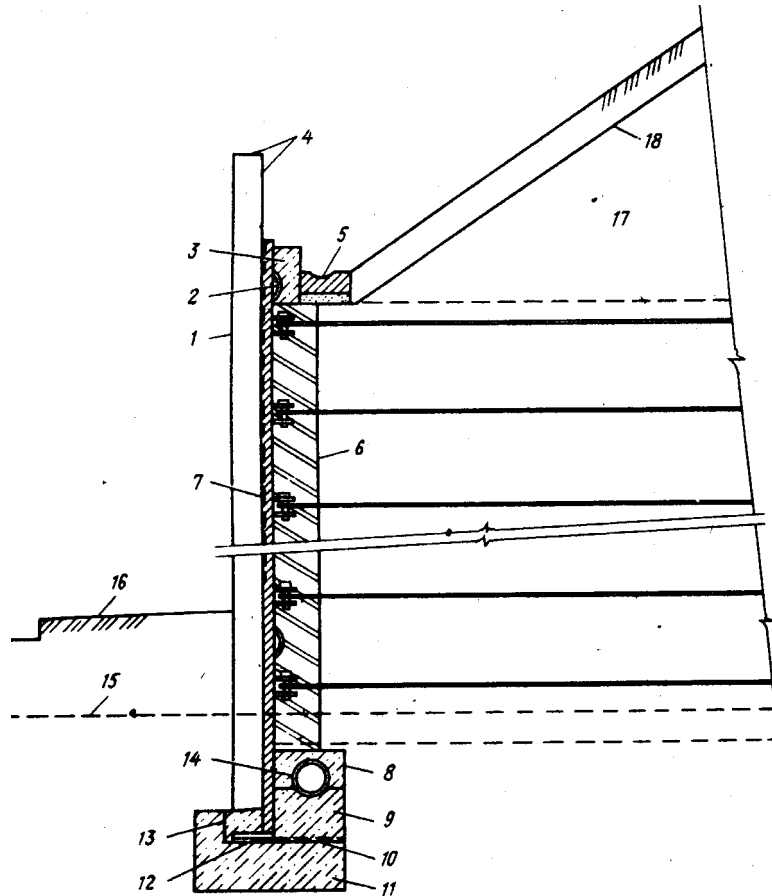
Рис. 7.14. Армирование основания сооружения геосетка в сочетании с устройством дренажного тюфяка



1 – тюфяк из геосеток с дреной

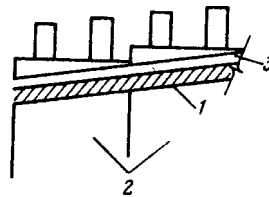
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.15. Типичное сечение сооружения с облицовкой двугавровой формы шириной 1200 мм



1 – двугавровые элементы облицовки; 2 – монтажные петли с закладными деталями; 3 – соединительная балка из монолитного бетона марки 30/20; 4 – двухслойное покрытие эпоксидной смолой для создания водонепроницаемого слоя на верхнем торце и тыловой стороне облицовки на высоте 300 мм; 5 – водоотводящий лоток шириной 250 мм из сборного бетона с цементными швами, укладываемый на песчаную подготовку; 6 – кладка, выполненная вдоль каждого стыка из блоков пористого бетона размером 225Г450 мм; 7 – уплотнитель стыков; 8 – пористый бетон; 9 – бетон слоем 0-450 мм; 10 – рубероид; 11 – бетон марки 30/20; 12 – 15-мм выравнивающий слой подготовки из цементного раствора средней жесткости; 13 – монолитный бетон; 14 – трубофильтр с внутренним диаметром 150 мм и минимальным уклоном 1:75; 15 – начальный уровень поверхности грунта; 16 – планировочный уровень поверхности грунта; 17 – засыпка; 18 – защитный слой грунта

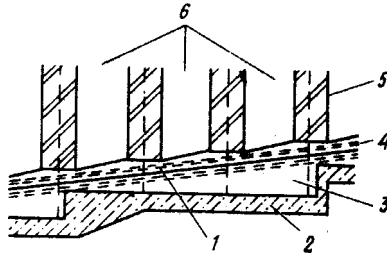
Рис. 7.16. Положение водоотводящего лотка



1 – водоотводящий лоток; 2 – двугавровые элементы облицовки; 3 – соединительная балка

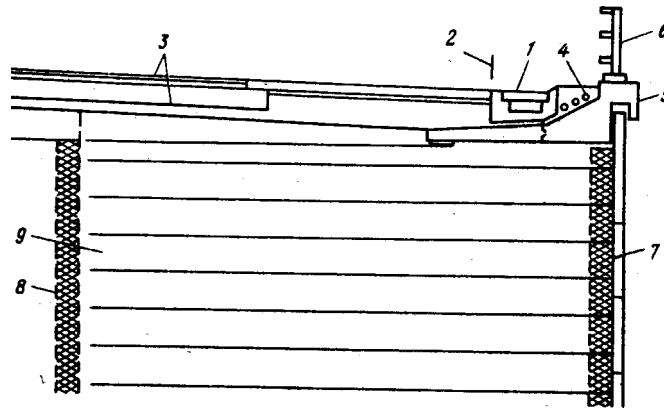
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.17. Положение дренажного трубофилтра



1 – трубофилтр диаметром 150 мм; 2 – бетон марки 30/20; 3 – монолитный бетон; 4 – пористый бетон; 5 – накладка из блоков пористого бетона; 6 – двутавровые элементы облицовки

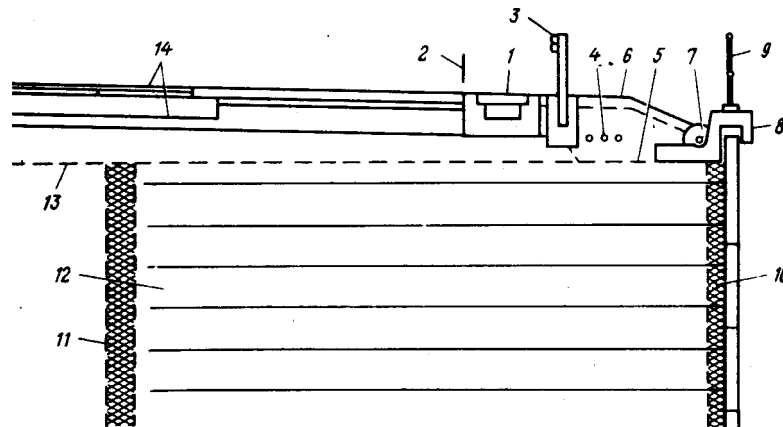
Рис. 7.18. Пример конструкции сооружения с облицовкой на полную высоту и поверхностным дренажем



1 – дренажный лоток из железобетона с щелевым водоприемником; 2 – бровка обочины с твердым покрытием; 3 – одежда дороги; 4 – служебные коммуникации в бетонных блоках; 5 – элементы железобетонного пояса длиной 3,6 м; 6 – парапет; 7 – дренаж; 8 – глубинный дренаж (при необходимости); 9 – засыпка

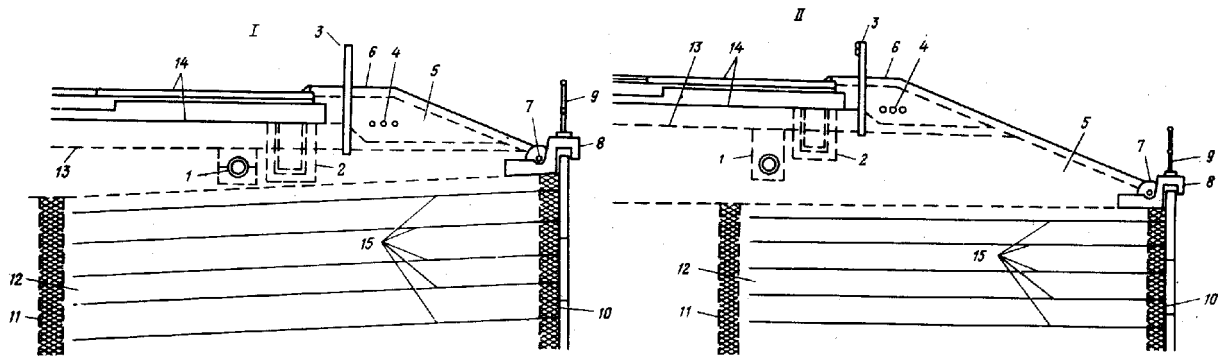
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.19. Пример конструкции сооружения с составной облицовкой и поверхностным дренажем



- 1 – дренажный лоток из железобетона со щелевым водоприемником; 2 – бровка обочины с твердым покрытием; 3 – защитное ограждение, натянутое на столбы с нестандартными бетонными опорами; 4 – служебные коммуникации; 5 – связная засыпка; 6 – защитный слой грунта; 7 – перфорированная труба диаметром 100 мм в слое обратного фильтра толщиной 150 мм; 8 – сборные элементы железобетонного пояса длиной 3,6 м; 9 – основное ограждение дороги; 10 – дренаж; 11 – глубинный дренаж (при необходимости); 12 – засыпка; 13 – слой основания дорожной одежды из отсортированного материала; 14 – дорожная одежда

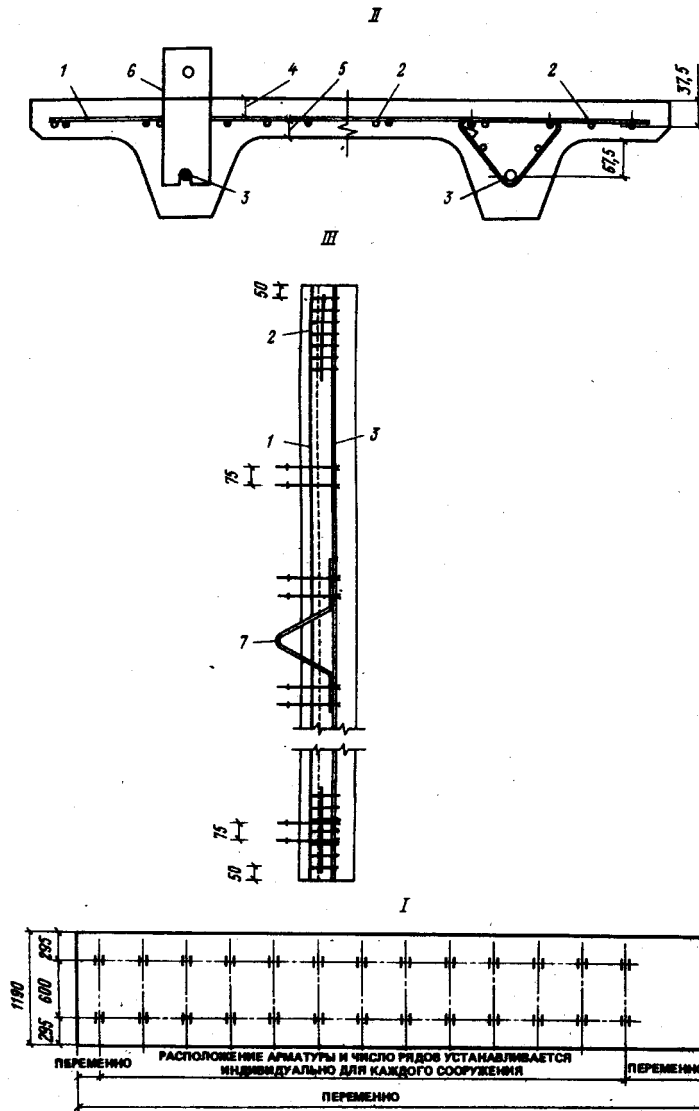
Рис. 7.20. Варианты конструкции сооружения с составной облицовкой и заглубленной дренажной для отвода поверхностных вод



- I – укладка коллектора на бетонную опору; II – укладка коллектора в дренажную обсыпку; 1 – дрена для отвода поверхностных вод; 2 – дренажный колодец; 3 – защитное ограждение, натянутое на забивные надолбы; 4 – служебные коммуникации; 5 – связная засыпка; 6 – защитный слой грунта; 7 – перфорированная труба диаметром 100 мм в слое обратного фильтра толщиной 150 мм; 8 – сборные элементы железобетонного пояса длиной 3,6 м; 9 – основное ограждение дороги; 10 – дренаж; 11 – глубинный дренаж (при необходимости); 12 – засыпка; 13 – слой основания дорожной одежды из отсортированного материала; 14 – дорожная одежда; 15 – наклонные слои арматуры

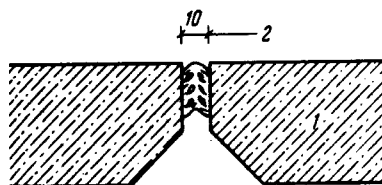
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.21. Элемент облицовки двугавровой формы



- I – основные габариты элемента; II – поперечное сечение; III – фрагмент продольного сечения;
1 – сетчатая арматура; 2 – предварительно напряженные стальные прутья диаметром 5 мм;
3 – прутковая арматура диаметром 12,9 мм; 4 – минимальная толщина бетонного слоя 25 мм;
5 – минимальная толщина бетонного слоя 30 мм; 6 – консоль для крепления арматуры грунта;
7 – монтажная петля из прутковой арматуры;

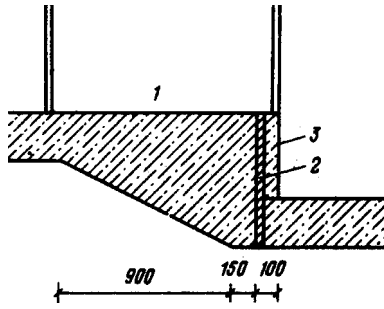
Рис. 7.22. Шов между элементами облицовки



- 1 – элемент облицовки; 2 – уплотнитель шва

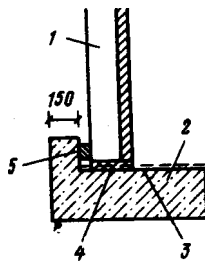
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.23. Деформационный шов у основания облицовки



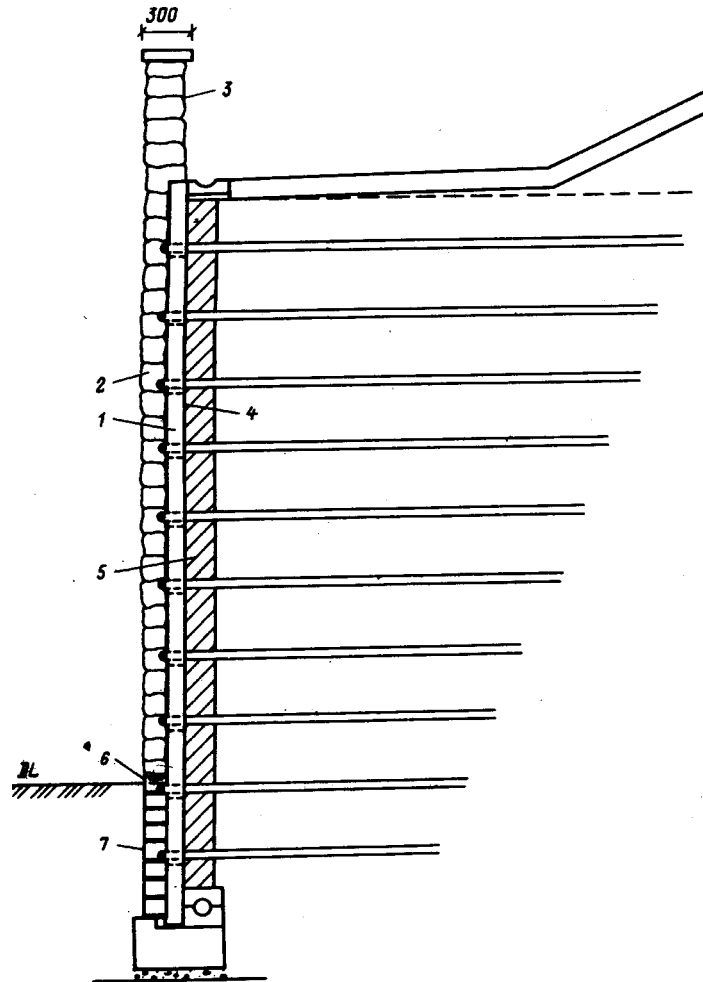
1 – элемент облицовки; 2 – полистироловая прокладка толщиной 25 мм; 3 – заделка бетоном

Рис. 7.24. Схема расклинивания облицовки



1 – элемент облицовки; 2 – бетонная фундаментная опора; 3 – рубероид; 4 – подстилающий слой из цементного раствора жесткой консистенции; 5 – временные клинья (см. требования по возведению)

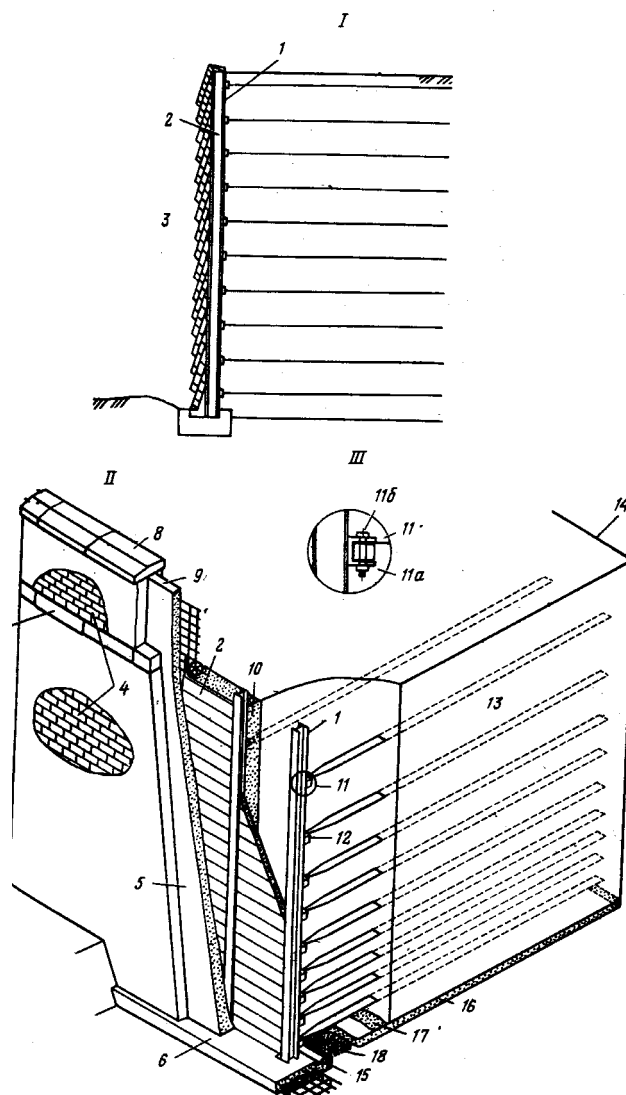
Рис. 7.25. Конструкция стенки из армированного грунта с наружной облицовкой каменной кладкой



- 1 – предварительно напряженные бетонные плиты заводского изготовления (усилие предварительного напряжения для плит длиной до 5 м принимается равным 650 кН, для более длинных – 1240 кН);
2 – кладка из камней шириной 175 мм и высотой 125 мм на растворе; 3 – парапет из кладки камней 400x75 мм с 10-мм напуском на плиту; 4 – водонепроницаемое покрытие на тыловой стороне сборных элементов облицовки из двух слоев эпоксидной смолы; 5 – столбчатая кладка из дренажных пористых блоков 225x450 мм с интервалом 1,2 м; 6 – дренажные полихлорвиниловые трубы диаметром 40 мм по каждому стыку элементов облицовки на уровне планировки; 7 – блоки высотой 900 мм из кирпичей с ложковой перевязкой

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

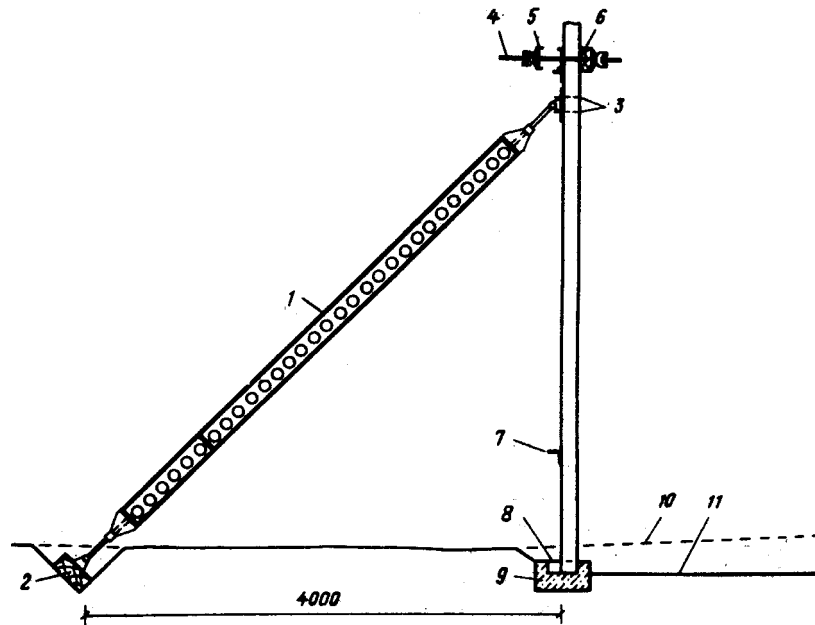
Рис. 7.26. Виды конструкций облицовки стенки с горизонтальной установкой сборных бетонных элементов



I – наружная облицовка из черепицы; II – наружная облицовка кирпичной кладкой; III – узел крепления арматуры к двутавровой стойке; 1 – вертикальная стальная стойка стандартного двутаврового профиля; 2 – место установки сборных бетонных элементов; 3 – черепица; 4 – кирпичная кладка; 5 – слой бетона за кирпичной кладкой; 6 – железобетонная фундаментная опора; 7 – пояс на уровне тротуара; 8 – железобетонные плиты по верху парапета; 9 – железобетонная диафрагма парапета, соединенная с верхним сборным элементом; 10 – песчаный слой вертикального дренажа; 11 – полосовая арматура из стекловолокна (или геосетка); 11а – прокладка, обеспечивающая смещение арматуры; 11б – болт М24; 12 – стальной кронштейн, приваренный к стойке; 13 – сыпучая засыпка или местный грунт; 14 – задняя граница сооружения из армированного грунта; 15 – приподошенная дрена на бетонной подушка; 16 – дренажный слой; 17 – слой тканого материала между засыпкой и дренажным слоем; 18 – геосетка, уложенная на основание (примечание: 16-18 применяют только в сочетании со слабопроницаемым местным грунтом)

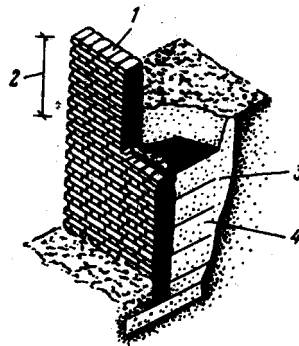
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.27. Конструкция подпора для облицовки



1 – временная подпорка тяжелого типа; 2 – шарнирная опора, прикрепленная болтами к деревянному брусу размером 300x159x1000 мм; 3 – шарнирная опора, прикрепленная к стойке четырьмя болтами М16 длиной 40 мм; 4 – болт длиной 1000 мм с гайками-барашками по обоим концам; 5 – шаблон для кирпичной кладки длиной 2,7 м; 6 – деревянный брус размером 200x100x450 мм с двумя просверленными посередине отверстиями диаметром 20 мм; 7 – уголки, удаляемые в процессе возведения; 8 – клинья, забиваемые навстречу друг другу; 9 – фундаментная опора из бетона марки 30/20; 10 – поверхность природного рельефа; 11 – отметка планировки (примечание: клинья удаляются при достижении засыпкой 2-м высоты, а подпорка и шаблон – 4 м)

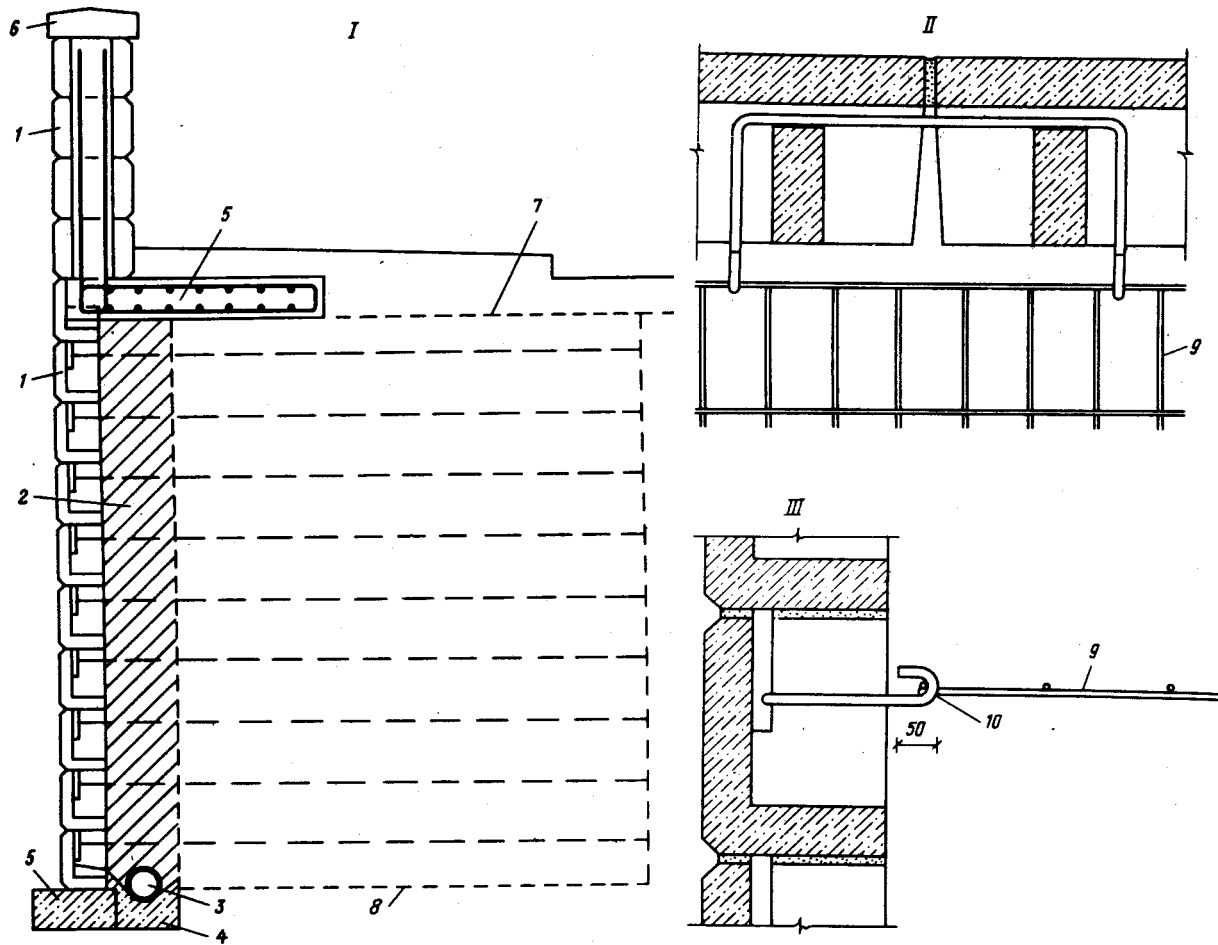
Рис. 7.28. Подпорная стенка с арматурой из тканевого материала и облицовкой кирпичной кладкой



1 – кирпичная кладка толщиной 255 мм с английской перевязкой; 2 – парапет; 3 – слои материала арматуры типа «террам»; 4 – засыпка из качественного зернистого материала

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

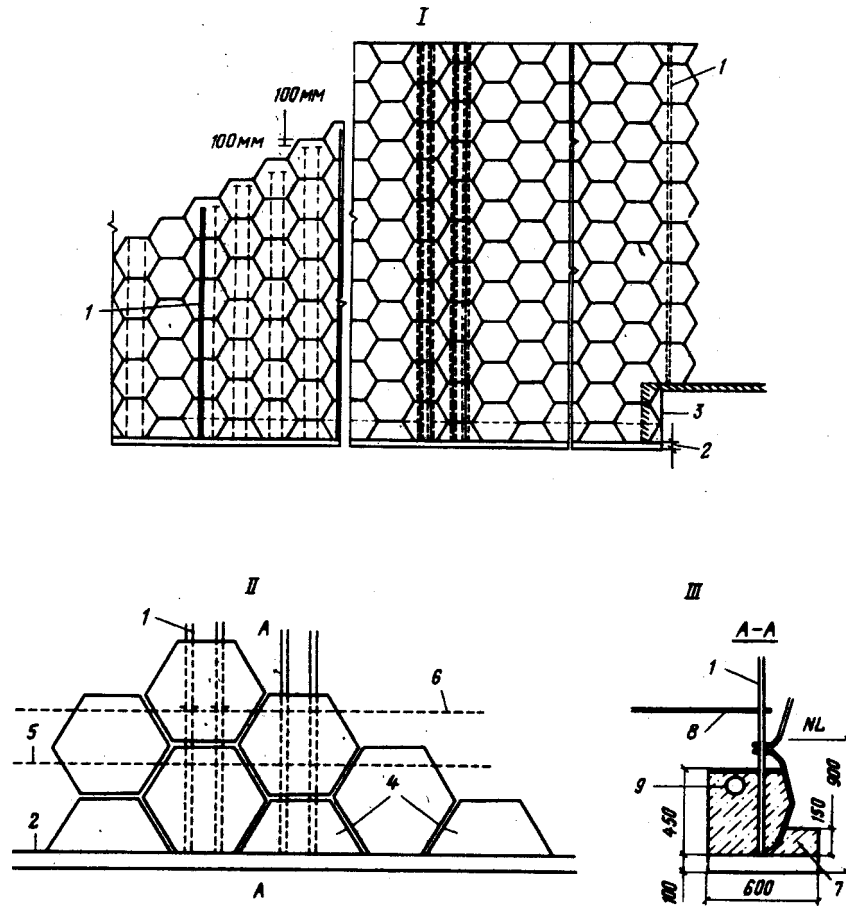
Рис. 7.29. Сооружения с армированием металлическими сетками и облицовкой бетонными блоками



- I – поперечный разрез сооружения; II – план; III – поперечный разрез элементов облицовки;
1 – элементы облицовки, укладываемые на полужесткий раствор со швом толщиной 10 мм и его расшивкой оливковой зеленью; 2 – дренажный слой из гравия размером 6-19 мм;
3 – труба из пористого бетона с внутренним диаметром 150 мм; 4 – бетон; 5 – бетон марки 30/20;
6 – переплетная плита; 7 – поверхность армированной засыпки; 8 – подошва армированной засыпки;
9 – арматурная сетка; 10 – крюк из нержавеющей стали диаметром 10 мм

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.30. Сооружение, облицованное элементами из стеклоцементного раствора

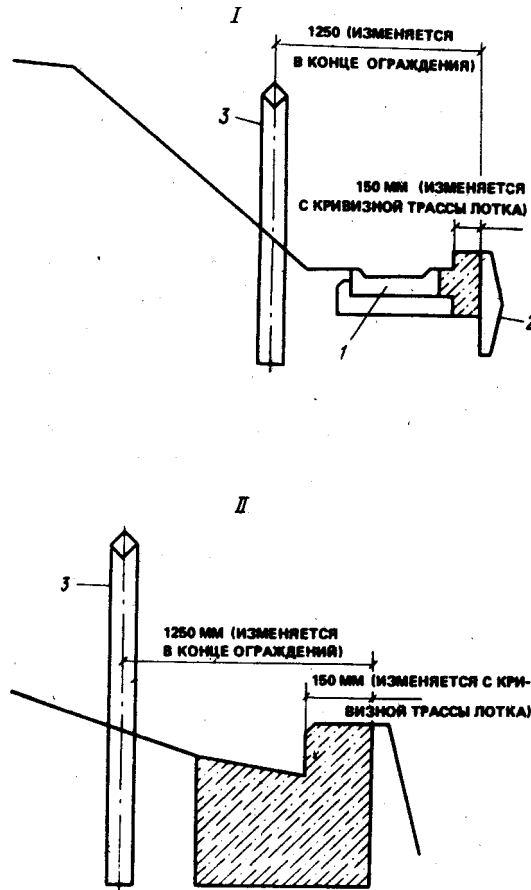


I – общий вид спереди; II – укрупненный вид спереди; III – разрез по А-А;

- 1 – полихлорвиниловые трубки диаметром 30 мм и длиной 2 м; 2 – 100-мм выравнивающий слой;
3 – выравнивание по вертикали; 4 – соединение на болтах со свободной затяжкой; 5 – уровень укладки монолитного бетона; 6 – уровень засыпки; 7 – бетон без мелкого заполнителя; 8 – арматура;
9 – труба из пористого бетона диаметром 100 мм с уклоном 1:250

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

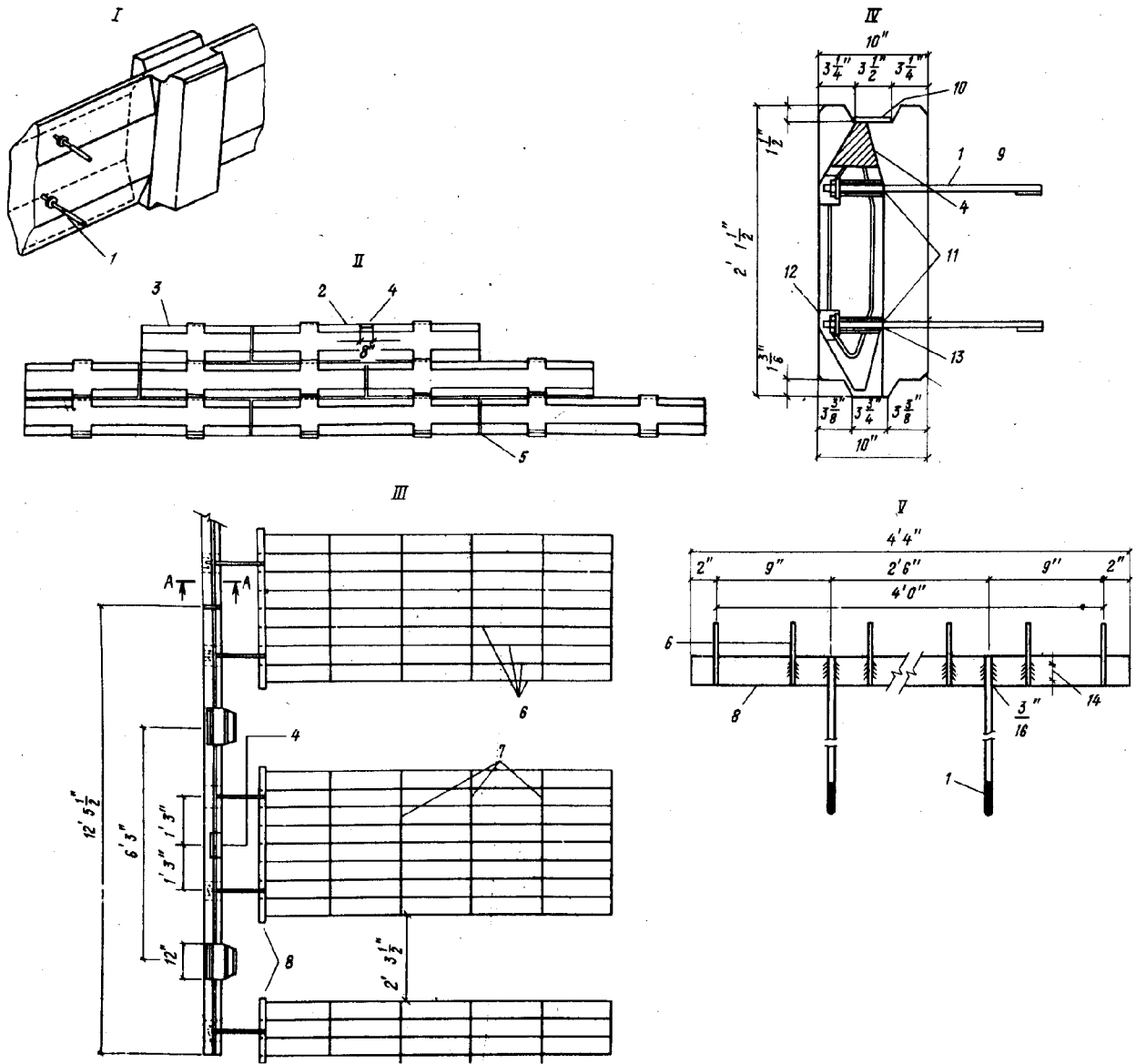
Рис. 7.31. Устройство лотка для отвода поверхностных вод



I – лоток из сборных элементов; II – лоток из монолитного блока;
1 – элемент лотка из сборного бетона; 2 – бетон марки 22.5/20; 3 – столб ограждения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

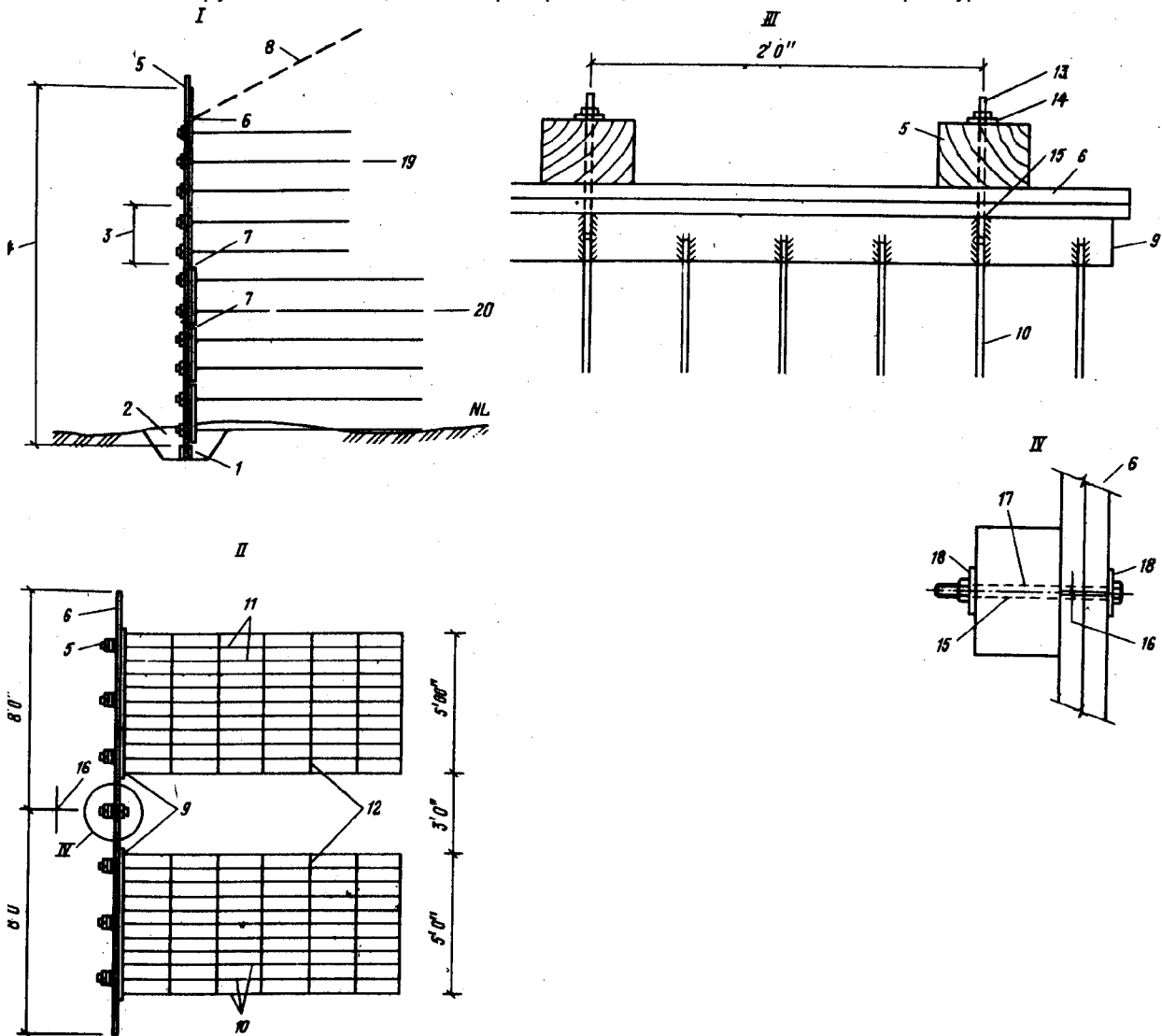
Рис. 7.32. Сооружение, облицованное железобетонными панелями и армированное металлической сеткой



I – вид отдельной панели; II – типичная сборка элементов; III – расположение и крепление арматуры в плане; IV – разрез по А-А; V – крепление к металлической пластине; 1 – болт $1/2 \times 1' 8 \frac{1}{2} \text{p}$; 2 – панель поперечной связи; 3 – полупанель поперечной связи; 4 – вставка по центру каждой панели; 5 – деформационный шов между панелями шириной $1/2 \text{p}$; 6 – 9 продольных стержней диаметром $3/9 \text{p}$ и шагом 6p ; 7 – поперечные стержни, диаметром $3/8 \text{p}$ и шагом $1' 10 \text{p}$ при длине сетки $15'$ и шагом $2'$ при длине сетки $10'$; 8 – металлическая полоса размером $1/4 \text{p}$ и $\times 2 \frac{3}{4} \times 4' 4 \text{p}$; 9 – место сварки болта с полосой; 10 – неопреновая прокладка толщиной $1/8 \text{p}$ и размером $3 \frac{1}{2} \times 12 \text{p}$; 11 – проем для болта диаметром $3/4 \text{p}$; 12 – гайка с подкладкой $3/16 \times 2 \text{p}$ с заделкой раствором; 13 – фаска 1p ; 14 – сварочный шов длиной 1p

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

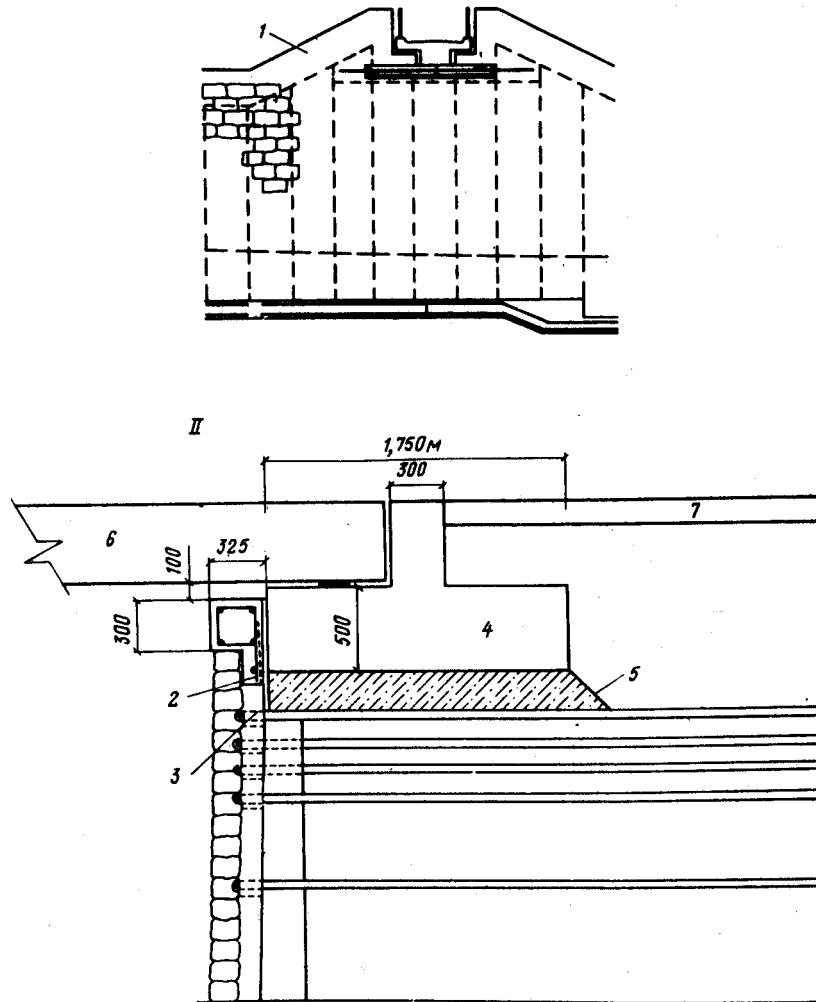
Рис. 7.33. Сооружение с облицовкой из фанерных щитов и металлическими арматурными сетками



I – поперечный разрез; II – план; III – узел С; IV – конструкция крепления арматурной сетки;
 1 – ленточная бетонная опора; 2 – обратная засыпка; 3 – стандартный щит высотой 4'; 4 – общая высота облицовки из шести щитов; 5 – стойка из нестроганной дугласовой пихты 4рх6рх26'; 6 – фанера 4'х8'х1 1/8р; 7 – горизонтальный зазор в 1/2р между щитами и над опорой; 8 – откос насыпи; 9 – металлическая пластина размером 1/4рх2 3/4рх5' 4р; 10 – продольная арматура из стальной проволоки калибра № 5 с шагом 0,6р; 11 – поперечная арматура с шагом 1'8'; 12 – места прихваток сваркой; 13 – болт размером 3/4рх9р с нарезкой на 3р; 14 – гайка с подкладкой 3/16рх2р; 15 – отверстие диаметром 1р; 16 – вертикальный в 1/8р зазор между щитами; 17 – болт размерами 1/2рх8р с нарезкой на 3р; 18 – гайка с подкладкой; 19 – укороченные сетки; 20 – удлиненные сетки

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

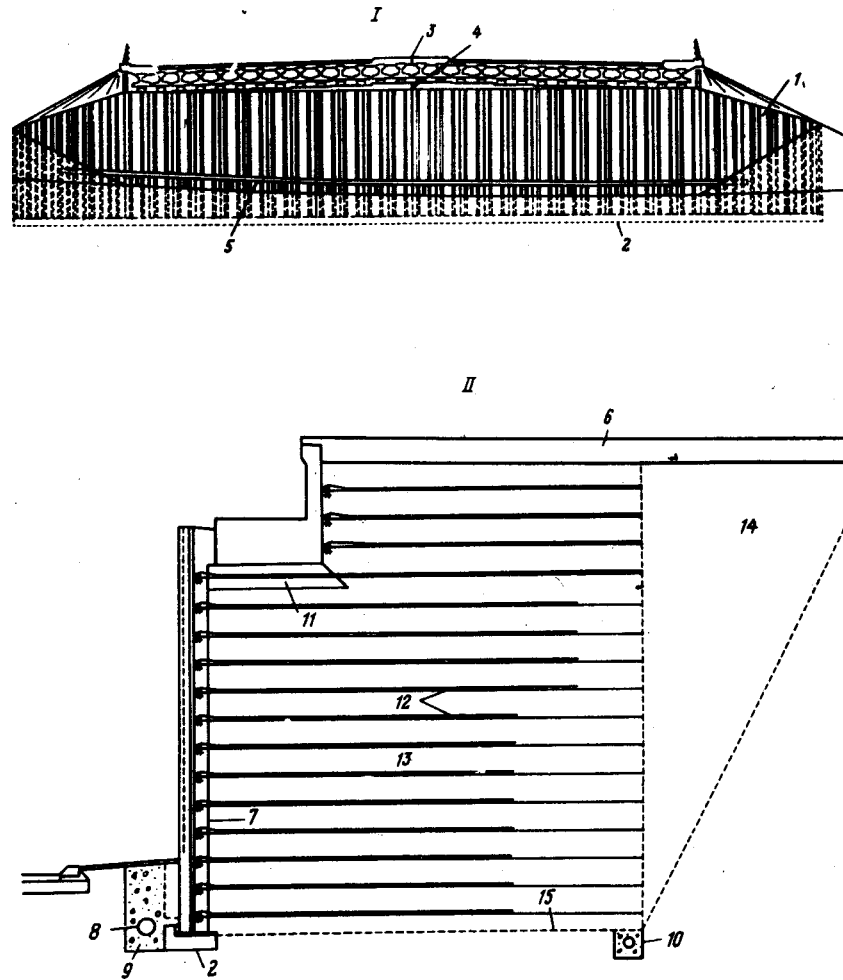
Рис. 7.34. Конструкция берегового устоя для пешеходного моста



- I – поперечный разрез; II – продольный разрез; 1 – каменная облицовка с крупнозернистой обсыпкой;
2 – трос с предварительным натяжением, закрепленный с хомутом арматуры; 3 – герметичный
заполнитель с полисульфидной прокладкой 25х25 мм; 4 – береговая опора из железобетона;
5 – подстилающий слой толщиной 25 мм из бетона класса Е; 6 – настил моста; 7 – покрытие тротуара

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

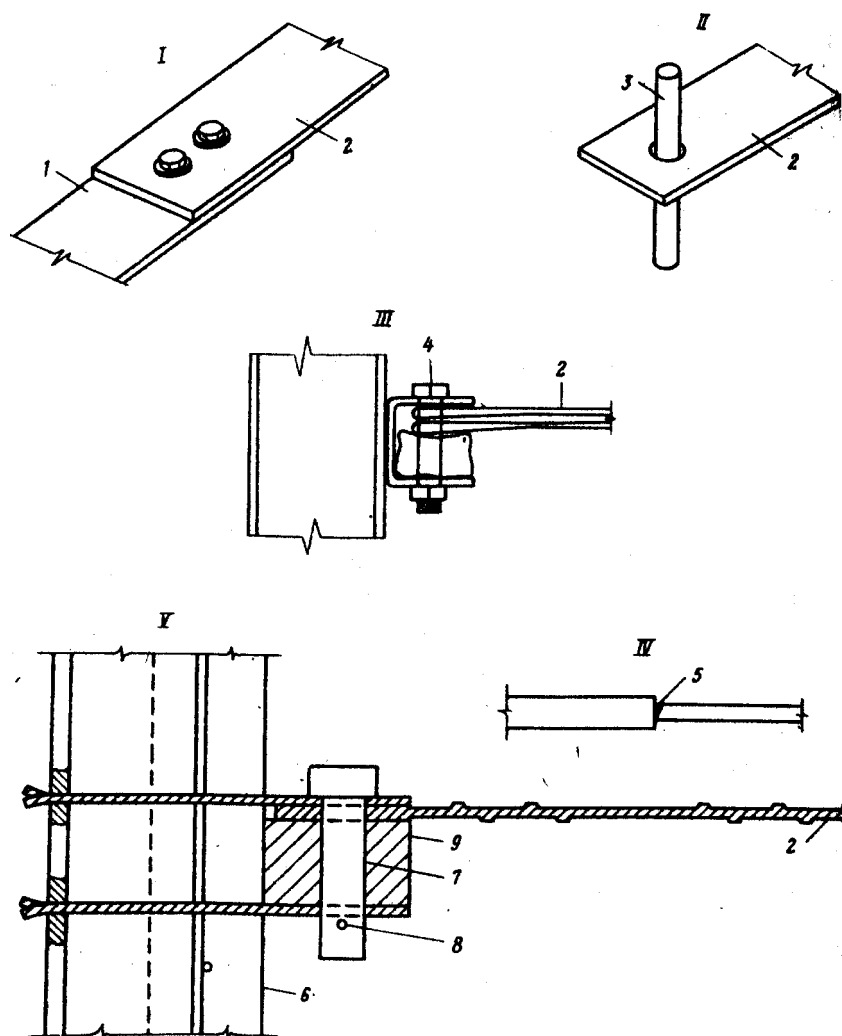
Рис. 7.35. Конструкция берегового устоя для автодорожного моста



I – поперечный разрез; II – продольный разрез; 1 – облицовка из сборных элементов двутавровой формы; 2 – ленточный бетонный фундамент для облицовочных элементов; 3 – деформационный шов в настиле моста; 4 – деформационный шов в береговой опоре; 5 – ограждение; 6 – конструкция дорожной одежды; 7 – дренажный тюфяк; 8 – трубофильтр диаметром 225 мм; 9 – фильтрующий материал обсыпки; 10 – трубофильтр диаметром 150 мм, уложенный в траншее шириной 450 мм с дренирующей засыпкой по геотекстилю; 11 – два слоя грунтоцементной подготовки под береговую опору; 12 – арматура; 13 – качественная засыпка; 14 – обратная засыпка из дренирующего сыпучего материала; 15 – отметка планировки

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

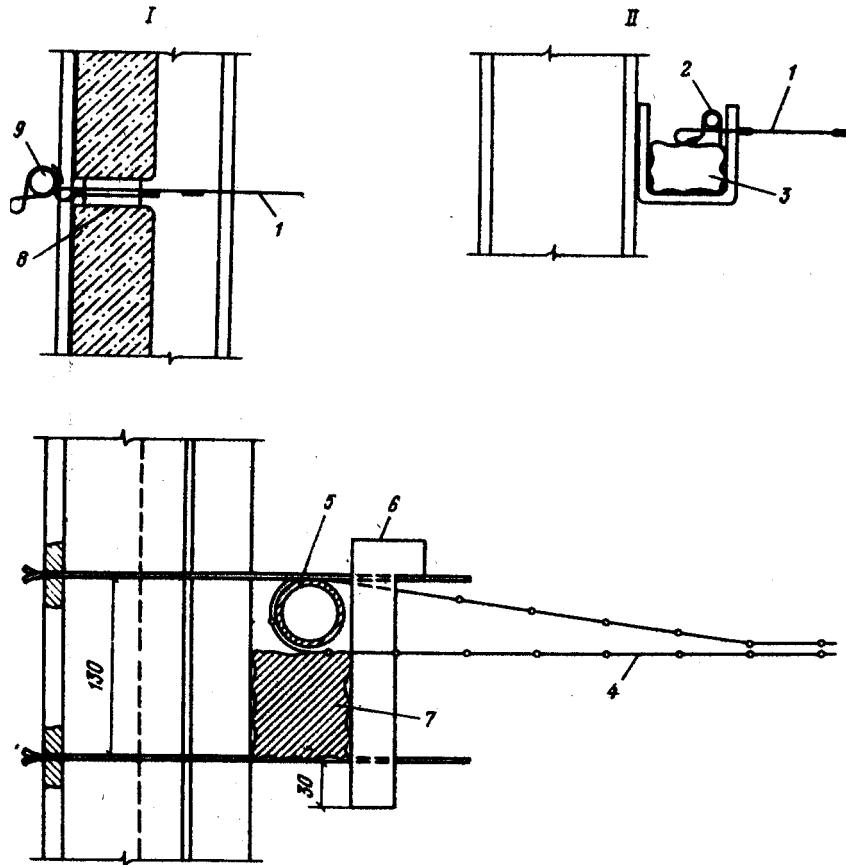
Рис. 7.36. Типы крепления полосовой арматуры



I – для методов «концертино» и телескопического; II – штыревое соединение; III – крепление к облицовке; IV – крепление полосовой арматуры с соединительной пластиной; V – поперечный разрез узла крепления; 1 – полка на облицовочном элементе; 2 – армирующий элемент; 3 – штырь, скрепленный с облицовкой; 4 – болт М24 длиной 120 мм с гайкой; 5 – сварка косого стыка; 6 – облицовочный элемент; 7 – штырь диаметром 30 мм с 45-мм головкой; 8 – отверстие для шплинта диаметром 3 мм и длиной 45 мм; 9 – прокладка из пористой резины под полосу толщиной 80 мм

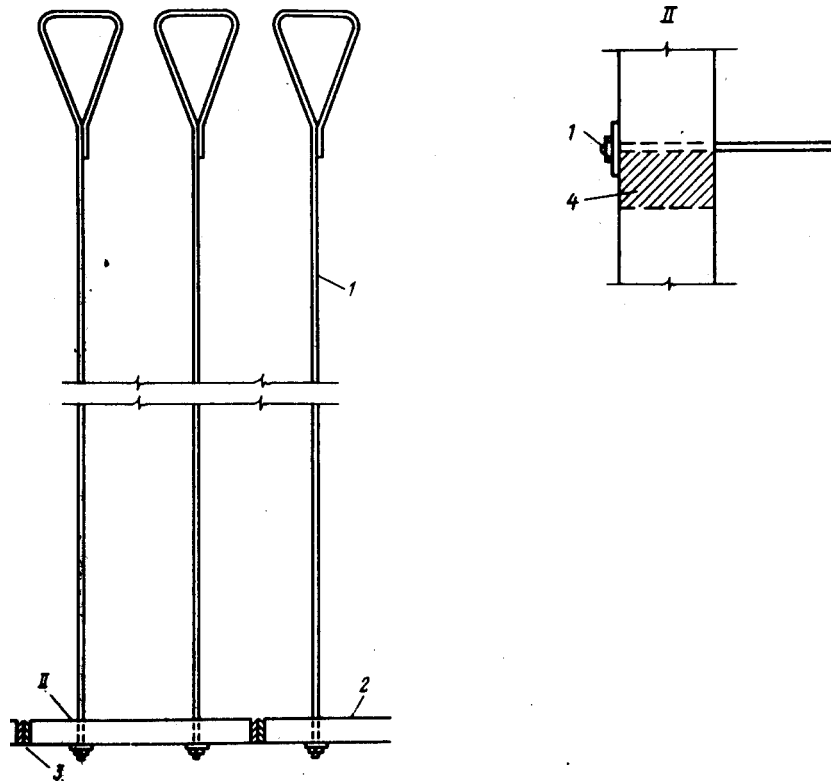
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 7.

Рис. 7.37. Типы крепления сеточной арматуры



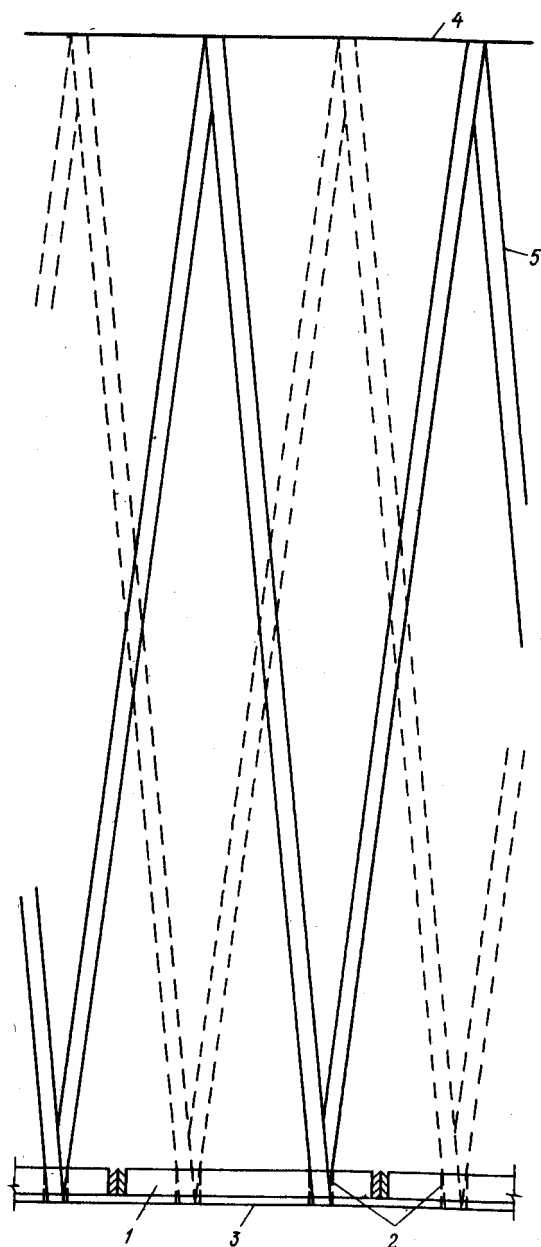
I – крепление геосетки для телескопического метода; II – крепление геосетки для скользящего метода; III – крепление полотен из материала «Тенсар»; 1 – геосетка размером 6000x1000 мм; 2 – арматурный стержень диаметром 16 мм; 3 – губчатое вещество; 4 – полотна шириной 500 мм из материала «Тенсар» со вставленными стальными прутьями; 5 – оцинкованная труба; 6 – штырь из оцинкованной стали; 7 – прокладка из пористой резины толщиной 100 мм; 8 – пробкообразный наполнитель размером 915x50x12 мм; 9 – арматурный стержень диаметром 25 мм, длиной 1200 мм

Рис. 7.38. Крепление анкеров к облицовке



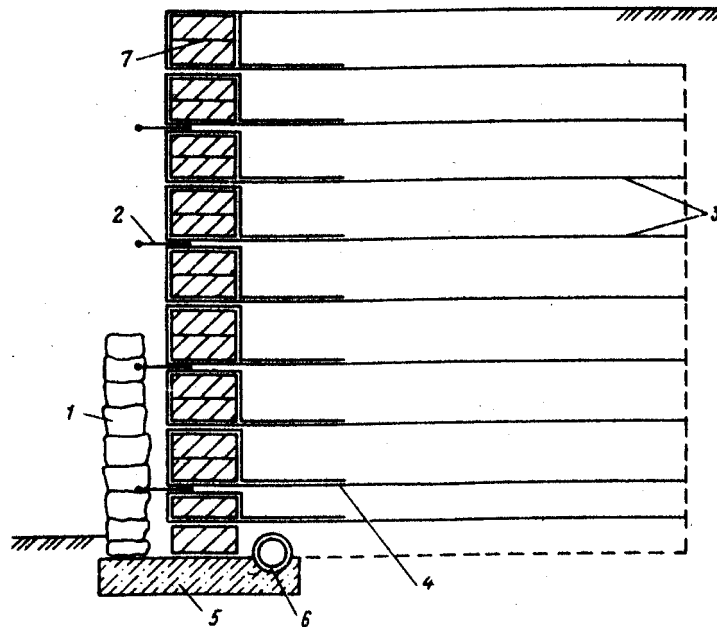
- I – общий вид; II – узел соединения; 1 – анкеры из арматурных стержней диаметром 20 мм;
2 – сборные элементы облицовки размером 1194х150 мм; 3 – неопреновый наполнитель;
4 – пористая прокладка под анкерный стержень

Рис. 7.39. Тип крепления полосовой арматуры с анкеркой



1 – облицовка; 2 – щели или отверстия; 3 и 4 – сплошной стержень из оцинкованной мягкой стали диаметром 20 и 32 мм соответственно; 5 – натянутая полиэтиленовая лента

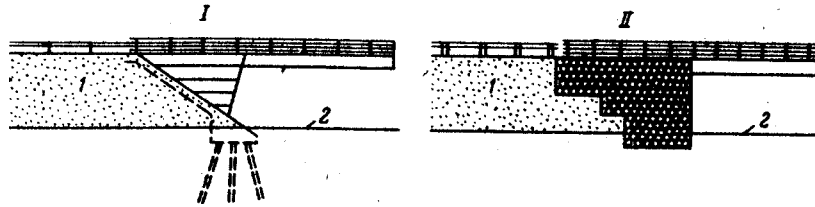
Рис. 7.40. Крепление тканой арматуры к облицовке



- 1 – облицовка из каменной кладки; 2 – связи из оцинкованной стали;
3 – матерчатая арматура («Террам» RF12); 4 – петлевой напуск; 5 – бетон марки 30/20;
6 – трубофильтр с внутренним диаметром 150 мм; 7 – кладка из блоков пористого материала

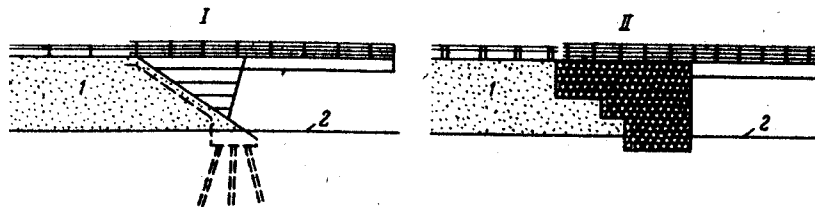
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 8

Рис. 8.1. Конструкция береговых устоев традиционного типа и с использованием армированного грунта



I – типовая конструкция традиционного типа; II – типовая конструкция сооружения из армированного грунта (стоимостью на 50% ниже, чем I); 1 – насыпь подхода к мосту; 2 – поверхность грунта

Рис. 8.2. Относительная стоимость подпорной стенки из армированного грунта и традиционной в зависимости от высоты сооружения



1 – область изменения стоимости в зависимости от применяемых материалов

Рис. 8.3. Зависимость экономичности сооружений из армированного грунта от их высоты

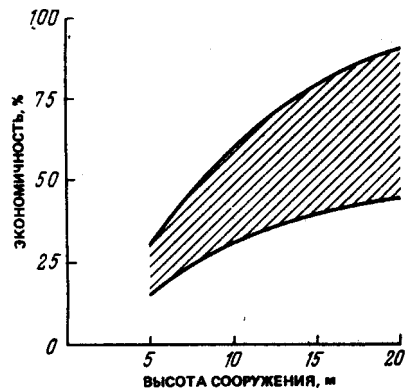
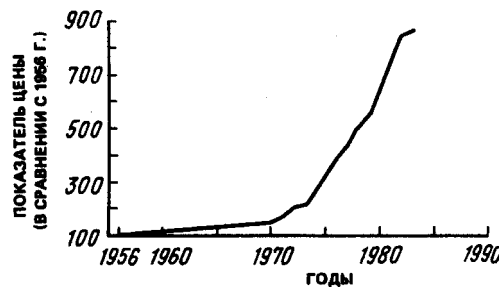
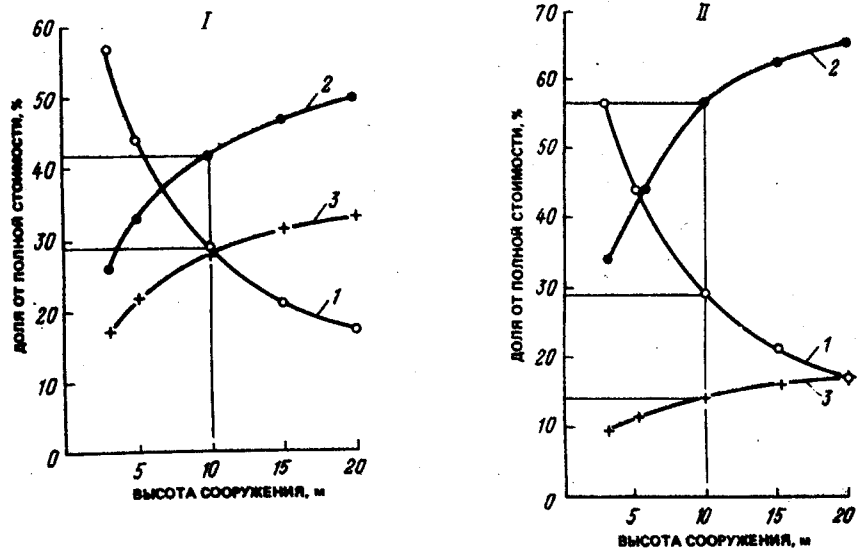


Рис. 8.4. Изменение показателя цены в мостостроительстве (по индексу Бэкстера)



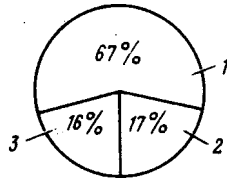
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 8.

Рис. 8.5. Зависимость отношений стоимости основных компонентов сооружения из армированного грунта к его полной стоимости



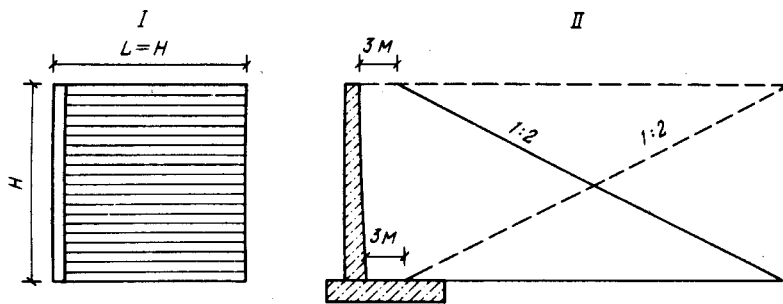
1 – облицовочные элементы; 2 – арматура; 3 – грунт засыпки

Рис. 8.6. Составляющие стоимости строительства



1 – материалы: облицовка – 21%; опалубка для облицовки – 4%; вертикальная арматура – 4%; горизонтальная арматура – 32%; дренаж – 2%; прочее – 4%; 2 – трубозатраты: подготовительные работы – 1%, возведение подпорной стенки – 11%; устройство дренажа – 5%; 3 – оборудование и оперативные работы: подготовка площадки – 1%, возведение подпорной стенки – 10%, устройство дренажа – 5%

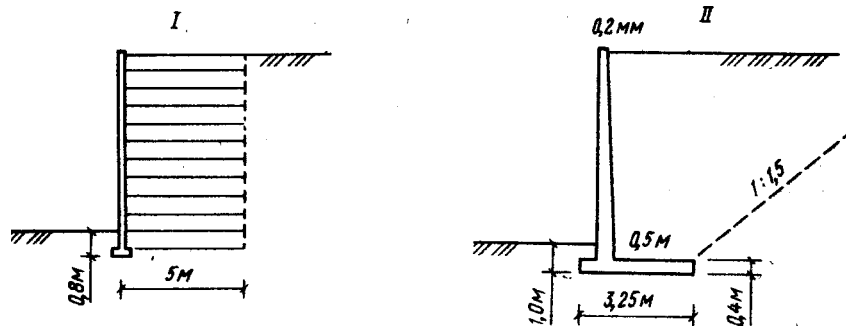
Рис. 8.7. Сопоставление необходимых объемов грунта для возведения подпорной стенки из армированного грунта и железобетона.



I – сооружение из армированного грунта; II – сооружение из железобетона

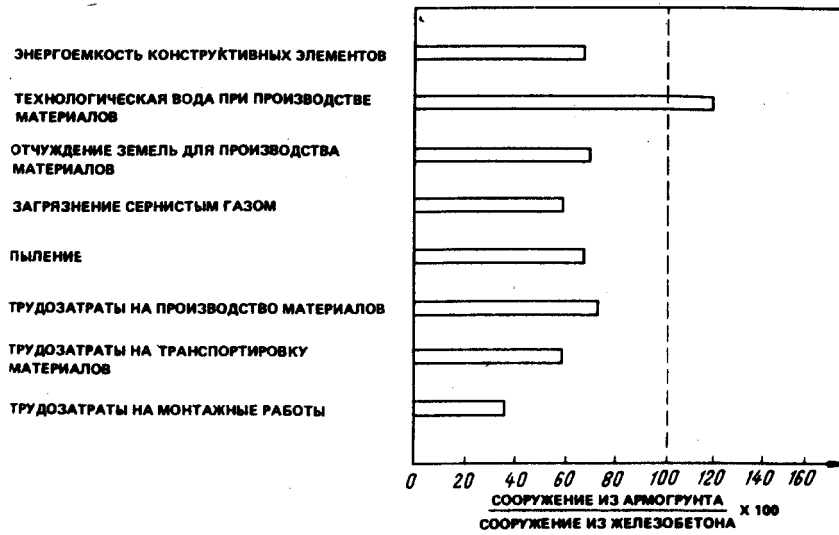
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 8.

Рис. 8.8. Схемы конструкции подпорной стенки 6-м высоты для сопоставления экологических параметров



I – сооружение из армированного грунта; II – сооружение из железобетона

Рис. 8.9. Относительное влияние выбора конструкции 6-м подпорной стенки на основные экологические параметры



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 9

Рис. 9.1. Электролитическая диссоциация на поверхности металлов

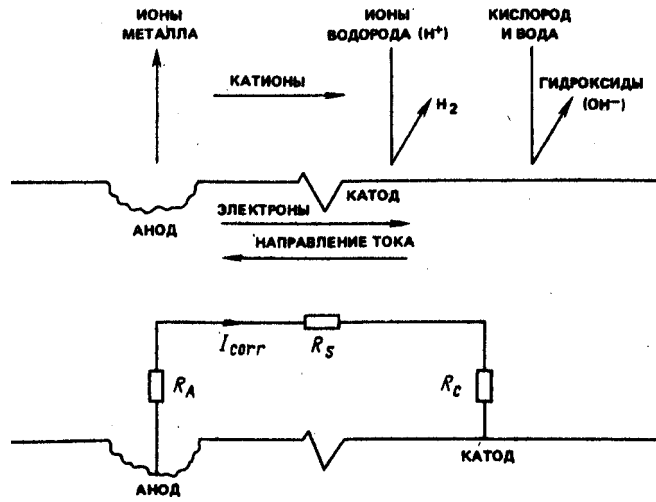
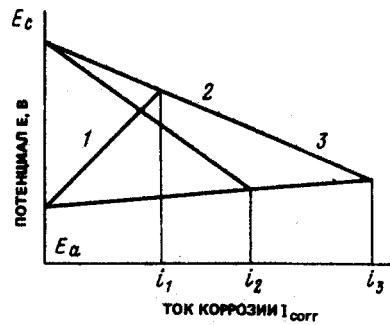
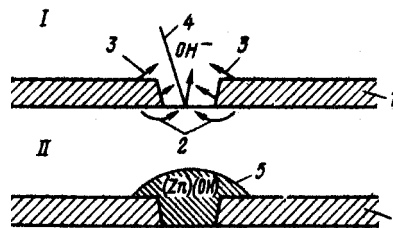


Рис. 9.2. Интерпретация результатов контрольных реакций по снижению скорости коррозии



- 1 – высокое анодное сопротивление; 2 – низкое катодное сопротивление;
3 – высокое катодное сопротивление

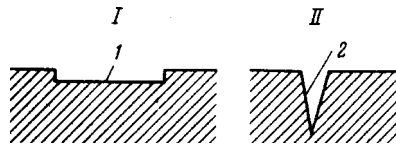
Рис. 9.3. Восстановление нарушений оцинкованной поверхности за счет коррозии цинка



- I – начальная; II – конечная стадия; 1 – оцинкованная сталь; 2 – анодные электроны;
3 – ионы цинка; 4 – кислород и вода; 5 – катод

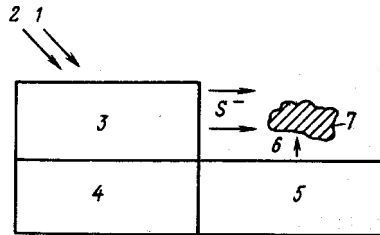
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 9.

Рис. 9.4. Виды коррозии



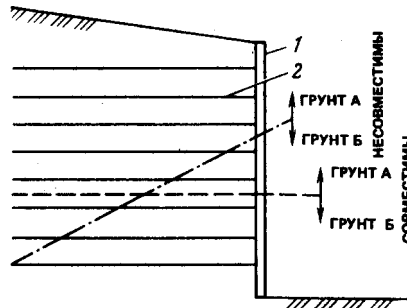
I – поверхностная коррозия со скоростью I_{corr}/A_1 ; II – глубинная коррозия со скоростью I_{corr}/A_2 ;
1 – большая поверхность анода A_1 ; 2 – малая поверхность анода A_2

Рис. 9.5. Влияние сульфатопоглощающих бактерий на коррозию в результате возникновения нерастворимого сульфида железа



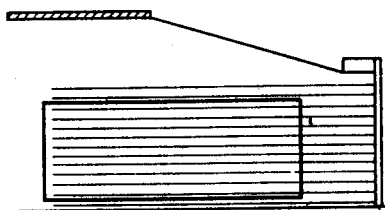
1 – сульфаты; 2 – карбонатный источник; 3 – сульфатопоглощающие бактерии;
4 – сульфид железа – катод; 5 – металлический материал – анод; 6 – разложение металла;
7 – образование нерастворимых сульфидов

Рис. 9.6. Совместимость грунтов по отношению к коррозии арматуры [Кинг, 1978]



1 – облицовка; 2 – арматура

Рис. 9.7. Зона риска микробиологической коррозии в сооружении с применением слабопроницаемого материала связной засыпки [Кинг, 1978]



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 9.

Рис. 9.8. Электрические схемы для измерения сопротивления

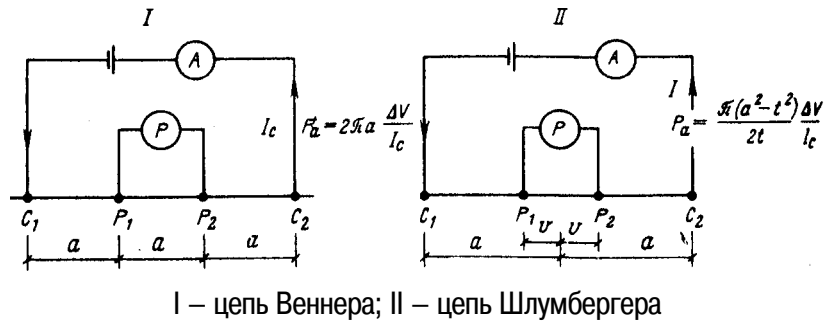
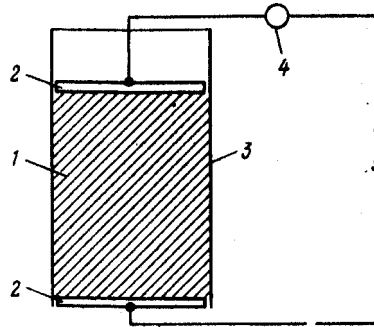
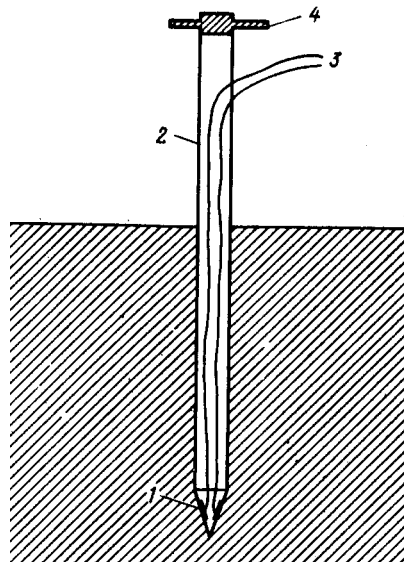


Рис. 9.9. Схема определения омического сопротивления грунтов в лабораторных условиях



1 – образец уплотненного грунта; 2 – металлическая пластина;
3 – толстостенный цилиндр из пластика; 4 – амперметр; 5 – переменное напряжение

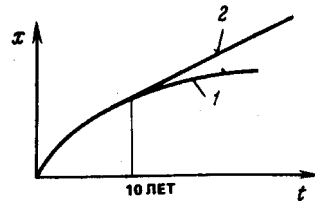
Рис. 9.10. Щуп с двумя платиновыми электродами для определения потенциала окисления – восстановления в грунте



1 – платиновые электроды; 2 – толстостенная пластиковая трубка размером 1000Г30 мм; 3 – провода к вольтметру; 4 – оголовок для забивки щупа в грунт с приспособлениями для его извлечения

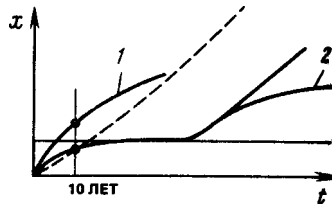
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 9.

Рис. 9.11. График процесса коррозии во времени



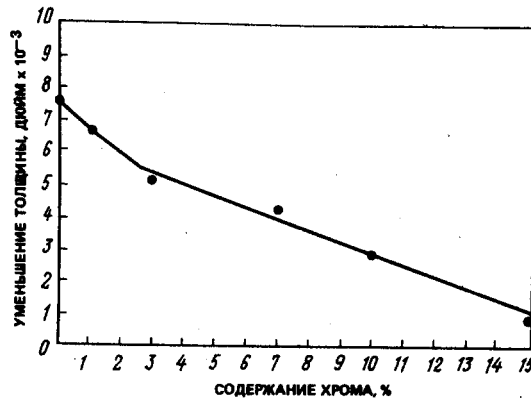
1 — кривая $x = Kt^n$, где x — толщина уменьшения слоя от коррозии; t — время, K и n — параметры условий просадки ($n < 1$); 2 — касательная к точке кривой, соответствующей $t = 10$ лет

Рис. 9.12. Кривые процесса коррозии для незащищенной и оцинкованной стали



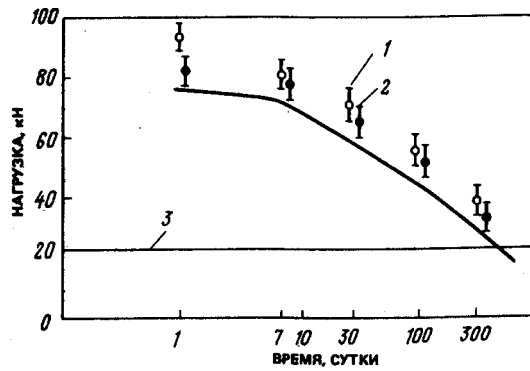
1 — незащищенная сталь; 2 — оцинкованная сталь

Рис. 9.13. Влияние содержания хрома в металле на его коррозию в течение 8 мес. в атмосферных условиях



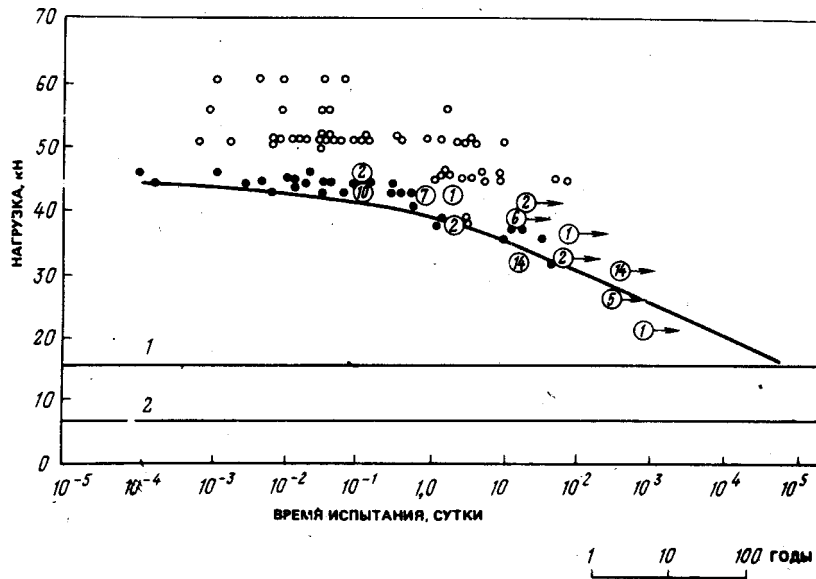
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 9.

Рис. 9.14. Зависимость снижения прочности полосовой стекловолоконной арматуры «Фибртейн» от времени погружения в водный раствор с температурой 95°С



1 – pH = 4,5; 2 – pH = 8,8; 3 – длительная прочность

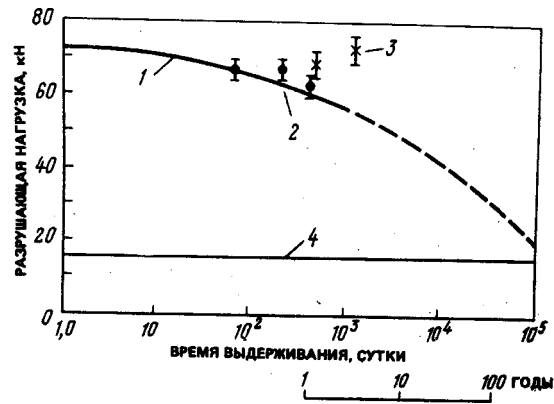
Рис. 9.15. Кривая изменения разрушающих напряжений для участков заделки стекловолоконной арматуры «Фибртейн 96/1»



1 – длительная прочность; 2 – рекомендуемые допускаемые напряжения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 9.

Рис. 9.16. Влияние воздействий воды, грунтовой среды и биологических организмов на прочность арматуры «Фибртейн 96/1».



1 – прочность после погружения в воду с температурой 20⁰С; 2 – прочность после биологического воздействия; 3 – прочность после извлечения из грунта; 4 – длительная прочность

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10

Рис. 10.1. Автодорожная насыпь с подпорными стенками из армированного грунта (к примеру 1)

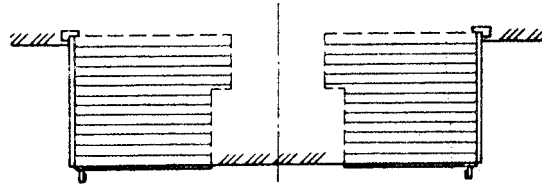
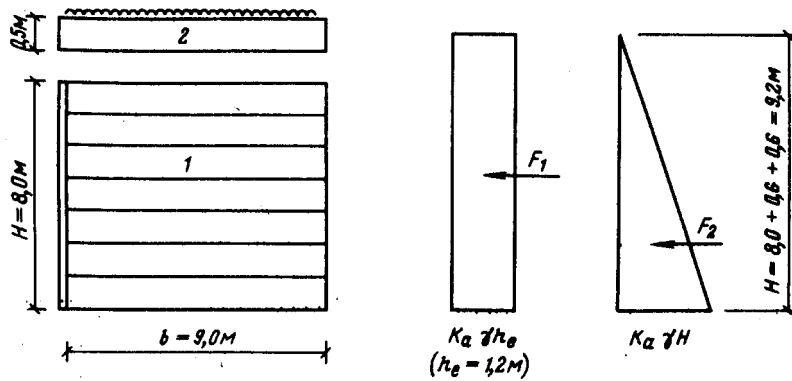
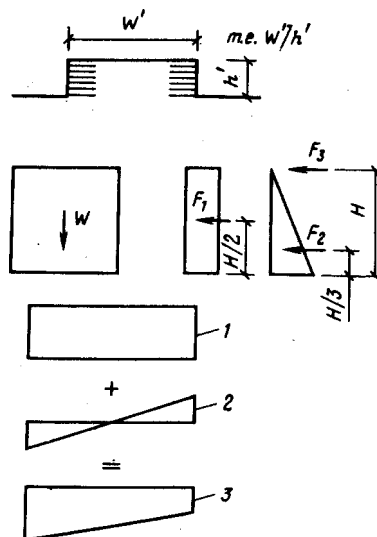


Рис. 10.2. Силовые воздействия на блок армированного грунта



- 1 – армированный грунт с удельным весом $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$;
- 2 – поверхностный слой с удельным весом $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$;

Рис. 10.3. Схема к оценке несущей способности основания



- 1 – эпюра контактных напряжений от собственного веса;
- 2 – эпюра от момента;
- 3 – суммарная эпюра контактных напряжений

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.4. Габариты блока ступенчатой конфигурации высотой 9,2 м

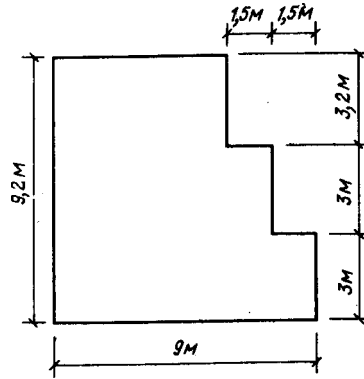


Рис. 10.5. Габариты блока ступенчатой конфигурации высотой 7 м

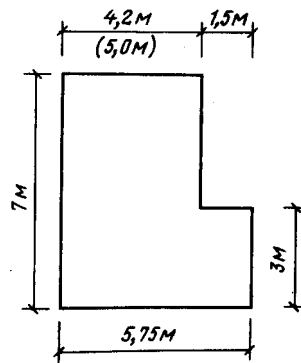


Рис. 10.6. Распределение сеточной арматуры в пределах двух слоев

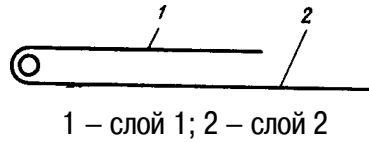
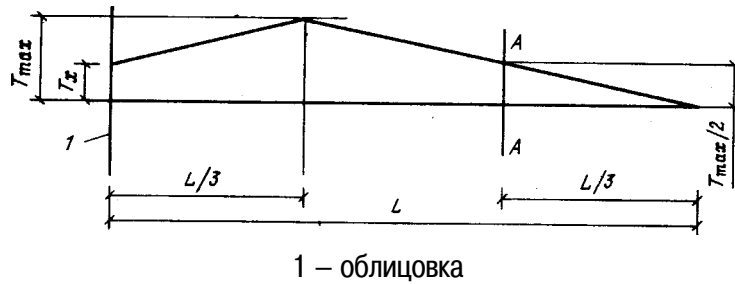


Рис. 10.7. Принятое распределение растягивающих усилий по длине арматуры



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.8. Схема к расчету внутренней устойчивости методом клина

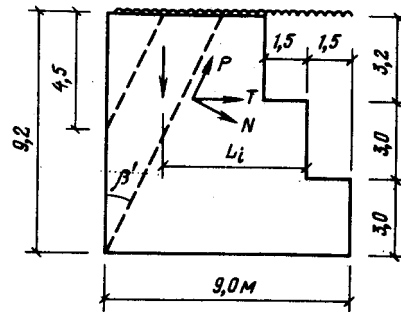
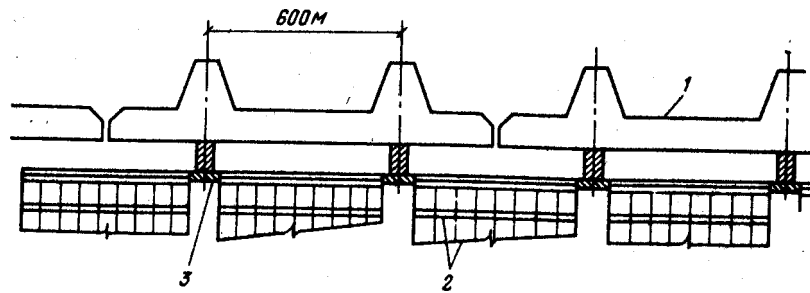
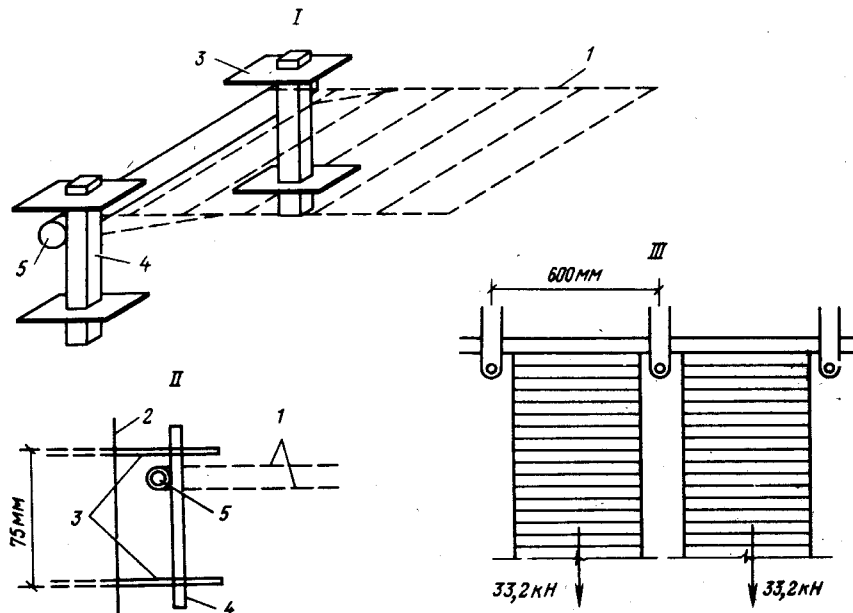


Рис. 10.9. Поперечный разрез облицовочного элемента двутавровой формы из предварительно напряженного железобетона



1 – двутавровый элемент; 2 – сеточная арматура; 3 – консоли для крепления арматуры

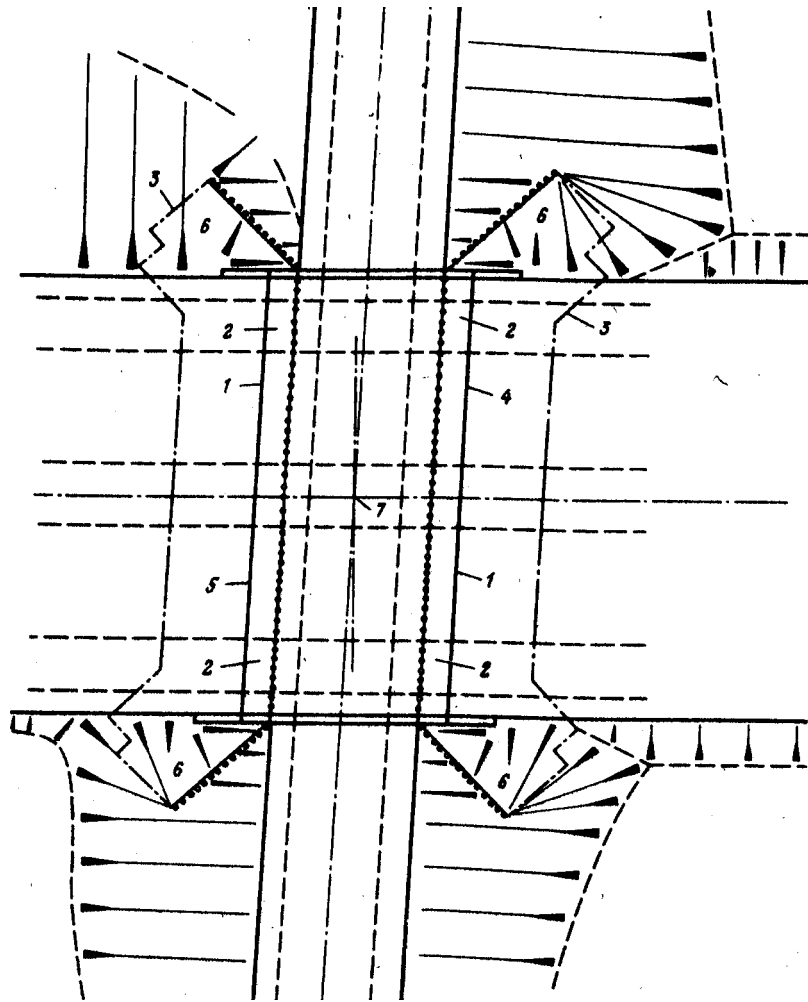
Рис. 10.10. Узел крепления сеточной арматуры с облицовкой



I – общий вид; II – поперечное сечение; III – план; 1 – сеточная арматура; 2 – двутавровый элемент облицовки; 3 – консоли; 4 – соединительный штырь; 5 – соединительный стержень

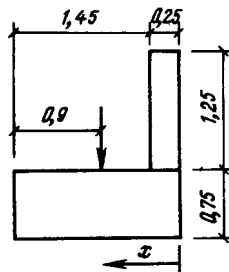
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.11. Схематический план (к примеру 2)



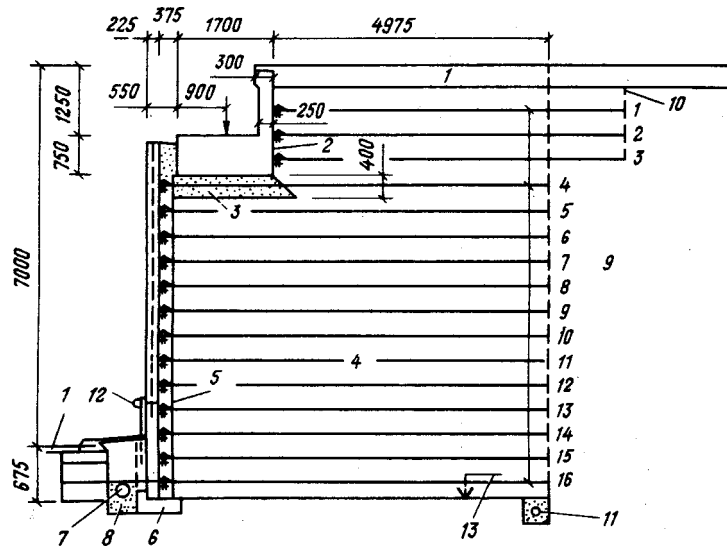
1 – проезжая часть дороги; 2 – береговая опора; 3 – контур устоя из армированного грунта;
4 – температурный шов; 5 – стыковой шов; 6 – открылок; 7 – точка пересечения осей дорог

Рис. 10.13. Габариты береговой опоры



РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.12. Конструкция берегового устоя.



1 – дорожная одежда; 2 – береговая опора; 3 – подушка береговой опоры из двух слоев уплотненного грунтоцемента; 4 – качественная засыпка; 5 – вертикальный дренажный тюфяк; 6 – бетонная фундаментная опора; 7 – трубофильтр; 8 – дренажная обсыпка; 9 – засыпка из несвязного материала; 10 – граница подпорной стенки; 11 – дренаж; 12 – ограждение; 13 – отметка планировки

Рис. 10.14. Схема к расчету внутренней устойчивости

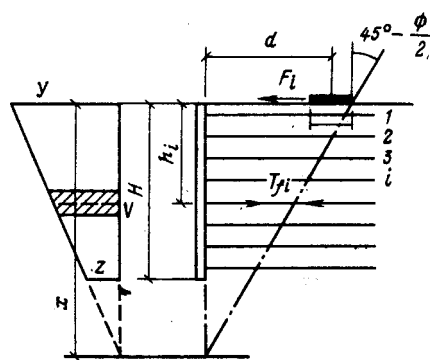
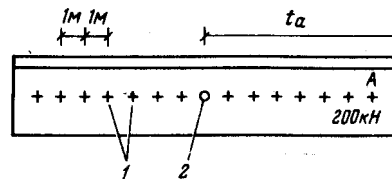


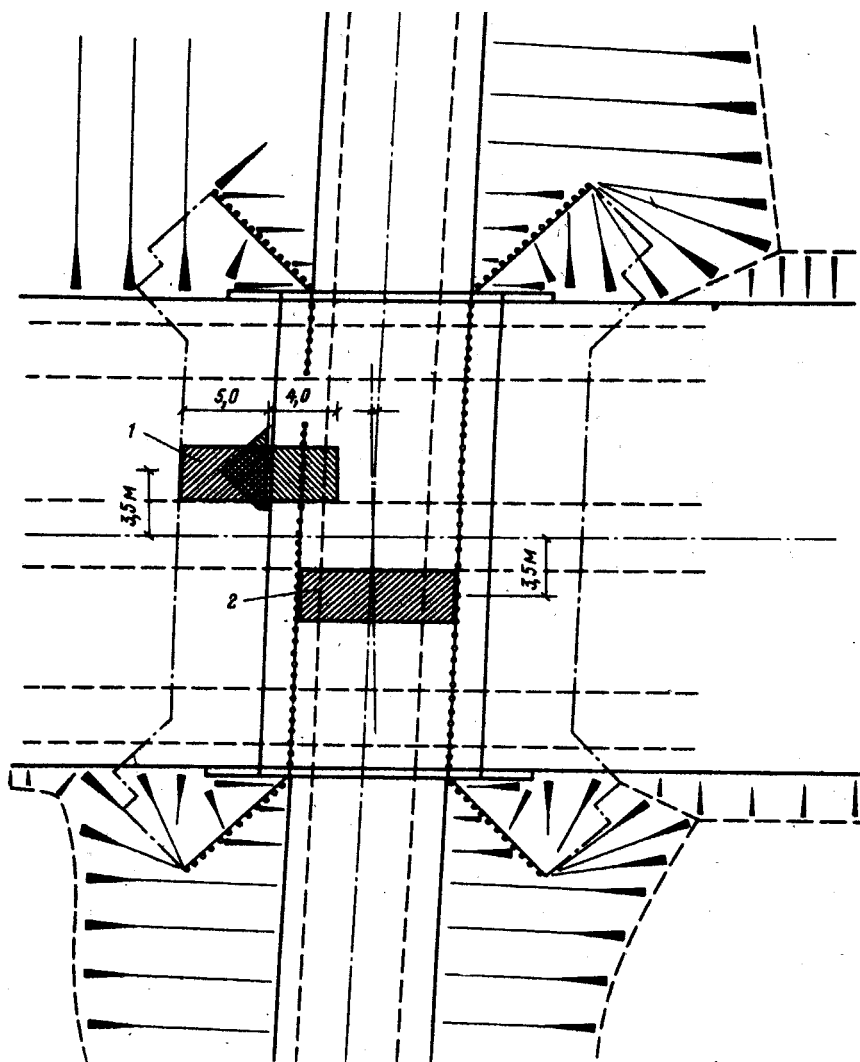
Рис. 10.16. Схема расположения опор



1 – опоры с шагом 1 м; 2 – центр группы из 14 опор

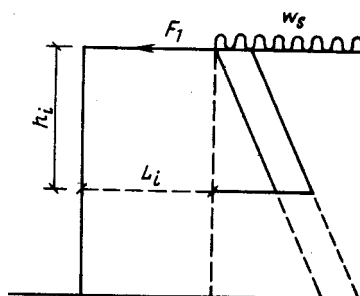
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.15. Расположение зон торможения



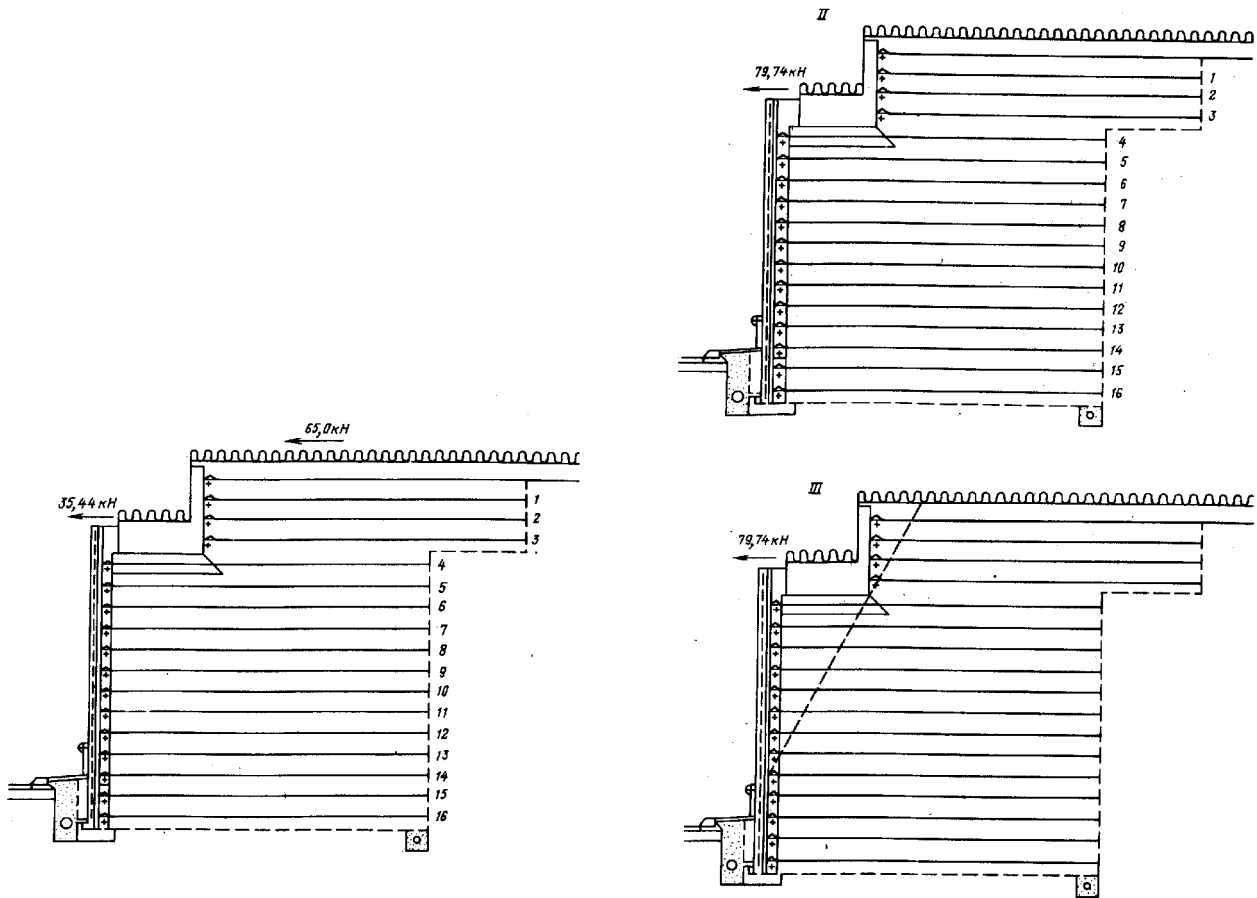
1 – расчетный случай 1; 2 – расчетные случаи 2 и 3

Рис. 10.18. Расчетная схема к определению изгибающих моментов в арматуре от поверхностной нагрузки



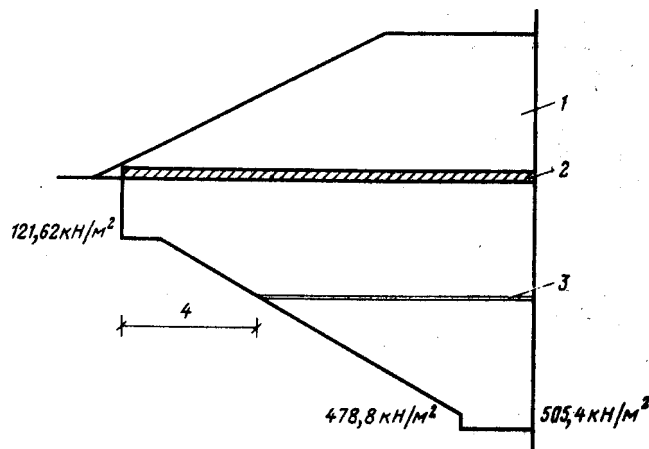
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.17. К распределению усилий по слоям арматуры



I – расчетный случай 1; II – расчетные случаи 2 и 3; III – расчетный случай 2А

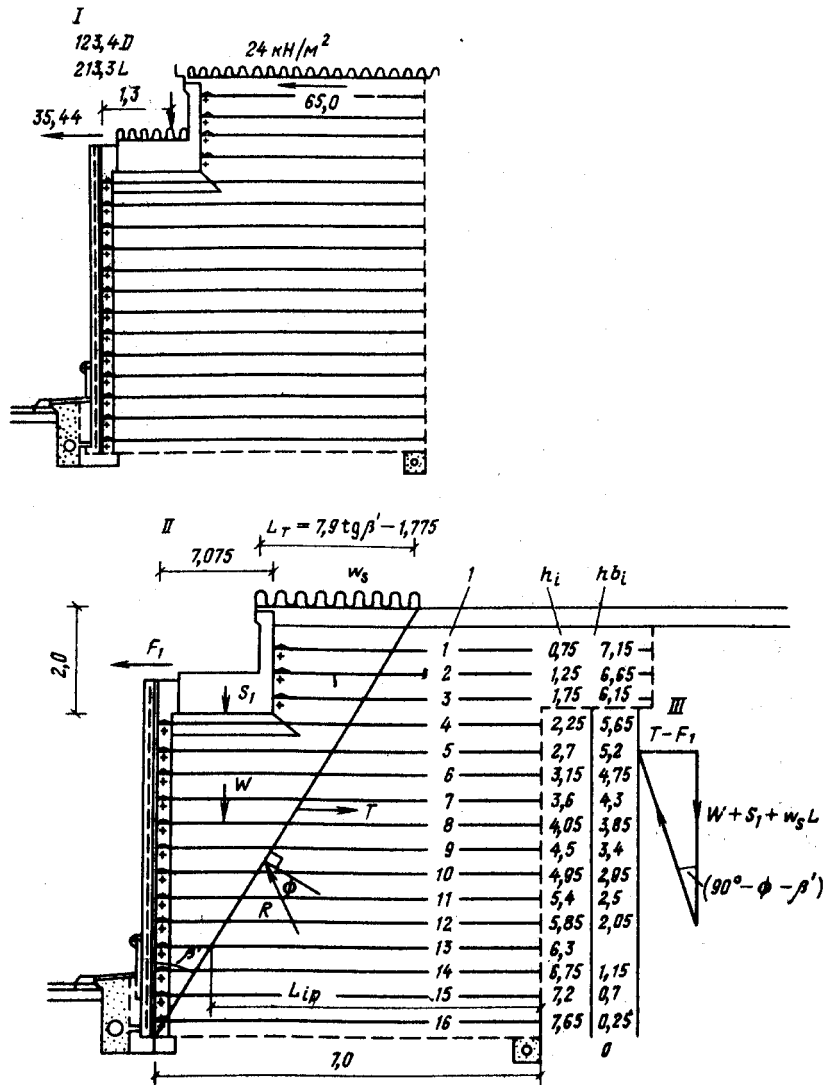
Рис. 10.26. Эпюра давления на слабый слой с $c_u = 26,6 \text{ кН/м}^2$



1 – нагрузка от веса насыпи 9000 кН; 2 – тьюфак; 3 – линия ограничения нагрузки в 9000 кН;
4 – зона пластичности протяженностью 14 м

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.19. К оценке внешней устойчивости сооружения



I – нагрузки на сооружение; II – расчетная схема; III – диаграмма сил; 1 – полосовая арматура

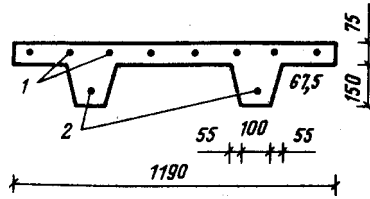
Рис. 10.20. К расчету узла крепления



I – габариты узла; II – поперечный разрез узла; III – усилия в узле;
1 – стальной штырь диаметром 20 мм, длиной 30 мм

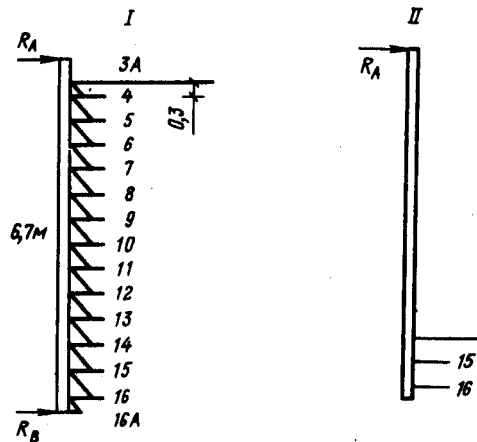
РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.21. Поперечное сечение элемента сборной облицовки из предварительно напряженного железобетона



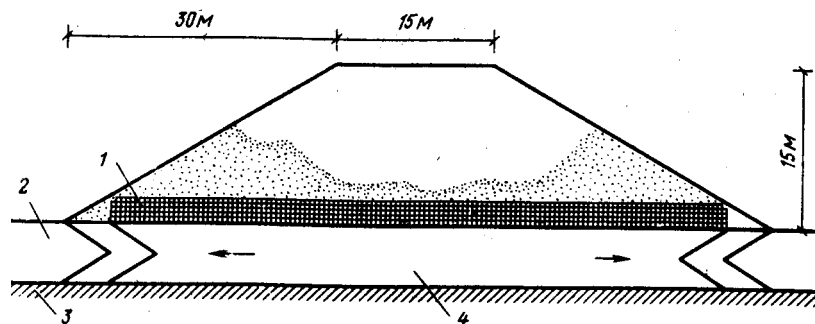
- 1 – стальные прутья диаметром 5 мм с предварительным нанесением 1099 Н/мм^2 (8 шт.);
2 – трос диаметром 12,9 мм с предварительным натяжением 128,8 кН (2 шт.)

Рис. 10.22. Схемы к расчету усилий в строительный период



- I – распоры по обоим краям облицовки; II – распор верхнего края облицовки при неполной засыпке

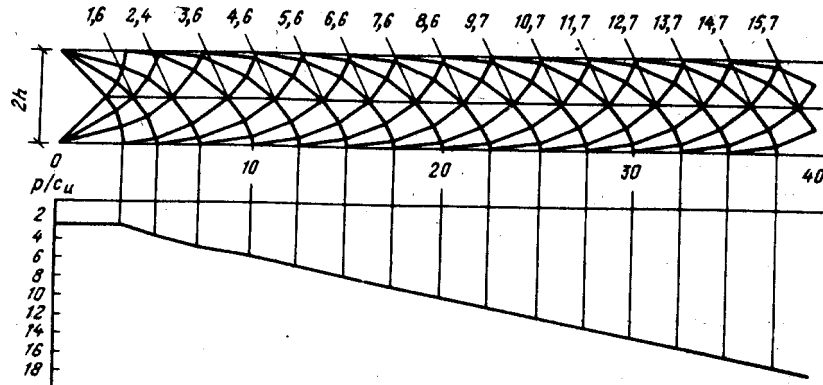
Рис. 10.23. Насыпь с геоячейстым тюфяком по подошве, расположенная на слабом слое основания (к примеру 3).



- 1 – тюфяк из геоячеек; 2 – слабый слой; 3 – прочное основание; 4 – зона пластического течения

РИСУНКИ К ГЛАВЕ 10.

Рис. 10.24. Поле линий скольжения и распределение давлений в слабом слое грунта основания



$2w_0$ – ширина подошвы насыпи; $2h$ – толщина слабой (пластической) зоны; p – нормальное давление на прочное основание; c_u – сопротивление грунта сдвигу

Рис. 10.25. Эпюра давления по подошве насыпи на слабый слой грунта с прочностью на сдвиг c_u

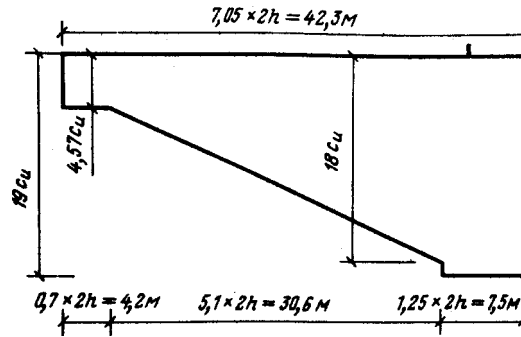


Рис. 10.27. Схема разбивки тюфяка на геоячейки с применением материала «Тенсар» SR-2

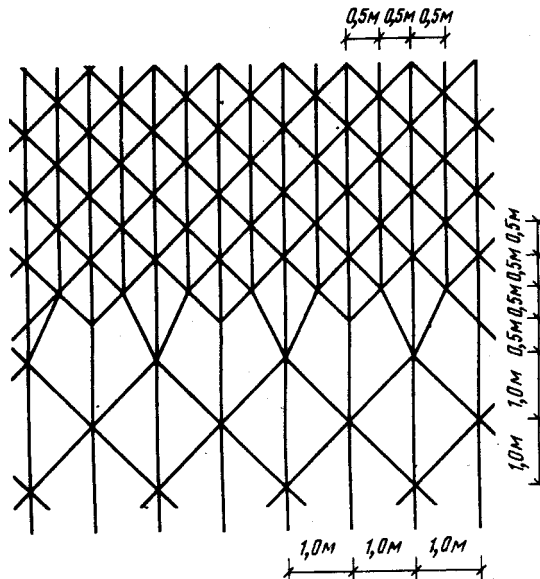


ТАБЛИЦА К ГЛАВЕ 3

Таблица 3.1. Факторы, характеризующие армирующий грунт

Арматура	Распределение арматуры	Грунт	Состояние грунта	Конструкция
Вид (волокнистая сетка, анкер, стержень, полоса)	Расположение	Размер частиц	Плотность (коэффициент пористости)	Геометрические размеры
Характеристики поверхности	Ориентация	Неоднородность	Пригрузка	Уплотнение
Размеры	Интервал	Минеральный состав	Напряженное состояние	Способ строительства
Прочность		Индексные показатели	Степень водонасыщения	
Жесткость (на изгиб, продольное сжатие)				Долговечность (см. гл. 10)

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4

Таблица 4.1. Требования к грунтам засыпки по обеспечению долговечности арматуры

Армирующий материал	Значение pH		Максимальное содержание ионов хлора, %	Максимальное общее содержание SO ₃	Максимальное сопротивление, Ом·см	Минимальный потенциал окисления-восстановления, В	
	min	max				сыпучая засыпка	связная засыпка с трением
Алюминиевый сплав	6	8	0,05	0,5	3000	0,4	0,43
Медь	5	9	0,05	0,5	2000	0,25	0,25
Гальванизированная сталь	6	9	0,05	0,5	5000	0,4	0,43
Нержавеющая сталь	5	10	0,05	0,5	3000	0,3	0,35
Фибротейн (ФРП)	4	9	2	1	1000	Не существует	Не существует
Параткань (полиэтилен)	-	-	-	-	-	То же	То же
Тенсар (геоткань)	-	-	-	-	-	“	“

Таблица 4.2. Параметры материала обратной засыпки

Материал засыпки		Модуль упругости E _R , МН/м ²	Коэффициент Пуассона ν
Глина	Слабая	3	0,4
	Средняя	7	0,3
	Прочная	14	0,25
	Песчанистая	36	0,25
Песок	Рыхлый	15	0,2
	Плотный	80	0,3
Песок с гравием	Рыхлый	100	0,2
	Плотный	150	0,3

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

Таблица 4.3. Материалы сооружений из армированного грунта

Материалы	LL	PI	Песок, %	Пыль, %	Глина, %
А	42	21	7	65	28
Б	30	17	51	39	10

Таблица 4.4. Типичные свойства золы распыленного топлива

Размер сита	% прохождения	Свойства
100	100	Удельный вес, γ12 кН/м ² SO ₃1% Ф'.....23-30° с'.....5-15 кН/м ²
600 μ	96	
300 "	95	
63 "	84	

Таблица 4.5. Свойства листовой и полосовой арматуры

Материалы	Максимальная толщина, воспринимающая напряжения, мм	Основные значения допустимых напряжений, Н/мм ²			a
Алюминиевый сплав (БС 4300/8: NS51, H4)	6	120	72	180	0,46
Медь (БС 2870: С101, 1/2 Н:С102, 1/2Н)	10	108	65	163	0,46
Углеродистая сталь (оцинкованная) (БС 1449: п. 1: KHR 34/20P)	10	120	72	200	0,5
Углеродистая сталь (оцинкованная) (БС 1449: п. 1: KHR 54/35P)	10	192	115	350	0,5
Нержавеющая сталь (БС 1449: п. 2:316S 16)	10	126	75	210	0,46
Нержавеющая сталь (БС 1449: п. 2:316S 16, CR): параткань фибртейн	6	220	132	360	0,46
	См. разд. 4.8 и 4.9	-	-	-	-

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

Таблица 4.6. Характеристика трения материалов полосовой арматуры

Состояние засыпки	Угол трения без арматуры Φ'	Коэффициент трения μ между засыпкой и арматурой					
		оцинкованная сталь	нержавеющая сталь	пластик, армированный стеклом (ПАСВ)	мягкая сталь с алюминиевым покрытием (алюдип)	мягкая сталь с пластиковым покрытием	полиэтилен с полиэфирными нитями (паравиб)
Диапазон эффективных напряжений 0-40 кПа Предел текучести 42 Индекс пластичности 21	37	0,38	0,4	0,53-0,64	0,51-0,58	0,36	0,42
Диапазон эффективных напряжений 0-100 кПа Предел текучести 30 Индекс пластичности 17	37	0,36	0,39	0,53-0,64	0,51-0,58	0,37	0,4

Таблица 4.7. Запас на коррозию для металлических компонентов и различных средах

Материалы арматуры	Запас по толщине, который предусматривается для каждой поверхности, подвергаемой коррозии, мм			
	в атмосфере		в засыпке	
	условия: городские, промышленные, прибрежные, промназначения	прочие	сыпучая засыпка	связная засыпка с трением
Алюминиевый сплав	-	-	0,15	0,3
Медь	-	-	0,15	0,3
Оцинкованная сталь	0,85	0,3	0,75	1,25
Нержавеющая сталь	0	0	0,1	0,2

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

Таблица 4.8. Свойства различных материалов для линейных элементов полосовой арматуры

Материал	Прочность на растяжение, Н/мм ²	Текучесть или 0,2 % максимального напряжения, Н/мм ²	Удельный вес (отн.)	Модуль Юнга, кН/мм ²	Допустимое напряжение на растяжение, кН/мм ²	Растяжение при действующей нагрузке, %	Относительный вес на удельную нагрузку
1	2	3	4	5	6	7	8
Алюминиевый сплав NS51-H4 (БС 4300/8)	270	200	2,68	70	120	0,17	27
Медь С101-1/2Н (БС 2870)	245	180	8,93	125	110	0,09	97
Оцинкованная мягкая сталь КНР 34/20Р (БС 1449, ч. 1)	340	200	7,85	200	120	0,06	100
Холоднокатаная нержавеющая сталь 316S 16 (БС 1449, ч. 2)	540	400	7,96	200	220	0,11	44
Пластик, армированный стекловолокном (ПАСВ)	354	-	-	40	80	0,20	37
Полосы из полимерного волокна	10-100	-	-	-	Коэффициент запаса равен 6	1,8	19
Алюминиевый сплав NS51-H8	400	285	2,68	70	170	0,24	19
Оцинкованная сталь с высоким пределом текучести КНР 54/35Р (БС 1449, ч. 1)	540	350	7,85	200	190	0,1	69
Холоднокатаная нержавеющая сталь 316S 16 (БС 1449, ч. 2)	1150	800	7,96	200	440	0,22	24

Таблица 4.9. Свойства ПАСВ

Тип	Длина, м	Номинальная ширина, мм	Номинальная толщина, мм	Несущая способность, кН	Номинальная прочность стекла, МН/м ²	Несущая способность анкера, кН
48	3-10	40	2	16	354	8
96/1	или иная по специальному заказу	80	2	32	354	16
192/1		160	2	64	354	32
192/2		80	4	64	354	32
240/1		161	2,5	80	354	40

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

Таблица 4.10. Показатели трения полосовой арматуры из ПАСВ

Показатели трения при горизонтальном смещении	Песок по песку	ПАСВ по песку	Гляциальный песок по гляциальному у песку	ПАСВ по гляциальному у песку	Арматура из полимерного волокна (ПАСВ) по ПВА	ПАСВ по ПВА
tg Φ' Φ'	9,73 36 ^О	0,61 31 ^О	0,73 36 ^О	0,54 28 ^О	0,71 35 ^О	0,53 28 ^О

Таблица 4.11. Типичные свойства «Тенсара»

Материал	Химический состав	Прочность на растяжение, кН/м	Растяжение при максимальной нагрузке, %	Растяжение при 40% нагрузке, %	Модуль на растяжение, Н/м ²	Ширина, м	Размер сетки, мм
SR 2	Полиэтилен	73	12	3	4,1Ю10 ⁹	1/30	23x108
SS 1	Высокой плотности	20,9*/12,6**	-	-	-	3	39,4**x31*
SS 2	Полипропилен	36,2/17	-	-	-	3	39,4**x27,5*

* Продольный размер.

** Поперечный размер.

Таблица 4.12. Типичные свойства «Террама РФ 12»

Химический состав	Материал	Толщина	Ширина	Длина	Рабочая нагрузка
67% полипропилена, 33% полиэтилена	Однонаправленный; разрушающая нагрузка 12/м	0,7 мм	1,5 м; 3 м, вплоть до 6 м	200 м	4 т/м

Таблица 4.13. Характеристика материалов для облицовки

Материалы	Преимущества	Недостатки	Примечания
Алюминий	Долговечность Легко транспортируется и обрабатывается Весьма многосторонен для целей строительства	Требуется опыт изготовителя по прессовке Эстетика (поверхностная отделка может истираться или коробиться) Может способствовать электролитическому воздействию	До настоящего времени мало внедрялся

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

<p>Кирпичная или каменная кладка</p>	<p>Общепризнанный хороший материал для промышленности. Хорошие эстетические качества. Весьма долговечна</p>	<p>Образуется жесткая облицовка, что непригодно для слабых оснований или при возможности неравномерных деформаций Особо непригодна для сооружений большой высоты</p>	<p>Весьма благоприятная для небольших сооружений</p>
<p>Плиты из сборного бетона</p>	<p>Возможность заводского изготовления без дальнейшей доработки Хорошая отделка Относительная дешевизна, хотя стальные петли могут повысить стоимость Особо пригодны при большом объеме работ, когда стоимость опалубки низка</p>	<p>Требуется внимание в отношении долговечности и возможна необходимость в обдувке воздухом Форма элемента зависит от интенсивности изготовления и стоимости Интенсивность изготовления и стоимость зависят от доступных для производителя сроков</p>	<p>Наиболее распространенный вид облицовки</p>
<p>Плиты из прессованного бетона</p>	<p>Долговечность и очень хорошая отделка После наладки системы отдельные элементы имеют весьма низкую стоимость Вес предполагаемых элементов может находиться в пределах возможности их подъема одним человеком</p>	<p>Трудность в отношении армирования Потенциальная проблема травления арматуры Сложность крепления к элементу и образования в нем отверстий Формы элементов определяются методом их производства</p>	
<p>Предварительно напряженный бетон</p>	<p>Доступность при возможности использования существующих конструктивных элементов, например двутавров Весьма долговечен Удобно транспортируется и монтируется Хорошие эстетические качества</p>	<p>Наиболее пригоден для сооружений малой и средней высоты</p>	<p>Самый надежный облицовки</p>

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

Ткань (текстильная), геосетки	Весьма легкие, очень гибкие Благоприятны для временных и военных сооружений	Невысокие эстетические качества. Недолговечность (ультрафиолетовые лучи, грызуны, акты вандализма)	Укрытие облицовки с помощью грунта или растительного слоя устраняет проблему.
Цемент, армированный стекловолокном (ЦАСВ)	Хорошо сопротивляется ударным воздействиям Является хорошим в отделке и экономичным по расходу материалом Крепление петель не вызывает сложностей Механизация работ с применением торкретирования	Новый материал, который может быть не полностью оцененным Производство предварительных замесов находится на ранних стадиях разработки, вследствие чего стоимость изготовления может оказаться высокой	Редко используется из-за стоимости То же
Пластик, армированный стекловолокном, ПАСВ	Долговечен и прочен, весьма устойчив к ударным воздействиям Хорошо подвержен отделке и формоизменению. Весьма удельная производительность	Окраска подвержена воздействию ультрафиолетовых лучей Способен разрушаться при интенсивном нагревании	Используется при проведении ремонтных работ
Пластики (полихлорвинил и т.п.)	Весьма легки по весу, прочны Хорошо подвергаются отделке и формоизменению Высокая удельная производительность Удобно транспортируются	Плавятся при относительно низких температурах. Являются довольно новыми материалами, поэтому неизвестен срок их службы Некоторые материалы чувствительны к ультрафиолетовым лучам Неизвестны параметры ползучести. Недолговечны	Используются при проведении ремонтных работ
Сталь оцинкованная	Относительно недорогая, транспортабельная, высокопроизводительна Легко изменяет форму Благоприятна для сооружений промышленного назначения	Недолговечность Плохие эстетические качества	Обычно применяется в условиях промышленной архитектуры

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 4.

Сталь нержавеющая (316)	Долговечна, транспортабельна, высоко производительна Легко изменяет форму	Специальная обработка поверхности существенно увеличивает стоимость. Может оказаться дорогостоящей Малая толщина приводит к значительной гибкости	
Сталь климатоустойчивая	Относительно недорогая Возможность создания интересной архитектурной отделки	Перекрытые тонкие листы подвержены действию коррозии	
Древесина (доски)	Легкодоступна, особенно пригодна для временных или с коротким сроком службы сооружений Доступна для развивающихся стран	Имеет низкие эстетические качества. Подвержена уничтожению термитами и т.п.	Недавно обнаружены сооружения времен Древнего Рима
Древесина (фанера)	Легкодоступна Пригодна для временных или с коротким сроком службы сооружений. Пригодна для малых сооружений	Непригодна при длительной эксплуатации Непрочна	

ТАБЛИЦА К ГЛАВЕ 5.

ТАБЛИЦА К ГЛАВЕ 5

Таблица 5.1. Расчетные методы для различных конструкций

Объекты	Внутренняя устойчивость	Внешняя или общая устойчивость	Изучение влияния параметров
Подпорные стенки: прочное основание	ЭМ	ЭМ/ПА	МКЭ
слабое основание	ЭМ	ПА/МКЭ*	МКЭ/(ЦФ)
Устой мостов прочное основание	ЭМ	ЭМ/ПА	МКЭ
слабое основание	ЭМ	ПА/МКЭ*	
Насыпи: прочное основание	ЭМ/ПА	ЭМ/ПА	
слабое основание	ЭМ/ПА	МКЭ/ПА	МКЭ/(ЦФ)
Фундаменты	ПА	ПА/МКЭ	ПА/МКЭ
Промышленные сооружения	ЭМ	?	ПА/МКЭ
Плотины	ЭМ	ПА/МКЭ	МКЭ/(ЦФ)

Примечание. ЭМ – эмпирический метод; ЦФ – центробежное моделирование; ПА – предельный анализ; МКЭ – метод конечных элементов.

* Рассматривается возможность ограничения осадки.

ТАБЛИЦА К ГЛАВЕ 6.

ТАБЛИЦА К ГЛАВЕ 6

Таблица 6.1. Трудозатраты на строительство подпорных стенок

Тип стенки	Трудозатраты, чел.-ч/м ²
Армированный грунт без парапета	4,1
То же, с парапетом	4,7
Товарный бетон	11,2
Железобетон	11,5
Ряженая конструкция	13,4

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 8

Таблица 8.1. Базисная стоимость облицовки, используемая для калькуляции подпорных стенок и мостовых устоев

Тип сооружения	Базисная стоимость облицовки (1956 г.), фунт.стерл/ м ²	Примечания
Со свайным фундаментом	20	Базисная стоимость относится к региону северной Англии, для остальных районов она может оказаться другой
Подпорная стенка из железобетона	20-25	Базисная стоимость приведена для сооружения простой конструкции
Подпорная стенка из армированного грунта	15-20	Свайный фундамент предполагает три ряда свай глубиной 10-20 м
Устой из железобетона	30-35	Применение устоя из армированного грунта может повлечь за собой удлинение настила моста на 2-4 м
Устой из армированного грунта	20-25	Стоимость устоев указана без учета открылков и затрат на экскавацию грунта Стоимость сооружения из армированного грунта включает стоимость засыпки, в то время как для подпорных стенок из железобетона она не учитывается Потребность в материале засыпки для сооружения из армогрунта с вертикальной гранью может оказаться меньше, чем для традиционного сооружения (см. рис. 8.5)

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 8.

Таблица 8.2. Теоретическая и фактическая стоимость арматуры

Материал арматуры	Теоретическая удельная стоимость (на единичную площадь облицовки) [Коул, 1978]	Фактическая удельная стоимость [Боден, Ирвин, Покок, 1979]
Алюминиевый сплав NS51-Н4 [БС 4300/8]	101	-
Алюминиевый сплав NS51-Н8	77	-
Медь С101-1/2Н [БС 2870]	346	-
Оцинкованная мягкая сталь KHR 34/2P [БС 1449, ч. 1]	100	100
Оцинкованная особо мягкая сталь KHR 53/35P [БС 1449, ч. 1]	73	-
Холоднокатаная нержавеющая сталь 316516 (БС 1449, ч. 2)	172	205
Твердая нержавеющая сталь 316516 (БС 1449, ч. 2)	118	-
Пластик, армированный стекловолокном	271	360
Полиэтиленовая сталь	271	56-230
Мягкая сталь с пластиковым покрытием	-	162
Гофрированная мягкая сталь с алюминиевым покрытием	-	56

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 8.

Таблица 8.3. Расход энергии на строительные материалы

Материал	Расход
Гравий	0,104 г Дж/т
Песок	0,128 “
Обыкновенный портландцемент (ОПЦ)	8,2 “
Шлаковый цемент (ШЦ)	3 “
Вода	0,004 “
Бетон (смешивание)	0,058 “
Арматура из мягкой ткани (стержни, сетки)	22,8 “
Предварительно напряженная сталь (стержни, тросы)	28,3 “
Пластики (листы из полиэтилена высокой плотности)	84 “
Бетон (340 кг ШЦ на 1 м ³)	2,18 г Дж/т
Бетон (360 кг ОПЦ на 1 м ³)	3,28 “
Бетонные плитки	3,18 “
Расход производственной воды	
Бетон	6,3 л/м ³
Сталь (арматура, предварительно напряженные, конструктивные элементы)	55 м ³ /т
Отчуждение площади на производство материалов	
Бетон	0,69 м ³ / м ³
Сталь	5 м ³
Загрязнение выделением сернистого газа	
Бетон	0,37 кг/м ³
Сталь	2 кг/т
Пыление	
Бетон	1,29 кг/м ³
Материалы засыпки (песок, гравий)	1,1 “
Сталь	2,7 кг/т
Трудозатраты на изготовление материалов и транспортировку	
Бетон	1 чел.-ч/м ³ (производство)
Сталь	1,45 чел.-ч/м ³ (транспорт)
	10 чел.-ч/т (производство)
	0,6 чел.-ч/т (транспорт)

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9.

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9

Таблица 9.1. Классификация сооружений из армированного грунта

Расчетный срок эксплуатации и назначения	Долговечность
Постоянные сооружения: США: 60-100 лет Великобритания: 120 лет	Тщательное изучение (за исключением тех случаев, когда армирование насыпей осуществляют для обеспечения временной устойчивости)
Сооружения ограниченного срока эксплуатации: 1-20 лет	Упрощенное изучение
Временные сооружения: 1-100 недель	Изучение не проводится

Таблица 9.2. Классификация грунтов по их агрессивности

Параметры	Классификационный показатель
Вид грунтов: мел, меловый рухляк, опесчаненый мергель, песок суглинок, суглинистый мергель, супесь или заглинизированный песок глина, глинистый мергель или гумус торф, ил или болотные отложения	-2 0 2 4
Состояние грунта: молекулярная влагоемкость грунт с нарушенной структурой неоднородные грунтовые условия отсутствие влаги ненарушенный грунт однородные грунтовые условия	1 2 3 0 0 0
Сопротивление грунтов, Ом·см: свыше 10000 5000-10000 2300-5000 ниже 1000	0 1 2 4
Влажность, %: свыше 20 ниже 20	
Показатель pH: выше 6 ниже 6	1 0
Общая кислотность (мг-экв/кг): ниже 2,5 2,5-5 свыше 5	0 2 4
Потенциал окисления – восстановления (эталонный водородный электрод, мВ, pH = 7): свыше 400 (430 для глин) 200-400 0-300 ниже 0	- 2 0 2 4
Общая щелочность (мг-экв/кг при pH = 4,8): свыше 1000 200-1000 ниже 200	-2 -1 0

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9.

Бактерии, поглощающие сероводород и сульфаты: отсутствуют следы (ниже 5% сульфидов) присутствуют (свыше 5% сульфидов)	0 2 4
Включение угля, кокса или шлаков: присутствуют отсутствуют	4 0
Хлориды, %: свыше 100 ниже 100	1 0
Сульфаты, %: свыше 1000 500-1000 200-500 ниже 500	3 2 1 0
Сумма классификационных показателей: отрицательная – практически неагрессивная 0-4 – слабоагрессивная 5-10 – агрессивные свыше 10 – весьма агрессивные	

Примечание. Эта классификация основана на возможности путем измерения сопротивления грунтов выявить их способность к окислению (электрохимическая коррозия). Определение потенциала окисления – восстановления позволяет установить для конкретного грунта условия деятельности сульфатопоглощающих бактерий (биологическая коррозия).

Таблица 9.3. Оценка агрессивности грунтов по отношению к металлам

Свойства грунтов	Агрессивные	Среднее значение для агрессивных грунтов	Неагрессивные	Среднее значение для неагрессивных грунтов
Сопротивление, Ом·см	<200	1156	> 2000	30400
Потенциал окисления – восстановления при pH = 7	< 0,400	0,263	> 0,400	0,520
Эталонный водородный электрод, В	Для глин	-	Для глин	-
Предельно допустимое значение влажности, %	< 0,430 > 20	28,5	> 0,430 <20	12,1

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9.

Таблица 9.4. Значения сопротивления для различных грунтов

Грунт	Сопротивление в насыщенном состоянии, Ом·см
Флювиальный сланец	505
Темный сланец	7645
Искусственный морской песок	2100
Глинистый песок	3900
Мелкозернистый песок	4340
Речной песок, %:	21400
10 Cl ⁻	12780
20 Cl ⁻	10500
100 Cl ⁻	5370
300 Cl ⁻	3270
50 SO ₄ ⁼	8100
150 SO ₄ ⁼	3630
500 SO ₄ ⁼	1450
Выветрившиеся сланцы	1420
Песок	3860
Мелкозернистый песок	23000
То же	4570
Смесь песок-песок-гравий	7000
Песок	20000

Таблица 9.5. Относительное влияние влажности на коррозию

Влажность, %	Эффект коррозии
< 5	Слабый или отсутствует
5	Нижний порог
5 < W < 30	С влажностью возрастает
30 < W < 60	Условия способствуют поверхностной коррозии
> 60	Уменьшается
W < 30 и W > 60	Преобладает риск глубинной коррозии

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9.

Таблица 9.6. Химический состав нержавеющей сталей

Тип стали	Добавки, %			
	C	C _T	N _i	другие элементы
Мартенситные хромистые стали				
410	0, 15 макс.	11,5 – 13,5	–	–
416	0,15 “	12 – 14	–	Se, Mo или Zr
420	0,35-0,45	12 – 14	–	–
431	0, 2 макс.	15 – 17	1,25 – 2,5	–
440A	0,6-0,75	16 – 18	–	–
Ферритные незакаленные стали				
405	0, 8 макс.	11,5 – 14,5	0, 5 макс.	0,1 – 0,3 Al
430	0,12 “	14 – 18	0,5 “	–
442	0,25 “	18 – 23	0,5 “	–
446	0,2 “	23 – 27	0,5 “	0,23 N макс.
Аустенитные хромоникелевые стали				
201	0, 15 макс.	16 – 18	3,5 – 5,5	5,0 – 7,5 Mn, 0,25 макс.
202	0,15 “	17 – 19	4 – 6	макс.
301	0,15 “	16 – 18	6 – 8	7 – 10 Mn, 0,25 макс.
302	0,15 “	17 – 19	8 – 10	макс.
304	0, 8 макс.	18 – 20	8 – 12	2 Mn макс.
304L	0,03“	18 – 20	8 – 12	2 Mn “
310	0,25 “	24 – 26	19 – 22	1 Si макс
316	0,1“	16 – 18	10 – 14	1 Si”
316L	0,03“	16 – 18	10 – 14	1,5 Si“
317	0,08 “	18 – 20	11 – 14	2-3 Mo
321	0,08 “	17 – 19	8 – 11	2-3 Mo
347	0,08 “	17 – 19	9 – 13	3-4 Mo
				Ti 4×C (мин.) Nb + Ta 1×C (мин.)

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9.

Таблица 9.7. Оценка стойкости синтетических волокон под воздействием различных агентов

Агенты воздействия	Типы синтетических волокон				
	полиэфир	полиамид	полиэтилен	полипропилен	полихлорвинил
Грибки	Плохо	Хорошо	Отлично	Хорошо	Хорошо
Насекомые	Удовлетворительно	Удовлетворительно	“	Удовлетворительно	“
Паразиты	“	“	“	“	“
Минеральные кислоты	Хорошо	“	“	Отлично	“
Щелочи	Удовлетворительно	Хорошо	“	“	“
Теплота в воздушно-сухом состоянии	Хорошо	Удовлетворительно	Удовлетворительно	Хорошо	Удовлетворительно
Теплота в условиях повышенной влажности	Удовлетворительно	Хорошо	“	“	“
Окисляющие агенты	Хорошо	Удовлетворительно	Хорошо	Плохо	“
Истирание	Отлично	Отлично	Отлично	Хорошо	Отлично
Ультрафиолетовые лучи	“	Хорошо	Хорошо	Плохо	“

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 9.

Таблица 9.8. Сравнительные данные свойств материалов для армирования грунта

Материалы для армирования грунтов	Стоимость	Особенности обращения	Качество засыпки	Коррозионная стойкость
Оцинкованная мягкая сталь	Низкая до умеренной	Обладает тяжелым весом; требует осторожность	Умеренное	Хорошая
Алюминий и сплавы	То же	Обладают малым весом; требуют осторожного обращения	Повышенная	Удовлетворительная
Нержавеющая сталь	Высокая	Требует осторожность	Умеренное	Отличная, исключая анаэробные условия
ПАСВ	Средняя	То же	Имеет значение	Отличная (без перегрузки)
Текстиль	Низкая	Обладает малым весом, но подвержен ветровому воздействию	Умеренное	То же
Геосетка	Низка до умеренной	Требует осторожность	Не имеет значение	Хорошая

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10.

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10

Таблица 10.1.

Глубина, м	Растягивающие усилия по МКЭ, кН/м		
	жесткое основание	слабое основание	по Ренкину
3	7	17	11
4	7	21	15
5	5	29	18
6	6	54	22

Таблица 10.2.

h_i , м	$V = 0,25$ м	$V = 0,3$ м	$V = 0,4$ м	$V = 0,5$ м
	$T_{hi} T_{wi} T_{fi} T_{mi}$	$T_{hi} T_{wi} T_{fi} T_{mi}$	$T_{hi} T_{wi} T_{fi} T_{mi}$	$T_{hi} T_{wi} T_{fi} T_{mi}$
1				2,56 3,16 4,68 1,17
3	11,8 1,58 0 0,8	10,07 1,9 0 0,96	10,5 2,54 0 1	7,69 3,16 1,39 1,17
5				
7				
9,2				
Ширина элемента облицовки двутаврового сечения	$V = 0,25$ м при $H = 5 - 7$ м	$V = 0,3$ м при $H = 5 - 7$ м	$V = 0,4$ м при $H = 3 - 5$ м	$V = 0,5$ м при $H = 0 - 3$ м
	$[11,8 + 1,58 + 0,8] \times 1,2 = 15,8$ кН $F_{So} = 2,10$	$[10,07 + 1,9 + 0,96] \times 1,2 = 15,6$ кН $F_{So} = 2,10$	$[10,5 + 2,54 + 1] \times 1,2 = 16,8$ кН $F_{So} = 1,98$	$[2,56 + 3,16 + 4,68 + 0,39] \times 1,2 = 13$ кН $F_{So} = 2,55$

Таблица 10.3.

Глубина от поверхности, м	Шаг по вертикали V , м	Порядковые номера слоев арматуры от подошвы сооружения
Вариант № 1		
0-3	0,5	22-26
3-5	0,4	16-21
5-7	0,3	9-20
7-9,2	0,25	1-8
Вариант № 2		
0-2	0,5	12-15
2-5	0,8	9-11 *
5-7	0,6	5-8 *
7-9,2	0,5	1-7 *

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10.

Таблица 10.4.

Слой	L_i , м	h_i , м	R_F кН
15	3,8	0,4	20,2 + 62,3 = 82,5 49,1 + 67,2 = 106,3 Следовательно, общая прочность значительно выше нагрузки > T
14	4,1	0,9	
13	4,4	1,4	
12	4,7	1,9	
11	5,2	2,9	
10	6,9	3,7	

Таблица 10.5.

Слой	L_i , м	h_i , м	R_F кН
15	1,4	0,4	7,4 + 22,9 = 30,3 20,3 + 27,9 = 48,2 32,2 + 32,8 = 65 > 66,4 66,4 В целом $R_F > T$
14	1,7	0,5	
13	2	1,4	
12	2,3	1,9	
11	4,8	2,9	
1-10			

Таблица 10.6.

Глубина, м	№ армирующего слоя	Количество сеток в слое	Длина сеток, м		Общая длина сеток в слое, мм
			нижней	верхней	
Высота стенки 7-9,2 м					
0,5	1	1	6	-	6
1	2	1	6	-	6
1,5	3	1	6	-	6
2,2	4	1	6	-	6
2,9	5	2	6	4	10
3,7	6	2	7,5	5	12,5
4,5	7	2	7,5	5	12,5
5,2	8	2	7,5	5	12,5
5,8	9	2	7,5	5	12,5
6,4	10	2	9	6	15
7	11	2	9	6	15
7,5	12	2	9	6	15
8	13	2	9	6	15
8,5	14	2	9	6	15
9	15	2	9	6	15
Высота стенки 6-7 м					

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10.

0,5	1	1	5	-	5
1	2	1	5	-	5
1,5	3	1	5	-	5
2,2	4	1	5	-	5
2,9	5	2	5	3,5	8,5
3,7	6	2	5	3,5	8,5
4,5	7	2	5	3,5	8,5
5,1	8	2	5	3,5	8,5
5,8	9	2	5,75	4	9,75
6,4	10	2	5,75	4	9,75
7	11	2	5,75	4	9,75
Высота стенки 0-6 м					
0,5	1	1	5	-	5
1	2	1	5	-	5
1,5	3	1	5	-	5
2,2	4	1	5	-	5
2,9	5	2	5	3,5	8,5
3,7	6	2	5	3,5	8,5
4,5	7	2	5	3,5	8,5
5,1	8	2	5	3,5	8,5
5,8	9	2	5,75	4	9,75

Примечание. Ширина каждой сетки 500 мм, т.е. на каждый двутавровый элемент облицовки шириной 2×600 мм приводится по две сетки.

Таблица 10.7.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
h_i	0,75	1,25	1,75	2,25	2,7	3,15	3,6	4,95	4,95	4,95	5,4	5,85	6,3	6,75	7,2	7,5
T_{hi}	4,5	3,75	5,25	6,75	7,29	8,51	9,72	10,94	12,15	13,37	14,58	15,8	17,01	18,23	19,44	20,66

Таблица 10.8.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
H_i	-	-	-	0,25	0,7	1,15	1,6	2,05	2,5	2,95	3,4	3,85	4,3	4,75	5,2	5,65
D_i	-	-	-	1,95	2,375	2,6	2,825	3,05	3,275	3,5	3,725	3,95	4,175	4,4	4,625	4,85
T_{Si} (пост.)	-	-	-	10,95	9	8,21	7,56	7	6,52	6,1	5,73	5,4	5,11	4,85	4,62	4,4
T_{Si} (времен.)	-	-	-	17,37	14,26	13,03	12	11,1	10,34	9,68	9,09	8,57	8,11	7,7	7,32	6,98

Таблица 10.9.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
h_i	-	-	-	0,25	0,7	1,15	1,6	2,05	2,5	2,95	3,4
T_{Fi}	6,85	5,9	4,95	4,03	3,52	3	2,5	1,98	1,47	0,96	0,45

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10.

Таблица 10.10.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
h_i	0,75	1,25	1,75	2,25	2,7	3,15	3,6	4,05	4,5	4,95	5,4	5,85	6,3	6,75	7,2	7,65
T_{Fi}	11,24	4,84	4,63	4,42	4,23	4,04	3,85	3,65	3,46	3,27	3,08	2,89	2,69	2,5	2,31	2,12
Дополнительное усилие	6,85	5,9	4,95	4,03	3,52	3	2,5	1,98	1,47	0,96	0,46	-	-	-	-	-
Общее усилие	18,09	10,74	9,58	8,45	7,75	7,04	6,35	5,63	4,93	4,23	3,53	2,89	2,69	2,5	2,31	2,12

Таблица 10.11.

слой	4	5	6	7	8	9	10	11
h_i	0,25	0,7	1,15	1,6	2,05	2,5	2,95	3,4
T_{Fi}	17,88	15,58	13,28	10,97	8,67	6,37	4,07	1,77

Таблица 10.12.

слой	1	2	3
h_i	0,75	1,25	1,75
T_{Fi}	15,95	26,58	37,21

Таблица 10.13.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
h_i	0,25	0,75	1,25	1,75	3,3	2,65	3,1	3,55	4	4,45	4,9
T_{Fi}	14,51	13,05	11,6	10,14	7,95	6,77	5,59	4,41	3,24	2,06	0,88

Таблица 10.14.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
T_{Fi}	15,41	13,28	11,14	9,07	7,92	6,75	5,63	4,46	3,31	2,16	1,01

Таблица 10.20.

Размеры сечения	A	y _b	A _y	y'	A _y ' ²	I
1190×75	89250	187,5	16734375	35,5	112500000	41800000
2×150×100	30000	75	2250000	77	177900000	56300000
4×150×55/2	16500	100	1650000	52	44600000	20600000
	135750		20634375		335×10 ⁶	118,7×10 ⁶

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10 (продолжение)

Таблица 10.15.

слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Случай 1	18,09	10,74	9,58	8,45	7,75	7,04	6,35	5,63	4,93	4,23	3,53	2,89	2,69	2,5	2,31	2,12
Случай 2	15,95	26,58	37,21*	17,88	15,58	13,28	10,97	8,67	6,37	4,07	1,77	-	-	-	-	-
Случай 2А	14,51	13,03	11,6	10,14	7,95	6,77	5,59	4,41	3,24	2,06	0,88	-	-	-	-	-
Случай 3	15,41	13,28	11,14	9,07	7,92	6,75	5,63	4,46	3,31	2,16	1,01	-	-	-	-	-
Предельное значение	18,09	13,28	11,6	17,88	15,58	13,28	10,97	8,67	6,37	4,23	3,53	2,89	2,69	2,5	2,31	2,12
Для случаев	1	3	2А	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1

* Пренебрегаются в связи с нереальным распределением усилия при торможении. См. примечание к табл. 10.8

Таблица 10.16.

Слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
h_i	0,75	1,25	1,75	2,25	2,7	3,15	3,6	4,05	4,5	4,19	5,40	5,85	6,3	6,75	7,2	7,65
$0.0165h_i^3$	0,03	0,07	0,19	0,19	0,32	0,52	0,77	1,1	1,5	2	2,6	3,3	4,13	5,07	6,61	7,39
$0.0595h_i^3$	0,13	0,21	0,4	0,3	0,43	0,59	0,77	0,98	1,2	1,46	1,74	2,03	2,36	2,71	3,08	3,48
$1.1035h_i$	0,83	1,38	1,38	2,48	2,98	3,47	3,97	4,47	4,96	5,46	5,96	6,45	6,95	7,45	7,94	8,44

Таблица 10.19.

Слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
h_i	0,75	1,25	1,75	2,25	2,7	3,15	3,6	4,05	4,5	4,95	5,4	5,84	6,3	6,75	7,2	7,65
L_i	0,84	0,5	0,36	0,28	0,23	0,2	0,17	0,35	0,14	0,13	0,11	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Предельное значение (табл. 10.16)	37,6	31	31,6	65,7	59	56,1	53,6	51,4	49,7	49,3	50,5	52	54,1	56,5	59	61,8
Длина связности, м	31,6	15,5	13,8	10,8	13,5	11,2	9,1	7,7	7	6,4	5,5	5,2	5,4	5,6	5,9	6,1

Таблица 10.17.

№ слоя	T _{hi} , от веса засыпки	T _{wi} , от веса засыпки	T _{fi} от усилия при торможении	T _{si}		T _{mi}		T _{Mi}		Сочетание постоянных нагрузок (графы)					Предельные значения в сочетаниях	
				от постоянной нагрузки	от временной нагрузки	от активных сил	от пригрузки	от усилия приторможения	от усиления приторможения	постоянная нагрузка	2+4+7+1 0	12+5+11	12+3+8+ 1/2 [5+11]	13+6		14+6+9
1	4,5	5,4	18,09	-	-	0,03	0,13	0,83	-	-	9,11	17,13	18,65	35,22	37,57	37,57
2	3,74	3,6	13,28	-	-	0,07	0,21	1,38	-	-	8,4	16,42	16,22	29,7	30,88	30,88
3	5,25	3,6	11,6	-	-	0,19	0,4	1,93	-	-	10,02	18,04	18,03	29,64	31,56	31,56
4	6,75	3,6	17,88	10,95	17,37	0,19	0,3	2,48	4,58	8,02	22,47	47,86	39,07	65,74	59,43	65,74
5	7,29	3,24	15,58	9	14,26	0,32	0,43	2,98	4,58	8,02	21,19	43,47	36	59,05	54,56	59,05
6	8,51	3,24	13,28	8,21	13,03	0,52	0,59	3,47	4,58	8,02	21,82	42,87	36,175	56,15	52,93	56,15
7	9,72	3,24	10,97	7,56	12	0,77	0,77	3,97	4,58	8,02	22,63	42,65	36,65	53,62	51,59	53,62
8	10,94	3,24	8,67	7	11,1	1,1	0,98	4,47	4,58	8,02	23,62	42,74	37,4	51,41	50,54	51,41
9	12,15	3,24	6,37	6,52	10,34	1,5	1,2	4,96	4,58	8,02	24,75	43,11	38,37	49,46	49,7	49,7
10	13,37	3,24	4,23	6,1	9,68	2	1,46	5,46	4,58	8,02	26,05	43,75	39,60	47,96	49,29	49,29
11	14,58	3,24	3,53	5,73	9,09	2,6	1,74	5,96	4,58	8,02	27,49	44,6	41,03	48,13	50,52	50,52
12	15,8	3,24	2,89	5,40	8,57	3,3	2,03	6,95	4,58	8,02	29,08	45,67	42,65	48,56	51,99	51,99
13	17,01	3,24	2,69	5,11	8,11	4,13	2,36	6,95	4,58	8,02	30,83	46,96	44,5	49,65	54,14	54,14
14	18,23	3,24	2,5	4,85	7,7	5,07	2,71	7,45	4,58	8,02	32,73	48,45	46,54	50,96	56,49	56,49
15	19,44	3,24	2,31	4,62	7,32	6,10	3,08	7,94	4,58	8,02	34,8	50,14	48,79	52,45	59,04	59,04
16	20,66	3,24	2,13	4,4	6,98	7,39	3,48	8,44	4,58	8,02	37,03	51,25	51,25	54,15	61,81	61,81

д.д.д.

ТАБЛИЦЫ К ГЛАВЕ 10 (продолжение).

Таблица 10.18.*

Слой	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
h _i	0,75	1,25	1,75	2,25	2,7	3,15	3,6	4,05	4,5	4,95	5,4	5,84	6,3	6,75	8,2	7,6
L _i Γ10 ²	11	6,5	4,6	3,6	3	2,6	2,2	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	0
Предельное значение (табл. 10.16)	37,6	31	31,6	65,7	59,0	56,1	53,6	51,4	49,3	49,3	50,5	52	54,1	56,5	59	61,8
Длина связности, м	4,1	2	1,5	2,4	1,8	1,5	1,2	1					>1			

* Примечание. Эффективность сеточной арматуры в отношении обеспечени связности очевидна из сравнения табл. 1.17 и 10.18.