

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет
имени И. Т. Трубилина»

С. И. Маций, А. К. Рябухин

СВАЙНО-АНКЕРНЫЕ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Монография

Краснодар
КубГАУ
2017

УДК 624.154
ББК 38.58
М36

Р е ц е н з е н т ы:

Э. М. Добров – д-р техн. наук, профессор
(Московский автомобильно-дорожный
государственный технический университет);

С. И. Евтушенко – д-р техн. наук, профессор
(Южно-Российский государственный политехнический
университет (НПИ) имени М. И. Платова)

Маций С. И.

М36 Свайно-анкерные противооползневые конструкции :
монография / С. И. Маций, А. К. Рябухин. – Краснодар :
КубГАУ, 2017. – 189 с.

ISBN 978-5-00097-369-1

В монографии освещены вопросы совместной работы свай и анкерных свай в составе конструкции противооползневых сооружений. Представлена комплексная методика по определению типоразмеров анкерных свай в зависимости от параметров буронабивных свай для более рационального проектирования мероприятий и конструкций по инженерной защите транспортных сооружений от воздействия опасных природных и природно-техногенных процессов.

Предназначена для научных работников и специалистов в области геотехники и проектирования, а также аспирантов, магистрантов и студентов строительных вузов и факультетов.

УДК 624.154
ББК 38.58

ISBN 978-5-00097-369-1

© Маций С. И.,
Рябухин А. К., 2017
© ФГБОУ ВО «Кубанский
государственный аграрный
университет имени
И. Т. Трубиллина», 2017

ВВЕДЕНИЕ

В качестве мероприятий по укреплению и защите от обрушения ослабленных склонов и участков откосов применяются типовые сооружения из буронабивных свай с заделкой в несмещаемые подстилающие грунты (коренные породы), объединенные монолитным железобетонным ростверком. Данное решение конструкции, как правило, оптимальное, а в ряде случаев и единственно возможное в сложившихся инженерно-геологических условиях. Но в последнее время все более широкое распространение получает применение в составе конструкции противооползневых сооружений анкерных свай, что позволяет значительно снизить стоимость сооружения в целом.

Вместе с тем механизм взаимодействия элементов свайно-анкерной конструкции противооползневых сооружений изучен недостаточно. Надежность и безопасность работы подобных сооружений обеспечивается применением завышенных коэффициентов запаса, а также выбором больших, чем требуется типоразмеров элементов конструкций. В результате возникает увеличение трудоемкости и материалоемкости строительства удерживающих сооружений, что отрицательно сказывается на их экономической эффективности.

В данной ситуации необходимо использовать обоснованную методику по определению типоразмеров анкерных свай в зависимости от параметров буронабивных свай для более рационального проектирования мероприятий и конструкций по инженерной защите транспортных сооружений от воздействия опасных природных и природно-техногенных процессов (оползни, сейсмика и др.).

ГЛАВА 1. СВАЙНО-АНКЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ МЕРОПРИЯТИЙ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ОТ ОПОЛЗНЕЙ

1.1 Устройство противооползневых сооружений. Современные тенденции проектирования свайно-анкерных конструкций

Оползневые процессы представляют собой перемещение массы грунта под действием гравитационных сил вниз по склону [35], а в ряде случаев при возникновении дополнительных нагрузок (техногенная пригрузка бровки откоса или склона, сейсмические воздействия и т. п.). Зачастую на склоне протекает медленная непрерывная деформация, не уловимая на глаз [34]. Предварительно подготавливаемый в течение длительного времени, оползень представляет собой лишь бурное проявление данного процесса.

Коэффициент устойчивости склона определяется с учетом значительного количества различных факторов. При этом выбор расчетной модели зависит от типа оползневых смещений. В соответствии с типом и скоростью смещения, состоянием грунта по влажности и других внешних признаков существует целый ряд классификаций оползней [34].

Разработанная *Н. Н. Масловым* классификация часто применяется при выборе наиболее эффективного пути обеспечения необходимой устойчивости откосов и склонов. Он разделяет: вывалы и обвалы, обрушение с вращением и со срезом, оползни покровные, скол при просадке, соскальзывание (скольжение), оплывы. От вида деформаций, характеризующихся скоростью смещений (м/сут–м/с), зависит характер мероприятий инженерной защиты территории.

Наиболее часто для их укрепления оползнеопасных склонов применяют свайные удерживающие сооружения [84]. Они предназначены для удержания грунта, сдвигающегося от действующих оползневых нагрузок, между сваями.

В последние 10–15 лет все чаще в практике строительства применяется устройство анкерных свай типа *Titan* (или аналог) совместно с буронабивными сваями. Данная технология представляет собой увеличение несущей способности свайных противооползневых сооружений анкерными сваями (анкерами) типа *Titan* или аналогичных.

Применение комбинированных свайно-анкерных конструкций в качестве мероприятий защиты от опасных инженерно-геологических процессов позволяет:

- уменьшить заделку свайных сооружений в коренные породы, так как расчетная схема изменяется с консольной на балку на двух опорах;
- уменьшить количество свай за счет увеличения шага свай в ряду;
- снизить общую стоимость строительно-монтажных работ свайного противооползневого сооружения за счет уменьшения объемов работ по устройству буронабивных свай;
- осуществлять мониторинг за напряженно-деформированным состоянием (НДС) противооползневого сооружения путем измерения напряжений в анкерных сваях.

Применение данной технологии позволяет изменить расчетную схему противооползневого сооружения относительно типовых решений, что приводит к снижению напряжений в конструкции. Буронабивная свая, защемленная в коренные породы, работает как консольный элемент. При добавлении в конструкцию сооружения анкера (например, в ростверк), расчетная схема меняется на простую балку.

В результате, без потери эффективности, становится возможным уменьшить параметры сооружений, а именно диаметр и длину свай (уменьшение величины заделки в коренные породы). Учитывая большую разницу в цене устройства буронабивной сваи и анкера, возможно, снизить стоимость строительства противооползневых сооружений до 30 %.

Проектированию по отдельности свайных противооползневых сооружений и анкерных посвящено множество работ российских и зарубежных ученых, разработано множество нормативных документов и рекомендаций. Вопрос же их совместной работы в составе конструкции противооползневых сооружений по состоянию на настоящий момент не отражен в российских нормативных документах, что вызывает определенные трудности при проектировании и строительстве сооружений подобного рода.

Согласно [7] расчет свайной конструкции (для общего случая) предлагается выполнять в следующей последовательности:

- оценивают устойчивость оползневого склона (с учетом наихудших климатических погодных условий);
- находят расчетную оползневую нагрузку (E_{on}), которая приходится на 1 м ширины массива и учитывает, исходя из условия для сохранения длительной устойчивости склона, значение для коэффициента запаса ($K_{зан}$);
- назначают ориентировочные параметры конструкции, необходимые для полного восприятия расчетной оползневой нагрузки (E_{on});
- определяют усилия в конструкции от расчетной оползневой нагрузки (E_{on});
- производят проверку элементов конструкции по несущей способности и деформациям.

В соответствии с [40] для анкерной конструкции предлагается следующая последовательность расчета (для общего случая):

- степень устойчивости массива оползня оценивают с учетом наихудших климатических погодных условий;

- находят расчетную оползневую нагрузку (E_{on}) на 1 м ширины оползня, с учетом требуемого значения для коэффициента запаса ($K_{зан}$) при условии сохранения длительной устойчивости;

- анкерное усилие (Ω), рассчитывают на полное восприятие полученной оползневой нагрузки (E_{on});

- общее анкерное усилие ($\Omega_{общ}$), необходимое для обеспечения предельного равновесия всего оползневого массива, расположенного выше по склону, определяют с учетом его ширины (B);

- предварительно назначают расчетное усилие натяжения и конструкцию анкерной тяги;

- исходя из условий безопасности определяют удельную нагрузку ($P_{без}$) на грунты от анкерной плиты;

- подбирают конструктивное решение анкерной плиты;

- требуемое усилие натяжения анкера (Ω_t) определяют с учетом осадки (S) для анкерной плиты, а также деформационных свойств тяги;

- предварительно при релаксации в арматуре напряжений, а также деформации анкеров оценивают потери от натяжения;

- рассчитывают удельную допустимую нагрузку ($P_{дон}$) от плиты анкера на оползневые грунты;

- в ряде случаев уточняют размеры плит, а также усилие для предварительного натяжения анкеров (Ω_t);

- обозначают места расположения анкерных затяжек в плане склона или откоса, предварительно определив их количество (n);

- выбирают конструкцию и выполняют расчет заделки анкера.

Главными задачами при проектировании свайно-анкерных сооружений являются:

- учет различия деформаций (перемещений) для буронабивных и анкерных свай;
- определение типоразмеров свай и анкерных свай исходя из их несущей способности, а также рациональности применения в единой конструкции;
- назначение компенсационных мероприятий в конструкции узлов крепления анкерных свай.

1.2 Исследование диапазона перемещений буронабивных свай

Задача по учету деформаций (перемещений) для анкерных и буронабивных свай особенно актуальна в современном проектировании противооползневых конструкций, так как проектировщик при определении максимально допустимых деформаций, а именно горизонтальных перемещений свай, должен руководствоваться техническим заданием Заказчика, в котором должны быть указаны эти значения. Но Заказчик не в состоянии правильно оценить и указать необходимые условия, касающиеся предельных перемещений сооружения.

По данному вопросу в [68] п. 7.4.17 регламентируется, что расчетом должно быть обеспечено выполнение условия:

$$\Delta r \leq S_{np}, \quad (1.1)$$

где Δr – расчетное горизонтальное перемещение сваи в уровне подошвы ростверка, м;

S_{np} – предельно допустимое значение горизонтального перемещения сваи, устанавливаемое в техническом задании, м.

Также согласно [67] приложения В, в расчетах на совместное действие горизонтальных сил, момента и вертикальной составляющей должны быть:

1) расчет по деформациям, с проверкой расчетных значений горизонтальных перемещений оголовка сваи (u_p) и угла на соответствие предусмотренным допускам

$$u_p \leq u_u; \quad (1.2)$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (1.3)$$

где u_p, ψ_p – расчетные значения горизонтальных перемещений оголовка сваи, м, и угла ее поворота, рад, соответственно;

u_u, ψ_u – предельно допустимые значения горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, соответственно.

Обозначенные параметры u_u , и ψ_u необходимо принимать при проектировании исходя из условий нормальной эксплуатации конструкций зданий и сооружений;

2) проверка поперечного сечения сваи по первой и второй группам предельных состояний (прочностные расчеты, расчеты по трещинообразованию и определению величины их раскрытия) от совместного действия полученных усилий – момента, вертикальных и поперечных сил.

Согласно неактуализированной редакции [67] приложения 1 п. 2, в расчетах на совместное действие горизонтальных сил, момента и вертикальной составляющей также должны быть:

1) расчеты свай по несущей способности (если существует вероятность развития 2-й стадии НДС грунта), выполненные с соблюдением следующего условия:

$$H \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (1.4)$$

где H – поперечная сила, кН (тс), расчетное значение, приходящееся на одну сваю;

γ_k – коэффициент равный 1,4 (коэффициент по надежности);

F_d – несущая способность, полученная для свай в соответствии с указаниями п. 10;

2) расчеты устойчивости грунта, с проверкой согласно п. 13, при условии, что расчеты выполняются для возможности развития исключительно 1-й стадии НДС;

3) расчет по деформациям, с проверкой расчетных значений горизонтальных перемещений оголовка сваи (u_p) и угла (ψ_p) на соответствие предусмотренным допускам:

$$u_p \leq u_u; \quad (1.2)$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (1.3)$$

где u_p, ψ_p – расчетные значения горизонтальных перемещений оголовка сваи, м, и угла ее поворота, рад, соответственно, рассчитанные по требованиям, предусмотренным в п. 5;

u_u, ψ_u – предельно допустимые значения горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, соответственно, обозначенные в техническом задании.

В [56] п. 3.37 допустимая горизонтальная нагрузка на опору (сваю) $F_{d,r}$ кН (тс), определяется по формуле на основании результатов статических испытаний:

$$F_{d,r} \leq \frac{F_{u,r}}{V_q}, \quad (1.4)$$

где V_q – коэффициент надежности, равный 1,2;

$F_{u,r}$ – сопротивление сваи (предельное), которое принимается равным нагрузке, которая действует на одном этапе раньше, чем возникает критическая нагрузка с непрерывно возрастающими деформациями без ее увеличения; определяется по соответствующему графику.

Для рабочих свай, которые испытывают до заданных значений перемещений в соответствии с проектом, при выполнении контрольных испытаний, нагрузку, которая соответствует указанному на графике значению перемещения, принимают за предельное сопротивление ($F_{u,r}$). В случае, если таких ограничений нет, перемещения принимают равным 10 мм. Когда же допустимые перемещения превышают 10 мм или при возникновении необходимости по определению деформаций от заданной нагрузки, выполняют положенные испытания на действие горизонтальной нагрузки, в соответствии с п. 12.18, но при больших ступенях загрузки и с последующей разгрузкой до нуля после каждой ступени загрузки (рисунок 1.1).

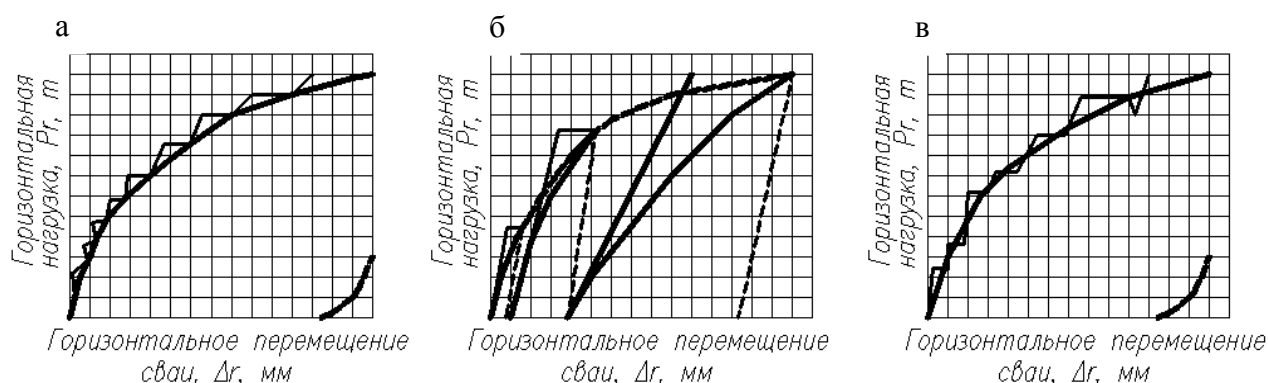


Рисунок 1.1 – Пример графиков (в зависимости от вида нагрузки) деформаций свай:

- а – нагрузка, возрастающая равномерно; б – нагрузка, возрастающая равномерно при полной разгрузке после каждой ступени;
- в – нагрузка, возрастающая равномерно при частичной разгрузке по ступеням

Также, согласно [58] в примечании к п. 6.6 указано, что для свай или свай оболочек по результатам испыта-

ний от статической горизонтальной нагрузки возможно определить непосредственно расчетную нагрузку, которая может быть приложена на сваю или сваю-оболочку, исходя из предельных значений деформаций для строительных конструкций зданий и сооружений.

Исключая сооружения особо чувствительные к горизонтальным перемещениям, для остальных строительных конструкций зданий и сооружений рекомендуется принимать такую нагрузку, от действия которой значения горизонтальных деформаций свай-оболочек или свай в уровне нулевой отметки соответствует предельно допустимому значению, но не более 10 мм (при проведении испытаний по ГОСТ 5686-78).

Е. А. Сорочан в [65] (с. 169) также указывает предельно допустимое значение горизонтального перемещения 10 мм, ссылаясь на [57]. *В. А. Журнаджи* и *В. В. Николаев* в [20] (с. 322–323) указывают расчетные сопротивления основания свай горизонтальной нагрузке, исходя из ограничения горизонтальных перемещений сваи не более 10 мм.

Таким образом, предельно допустимое значение горизонтального перемещения сваи должно устанавливаться в техническом задании на проектирование. При отсутствии данного значения для жилищно-гражданского строительства его можно условно принимать равным 10 мм.

Необходимо отметить, что при проектировании противооползневых конструкций для защиты строящейся автодороги от опасных инженерно-геологических процессов на объектах в г. Сочи расчетные перемещения свай в свайных сооружениях, полученные с применением известных методик и использованием программного комплекса конечно-элементного анализа *Plaxis*, составили от 5 до 120 мм. При этом запас прочности конст-

рукции не исчерпался, конструкция удовлетворяла требованиям безопасности и надежности как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации.

Также вызывает сомнение идентичное ограничение по горизонтальным перемещениям (10 мм) для свай различной длины (с разными величинами консольной части и заделки) и различного диаметра (с разными значениями жесткости).

Таким образом, в подавляющем большинстве случаев невозможно указать в техническом задании значения предельных горизонтальных перемещений конструкции. Основными критериями для определения максимальных перемещений как свай, так и самой конструкции, является обеспечение их нормальной эксплуатации и работоспособности, т. е. такие перемещения, при которых свайный фундамент и сама конструкция остаются в нормальном состоянии и удовлетворяют требованиям безопасности и надежности.

1.3 Перемещения анкерных свай и методики проведения испытаний анкерных свай

Аналогичная ситуация в нормативной документации и с ограничением перемещений анкерных сооружений. Четкие и однозначные указания для применения при проектировании таких конструкций отсутствуют. Перемещение анкера возникают, когда он перестает сопротивляться вытягиванию.

В соответствии с разделом 9 [71], сопротивление вытягиванию является сопротивлением вытягиванию запрессованного элемента из грунта. Сопротивление определяется на основе результатов исследовательских

испытаний, испытаний на пригодность, результатов исследования грунта. Строятся графики, которые в итоге интерпретируются для каждого отдельного случая.

В соответствии с [6] необходимо выполнять пробные, контрольные и приемочные виды испытаний анкеров. При этом не обозначены граничные параметры перемещений при проведении испытаний.

В соответствии [71] также указывается о необходимости проведения трех видов испытаний: исследовательское испытание, испытание на пригодность и приемочное испытание. Исследовательские испытания (пробные испытания) проводят перед установкой рабочих анкеров и определяют:

- а) сопротивление анкера по поверхности раздела раствор/грунт (предельную несущую способность по грунту);
- б) критическую нагрузку ползучести анкерной системы;
- в) характеристики ползучести анкерной системы при нагрузке до разрушения;
- г) потерю эксплуатационных характеристик системы от нагрузки при предельном состоянии эксплуатационной надежности P_0 ; (P_0 – блокировочное усилие);
- д) условную свободную тягу.

Испытания на пригодность (контрольные испытания) подтверждают (для определенной проектной ситуации):

- а) способность анкера выдержать пробную нагрузку;
- б) ползучесть или потерю эксплуатационных характеристик анкерной системы до пробной нагрузки;
- в) условную свободную длину арматурного пучка.

Приемочные испытания подтверждают для каждого отдельного анкера:

- а) способность анкера выдержать пробную нагрузку;

б) ползучесть или потерю эксплуатационных характеристик системы при предельном состоянии эксплуатационной надежности, в случае необходимости;

в) условную свободную длину арматурного пучка.

Величина допустимых деформаций при этом также не оговаривается. Интересующие значения не обозначены в [6, 71] и в других нормативных документах. Тем самым, определить предельные значения для перемещений анкерной конструкции возможно только на основании многочисленных результатов испытаний в аналогичных грунтовых условиях.

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

- максимальные перемещения анкерных свай российскими и зарубежными нормативными документами не регламентированы;
- методика расчета перемещений отсутствует;
- перемещения определяются по результатам натуральных испытаний.

В настоящей работе использованы данные по испытаниям анкерных свай.

Стандартная методика проведения испытаний подразумевает следующее:

1. Для анкерных свай проводят испытания и выполняют блокировку на конструкции только при условии, что прочность на одноосное сжатие цементного камня заделки становится больше 21 МПа. При подборе состава инъецируемого цементного раствора определяется ориентировочный срок набора необходимой прочности, который в процессе работы может уточняться с учетом реальных условий и дополнительных воздействующих факторов.

2. В случае устройства предварительно-напряженных анкерных свай типа *Titan* необходимо выполнять

пробные, приемочные и контрольные виды испытаний. Все испытания выполняют выдерживающей ступенчато-возрастающей осевой нагрузкой. Перемещения оголовков анкеров фиксируют относительно неподвижной точки. В процессе натяжения для разделения общих деформаций на две составляющих (сдвиг заделки по грунту и упругое удлинение тяги) специально выполняют сбросы нагрузки до нулевых значений. Каждая ступень нагружения осуществляется с соответствующей временной выдержкой.

3. Перед натяжением производят следующие виды работ:

- устанавливают опорные плиты;
- устанавливают шайбы и фиксируют плиту посредством контргайки, навинчиваемой на выпуск анкерной штанги (тяги).

4. Во время испытаний усилия контролируют в соответствии с показаниями манометра (по гидравлическому домкрату), а измерительным прибором (прогибомером или индикатором часового типа) – перемещения (точность прибора должна быть более 0,01 мм), который устанавливается на неподвижной опоре. Предварительно домкрат оттарировывается, составляются акты тарировки. Соответствующие акты составляются и для измерительных приборов. При проведении испытаний для закрепляемых внутри противооползневых сооружений постоянных анкерных свай, домкрат устанавливают на специальный инвентарный упорный стол, который располагают в анкерном стакане.

5. Пробные испытания анкеров обрабатываются по стандартным методикам. Для каждой ступени нагружения разделяют суммарные перемещения на смещение тяги (упругие) на и смещения заделки (остаточные), а

также для постоянных анкерных свай определяют коэффициент ползучести, фактическую свободную длину тяги и несущую способность анкерной сваи.

6. Более 10 % всех анкерных свай подвергают контрольным испытаниям.

7. Для контроля на соответствие расчетной нагрузки фактической несущей способности для основной массы анкерных свай выполняют приемочные испытания. Испытания выполняют в процессе выполнения работ. В процессе испытаний определяют пригодность анкерной сваи как элемента крепления.

8. При выполнении испытаний фиксируют следующие показания: грунтовые и гидрогеологические условия на месте проведения, для скважин – время проходки, типы бурового оборудования, вид и количество промывочной жидкости; состав цементного раствора, водоцементное отношение, состав обойменного раствора; вид и количество добавок; для приготовления обойменного и цементного растворов – тип оборудования, необходимый, чтобы их приготовить; марка цемента; время на перемешивание; для каждой стадии – количество раствора, нагнетаемого по стадиям; для нагнетания раствора – давление; для проведения испытаний – метеорологические условия, а также другие данные, несущие полезную информацию об испытании.

9. Для постоянных анкерных свай нагрузку для испытаний P_u назначают $1,5 P_w$. Для временных – $1,25 P_w$. По полученным данным определяют: K_s – коэффициент ползучести; $P_{кр}$ – предельную нагрузку; Δl_s – остаточные перемещения; l_{ff} – свободную эффективную длину тяги.

10. Начинают выполнять испытания с нагрузки $P_0 = 0,2 P_u$. При этом помечают начальные значения пе-

перемещений оголовка анкерной сваи и доводят до значения P_u , выдерживая 15 мин по времени с замером перемещения оголовка через 1, 3, 5, 7, 10 и 15 мин, затем снижают нагрузку до значения P_0 , измеряют упругое перемещение оголовка анкерной сваи, увеличивают значения для нагрузки до блокировочной нагрузки, затем крепят на конструкции. Все данные испытаний (рисунок 1.2) фиксируют в соответствующем протоколе.

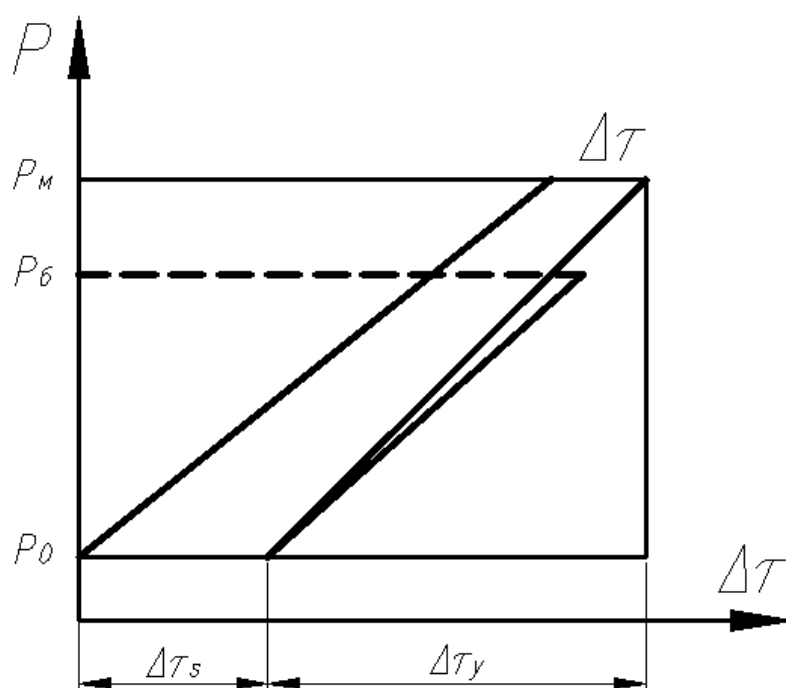


Рисунок 1.2 — Пример графика для приемочных испытаний анкерных свай

При проектировании свайно-анкерной конструкции важно учитывать целесообразность их применения в совместной конструкции, т. е. каждому диаметру свай при определенной длине должен соответствовать типоразмер анкера, исходя из их несущей способности, жесткостных параметров и пр.

ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ДИАПАЗОНА ДОПУСТИМЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1 Методика исследования диапазона предельно допустимых горизонтальных перемещений свай

В последние годы для стабилизации опасных инженерно-геологических процессов (оползней) в подавляющем большинстве случаев применяются противооползневые сооружения из буронабивных свай [64]. В настоящее время в соответствии с Российской нормативной документацией [66] предельно допустимое значение горизонтального перемещения сваи должно устанавливаться в техническом задании на проектирование. То есть проектировщик для определения горизонтальных перемещений свай должен руководствоваться техническим заданием Заказчика, в котором должны быть указаны эти значения. Но зачастую Заказчиком выступает лицо с юридическим, экономическим или другим образованием, но никак не специальным инженерно-техническим. В связи с чем, Заказчик просто не в состоянии правильно оценить и указать необходимые пункты технического задания, касающиеся технических параметров (предельных перемещений) сооружения. При отсутствии данного пункта в техническом задании, предельные значения перемещений в соответствии с [20, 65] принимают равным 10 мм.

Однако, при проектировании объектов в г. Сочи расчетные перемещения свай в свайных сооружениях, полученные с применением известных методик и использованием программного комплекса конечно-элементного анализа *Plaxis*, составили от 5 до 120 мм. При

этом запас прочности конструкции не исчерпался, конструкция удовлетворяла требованиям безопасности и надежности как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации. Также вызывает сомнение идентичное ограничение по горизонтальным перемещениям (10 мм) для свай различной длины (с разными величинами консольной части и заделки) и различного диаметра (с разными значениями жесткости).

На основании вышеизложенного, учитывая неоднозначную интерпретацию данного вопроса в нормативной документации, очевидно, что Заказчик в подавляющем большинстве случаев просто не в состоянии указать в техническом задании значения предельных горизонтальных перемещений конструкции, тем более противооползневых. Основным критерием для определения максимальных перемещений как свай, так и всей конструкции, в данном случае является обеспечение нормальной эксплуатации и работоспособности. Это достигается в случае если, несмотря на возникающие перемещения, свайный фундамент и сама конструкция остаются в нормальном состоянии и удовлетворяют требованиям безопасности и надежности.

Таким образом, основной задачей, отраженной в данной главе является исследование диапазона горизонтальных перемещений буронабивных свай (разного диаметра, длины, консольной части и пр.) противооползневых сооружений, исходя из условий обеспечения достаточных прочностных параметров свай.

Учитывая, что ограничения нормативных документов по горизонтальным перемещениям для свай не может быть идентичным (1 см), например, для свай диаметром 1200 мм и длиной 5 м и для свай диаметром 600 мм и длиной 15 м, то основными критериями для определения максимальных перемещений как свай, так и самой кон-

струкции, в данном случае является обеспечение их нормальной эксплуатации и работоспособности, т. е. такие перемещения, при которых свайный фундамент и сама конструкция остаются в нормальном состоянии и удовлетворяют требованиям безопасности и надежности. Таким образом, определяющими в данном случае являются критерии прочности самой сваи.

Учитывая, что несущая способность сваи, воспринимающей оползневую нагрузку, должна быть обеспечена, так как параметры сваи назначаются исходя из оползневого давления, то определить максимальные перемещения можно по расчетам второй группы предельных состояний (по деформациям). Так в соответствии с [68] расчет должен производиться по прогибам (в рассматриваемом случае по горизонтальным перемещениям) и на раскрытие трещин. Требования по прогибам назначены исходя из физиологических и эстетико-психологических критериев. При данных ограничениях конструкция имеет значительный запас прочности, что снижает ее эффективность и повышает стоимость сооружений. Следовательно, расчет максимальных деформаций свай должен определяться исходя из расчета свай на максимально допустимое раскрытие трещин. В соответствии с [68] максимальное раскрытие трещин железобетонной конструкции составляет 0,3 мм. Эта величина обусловлена обратимыми химическими процессами, происходящими в бетоне при раскрытии трещин менее 0,3 мм. При большем раскрытии процесс становится необратимым, что приводит к разрушению бетона, коррозии арматуры и, как результат, деформациям сооружения.

Таким образом, возможно определить максимальные горизонтальные перемещения свай при использовании формулы [68] для определения раскрытия трещин, за-

даваясь начальным условием, что максимальное раскрытие трещин составляет 0,3 мм.

Для нормальных трещин ширина раскрытия (a_{crc}) определяется по следующей формуле:

$$a_{crc} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \quad (2.1)$$

где ϕ_1 – коэффициент, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки, принимается:

1,0 – при кратковременном действии;

1,4 – при долговременном действии;

ϕ_2 – коэффициент, определяемый в зависимости от профиля продольной арматуры, принимается:

0,8 – для арматуры не периодического профиля (гладкой, класса А240);

0,5 – для периодического профиля (принят в рассматриваемом случае, для классов А300, А400, А500, В500);

ϕ_3 – коэффициент, определяемый в зависимости от характера нагружения, принимается:

1,0 – для внецентренно сжатых и изгибаемых элементов (принят в рассматриваемом случае);

1,2 – для элементов в растянутой зоне.

ψ – коэффициент, определяемый в зависимости от относительных деформаций арматуры в растянутой зоне и их неравномерным распределением между трещинами; допускается принимать $\psi = 1$ (иное значение принимается в случае, если величина раскрытия трещин превышает нормативные значения. В рассматриваемой задаче выполнение условия по предельно допустимому раскрытию трещин является исходными данными, поэтому коэффициент ψ принят равным 1);

E_s – модуль упругости стали, принят равным $2 \cdot 10^{11}$ Па;

l_s – расстояние (не учитывает вид арматурной поверхности) между соседними нормальными трещинами, определяется в соответствии с (2.2);

σ_s – напряжение в нормальном сечении в продольной растянутой арматуре с трещиной от внешних нагрузок, определяется в соответствии с (2.3).

Необходимо отметить, что при расчете сжатой зоны бетона свай, в соответствии с [7], граничный угол был принят равным $\alpha_k = 0,5 \pi = 90^\circ$. Это связано с тем, что формулы расчета предельного момента буронабивных свай справедливы, если несущая способность изгибаемого элемента определяется исходя из условия одновременного разрушения арматуры и бетона, начинающегося с текучести арматуры. Разрушение имеет такой характер, если в железобетонных элементах сжатая зона бетона ограничивается определенными пределами. Эти пределы первоначально назначались по результатам испытаний внецентренно сжатых колонн круглого сечения. Из этих опытов известно, что растянутая арматура (хотя бы крайний стержень) достигает предела текучести при положении нейтральной оси с центральным углом $2\alpha_k \approx 2 \cdot 0,55 \pi$. Учитывая, что суть рассматриваемой задачи сводится к исследованию значений перемещений, наступающих в начальный момент разрушения свай, то с небольшим запасом граничный угол был принят равным $2\alpha_k \approx 2 \cdot 0,5 \pi$, т. е. $\alpha_k = 0,5 \pi = 90^\circ$. Это значение основано на результатах проведенных Л. К. Гинзбургом [7] экспериментальных исследований по испытаниям свай на действие горизонтальной нагрузки. Ис-

ходя из вышеизложенного, сжатая и растянутая зоны бетона в рассматриваемой задаче приняты равными между собой и составляют половину площади свай.

В соответствии с [68] определяют значение базового расстояния между трещинами (l_s) по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad (2.2)$$

где A_s – площадь сечения арматуры в растянутой зоне;

A_{bt} – площадь сечения растянутой зоны бетона;

d_s – диаметр стержня.

l_s принимают не более $40d_s$, либо 400 мм и не менее $10d_s$, либо 100 мм.

Для изгибаемых элементов значение напряжения (σ_s) в арматуре в растянутой зоне находят по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M (h_o - x)}{I_{red}} a_{s1}, \quad (2.3)$$

где h_o – полезная высота сечения (без защитного слоя бетона);

M – момент от действия внешних сил (для рассматриваемой задачи при раскрытии трещин 0,3 мм);

x – значение высоты сжатой зоны для приведенного поперечного сечения, в которое входят площади сечения арматуры в сжатой и растянутой зоне и площадь поперечного сечения только сжатой зоны бетона;

a_{s1} – коэффициент, учитывающий различные свойства бетона и арматуры, определяется в соответствии с (2.6);

I_{red} – момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения, определяется в соответствии с (2.4).

Момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения (I_{red}), находят по формуле:

$$I_{red} = I + I_s a + I'_s a, \quad (2.4)$$

где I – момент инерции сечения бетона;

I_s – момент инерции сечения растянутой арматуры;

I'_s – момент инерции сечения сжатой арматуры;

a – коэффициент, учитывающий разницу модулей упругости бетона и арматуры, определяют в соответствии с (2.5).

Коэффициент, учитывающий разницу модулей упругости бетона и арматуры (a), определяют по формуле:

$$a = \frac{E_s}{E_b}, \quad (2.5)$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона при растяжении и сжатии, принимается по прочности на сжатие в зависимости от класса бетона, в соответствии с таблицей 2.4 пособия к [68].

Коэффициент, учитывающий разницу модулей упругости сжатого бетона и арматуры (a_{s1}), определяют по формуле:

$$a_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \quad (2.6)$$

где $E_{b,red}$ – модуль деформации (приведенный) сжатого бетона, определяется в соответствии с (2.7).

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (2.7)$$

где $\varepsilon_{b1,red}$ – коэффициент ползучести бетона, принимается в зависимости от относительной влажности воздуха:

для кратковременного действия нагрузки – $15 \cdot 10^{-4}$;
 для не кратковременного действия нагрузки:
 для $w > 75\%$ – $24 \cdot 10^{-4}$;
 для $75\% \geq w \geq 40\%$ – $28 \cdot 10^{-4}$ (принят в рассматриваемом случае);
 для $w < 40\%$ – $34 \cdot 10^{-4}$.

$R_{b,ser}$ – сопротивление бетона (расчетное) при осевом сжатии для второй группы предельного состояния, принимается в соответствии с таблицей 2.1 пособия к [68];

В целях проверки результатов к данному моменту расчета необходимо сравнить полученный при решении уравнения 2.1 момент (M) от действия внешних сил при раскрытии трещин 0,3 мм с моментом образования трещин (M_{crc}) и с предельным моментом сечения сваи (M_{np}). Логически, численное значение полученного момента (M) должно быть больше момента образования трещин (M_{crc}), но меньше предельного момента сечения сваи (M_{np}), определяемого по таблице 3 методических рекомендаций по расчету и проектированию сооружений из буронабивных свай. То есть должно выполняться условие:

$$M_{crc} < M < M_{np} . \quad (2.8)$$

Момент образования трещин M_{crc} для сплошного упругого тела, не учитывающий неупругие деформации бетона определяют по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm N e_y , \quad (2.9)$$

где $R_{bt,ser}$ – сопротивление бетона (расчетное) осевому растяжению для предельного состояния второй группы, принимаемое в соответствии с таблицей 2.1 пособия к СП 52-101-2003;

N – продольная сила;

W – момент сопротивления для крайнего растянутого волокна приведенного сечения бетона, определяется в соответствии с (2.11);

e_y – расстояние от наиболее удаленной от растянутой зоны ядровой точки элемента до центра тяжести приведенного сечения, для которой проверяется трещинообразование.

В рассматриваемой задаче, учитывая отсутствие продольной силы, формула для определения момента образования трещин примет вид:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W. \quad (2.10)$$

Момент сопротивления W находят по формуле:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (2.11)$$

где y_t – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее растянутого волокна бетона рассматриваемого элемента.

По определению y_t для рассматриваемой задачи является радиусом приведенного круглого сечения площадью A_{red} , может быть обозначен, как r_{red} и определен согласно (2.12).

Радиус приведенного круглого сечения (r_{red}) определяют по формуле:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{A_{red}}{\pi}}, \quad (2.12)$$

где A_{red} – площадь приведенного сечения, определяемая согласно (2.13).

Площадь приведенного сечения (A_{red}) определяют по формуле:

$$A_{red} = A + A_s a + A'_s a, \quad (2.13)$$

где A'_s – площадь сечения арматуры в сжатой зоне.

Тогда формула для определения момента сопротивления W примет вид:

$$W = \frac{I_{red}}{r_{red}}. \quad (2.14)$$

На основании вышеизложенного для приведенного сечения момент инерции относительно его центра тяжести (I_{red}) может быть определен как в соответствии с 2.4, так и по формуле:

$$I_{red} = \frac{\pi D_{red}^4}{64}, \quad (2.15)$$

где D_{red} – диаметр приведенного сечения, определяемый согласно (2.16).

Диаметр приведенного сечения, определяют по формуле:

$$D_{red} = 2 r_{red}. \quad (2.16)$$

Далее, определив момент, при котором образуются трещины шириной раскрытия 0,3 мм, возможно на основании расчета железобетонных элементов по прогибам определить деформации для свай различного диаметра и длины. В рассматриваемом случае, максимальный прогиб (f) для консольных и свободно опертых элементов определяют как:

$$f = S l^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (2.17)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ – полная кривизна в сечении от нагрузки, при которой определяется прогиб, с наибольшим изгибающим моментом;

l – длина консольной части сваи (изменяемый параметр);

S – коэффициент, зависящий от расчетной схемы, принимается по таблице 4.3 пособия к [68], для рассматриваемой задачи принят согласно (2.18).

Коэффициент S , зависящий от расчетной схемы, в соответствии с таблицей 4.3 пособия к [68], для консольного защемления определяют по формуле:

$$S = \frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right), \quad (2.18)$$

где l – длина элемента;

a – плечо приложения нагрузки, определяемое для рассматриваемой задачи согласно (2.19).

Плечо приложения нагрузки (a), для рассматриваемой задачи определяют как:

$$a = \frac{1}{3}l. \quad (2.19)$$

Тогда формула для определения коэффициента S примет вид:

$$S = \frac{l \cdot 1/3}{6l} \left(3 - \frac{l \cdot 1/3}{l} \right), \quad (2.20)$$

На участках с трещинами в растянутой зоне кривизну изгибаемого железобетонного элемента $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ определяют по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \frac{M}{E_{b,red} I_{red}}, \quad (2.21)$$

где M – момент при раскрытии трещин 0,3 мм.

На основании вышеизложенного, при изменении параметров l в (2.17), определяют предельные перемещения для рассматриваемой сваи при различных величинах консольной части.

2.2 Результаты выполненных исследований для буронабивных свай различного диаметра и длины

Для типовых каркасов буронабивных свай (диаметром 630–1200 мм), наиболее часто применяемых при проектировании противооползневых сооружений выполнены расчеты в соответствии с методикой, представленной в п. 2.1. В качестве примера приведен аналогичный расчет для буронабивной сваи диаметром 630 мм (рисунок 2.1).

Бетон свай принят класса В25.

Армирование свай – 16 стержней класса АIII.

Диаметр стержней арматуры – 25 мм.

Площадь сечения арматурного стержня – 4,91 см².

Величина защитного слоя бетона $a = 65$ мм.

Значение модуля упругости арматуры E_s :

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,0 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2.$$

Модуль упругости бетона (начальный) при сжатии:

$$E_b = 3,0 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

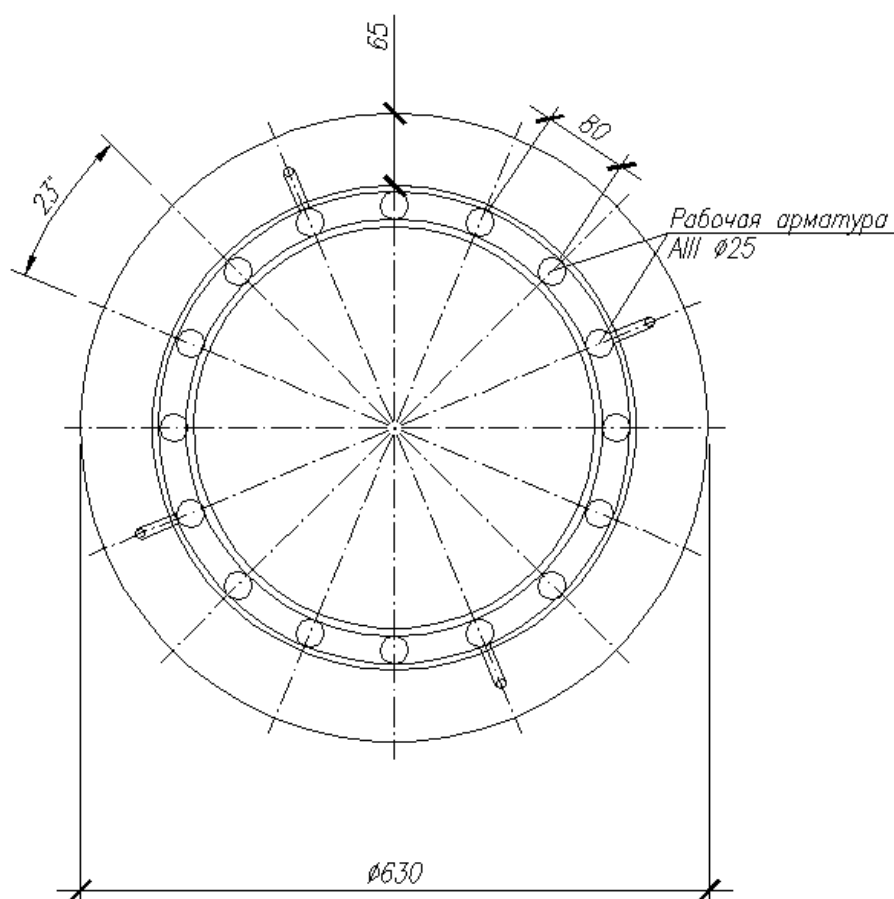


Рисунок 2.1 – Каркас буронабивной сваи d 630 мм

Сопротивление бетона (расчетное) при осевом сжатии для второй группы предельного состояния:

$$R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельного состояния второй группы:

$$R_{bt,ser} = 1,55 \text{ МПа.}$$

Коэффициент ползучести бетона, принимаемый в зависимости от относительной влажности воздуха:

$$\xi_{bl,red} = 28 \cdot 10^{-4}.$$

Коэффициент, определяемый в зависимости от времени действия нагрузки (при долговременном действии):

$$\phi_1 = 1,4.$$

Коэффициент, определяемый в зависимости от профиля продольной арматуры (для периодического профиля, для классов А300, А400, А500, В500):

$$\phi_2 = 0,5.$$

Коэффициент, определяемый в зависимости от характера нагружения (для внецентренно сжатых и изгибаемых элементов):

$$\phi_3 = 1,0.$$

Коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами:

$$\psi = 1,0.$$

В соответствии с допущениями о сжатой зоне бетона свай, высота сжатой зоны принята половине диаметра сваи:

$$x = 0,315 \text{ м.}$$

Модуль деформации (приведенный) сжатого бетона, при долговременном действии нагрузки, согласно (2.7):

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\xi_{bl,red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 6,607 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Коэффициенты, учитывающие различие характеристик бетона и арматуры согласно (2.5) и (2.6):

$$a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{3,0 \cdot 10^4} = 6,67;$$

$$a_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{6,607 \cdot 10^3} = 30,27.$$

Площадь приведенного сечения согласно (2.13):

$$\begin{aligned} A_{red} &= A + A_s a + A'_s a = 3,14 \cdot 31,5^2 + 39,28 \cdot 6,67 + 39,28 \cdot 6,67 = \\ &= 3639,66 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Радиус приведенного сечения согласно (2.12):

$$r_{red} = \sqrt{\frac{A_{red}}{\pi}} = \sqrt{\frac{36390,66}{3,14}} = 34,05 \text{ см.}$$

Диаметр приведенного сечения согласно (2.16):

$$D_{red} = 2 r_{red} = 68,1 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения согласно (2.15):

$$I_{red} = \frac{\pi D_{red}^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 68,1^4}{64} = 1055208,1 \text{ см}^4.$$

Напряжение в растянутой арматуре согласно (2.3):

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M(h_0 - x)}{I_{red}} a_{s1} = \frac{M(0,5525 \text{ м} - 0,315 \text{ м})}{0,010552081 \text{ м}^4} \cdot 30,27 = \\ &= 681,30 \cdot M \frac{1}{\text{м}^3}. \end{aligned}$$

Значение базового расстояния между трещинами согласно (2.2):

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0,5 \cdot \frac{(3,14 \cdot 0,315^2)/2}{3,14 \cdot 0,0125^2 \cdot 8} \cdot 0,025 = 0,4961 \text{ м.}$$

Учитывая, что в соответствии с СП значение l_s принимают не более $40d_s$, либо 400 мм и не менее $10d_s$, либо 100 мм:

$$l_s = 0,4 \text{ м.}$$

Ширина раскрытия трещин согласно (2.1):

$$\begin{aligned} a_{crc} &= \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot \frac{681,30 \cdot M \frac{1}{\text{м}^3}}{2,0 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2} \cdot 0,4 \text{ м} = \\ &= 0,000000953 \cdot M. \end{aligned}$$

Учитывая, что нормативное предельное раскрытие трещины составляет 0,3 мм, получено следующее уравнение и определен максимальный момент внешних сил при раскрытии трещин 0,3 мм:

$$0,0003 = 0,000000953 M ;$$

$$M = 314,52 \text{ кНм.}$$

Проверка условия (2.8):

$$M_{crc} < M < M_{np} .$$

Момент сопротивления согласно (2.19):

$$W = \frac{I_{red}}{r_{red}} = \frac{0,010552081 \text{ м}^4}{0,3405 \text{ м}} = 0,03099 \text{ м}^3 .$$

Момент образования трещин согласно (2.10):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W = 1,55 \text{ МПа} \cdot 0,03099 \text{ м}^3 = 48 \text{ кНм.}$$

Предельный момент сечения сваи по таблице 3 методических рекомендаций по расчету и проектированию сооружений из буронабивных свай:

$$M_{np} = 424 \text{ кНм.}$$

Таким образом, условие (2.8) выполняется.

Полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом согласно (2.21):

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}} = \frac{314,52}{6,607 \cdot 10^6 \cdot 0,010552081} = 0,00451 .$$

Коэффициент, принимаемый в зависимости от схемы загрузки согласно (2.20):

$$S = 0,15 .$$

Тогда согласно (2.17) для буронабивных свай диаметром 630 мм получены следующие значения перемещений оголовков (таблица 2.1):

Таблица 2.1 – Значения перемещений оголовков буронабивных свай

Длина консольной части, м	Перемещение, мм
2	0,27
3	0,61
4	1,08
5	1,69
6	2,44
7	3,32
8	4,33
9	5,48
10	6,77
11	8,19
12	9,74

2.3 Аппроксимация результатов исследований диапазона горизонтальных перемещений буронабивных свай

При анализе сводных данных результатов исследований диапазона перемещений буронабивных свай (таблица 2.2) установлено, что характер увеличения допустимых деформаций свай при отображении на графике имеет вид возрастающей параболы (рисунок 2.2).

Необходимо отметить, что максимально допустимые значения перемещений оголовков буронабивных свай значительно различаются для свай различного диаметра, а также величины консольной части. При этом подтверждается логическое заключение, что чем больше диаметр сваи (больше жесткость), тем более пологую форму на графике принимает парабола. Также с увеличением величины консольной части (увеличением гибкости) возрастают и предельно допустимые значения деформаций.

Таблица 2.2 – Значения перемещений оголовков буронабивных свай

Длина консоли, м	Ø630	Ø820	Ø1000	Ø1200
	Значение перемещений оголовков свай, см			
2	0,27	0,22	0,17	0,13
3	0,61	0,50	0,37	0,30
4	1,08	0,89	0,66	0,53
5	1,69	1,39	1,04	0,83
6	2,44	2,00	1,50	1,20
7	3,31	2,72	2,04	1,63
8	4,33	3,55	2,66	2,13
9	5,48	4,50	3,37	2,69
10	6,77	5,55	4,16	3,32
11	8,19	6,72	5,03	4,02
12	9,74	7,99	5,98	4,78
13	—	9,38	7,02	5,62
14	—	10,88	8,14	6,51
15	—	12,49	9,35	7,48
16	—	14,21	10,64	8,51
17	—	—	12,01	9,60
18	—	—	13,46	10,76
19	—	—	15,00	11,99
20	—	—	16,62	13,29
21	—	—	—	14,65
22	—	—	—	16,08
23	—	—	—	17,58
24	—	—	—	19,14
25	—	—	—	20,77
26	—	—	—	22,46

Для исследуемого диапазона минимальные перемещения оголовков буронабивных свай составили 0,13 см (для сваи диаметром 1200 мм и величиной консольной части 2 м), а максимальные – 22,46 см (для сваи диаметром 1200 мм и величиной консольной части 26 м).

При аппроксимации табличных значений получены следующие полиномные функции зависимости значе-

ний перемещений свай (f) от их диаметра и величины консольной части (l). Установлено, что максимально допустимые значения перемещений оголовков буронабивных свай значительно различаются для свай различного диаметра, а также величины консольной части. С увеличением диаметра сваи парабола на графике (рисунок 2.2) принимает более пологую форму.

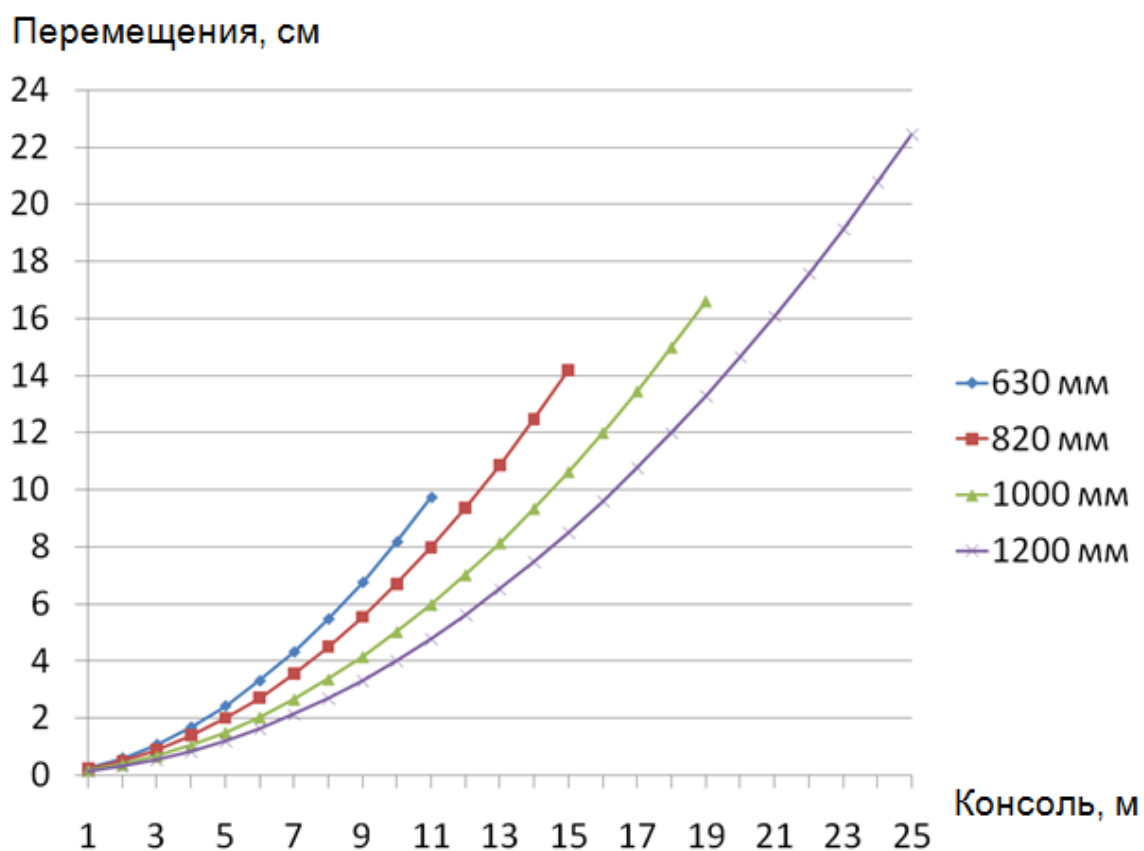


Рисунок 2.2 – Перемещения оголовков буронабивных свай различного диаметра и величины консольной части

Также с увеличением величины консольной части возрастают предельно допустимые значения деформаций. Для исследуемого диапазона минимальные перемещения оголовков свай составили 0,13 см (для сваи диаметром 1200 мм и величиной консольной части 2 м), а максимальные – 22,46 см (для сваи диаметром 1200 мм и величиной консольной части 26 м).

Для свай диаметром 630 мм функция зависимости значений перемещений свай (f) от их диаметра и величины консольной части (l) может быть записана в виде:

$$f(l) = \frac{1}{14,78} l^2 + \frac{1}{6217,39} l - \frac{1}{916,67}.$$

Для свай диаметром 820 мм функция зависимости значений перемещений свай (f) от их диаметра и величины консольной части (l) может быть записана в виде:

$$f(l) = \frac{1}{18,02} l^2 + \frac{1}{2967,87} l - \frac{1}{1533,23}.$$

Для свай диаметром 1000 мм функция зависимости значений перемещений свай (f) от их диаметра и величины консольной части (l) может быть записана в виде:

$$f(l) = \frac{1}{24,08} l^2 + \frac{1}{2485,53} l - \frac{1}{1533,23}.$$

Для свай диаметром 1200 мм функция зависимости значений перемещений свай (f) от их диаметра и величины консольной части (l) может быть записана в виде:

$$f(l) = \frac{1}{30,09} l^2 + \frac{1}{6949,9} l - \frac{1}{1668,53}.$$

ГЛАВА 3. АНАЛИЗ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СВАЙ И АНКЕРНЫХ СВАЙ

3.1 Применение анкерных свай в конструкции противооползневых сооружений

В последние 10 лет для стабилизации оползневых процессов все чаще применяются противооползневые сооружения из буронабивных свай, усиленных анкерными сваями (анкерами) типа *Titan* (или аналог). Применение данной технологии позволяет изменить расчетную схему противооползневого сооружения относительно типовых решений, что приводит к снижению напряжений в конструкции.

Буронабивная свая, защемленная в коренные породы, работает как консольный элемент. При добавлении в конструкцию сооружения анкера (например, в рост-верк), расчетная схема меняется на простую балку.

В результате, без потери эффективности, становится возможным уменьшить параметры сооружений, а именно диаметр и длину свай (уменьшение величины заделки в коренные породы). Учитывая большую разницу в цене устройства буронабивной сваи и анкера, возможно, снизить стоимость строительства противооползневых сооружений до 30 %.

Проектированию по отдельности свайных противооползневых сооружений и анкерных посвящено множество работ российских и зарубежных ученых, разработано множество нормативных документов и рекомендаций. Вопрос же их совместной работы в конструкции противооползневых сооружений по состоянию на настоящий момент не отражен в российских нормативных документах, что вызывает определенные трудности при

проектировании и строительстве подобного рода конструкций.

Одной из задач при проектировании комбинированных свайно-анкерных конструкций является учет различия деформаций свайной и анкерной части сооружений. Расчетные перемещения свай в свайных сооружениях, полученные с применением известных методик и использованием программного комплекса конечно-элементного анализа *Plaxis*, составили 5–120 мм. При этом запас прочности конструкции не исчерпался, конструкция удовлетворяла требованиям безопасности и надежности как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации.

Но в нормативной документации отсутствуют четкие и однозначные указания по ограничению перемещений анкерных свай. В случае большой разницы в предельно-допустимых деформациях свай и анкеров, последние могут исчерпать свою несущую способность еще до включения в совместную работу со свайной частью сооружения. Данное обстоятельство может привести к обрушению сооружения. Поэтому определение диапазона перемещений для анкерных свай для учета полученных данных при проектировании является актуальным.

Анкерные сваи типа *Titan* производителя компании *Ischebeck* (Германия) наиболее часто применяются в геотехническом строительстве на территории Российской Федерации как в центральных регионах (при строительстве котлованов, тоннелей, устройстве и реконструкции фундаментов и зданий), так и на территории Черноморского побережья Кавказа (в качестве основных или дополнительных мероприятий по стабилизации оползневых процессов).

Принципиальное отличие анкерных свай от обычных анкеров в том, что анкерная свая не имеет четко выраженного корня, забетонирована на всю длину. Тем самым анкерная свая обладает большей несущей способностью по сравнению с анкером, так как работает по боковой поверхности по всей длине, а не только в заделке корня. Более того, технологический процесс устройства анкерной сваи (непрерывное бетонирование при бурении с постоянным изливом рабочего теста) позволяет в какой-то мере зацементировать грунты оползневой толщи, повысить их физико-механические характеристики. Это преимущество технологии также положительно сказывается на общей устойчивости закрепляемого массива. Также, ввиду более высокой технологичности, анкерные сваи предпочтительнее стандартных тросовых анкеров (рисунок 3.1).



Рисунок 3.1 – Более высокая технологичность устройства анкерных свай в сравнении со стандартными тросовыми анкерами

Конструкция анкерной сваи

Стандартная технология сооружения анкерных свай [42] предусматривает бурение скважины с использованием полых стержней (трубчатой винтовой штангой), оснащенных на конце породоразрушающим элементом с отверстиями (буровой коронкой). При бурении через отверстия в породоразрушающем элементе подается под давлением цементный раствор с водоцементным отношением 0,8, а затем по достижении проектной глубины ведется закачивание цементного раствора с водоцементным отношением 0,5 для формирования впескованного в грунт тела анкерной сваи.

Конструкция анкерной сваи (рисунок 3.3) состоит в основном из шести элементов:

1. Шаровая соединительная гайка – служит для закрепления головной пластины в необходимом положении.

2. Головная пластина (головка сваи) – зажата между двумя шестигранными гайками, рассчитывается на поверхностное давление и служит для передачи усилий сжатия или растяжения.

3. Соединительная муфта – необходима для стыковки труб по высоте.

4. Анкерная труба (стержень, штанга) – служит одновременно расходной буровой штангой, инъекционной трубой и стальным несущим элементом (таблица 3.1, таблица 3.2).

5. Распорка (центратор) – устанавливается перед каждой соединительной гайкой, обеспечивает равномерное покрытие и распределение цементного раствора по сечению и по высоте, служащего антикоррозионным покрытием и способствует стабильности обеспечения направления при бурении.

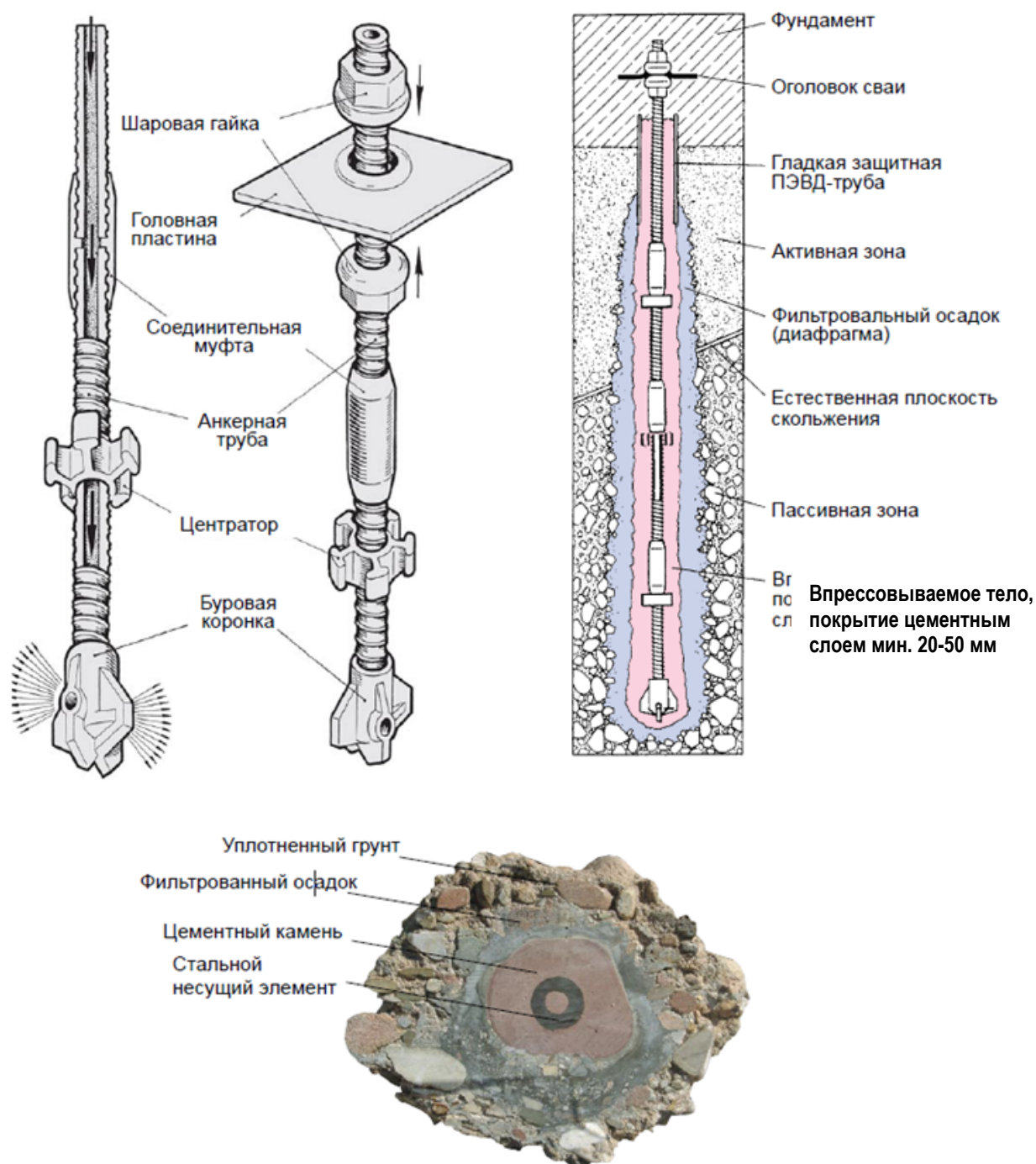


Рисунок 3.2 – Конструкция анкерной сваи

6. Буровая коронка – является основным породоразрушающим элементом. Для каждого вида грунта подбираются соответствующие буровые коронки (рисунок 3.2). Если грунт оказывается неоднородным или другим, нежели ожидалось, то это, как правило, не означает из-

менение способа проходки, а производится только замена буровой коронки.

7. Цементный раствор – помимо своей основной роли, также обеспечивает эффективную антикоррозионную защиту металлической анкерной трубы.

Анкерные сваи применяют как в качестве временных элементов, при сроке эксплуатации сооружения менее двух лет, и постоянных на весь срок эксплуатации сооружения.

	Тип коронки:	Область применения:
	Коронка для глины:	Глинистые, пылеватые, вязкие песчаные, смешанные грунты без твёрдых включений < 50 S.P.T.
	Крестообразная коронка:	Плотные песчаные, гравелистые грунты с твердыми включениями > 50 S.P.T.
	Ошипованная коронка:	Выветренный скальный грунт, пилит, сланец, окаменевшая глина; прочность < 70 МПа
	Крестообразная коронка из твердого сплава:	Доломит, гранит, песчаник; прочность 70-150 МПа
	Ошипованная коронка из твердого сплава:	Армированный бетон или скальный грунт, предварительное растачивание; прочность > 70 МПа
	Ступенчатая коронка из твердого сплава:	Для прямолинейности бурения в слоистых скальных грунтах (отклонения < 2 % длины и лафет < 4, 2 m)

Рисунок 3.3 – Типы буровых коронок и область их применения

Таблица 3.1 – Типоразмеры анкерных штанг типа *Titan*

Диаметр	Ед. изм.	Тип трубчатой штанги							
		30/16	30/11	40/16	52/26	73/45	73/53	103/78	103/51
Наружний	мм	30	30	40	52	73	73	103	103
Расчетный	мм	27,2	26,2	37,1	48,8	70,0	69,9	104,4	98
Внутренний	мм	16	11	16	26	45	53	78	51

Таблица 3.2 – Прочностные и геометрические характеристики анкерных штанг типа *Titan*

Характеристики	Ед. изм.	Тип трубчатой штанги							
		30/16	30/11	40/16	52/26	73/45	73/53	103/78	103/51
Наименьшее сечение	мм ²	382	446	879	1337	2260	1631	3146	5501
Масса пог. м.	кг/м	3,0	3,5	6,9	10,5	17,8	12,8	24,7	43,4
Момент сопротивления	см ³	1,79	1,71	4,84	10,5	27,9	22,4	63,2	86,3
Момент инерции	см ⁴	2,37	2,24	8,98	25,6	97,6	78,5	317	425
Напряжение предела текучести	Н/мм ²	470	580	590	550	610	590	$\frac{500}{570}$	500
Усилие, соотв. пределу текучести	кН	180	260	525	730	1180	970	$\frac{1570}{1800}$	2726
Разрушающая нагрузка	кН	220	320	660	929	1630	1160	$\frac{1950}{2262}$	3460

* В обозначении анкерных штанг типа *Titan*: числитель – внешний диаметр анкерной штанги, мм; знаменатель – внутренний диаметр анкерной штанги, мм.

3.2 Технология устройства анкерных свай

Устройство анкерных свай типа *Titan* необходимо выполнять в соответствии со специально разработанным проектом организации строительства и соответствующими технологическими регламентами. До начала устройства анкерных свай выполняют следующие основные подготовительные работы:

- вскрывают и перекадывают все подземные коммуникации в зоне бурения анкерных свай;
- выполняют мероприятия, входящие в состав ПОС;
- подготавливают площадки для складирования конструкций и материалов;
- выполняют планировку поверхности;
- выполняют устройство временных дорог;
- завозят и устанавливают специализированное технологическое оборудование;
- проводят на выбранной строительной площадке пробные испытания обозначенных анкеров.

При устройстве анкерных свай предварительно выполняют следующие виды работ:

- возводят временную или постоянную ограждающую конструкцию, подготавливают площадки для складирования конструкций и материалов;
- выполняют срезку грунта на 1,0–1,5 м ниже уровня расположения высотного яруса анкерных свай;
- доставляют на место строительства специализированное технологическое оборудование;
- выполняют планировку для возможности свободного перемещения буровых и вспомогательных машин вдоль конструкции;
- предварительно размечают на конструкции ось каждой анкерной сваи;
- очищают закладные детали, предусмотренные в конструкции.

Устройство анкерных свай представляет собой последовательное забуривание трубчатых винтовых штанг в грунт. Бурение выполняют под проектным углом наклона анкера. С помощью специальных соединительных муфт штанги наращивают в процессе бурения до проектной длины.

На первую штангу накручивается теряемая в процессе устройства буровая коронка соответствующей прочности (в зависимости от типа разбуриваемых грунтов) и типоразмера анкера (рисунок 3.4). Перед забуриванием все составляющие анкера предварительно собирают, проверяют комплектность, пригодность, маркировку и составляют соответствующий акт.

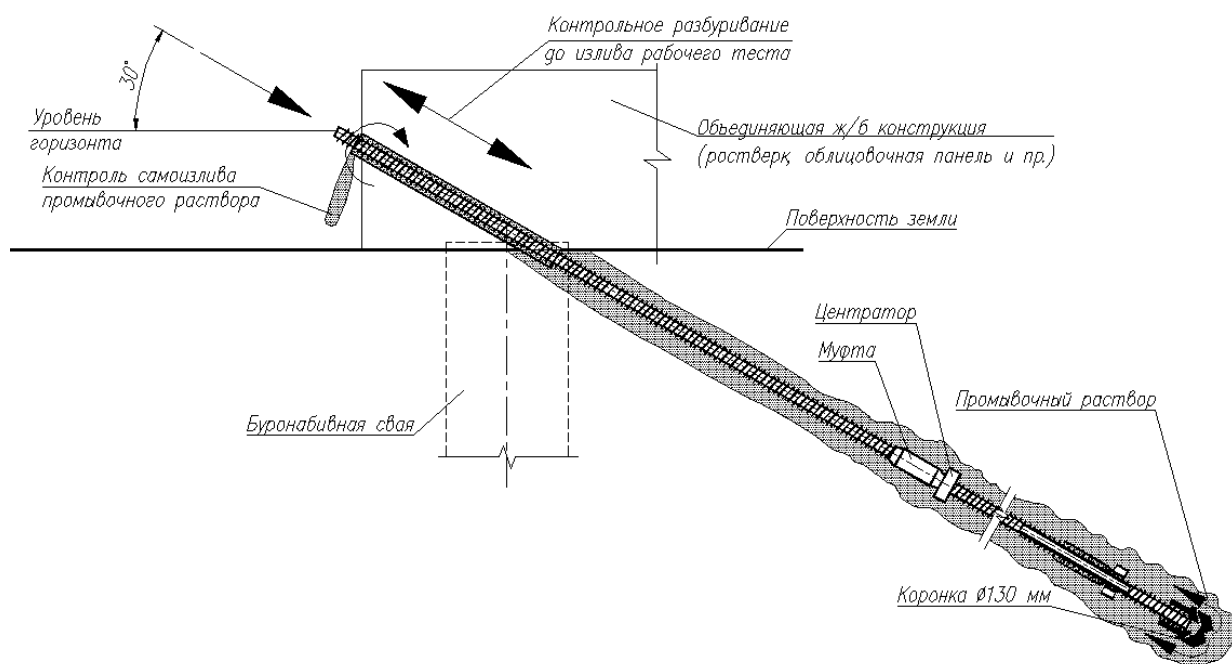


Рисунок 3.4 – Этап 1. Бурение анкерной сваи на проектную глубину

В случае, если требуется выполнить преднапряжение анкерных свай, на свободную длину тяги надевают специальную защитную трубу (чаще из пластика, металла), а муфты при этом обматывают изоляцией, с перехлестом более 50 % ширины каждого защитного слоя.

При забуливании через отверстие в штанге нагнетают промывочный буровой водоцементный раствор, в соответствие с типом грунтов (таблица 3.3), который через специально предусмотренные отверстия в буровой коронке под высоким давлением предварительно цементирует пространство в грунте вокруг нее.

Таблица 3.3 – Рекомендуемые в зависимости от типов грунта значения
В/Ц инъецируемого раствора

Грунт	В/Ц
Гравелистый	0,3–0,4
Трещиноватый известняк	0,5–0,7
Песок	0,7–1,0
Суглинок	0,7–1,0
Глина	0,7–1,0
Песчаник	1,0

Бурение производится при давлении промывочного раствора 0,5–1,5 МПа с вращением лафета около 50 об/мин и средней скоростью подачи 0,3–0,5 м/мин. В случае, если скорость подачи будет превышать указанные значения, велика вероятность, что анкерное тело, диаметром больше теряемой буровой коронки, не сможет сформироваться, что в свою очередь негативным образом скажется на несущей способности анкерной сваи по грунту. При бурении контролируют, чтобы из скважины постоянно происходил излив промывочного раствора с грунтом, что говорит о целостности анкерного тела.

В случае, если происходит прерывание излива или потеря раствора в скважине, необходимо изменить состав и скорость подачи промывочного раствора (режим бурения) или продолжить устройство анкерных свай по другой технологии. Анкерные штанги подаются на буровой станок вручную. Буровой станок забуливает анкерные штанги и выполняет их муфтовое соединение. Также для

прочистки скважины перед каждым наращиванием анкерной тяги (муфтовым соединением штанг) выполняют контрольное разбуривание, более трех раз вытаскивая и погружая бур в скважину на глубину, равную стандартной длине одной анкерной штанги (чаще всего 3 м, рисунок 3.5). Бурение и наращивание штанг производят до набора проектной длины анкерной сваи. Также предусматривают выпуск последней анкерной штанги (ориентировочно 8 витков спирали, необходимые для накручивания муфты и возможности наращивания штанг) для возможности производить испытания. Все данные по устройству анкерных штанг фиксируют в сводной ведомости.

Далее выполняют инъецирование более густого раствора с более низким по сравнению с буровым раствором водоцементным отношением. Инъецирование производят после того, как выполнено наращивание анкера до проектной длины.

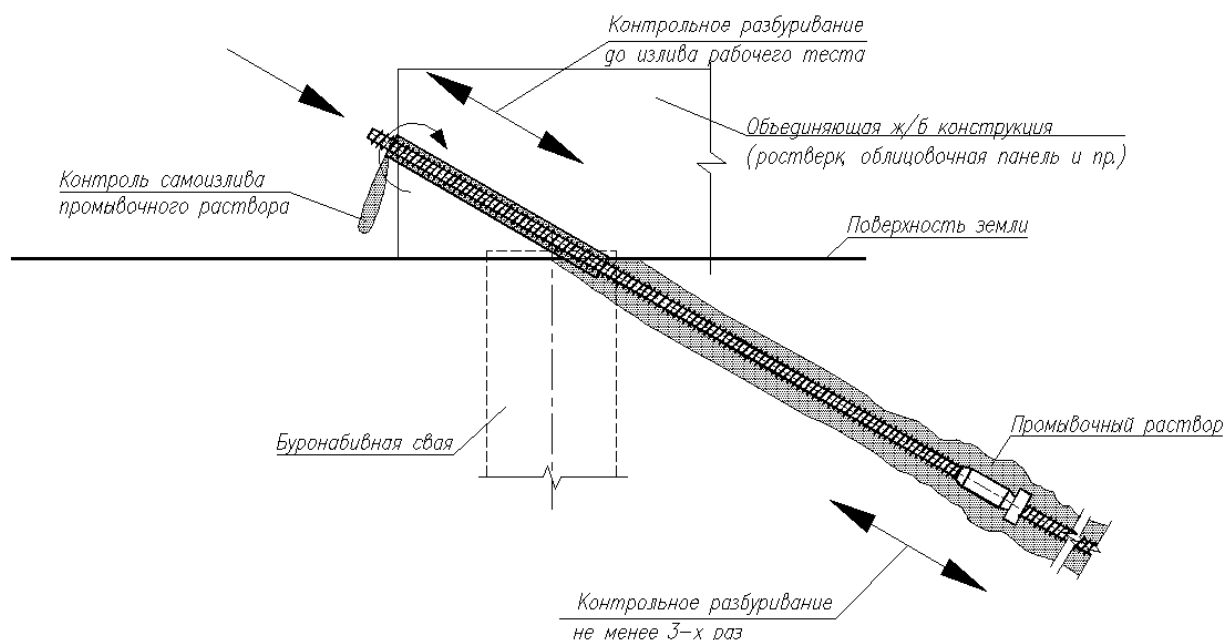


Рисунок 3.5 – Этап 2. Контрольное разбуривание перед устройством каждой последующей штанги при бурении анкерной сваи на проектную глубину

Благодаря инъецированию густого раствора из скважины вытесняется оставшийся буровой шлам, заполняются образовавшиеся полости скважины, что обеспечивает необходимую несущую способность анкерной сваи по грунту (рисунок 3.6). Перерыв между забуриванием штанг и инъецированием должен быть менее 1 ч.

При увеличении перерыва буровой шлам может затвердеть и не полностью вытесниться в процессе инъецирования, что в результате приведет к снижению несущей способности за счет нарушения сплошности и снижения сцепления с грунтом цементного тела анкерной сваи. Инъекция раствора выполняется аналогично промывке при бурении – через отверстия в штангах и теряемой буровой коронке. Водоцементное отношение для инъекционного раствора, как правило, принимается 0,3–0,5.

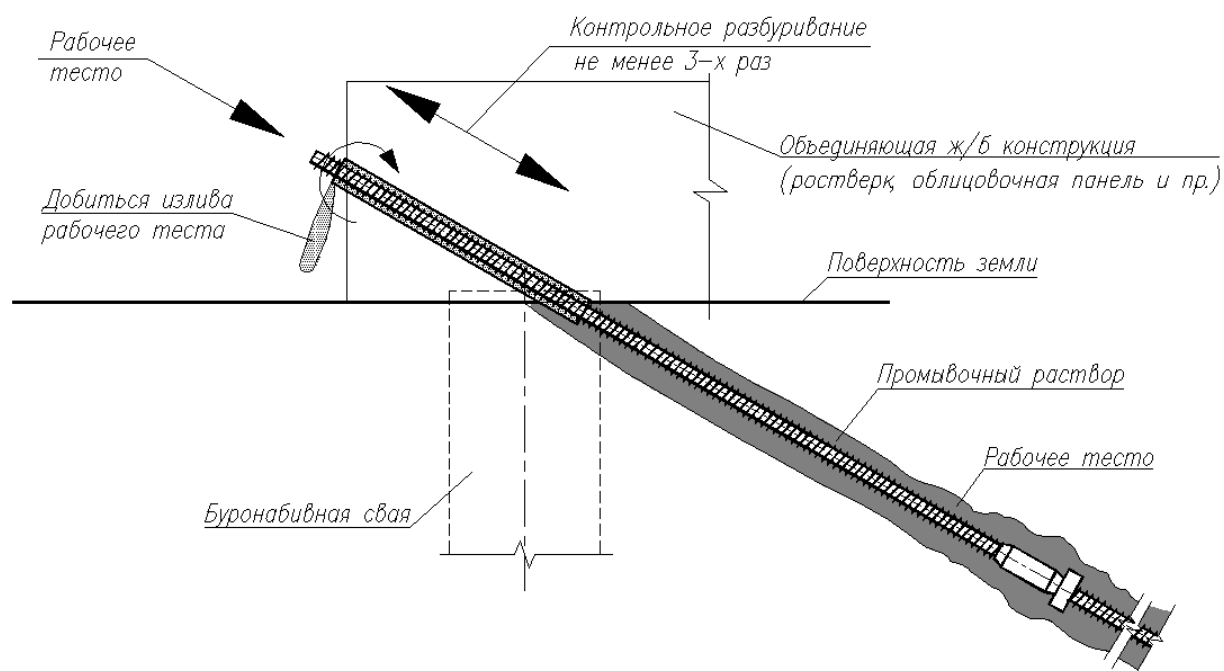


Рисунок 3.6 – Этап 3. Инъекция цементного раствора (рабочего теста) при бурении анкерной сваи на проектную глубину

Чтобы обеспечить излив густого цементного раствора на всю длину от буровой коронки до устья скважины и исключить образование пустот в цементном теле, инъецирование раствора выполняют с динамической опрессовкой – одновременное вращение металлического тела анкера (составной тягой из штанг) со средней скоростью 20–30 об/мин. Раствор при динамической опрессовке подается под давлением 4–6 МПа. В процессе инъецирования следят за расходом раствора и давлением его подачи. Инъецирование заканчивают при изливе цементного раствора из устья скважины. Расход запрессованного раствора при давлении 4–6 МПа, как правило, более 50–60 л на один метр длины. Густой раствор инъекции, выходящий из устья буровой скважины, свидетельствует о ее качественном заполнении.

Значения объема инъецируемого раствора, давления нагнетания, временных выдержек, скорости вращения лафета при опрессовке уточняют в процессе производства работ и при пробных испытаниях. Для каждой фазы опрессовки в сводной ведомости устройства анкерных свай указывают:

- состав бурового раствора;
- время выдерживания;
- объем инъецируемого раствора;
- давление подачи.

Для последующего проведения испытаний и натяжения на последней штанге создают свободную часть анкерных свай посредством установки пластиковой защитной трубы (рисунок 3.7).

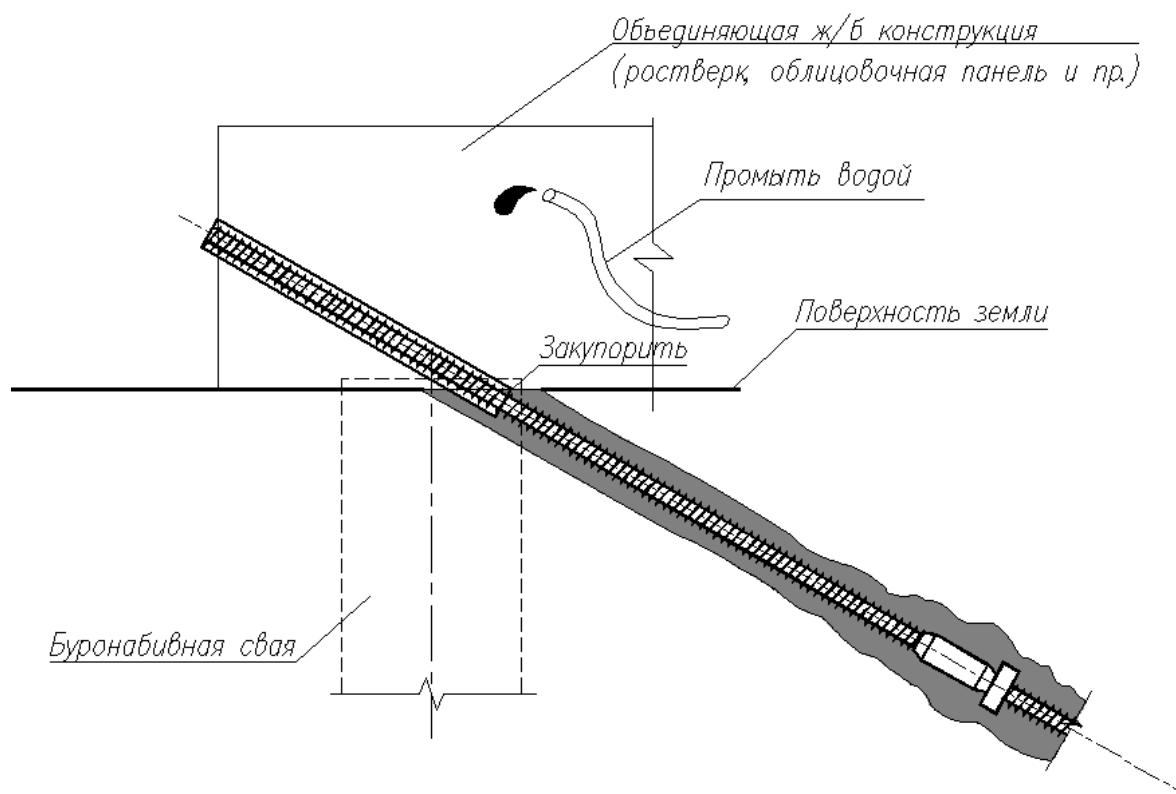


Рисунок 3.7 – Этап 4. Создание свободной части анкерной сваи

Это необходимо для исключения взаимодействия впрессованного цементного тела анкерной сваи с железобетонной конструкцией, в которой закрепляется анкерная свая.

В противном случае, вся нагрузка при испытании и натяжении будет передаваться бетоном анкерной сваи на бетон укрепляемой конструкции, что не будет представлять никакой практической ценности и целесообразности.

После проведения соответствующих испытаний и натяжения выполняют крепление анкерной сваи на объединяющей железобетонной конструкции (рисунок 3.8). Крепление состоит из распределительной металлической плиты, конструкции, компенсирующей угол наклона анкера, специальной фиксирующей гайкой и защитного колпака.

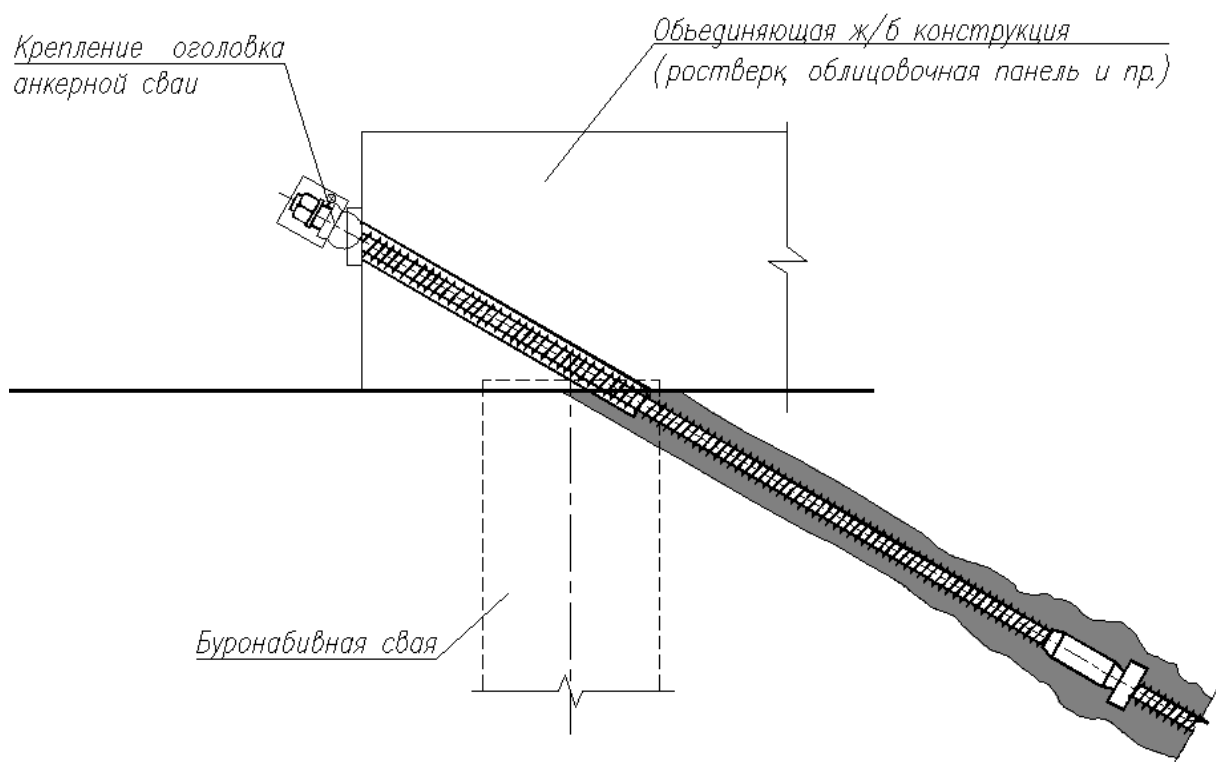


Рисунок 3.8 – Этап 5. Крепление оголовка анкерной сваи

3.3 Проектирование и расчет анкерных свай

Устройство анкерных свай выполняют в глинистых, песчаных и скальных грунтах. Исключение составляют рыхлые пески с коэффициентом пористости менее 0,75 и плотностью сухого грунта не более $1,65 \text{ г/см}^3$, просадочные грунты, глины текучей консистенции, торф. В случаях, когда в основании сооружений залегают сильно набухающие, слабые или трещиноватые скальные грунты допускается применение анкерных свай *Titan* в комплексе с методами цементации, силикатизации, химическим уплотнением, цементацией и др. (искусственным улучшением) таких грунтов.

Для временного или постоянного сооружения проектирование анкерных свай также является необходимым составным разделом проектирования. На основании отчета по инженерно-геологическим изысканиям площад-

ки строительства, а также расчетам по предельным состояниям первой и второй групп по системе «грунт – анкерная свая – сооружение» принимают технологически-конструктивные решения анкерных свай, конструкцию сооружения и его статическую схему.

Расчет и проектирование конструкций, усиленных анкерными сваями, выполняют с использованием программных сертифицированных расчетных комплексов согласно требований [6, 61, 67]. Полученные расчетные значения усилий и деформаций составляющих НДС усиления с применением анкерных свай сравнивают с аналогичными значениями как для преднапряженных анкеров, а также для реальных условий строительства с предельными допустимыми деформациями, в соответствии со следующим условием:

$$S \leq S_u, \quad (3.1)$$

где S – расчетная деформация основания и сооружения;
 S_u – допустимая, определяемая заданием на проектирование, деформация сооружения.

При расчете нагрузок на анкерную сваю в составе конструкции стен подпорных сооружений и котлованов учитывают действие грунтовых вод и боковое давление грунта призмы обрушения при неблагоприятном сочетании действующих нагрузок и также с учетом различных коэффициентов перегрузки. При этом определяют выдерживающую расчетную нагрузку (A_p). Данное значение принимается в проекте для всего высотного яруса анкерных свай, либо, при переменной высоте их установки, индивидуально для каждого анкера.

Для определения предельной выдерживающей нагрузки (A_m), приходящейся на анкерную сваю с учетом прочности соединения анкерных штанг в процессе эксплуатации сооружения используют формулу:

$$A_m = \gamma_c R_y A_n, \quad (3.2)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, принимаемое в зависимости от типоразмера анкерной штанги и предела текучести стали;

γ_c – коэффициент условий работы анкерного сердечника, равный 0,9;

A_n – наименьшая площадь сечения принятого для типоразмера штанг.

Для принятого типоразмера анкерной штанги в зависимости от предела текучести определяют расчетное сопротивление стали растяжению (R_y) как:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}, \quad (3.3)$$

где γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый равным 1,1 при расчете по первой группе предельных состояний;

R_{yn} – напряжение предела текучести стали (в зависимости от типоразмера анкерной штанги).

Несущая способность анкерных свай по грунту (F_d) при выполнении предварительных расчетов:

$$F_d = \pi D L q_s, \quad (3.4)$$

где D – диаметр впрессованной части анкерной сваи, который определяется в зависимости от грунтовых условий и диаметра теряемой буровой коронки;

L – длина заделки анкерной сваи за пределами призмы скольжения;

q_s – максимальное сопротивление грунта по поверхности инъецированной части сваи *Titan* (таблица 3.4).

Таблица 3.4 – Предельное сопротивление анкерного тела по боковой поверхности

Тип грунта	q_s , кПа
Скальный грунт	250
Гравелистый грунт	200
Песок крупный и средний с включением гравия	150
Пески мелкозернистые, пылеватые супеси, суглинки и глины	100

Полученная нагрузка на анкерную сваю (A_p) должна быть не более минимального из значений несущей способности по грунту основания (F_d) или прочности составного сердечника анкерной сваи (A_m).

Тогда с учетом необходимых коэффициентов запаса обеспечивается надежность крепления:

$$A_p \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_m}{K_m}, \\ \frac{F_d}{g_k} \end{array} \right. \quad (3.5)$$

где g_k – коэффициент надежности по грунту;

K_m – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,5, в зависимости от прочности составного сердечника анкерной сваи.

Коэффициент g_k для определения F_d в соответствии с 3.4, принимают равным:

для анкерных свай $g_k = 2$;

для постоянных анкеров $g_k = 1,75$;

для временных анкеров $g_k = 1,5$.

Также при расчете одиночной сваи допускается принимать значение g_k в соответствии с использован-

ным рекомендательным документом и с указаниями главы 3 [67] в случае, если несущая способность по грунту определена по пробным испытаниями статической нагрузкой на строительной площадке или расчетом по методике [67].

Расчеты и проектирование фундаментов, в конструкции которых применяются анкерные сваи, выполняют согласно требованиям [67]. При усилении существующих фундаментов анкерными сваями расчеты по первой и второй группам предельных состояний необходимо выполнять с учетом их совместной работы и взаимного влияния.

Для того, чтобы обеспечить совместную работу усиливаемого фундамента и анкерных свай выполняют их заделку в фундамент на глубину более пяти диаметров теряемой буровой коронки анкерной сваи. Максимально допустимая, приходящаяся на анкерную сваю в конструкции фундамента, вдавливающая осевая нагрузка принимается с учетом соответствующих коэффициентов надежности как минимальное из значений несущей способности по грунту (F_d) или прочности самой сваи со стальным трубчатым сердечником.

Коэффициент надежности по грунту при определении значения F_d в соответствии с 3.4 принимают равным 2. На основании данных пробных испытаний в реальных условиях на строительной площадке устанавливают окончательные параметры анкерных свай.

3.4 Методика проведения испытаний анкерных свай

По результатам анализа отечественной и зарубежной литературы установлено следующее:

- максимальные перемещения анкерных свай не регламентированы;
- методика расчета перемещений отсутствует;

В настоящей главе использованы данные по испытаниям анкерных свай, производившихся по следующей методике:

1. Проводят испытания и выполняют блокировку на конструкции только при условии, что прочность на одноосное сжатие цементного камня заделки становится больше 21 МПа. При подборе состава инъецируемого цементного раствора определяется ориентировочный срок набора необходимой прочности, который в процессе работы может уточняться с учетом реальных условий и дополнительных воздействующих факторов.

2. Все испытания выполняют выдерживающей ступенчато-возрастающей осевой нагрузкой. Перемещения оголовков анкеров фиксируют относительно неподвижной точки. В процессе натяжения для разделения общих деформаций на две составляющих (сдвиг заделки по грунту и упругое удлинение тяги) специально выполняют сбросы нагрузки до нулевых значений. Каждая ступень нагружения осуществляется с соответствующей временной выдержкой.

3. Во время испытаний усилия контролируют в соответствии с показаниями манометра (по гидравлическому домкрату), а измерительным прибором (прогибомером или индикатором часового типа) – перемещения (точность прибора должна быть более 0,01 мм), который устанавливается на неподвижной опоре (рисунок 3.9). Предварительно домкрат оттаривывается, составляются акты тарировки. Соответствующие акты составляются и для измерительных приборов.



Рисунок 3.9 – Приборы для проведения испытаний анкерных свай

4. Пробные испытания анкеров обрабатываются по стандартным методикам. Для каждой ступени нагружения разделяют суммарные перемещения на смещение тяги (упругие) на и смещения заделки (остаточные), а также для постоянных анкеров определяют коэффициента ползучести, фактическую свободную длину тяги и несущую способность анкерной сваи.

5. При выполнении испытаний фиксируют показания: грунтовые и гидрогеологические условия на месте проведения (деформативные значения характеристик

для грунтов должны быть определены посредством прессиометрических испытаний).

Для скважин – время проходки, типы бурового оборудования, вид и количество промывочной жидкости; состав цементного раствора, водоцементное отношение, состав обойменного раствора; вид и количество добавок.

Для приготовления обойменного и цементного и растворов – тип оборудования, необходимый, чтобы их приготовить; марка цемента; время на перемешивание.

Для каждой стадии – количество раствора, нагнетаемого по стадиям; для нагнетания раствора – давление.

Для проведения испытаний – метеорологические условия, а также другие данные, несущие полезную информацию об испытании.

6. Для постоянных анкерных свай нагрузку для испытаний P_u назначают $1,5 P_w$. Для временных – $1,25 P_w$. По полученным данным определяют: K_s – коэффициент ползучести; $P_{кр}$ – предельную нагрузку; Δl_s – остаточные перемещения; l_{ff} – свободную эффективную длину тяги.

7. Начинают выполнять испытания с нагрузки $P_0 = 0,2 P_u$. При этом начальные значения перемещений оголовка анкерной сваи фиксируют, и доводят до значения P_u , выдерживая 15 мин по времени с замером перемещения оголовка через 1, 3, 5, 7, 10 и 15 мин, затем снижают нагрузку до значения P_0 , измеряют упругое перемещение оголовка анкерной сваи, увеличивают значения для нагрузки вплоть блокировочной нагрузки, с последующим креплением на конструкции.

8. Для каждого выполненного испытания анкерной сваи составляют соответствующий протокол.

3.5 Результаты испытаний анкерных свай

В таблице 3.5. приведены результаты испытаний анкерных свай в инженерно-геологических условиях Сочинского района Краснодарского края.

Таблица 3.5 – Результаты испытаний анкерных свай в инженерно-геологических условиях Сочинского района Краснодарского края

№ п/п	Объект	Номер анкера	Сооружение (ПК, прочая информация)	Типо размер анкера	Макс. нагрузка, кН	Абсолютн. перемещ., мм
1	Автодорога с. Эсто-Садок	3 секц. 12	ПК 204+17,03 - ПК 204	73/53	46,5	7,13
2	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 1	ПК 216+79,56 - ПК 217	73/53	46,5	6,18
3	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 3	ПК 216+79,56 - ПК 217	73/53	46,5	7,90
4	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 12	ПК 210+80,15 - ПК 211+70,0	73/53	46,5	7,75
5	Автодорога с. Эсто-Садок	3 секц. 9	ПК 210+80,15 - ПК 211+70,0	73/53	46,5	6,95
6	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 16	ПК 204 +31,04 - ПК 206+27,04	73/53	46,5	7,38
7	Автодорога с. Эсто-Садок	1 секц. 14	ПК 204 +31,04 - ПК 206+27,04	73/53	46,5	8,05
8	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 7	ПК 203+80,62 - ПК 204	73/53	46,5	7,19
9	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 5	ПК 203+80,66 - ПК 204	73/53	46,5	6,92

Продолжение таблицы 3.5

№ п/п	Объект	Номер анкера	Сооружение (ПК, прочая информация)	Типо-размер анкера	Макс. нагрузка, кН	Абсолютн. перемещ., мм
10	Автодорога с. Эсто-Садок	3 секц. 2	ПК 203+04,64 - ПК 204+17,09	73/53	46,5	8,03
11	Автодорога с. Эсто-Садок	2 секц. 6	ПК 203+04,64 - ПК 204+17,09	73/53	46,5	7,48
12	Дублер Курортного Проспекта	18	ПС-Р-19, ПС-Р-20	75/53	45	5,15
13	Дублер Курортного проспекта	6А/1		52/26	45	11,52
14	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T4 сегмент А	отм. 52,00	52/26	45	11,49
15	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T18 сегмент В	отм. 50,00	52/26	45	5,92
16	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T11 сегмент В	отм. 52,00	52/26	45	7,37
17	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T7 сегмент А	отм. 52,00	52/26	45	11,43
18	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T17 сегмент С	отм. 53,00	52/26	45	8,43
19	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T26 сегмент Б	отм. 53,00	52/26	45	3,07
20	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	90/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	8,60
21	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	80/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	6,45

Продолжение таблицы 3.5

№ п/п	Объект	Номер анкера	Сооружение (ПК, прочая информация)	Типо-размер анкера	Макс. нагрузка, кН	Абсолютн. перемещ., мм
22	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	70/1	ПК 15+95 - ПК 20+01	73/53	60	6,80
23	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	60/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	8,15
24	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	50/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	4,10
25	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	40/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	3,20
26	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	30/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	4,70
27	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	21/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	2,70
28	Объездная дорога в районе Краснодарского кольца	8/1	ПК 15+95 – ПК 20+01	73/53	60	8,35
29	Дублер Курортного проспекта	10/1	ПС-1-9/2	73/53	60	6,66
30	Дублер Курортного проспекта	16/1	ПС-1-9/1	103/78	100	5,60
31	Дорога с. Эсто-Садок	2 секция 2	ПК 211+70,0 - 212+99,3	73/53	60	8,95
32	Дорога с. Эсто-Садок	2 секция 4	ПК 211+70,0 - 212+99,0	73/53	46,5	7,20

Продолжение таблицы 3.5

№ п/п	Объект	Номер анкера	Сооружение (ПК, прочая информация)	Типо-размер анкера	Макс. нагрузка, кН	Абсолютн. перемещ., мм
33	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	2 сек-ция 5	ПК 211+70,0 - 212+99,0	73/53	46,5	6,52
34	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	3 сек-ция 6	ПК 211+70,0 - 212+99,0	73/53	46,5	6,29
35	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	3 сек-ция 3	ПК 211+70,0 - 212+99,0	73/53	46,5	6,21
36	Дублер Курортного проспекта (II очередь)	5/1	ПС-Ф-42	73/53	46,5	3,79
37	Дублер Курортного проспекта (II очередь)	29/1	ПС-Ф-22	52/26	40	11,76
38	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T3 сегмент А	Тоннель №8-8а север отм. 43,50	52/26	45	6,25
39	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T23 сегмент С	Тоннель №8-8а север отм. 43,00	52/26	45	3,56
40	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T28 сегмент С	Тоннель №8-8а север отм.45,00	52/26	45	3,53
41	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T27 сегмент F	Тоннель №8-8а север отм.50,00	52/26	45	0,36
42	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T15 сегмент С	отм. 50,00	52/26	45	1,18
43	Дублер Курортного проспекта	T30/3 сегмент	отм. 48,00	52/26	45	4,75
44	Дублер (III очередь)	T30		52/26	45	4,54
45	Дублер (II очередь)	10	ПС-Р-3	75/53	46,5	9,58

Продолжение таблицы 3.5

№ п/п	Объект	Номер анкера	Сооружение (ПК, прочая информация)	Типо-размер анкера	Макс. нагрузка, кН	Абсолютн. перемещ., мм
46	Дублер Курортного проспекта (II очередь)	13		75/53	45	4,19
47	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	34/1	ПС-4-1	73/53	46,5	10,25
48	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	36/1	ПС-4-1	73/53	46,5	10,27
49	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	32/1	ПС-4-1	73/53	46,5	20,19
50	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	5/1	км 172	73/53	60	2,46
51	Дублер Курортного проспекта	10/1	км 172	73/53	60	5,70
52	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	15/1	км 172	73/53	60	6,54
53	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	24/1	км 172	73/53	60	5,20
54	Дублер Курортного проспекта (II очередь)	27	ПС-Р-26	73/53	60	4,42
55	Дублер Курортного проспекта (II очередь)	40	ПС-Р-26	73/53	60	4,47
56	Дублер (II очередь)	7	ПС-Р-26	73/53	60	8,25
57	Транспортная развязка «Стадион»	14	ПС-3-1	73/53	50	9,60
58	Дублер (II очередь)	17/1	т.р. Раздольное ПС-3-6	73/53	60	10,20

Продолжение таблицы 3.5

№ п/п	Объект	Номер анкера	Сооружение (ПК, прочая информация)	Типо-размер анкера	Макс. нагрузка, кН	Абсолютн. перемещ., мм
59	Дублер Курортного проспекта (II очередь)	5/1	т.р. Раздольное ПС-3-6	73/53	60	6,29
60	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T16 сегмент С	Тоннель №8-8а север отм. 53.0	52/26	45	8,43
61	Дублер Курортного проспекта (III очередь)	T15 сегмент С	Тоннель №8-8а север	52/26	45	4,54
62	т. р. Донская-Виноградная	7/1	ПС-2-3	73/53	50	4,53
63	Объездная дорога Красно-дарское кольцо	16/1	ПК 15+95 - ПК 20+01	73/53	60	8,37
64	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	3 секция 14	ПК20+99,48 - ПК23+20,00	52/26	45	2,52
65	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	2 секция 4	ПК19+40 - ПК19+69,16	52/26	45	5,01
66	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	2 секция 9	ПК17+42,93 - ПК18+30,00	52/26	45	1,30
67	Автомобильная дорога с. Эсто-Садок	1 секция 6	ПК17+42,96 - ПК18+30,00	52/26	45	3,82
68	Дублер Курортного проспекта т.р. Фабрициуса	30/32	ПС-Ф-43-1.1	73/53	60	0,06
69	Дублер Курортного проспекта т.р. Фабрициуса	8/10	ПС-Ф-43-1.1	73/53	60	0,26
Минимальное						0,06
Максимальное						20,19
Среднее						6,41

По результатам испытаний анкерных свай максимальное значение перемещений составляет 20,19 мм, минимальное – 0,06 мм и среднее значение – 6,41 мм.

Применение совместно буронабивных и анкерных свай в конструкции противооползневых сооружений позволяет изменить расчетную схему сооружения относительно типовых решений и без потери эффективности, уменьшить его параметры и снизить стоимость строительства противооползневых сооружений до 30 %. Учитывая различные деформативные свойства буронабивных и анкерных свай, в конструкции противооползневых сооружений, при проектировании необходимо предусматривать соответствующие компенсационные мероприятия.

В нормативной документации не регламентированы максимальные перемещения анкерных свай, отсутствует методика расчета перемещений, вследствие чего, перемещения определяются по результатам натурных испытаний. Благодаря выполненным натурным испытаниям анкерных свай в реальных инженерно-геологических условиях Сочинского района Краснодарского края установлено, что значения перемещений для анкеров различного типа, длины заделки и грунтовых условий составляют в среднем 6,5 мм.

Учитывая более широкий диапазон расчетных перемещений свай в свайных сооружениях (от 5 до 120 мм), необходимо акцентировать особое внимание на полученных данных при проектировании мероприятий инженерной защиты от опасных инженерно-геологических процессов для более эффективной работы комбинированных свайно-анкерных конструкций.

3.6 Рекомендации по определению мест крепления и оптимальных углов наклона анкеров

При проектировании противооползневых сооружений, определяющим является выбор их конструктивной схемы. Как правило, это либо консольно-рамная конструкция, состоящая из одного (нескольких) рядов свай, объединенных монолитным железобетонным ростверком, либо пролетная конструкция (балка) со связями в виде грунтовых анкеров. При этом существующие методики расчета не учитывают совместную работу свай и анкеров. В большинстве случаев расчет производится по статическим схемам, реализованных по классическим правилам строительной механики.

Современные программные комплексы позволяют учесть совместную работу анкера, сваи и грунта. При этом в процессе реального проектирования свайно-анкерных конструкций неизбежно возникает вопрос взаимного расположения анкеров и железобетонных свай.

Следует отметить, что при проектировании противооползневых мероприятий ситуация осложняется наличием значительного оползневого давления, неравномерно распределенного вдоль сооружения, следствием чего, является более частый шаг анкеров в области максимального давления.

При выборе угла наклона анкерных свай в противооползневом сооружении необходимо учитывать несколько основных параметров, таких как деформации и внутренние усилия в конструкции, а также растягивающие усилия в анкерной тяге.

По результатам анализа отечественной и зарубежной литературы установлено следующее:

- оптимальный угол наклона анкера не регламентирован для различных грунтов;
- нет четко сформулированных рекомендаций для выбора угла наклона анкера;
- нет четких рекомендаций по определению и назначению количества анкеров и расстояния между ними;
- отсутствуют четкие рекомендации по выбору глубины заделки сваи и количества анкерных ярусов, их количества и взаимного расположения;
- отсутствует детальное понимание работы свайно-анкерной противооползневой конструкции и распределение внутренних усилий в элементах конструкции.

Для анализа работы рассматриваемой конструкции с учетом взаимодействия с грунтом, была разработана расчетная модель в двумерной постановке задачи (2D). Расчеты выполнялись методом конечных элементов в программном комплексе *Plaxis*

Для простоты анализа и минимизации влияния внешних факторов, в расчетной модели принят однородный массив грунта со следующими физико-механическими характеристиками:

- удельный вес грунта – 18 кН/м³;
- удельное сцепление грунта – 45 кПа;
- угол внутреннего трения – 25°;
- модуль деформации – 35 кПа.

Границы модели были предварительно определены, для предотвращения их влияния на напряженно-деформированное состояние (НДС) схемы. В качестве основного конструктивного элемента принята железобе-

тонная буронабивная свая, диаметром 820 мм, с шагом 1 м. В качестве анкерного крепления – анкерная свая типа *Titan 72/53*. Расчетные характеристики элементов конструкции для удобства сведены в таблицу 3.6.

Таблица 3.6 – Сводная таблица расчетных характеристик элементов конструкции

Элемент конструкции	Характеристики		
	Тип	Осевая жесткость, ЕА, кН/м	Изгибная жесткость, EI, кН*м ²
Свая	Буронабивная, длиной 16 м, Ø820 мм	18,40е + 06	814,0е + 3
Анкерная тяга	Titan 73/53	462,0е + 3	—
Анкерный корень	Titan 73/53	734,7е + 3	—
Примечания: — жесткости сваи посчитаны на основании методики СП 63.13330; — жесткости анкерной сваи Titan приняты на основании данных предоставленных производителем.			

Длина анкера, в зависимости от позиции была определена с учетом его заделки в не смещаемую толщу грунтов на глубину не менее 5 м. Для того чтобы определить границу поверхности скольжения в рассмотренной расчетной схеме выполнен расчет в программном комплексе *GeoStudio* (рисунки 3.10–3.11).

Для комплексного анализа работы конструкции было разработано три расчетных случая. В каждом расчетном случае моделировалась работа конструкции с учетом поэтапного выполнения срезки грунта и включения анкера.

Метод анализа: Morgenstern-Price

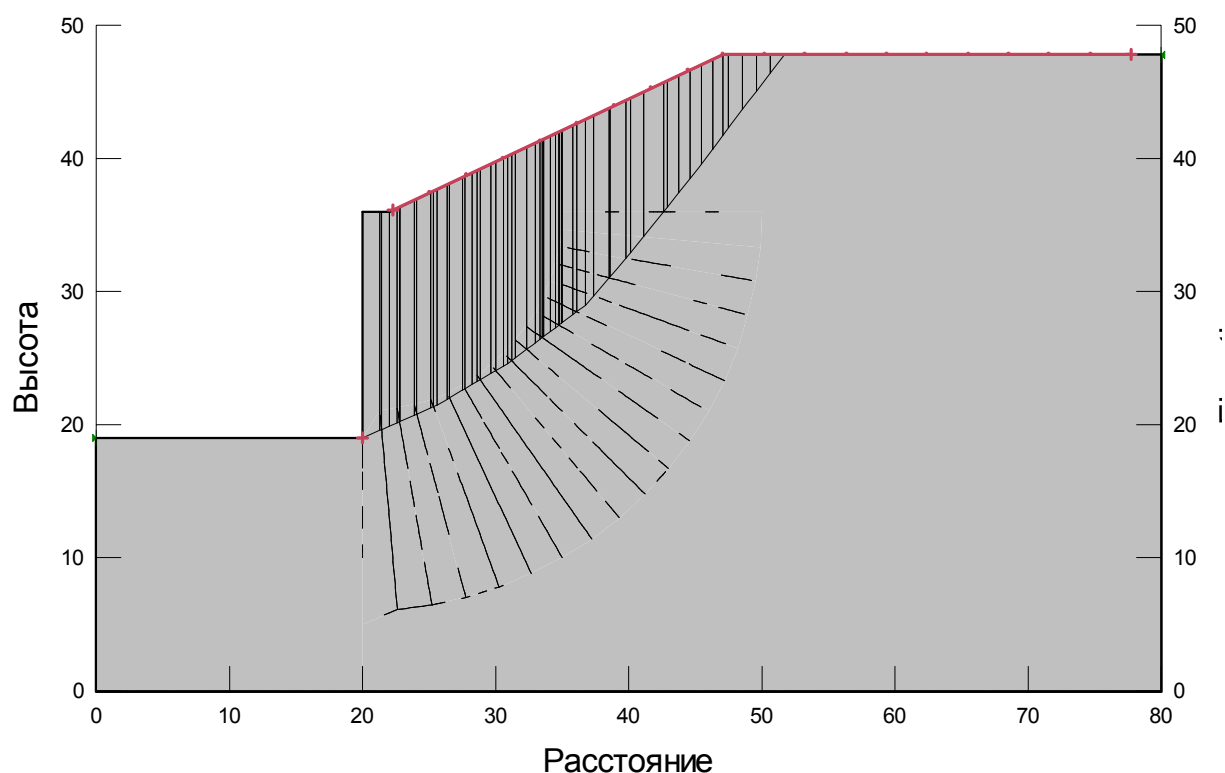


Рисунок 3.10 – Расчет устойчивости методом предельного равновесия для определения геометрии противооползневого сооружения

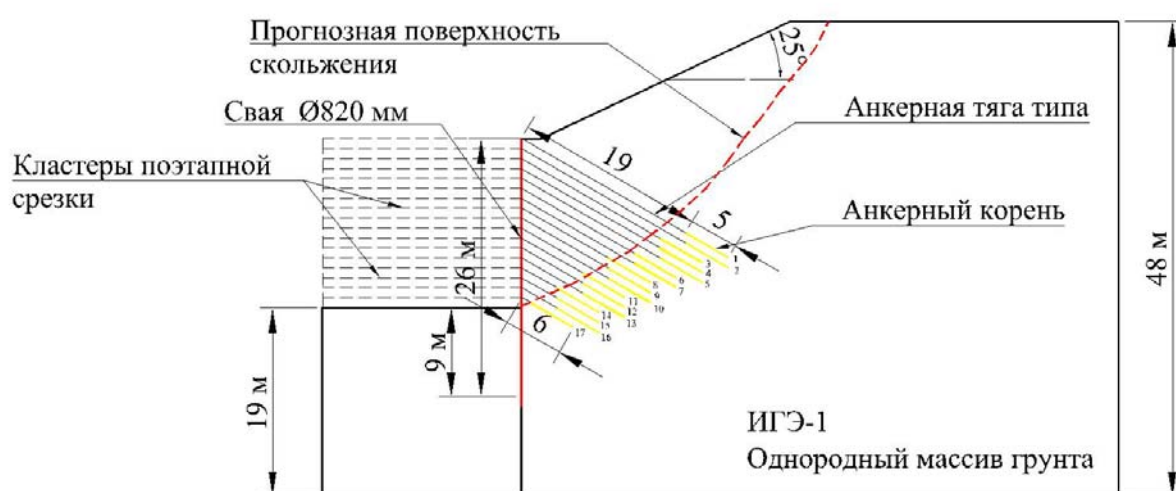


Рисунок 3.11 – Расчетная схема

В каждой итерации расчета рассматривалось определенное положение анкера и величины заделки сваи. При этом соблюдалась следующая последовательность выполнения расчетов:

- рассчитывалось напряженно-деформированное состояние склона без учета конструкции;
- включалась в работу конструкция (сваи);
- включался анкер (при необходимости выполнялась подрезка до нужной глубины его устройства);
- отключались оставшиеся кластеры грунта;
- снимались значения эпюр изгибающих моментов и горизонтальных перемещений сваи, а также растягивающие усилия в анкере.

Расчетный случай 1. Определение оптимального угла наклона анкера. В данной серии расчетов рассматривалось влияние различного угла наклона анкера относительно горизонта на внутренние усилия в конструкции. Принципиальная расчетная схема представлена на рисунке 3.12.

Расчетный случай 2. Определения влияния положения крепления анкера. В данной серии расчетов рассматривалось влияние положения точки крепления одного яруса анкеров к консоли сваи на внутренние усилия в конструкции. Принципиальная расчетная схема представлена на рисунке 3.13.

Расчетный случай 3. Поиск оптимального соотношения величины заделки сваи и высоты крепления анкера. В расчетной модели (рис. 3.14) рассматривалось поведение конструкции при выполнении подрезки склона на глубину 10 м. Позиции крепления анкера расположены через 1 м (рис. 3.15). Максимальная глубина погружения сваи принята 13 м, так как дальней-

шее возрастание глубины не влияет на характер изменения внутренних усилий в конструкции.

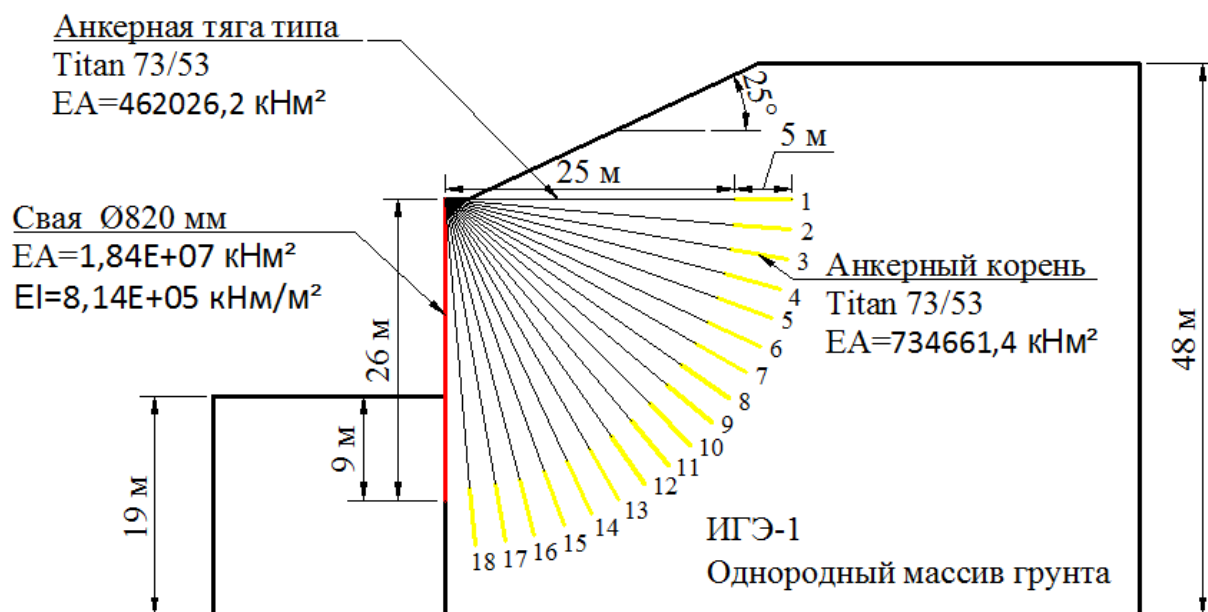


Рисунок 3.12 – Расчетная схема к расчетному случаю 1



Рисунок 3.13 – Расчетная схема к расчетному случаю 2

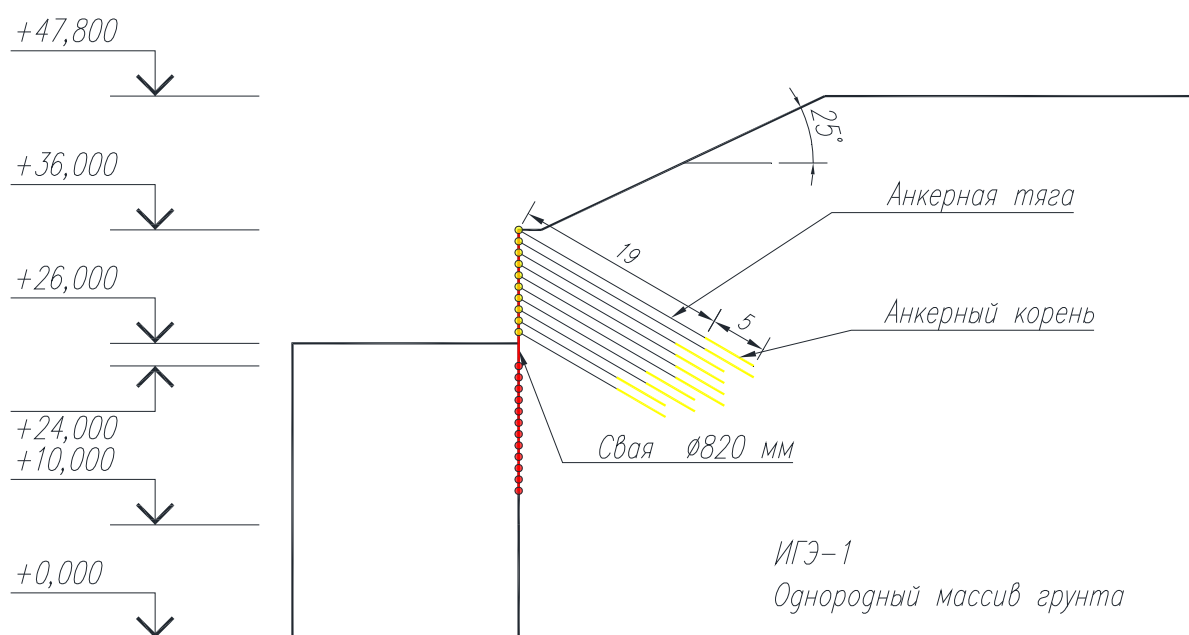


Рисунок 3.14 – Расчетная модель свайно-анкерной конструкции

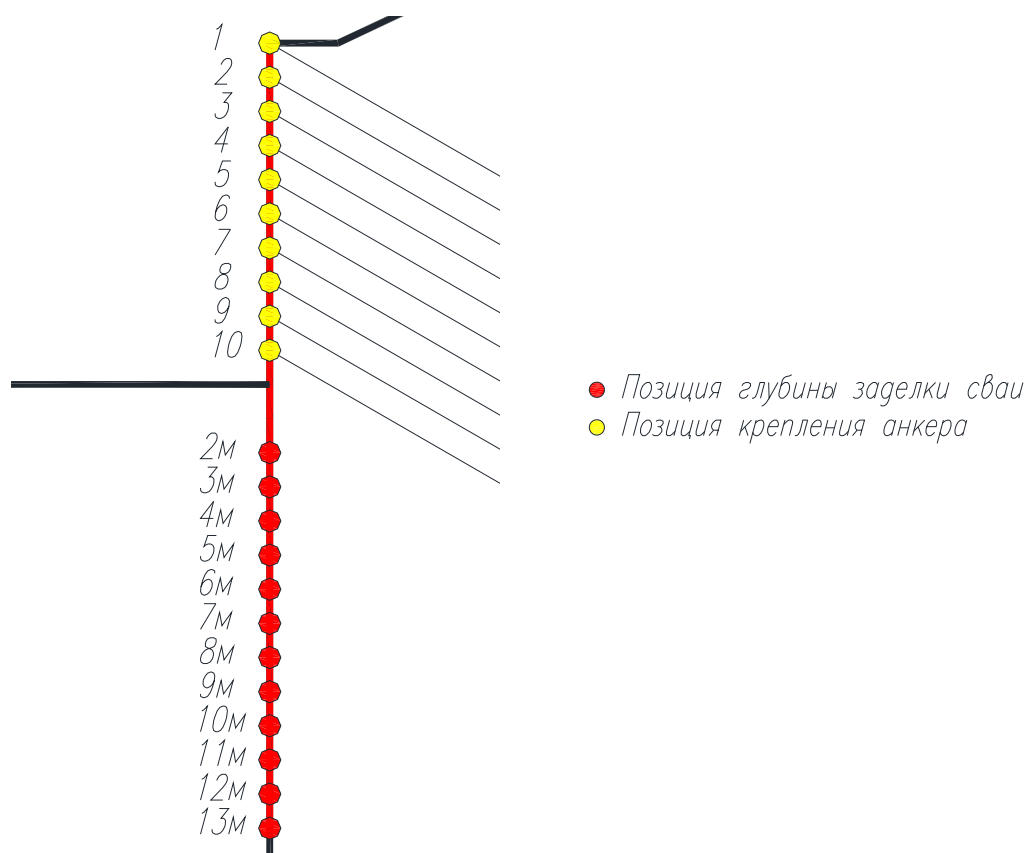


Рисунок 3.15 – Схема расположения позиций крепления анкера и глубины заделки сваи

Расчетная модель 1

По первой модели были выполнены расчеты для поиска рационального угла наклона анкера. Для анализа был выбран диапазон угла наклона от 0 до 75°. Длина анкера принята постоянной. В рамках рассматриваемой задачи, анкер закреплен в ростверке сваи. Расчеты производились для однородного массива грунта.

Расчетная модель в программе *Plaxis* и крупность сетки КЭ показана на рисунке 3.16. Анализ работы конструкции проводился по трем критериям: изгибающий момент в свае (*Bending moments M*), горизонтальные деформации сваи (*Total displacement U_x*) и растягивающее усилие в анкере (*Axial forces N*).

На рисунке 3.17 представлены эпюры изгибающих моментов и растягивающих усилий в анкере для наклона анкера 30°. Более подробные результаты расчетов для удобства сведены в таблицу 3.7.

Результаты изменения растягивающих усилий в анкере отображены на рисунке 3.18. Так, наименьшие растягивающие усилия в анкере возникают при угле наклона 0° (246,61 кН) и при угле наклона 75° (292,08 кН). Наибольшие усилия – при диапазоне угла наклона 45° (341,57 кН). Разница в усилиях от максимального значения составляет 94 кН (для угла 0°) и 49 кН (для угла 75°), что соответствует 27 % и 14 % соответственно.

Результаты изменения горизонтальных деформаций в свае представлены на рисунке 3.19. Так, наименьшие горизонтальные деформации возникают при диапазоне угла наклона от 25 до 35° и составляют 130 мм. Наибольшие деформации возникают при угле наклона анкера 75° – 137 мм, а также при угле наклона анкера 0° – 133 мм.

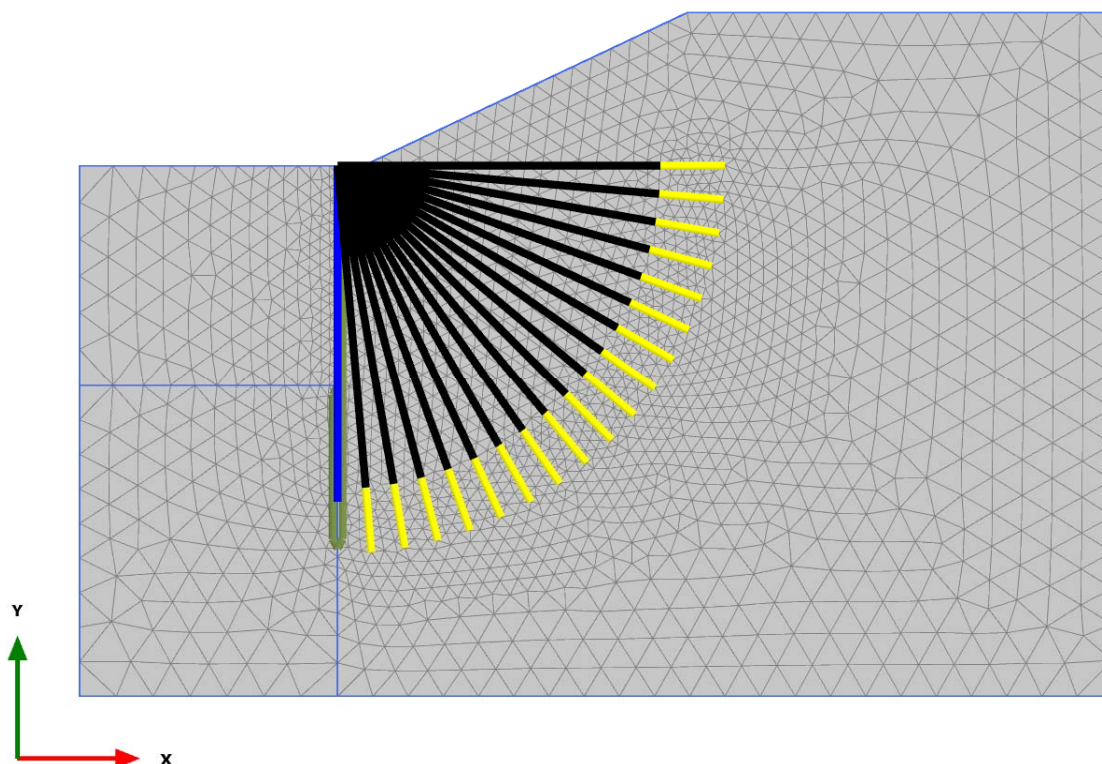


Рисунок 3.16 – Расчетная модель и степень измельчения сетки КЭ

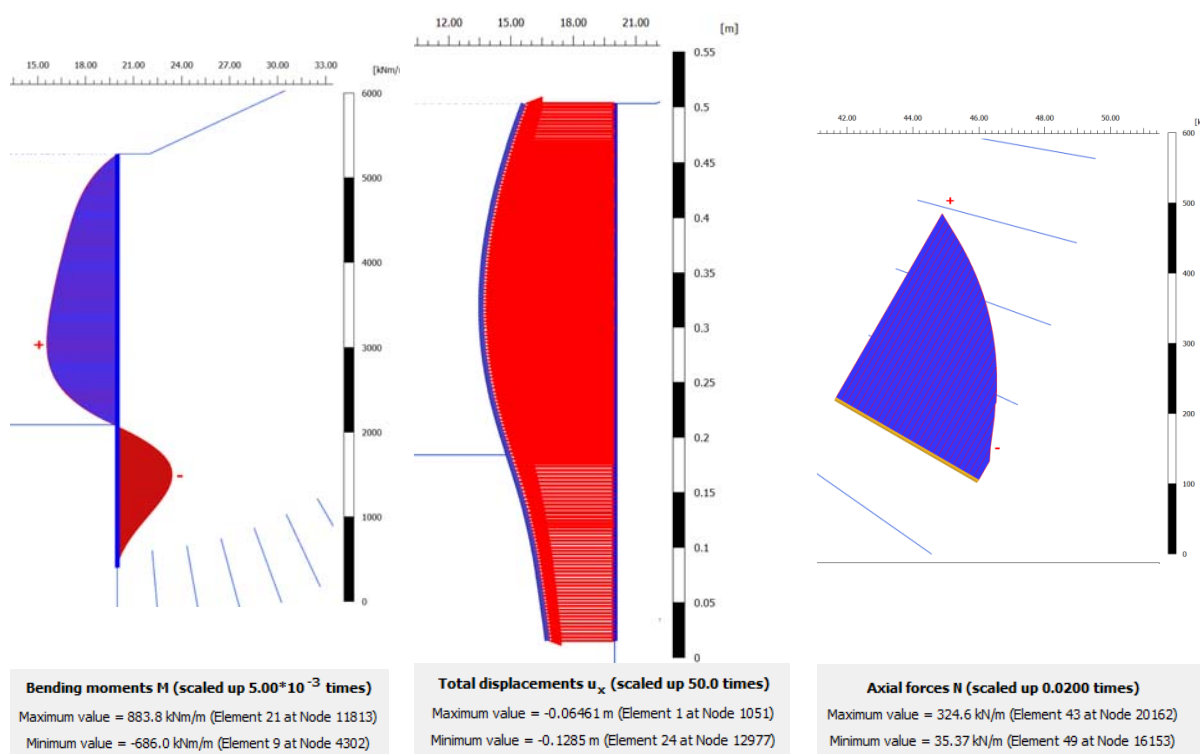


Рисунок 3.17 – Результаты расчетов при угле наклона анкера 30°

Таблица 3.7 – Результаты расчетов усилий в элементах конструкции

Порядковый номер анкера	Угол наклона анкера к горизонту, град	Усилие в анкере, кН	Усилие в свае, кНм	Горизонтальные деформации в свае, мм	Несущая способность по грунту, кН
1	0	246,61	868,7	133	289,85
2	5	269,42	874,3	132	328,13
3	10	288,07	878,9	132	367,02
4	15	303,13	882,2	131	401,19
5	20	314,75	884,0	131	435,10
6	25	324,01	884,3	130	466,54
7	30	331,29	882,9	130	495,12
8	35	336,74	880,3	130	520,97
9	40	340,17	876,4	131	544,23
10	45	341,57	871,5	131	563,90
11	50	340,51	864,6	131	580,40
12	55	336,08	855,7	132	593,89
13	60	328,26	841,8	132	604,60
14	65	315,44	827,2	133	612,81
15	70	292,08	733,5	134	618,70
16	75	292,08	733,5	137	622,99

Результаты изменения изгибающего момента в свае представлены на рисунке 3.20. Так, наименьший изгибающий момент возникает при угле наклона 75° и составляют 733,5 кНм. Наибольший изгибающий момент возникает в свае при угле наклона 25° – 884,3 кНм, а также при угле наклона анкера 0° – 868,7 кНм. Разница в значениях составляет 150,8 кНм (при угле наклона 75°), что составляет 17 %.

Полученные данные для удобства дальнейшего анализа были преобразованы в процентные зависимости от угла наклона анкера (рисунок 3.21). Критерием наибольшей эффективности для свай принято наименьшее значение изгибающего момента. На основании выполненных расчетов установлена наибольшая эффективность угла наклона анкера примерно $30\text{--}35^\circ$ к горизонту.

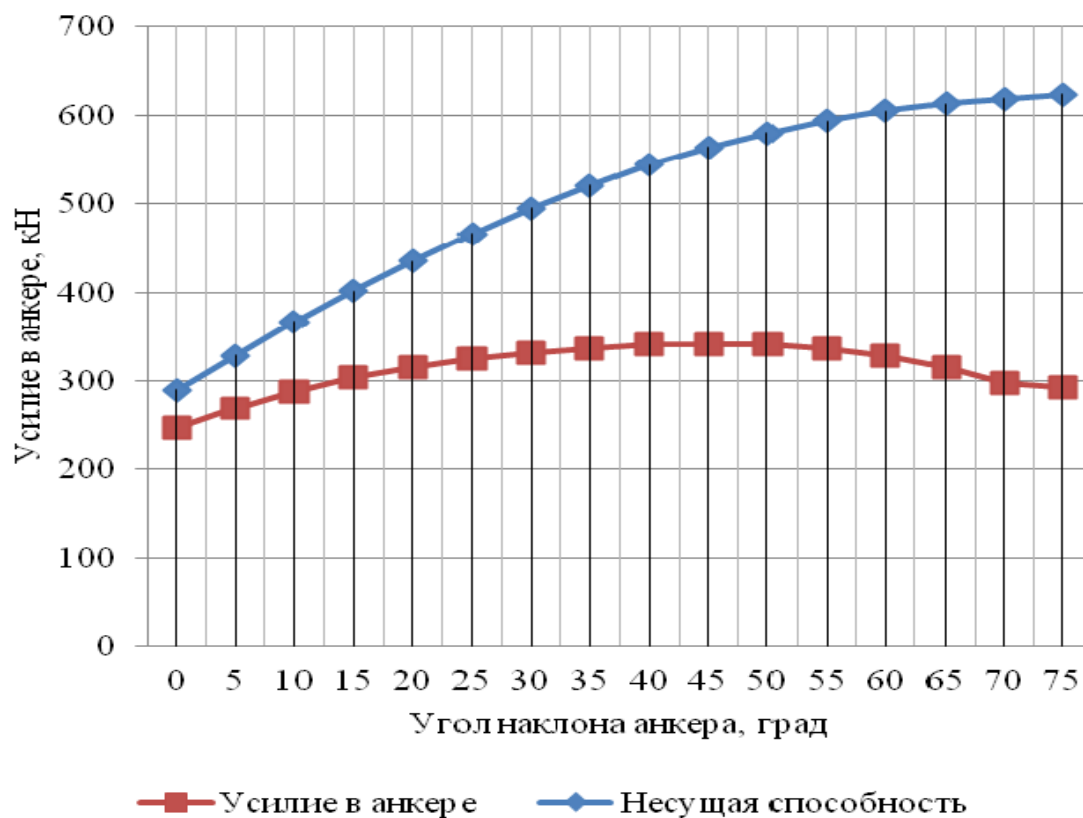


Рисунок 3.18 – Зависимость усилий в анкере и несущей способности от угла наклона

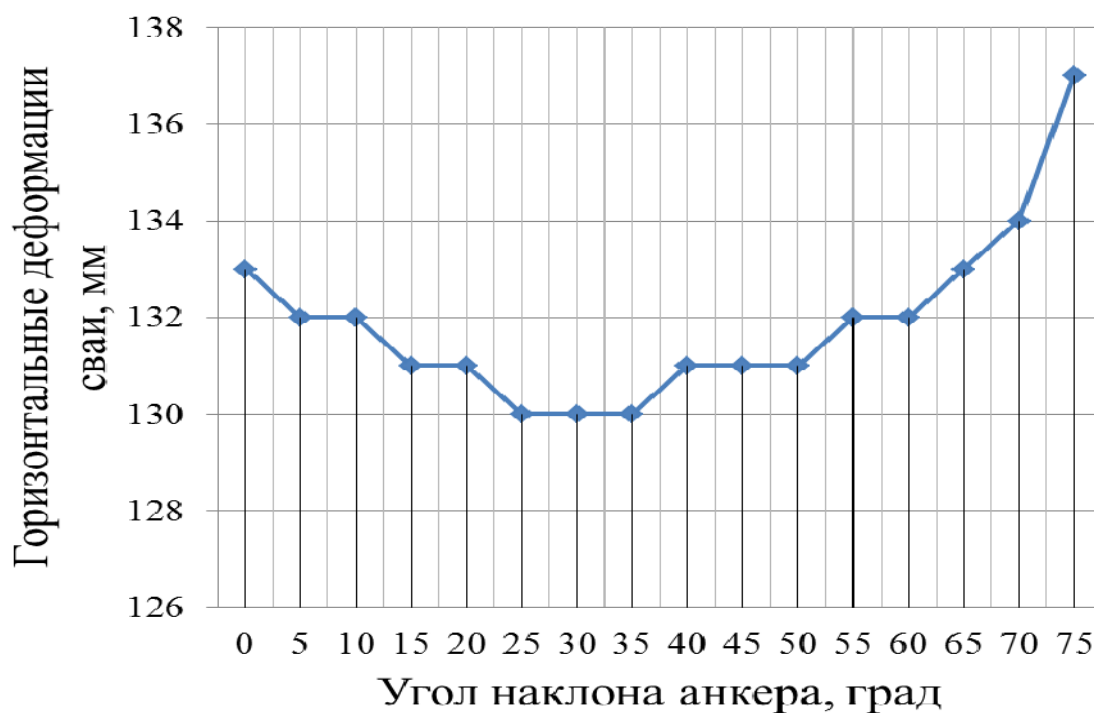


Рисунок 3.19 – Зависимость деформаций свай от угла наклона анкера

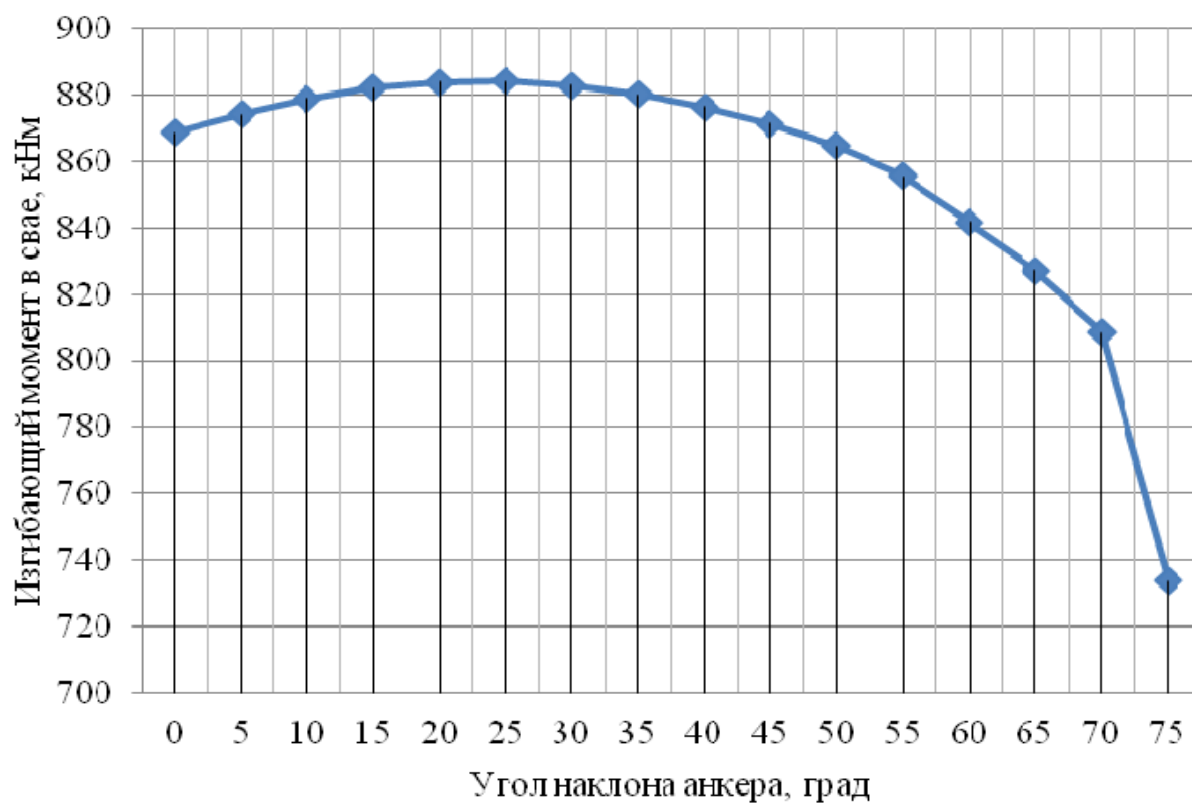


Рисунок 3.20 – Зависимость изгибающего момента от угла наклона анкера

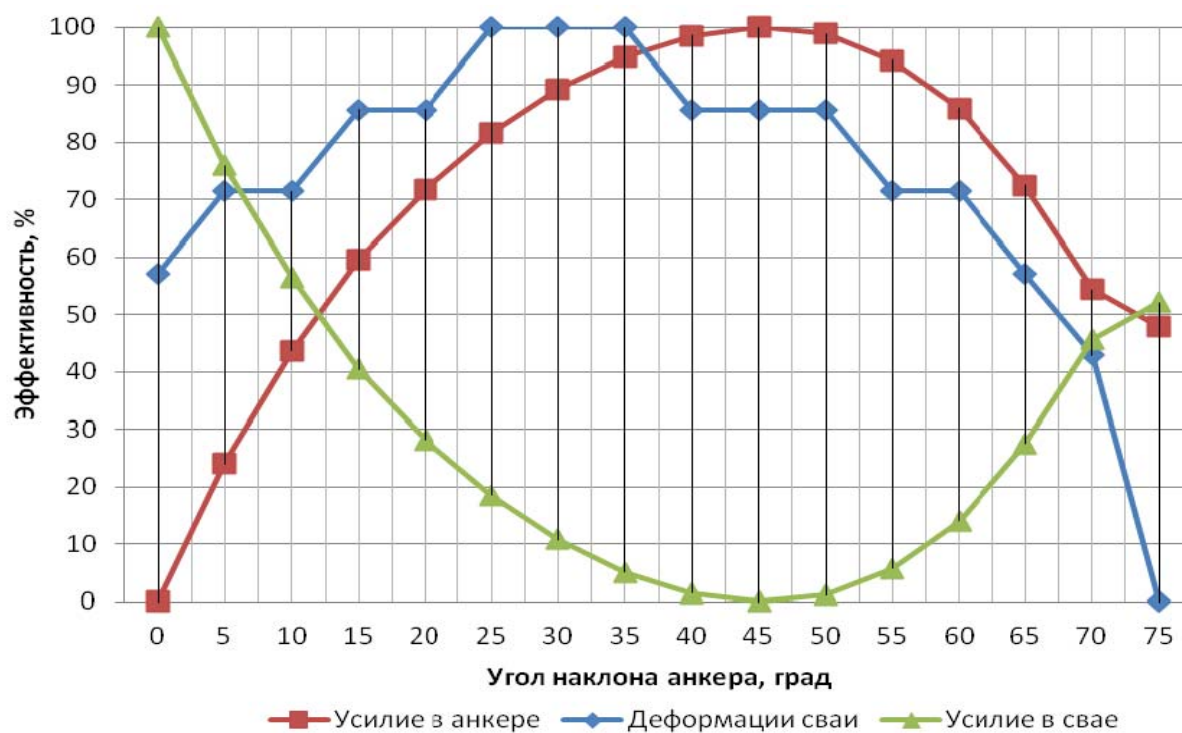


Рисунок 3.21 – Процентное соотношение деформаций сваи, усилий в анкере и изгибающего момента в свае от угла наклона анкера

Расчетная модель 2

По второй модели были выполнены расчеты по поиску оптимального шага двух ярусов анкеров по высоте. Рассматривалась расчетная схема с высотой консоли 17 м. Граница поверхности скольжения предварительно определена расчетами устойчивости. Шаг анкеров по высоте принимался 1 м. Расчеты производились в следующей последовательности:

- 1) рассчитывалось напряженно-деформированное состояние склона без учета конструкции;
- 2) включалась конструкция;
- 3) включался верхний анкер (при необходимости выполнялась подрезка до нужной глубины его устройства);
- 4) выполнялась подрезка до нужной глубины устройства нижнего анкера, включался нижний анкер;
- 5) отключались оставшиеся кластеры грунта;
- 6) определялись значения изгибающих моментов и горизонтальных перемещений свай, а также растягивающие усилия в обоих анкерах.

Расчеты выполнялось итерационно. Каждая итерация соответствовала расстоянию в метрах от вершины свай до точки заделки верхнего анкера в свае. Общее количество анкеров в рассматриваемой схеме – 17 (X_1 – X_{17}). В каждой итерации анкера включались в следующей последовательности:

$$X_n + X_{n+1} \dots X_n + X_{17}.$$

где X_n – верхний анкер;

X_{n+1} , X_{17} – нижний анкер.

В ходе анализа полученных результатов была выявлена характерная закономерность: при всех рассмотренных позициях крепления верхнего анкера наблюдается значительное снижение изгибающих моментов при

креплении нижнего анкера на высоте 4–5 м, что составляет 23–30 % от высоты консоли. Результаты расчетов изгибающих моментов были сведены в таблицу 3.8, растягивающих усилий в анкерах – таблицу 3.9.

Таблица 3.8 – Результаты расчетов изгибаемого момента в свае, кНм

Порядковый номер нижнего анкера	Порядковый номер верхнего анкера										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	11
1											
2	889										
3	904	909									
4	920	923	924								
5	930	932	934	934							
6	940	945	944	944	942						
7	940	943	945	945	942	938					
8	942	946	948	949	947	941	928				
9	914	919	923	926	925	922	906	901			
10	861	870	877	884	890	890	883	872	845		
11	828	837	848	856	863	867	863	844	825	777	
12	729	743	754	768	780	789	789	783	764	729	687
13	651	639	627	652	671	678	696	695	689	658	620
14	721	721	714	702	681	656	608	616	624	604	568
15	771	777	776	771	758	742	704	662	584	489	462
16	816	825	830	829	822	813	783	751	685	594	495
17	851	864	874	880	879	879	859	838	785	701	630

Анализируя полученные графики (рисунок 3.22) зависимостей изгибающих моментов в свае можно выделить два характерных экстремума. Максимальное значение изгибающих моментов получается при креплении нижнего яруса анкеров в точке 7, что соответствует 60 % от высоты консоли свай. Минимальные значения изгибающего момента в свае получаются при закреплении нижнего яруса в точках 13, 14, что соответствует 23–30 % от высоты консоли. Разница в усилиях при этом составляет 150 %.

Таблица 3.9 – Результаты расчетов растягивающих усилий в анкерах, кН

Порядковый номер нижнего анкера	Порядковый номер верхнего анкера										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1											
2	$\frac{158}{264}$										
3	$\frac{160}{320}$	$\frac{224}{277}$									
4	$\frac{167}{380}$	$\frac{223}{340}$	$\frac{264}{295}$								
5	$\frac{179}{435}$	$\frac{229}{396}$	$\frac{262}{361}$	$\frac{315}{310}$							
6	$\frac{203}{467}$	$\frac{252}{430}$	$\frac{276}{398}$	$\frac{319}{359}$	$\frac{362}{316}$						
7	$\frac{217}{514}$	$\frac{263}{478}$	$\frac{287}{448}$	$\frac{326}{410}$	$\frac{363}{371}$	$\frac{384}{321}$					
8	$\frac{239}{540}$	$\frac{287}{504}$	$\frac{312}{473}$	$\frac{352}{438}$	$\frac{390}{402}$	$\frac{393}{368}$	$\frac{428}{322}$				
9	$\frac{250}{584}$	$\frac{297}{548}$	$\frac{325}{517}$	$\frac{363}{482}$	$\frac{398}{446}$	$\frac{405}{417}$	$\frac{434}{375}$	$\frac{444}{322}$			
10	$\frac{260}{622}$	$\frac{308}{586}$	$\frac{337}{556}$	$\frac{375}{521}$	$\frac{409}{486}$	$\frac{419}{459}$	$\frac{445}{420}$	$\frac{451}{386}$	$\frac{480}{323}$		
11	$\frac{275}{636}$	$\frac{326}{601}$	$\frac{359}{570}$	$\frac{399}{536}$	$\frac{435}{503}$	$\frac{449}{475}$	$\frac{477}{440}$	$\frac{476}{410}$	$\frac{497}{365}$	$\frac{535}{313}$	
12	$\frac{281}{664}$	$\frac{333}{629}$	$\frac{369}{599}$	$\frac{409}{565}$	$\frac{445}{531}$	$\frac{462}{505}$	$\frac{490}{470}$	$\frac{495}{445}$	$\frac{514}{404}$	$\frac{534}{358}$	$\frac{530}{303}$
13	$\frac{268}{682}$	$\frac{340}{647}$	$\frac{378}{617}$	$\frac{419}{584}$	$\frac{455}{550}$	$\frac{475}{524}$	$\frac{504}{490}$	$\frac{513}{468}$	$\frac{534}{430}$	$\frac{551}{389}$	$\frac{544}{356}$
14	$\frac{292}{669}$	$\frac{349}{636}$	$\frac{390}{607}$	$\frac{435}{574}$	$\frac{474}{541}$	$\frac{497}{516}$	$\frac{530}{483}$	$\frac{544}{460}$	$\frac{568}{427}$	$\frac{589}{391}$	$\frac{579}{364}$
15	$\frac{295}{667}$	$\frac{353}{634}$	$\frac{395}{605}$	$\frac{442}{573}$	$\frac{482}{540}$	$\frac{506}{517}$	$\frac{539}{484}$	$\frac{556}{464}$	$\frac{583}{431}$	$\frac{605}{396}$	$\frac{602}{375}$
16	$\frac{296}{646}$	$\frac{355}{614}$	$\frac{400}{586}$	$\frac{447}{552}$	$\frac{489}{519}$	$\frac{515}{496}$	$\frac{549}{464}$	$\frac{568}{446}$	$\frac{596}{415}$	$\frac{620}{383}$	$\frac{621}{366}$
17	$\frac{297}{575}$	$\frac{358}{544}$	$\frac{404}{518}$	$\frac{454}{488}$	$\frac{498}{457}$	$\frac{526}{435}$	$\frac{563}{406}$	$\frac{585}{389}$	$\frac{616}{361}$	$\frac{645}{331}$	$\frac{648}{320}$
Примечание: — В числителе указаны значения для верхнего анкера; — В знаменателе указаны значения для нижнего анкера.											

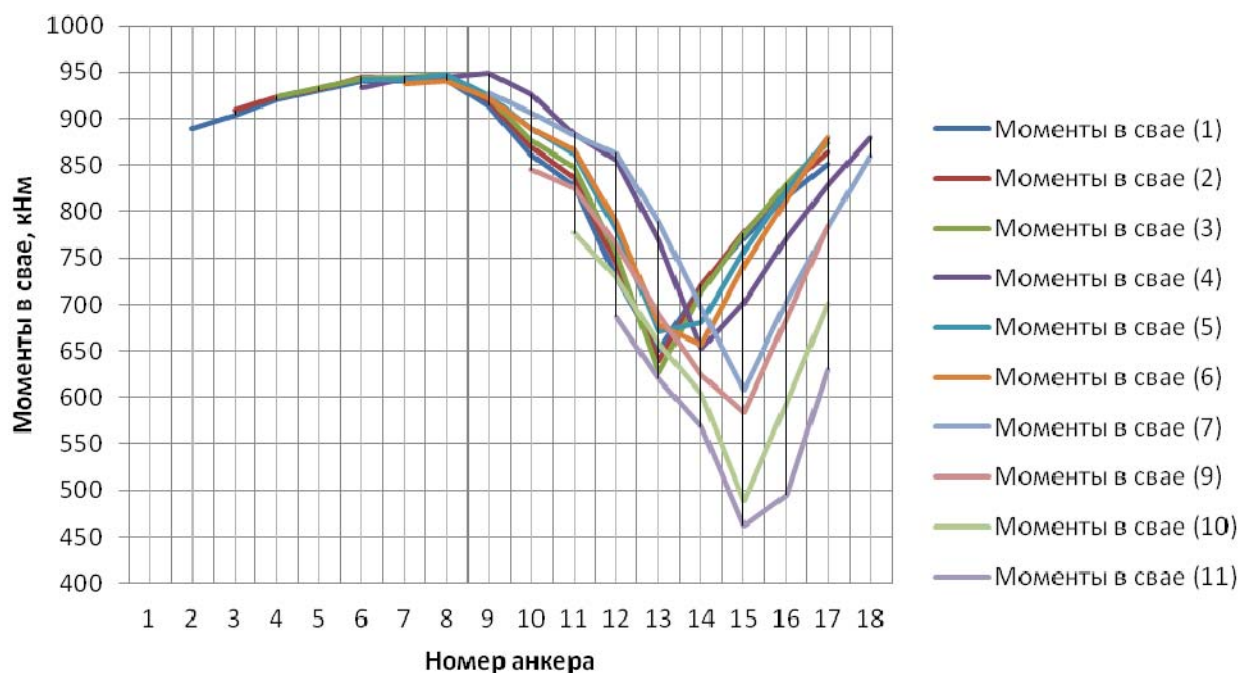


Рисунок 3.22 – Сводный график зависимости изгибающих моментов от различного положения ярусов анкеров

Анализ полученных результатов показал, что минимальная разница между растягивающими усилиями в ярусах наблюдается при креплении верхнего яруса в точках 6 и 7, что составляет 35–41 % от высоты консоли и креплении нижнего – в точках 13 и 14, что составляет 23–30 % от высоты консоли. В этом случае разница в усилиях между ярусами анкеров не превышает 5 %.

Расчетная модель 3

Расчетная модель № 3 разработана для анализа расположения анкеров по высоте на работу элементов свайно-анкерной конструкции. Расчеты производились в следующей последовательности:

- 1) расчет напряженно-деформированного состояния склона без учета конструкции;
- 2) включение в работу конструкции (свай). Длина свай принималась в каждой итерации расчета, исходя

из глубины подрезки и рассматриваемой величины за-
щемления;

3) включение анкера (при необходимости выполня-
лась подрезка до нужной глубины его устройства);

4) отключение оставшихся кластеров грунта;

5) определение значений изгибающих моментов в
свае, а также растягивающих усилий анкере.

На рисунке 3.23 представлены зависимости изги-
бающих моментов в свае от места крепления анкера. На
рисунке 3.24 – распределение растягивающих усилий в
анкерах. На рисунке 3.25 – горизонтальные деформа-
ции в свае. Все полученные значения сведены в свод-
ные таблицы 3.10–3.12.

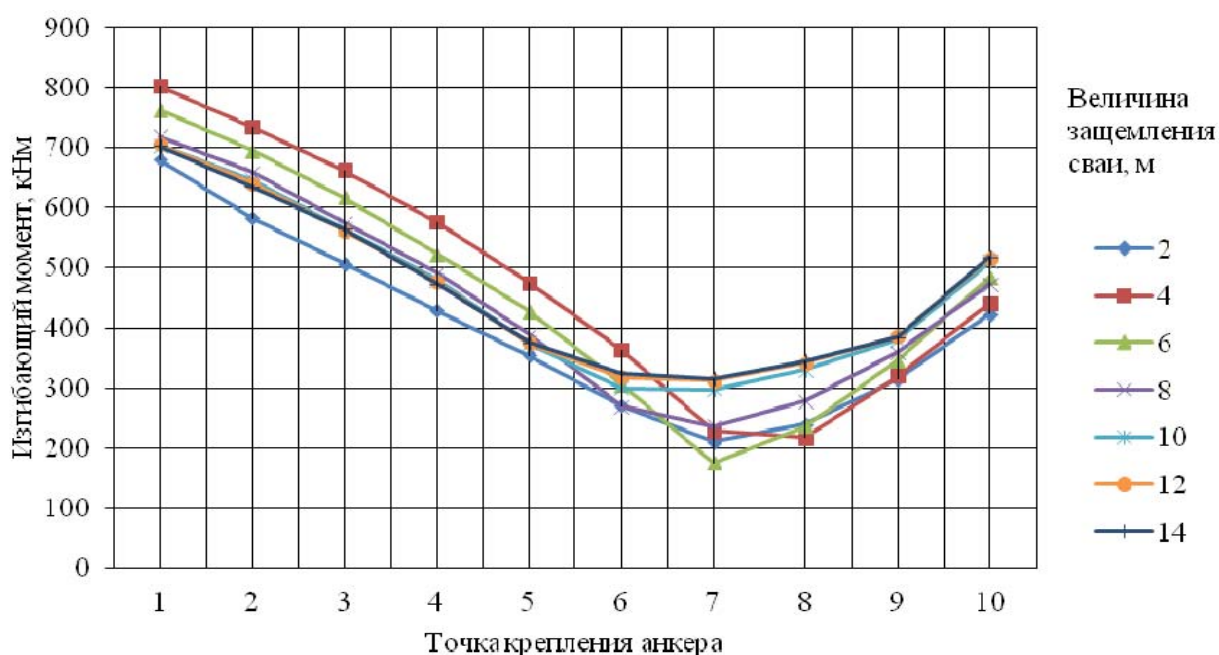


Рисунок 3.23 – График изменения изгибающего момента в свае

Анализ зависимостей (рисунок 3.23) показал, что
наименьшее значение изгибающих моментов получено
при креплении анкера в позиции 7, что соответствует
40 % от высоты консоли, при всех рассмотренных вели-
чинах заземления. Наибольшее значение изгибающего
момента получено при креплении анкера в ростверке.

Разница в значениях изгибающего момента достигает 60 % в зависимости от высоты крепления анкера. Минимальное значение изгибающего момента получено при величине заделки сваи 6 м.

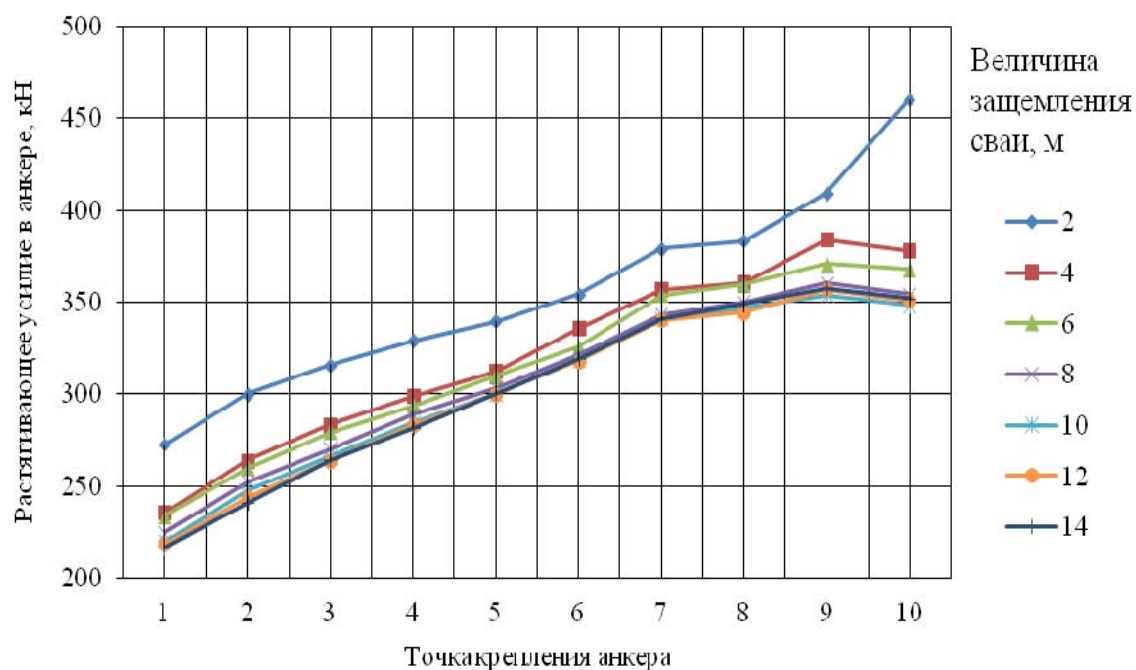


Рисунок 3.24 – График растягивающих усилий в анкерах

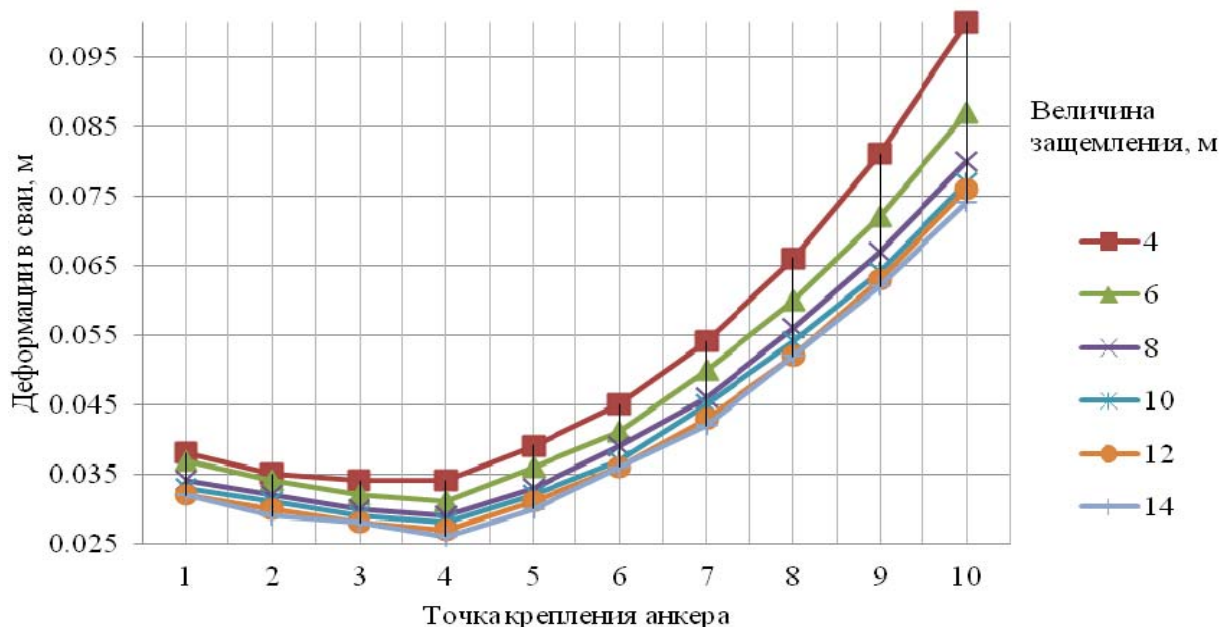


Рисунок 3.25 – График горизонтальных деформаций сваи

Таблица 3.10 – Сводная таблица результатов расчетов усилий в свае, кНм

Величина защемления сваи, м	Точка крепления анкера									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	680,9	583,5	507	429,5	354	270,4	209,9	240,2	314,2	423,8
4	803,3	735,6	662,6	576,4	475,6	363,6	228,1	216,9	320,2	441,6
6	763,7	695,1	617,2	523,6	427,6	306,1	175,2	236,2	346,7	484,9
8	719,6	659	575,8	491,6	389,9	269,5	236,1	278	359,6	473,7
10	705	646,8	564,7	479,8	375,2	300,2	298	330,9	380,1	510,2
12	705,9	641,6	561,3	476,5	375,2	318	312,8	341,9	386,3	516,9
14	703,9	635,9	564,9	473,8	375,3	325,1	316,2	344,7	385,4	518,8

Таблица 3.11 – Сводная таблица результатов расчетов усилий в анкерах, кН

Величина защемления сваи, м	Точка крепления анкера									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	272,6	300,2	315,9	329	339,8	354,4	379,1	383,6	409,3	460,8
4	235,8	263,9	283,6	299,2	312,7	335,9	357	361	384	378,1
6	233,9	259,8	279,5	293,9	310	325,9	354	359,7	371	367,9
8	224,8	252,3	270,4	288,8	303,5	321,1	343,4	350,4	360,5	354,5
10	219,9	247,4	266,3	284,7	300,3	319,2	341,3	346,7	354,1	348,5
12	218,5	243,9	263,9	283,1	300,1	318,3	340,4	344,6	357,2	350,9
14	216,7	240,9	264,4	281,7	300,7	319,5	341,1	349,7	358	352

Таблица 3.12 – Сводная таблица результатов расчетов деформаций в свае, м

Величина защемления сваи, м	Точка крепления анкера									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	0,057	0,055	0,051	0,054	0,059	0,065	0,075	0,093	0,123	0,2
4	0,038	0,035	0,034	0,034	0,039	0,045	0,054	0,066	0,081	0,1
6	0,037	0,034	0,032	0,031	0,036	0,041	0,05	0,06	0,072	0,087
8	0,034	0,032	0,03	0,029	0,033	0,039	0,046	0,056	0,067	0,08
10	0,033	0,031	0,029	0,028	0,032	0,037	0,045	0,054	0,064	0,077
12	0,032	0,03	0,028	0,027	0,031	0,036	0,043	0,052	0,063	0,076
14	0,032	0,029	0,026	0,03	0,036	0,042	0,052	0,052	0,062	0,074

Анализ зависимостей на рисунке 3.24 показал, что растягивающее усилие в анкере постоянно возрастает по мере увеличения консоли сваи. Разница в растяги-

вающих усилиях в анкере, в зависимости от точки крепления составляет 50–60 %, а в зависимости от величины заделки – 10–15 %.

Анализ зависимостей на рисунке 3.25 показал, что наименьшее значение деформации сваи получено при креплении анкера в позиции 4, что соответствует 60 % от высоты консоли, при всех рассмотренных величинах заделки. Наибольшее значение деформаций получены при креплении анкера в нижней точке. Разница в значениях деформаций доходит до 34 % в зависимости от высоты крепления анкера.

Таким образом, в результате проведенных исследований для оптимизации конструктивной схемы расположения анкеров в составе свайных конструкций разработаны следующие рекомендации:

- Угол наклона анкера следует принимать в диапазоне 30° до 35° относительно горизонта.
- При проектировании двух ярусов анкеров верхний ярус следует располагать на высоте 35–40 % от высоты консоли, нижний – 25–30 %, соответственно.
- Оптимальной высотой крепления одного яруса анкеров является величина примерно 40 % от высоты консоли.

ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СВАЙНО-АНКЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

4.1 Анализ совместной работы буронабивных и анкерных свай в комбинированных свайно-анкерных конструкциях

Вопрос совместной работы буронабивных и анкерных свай в конструкции противооползневых сооружений по состоянию на настоящий момент не отражен в российских нормативных документах, что вызывает определенные трудности при проектировании и строительстве подобного рода конструкций. При проектировании свайно-анкерных конструкций необходимо учитывать различные деформативные свойства буронабивных и анкерных свай.

Благодаря выполненным натурным испытаниям анкерных свай в реальных инженерно-геологических условиях Сочинского района Краснодарского края установлено, что значения перемещений для анкеров различного типа, длины заделки и грунтовых условий составляют в среднем 6,5 мм.

Для уточнения вышеизложенного предположения проведены сопоставление и анализ результатов расчетов сооружений (использовались программные комплексы *GeoStudio* и *Plaxis*) с натурными испытаниями на реальных объектах в г. Сочи. Далее представлены основные результаты анализа и выводы по рассматриваемым противооползневым свайно-анкерным сооружениям.

1. Сооружение ПС-Р-3.

Объект: «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (II очередь. Транспортная развязка «Раздольное»)» (рисунки 4.1–4.3). Сооружение в рассматриваемом сечении представляет собой 2 ряда буронабивных свай диаметром 820 мм, расположенных с шагом 2000 мм (в первом ряду), 4000 мм (во втором ряду) в плане и 2000 мм между рядами свай.

Сваи объединены монолитным железобетонным ростверком шириной 3280 мм и высотой 1200 мм. Сооружение усилено ярусом анкерных свай типа *Titan 73/53* в уровне ростверка и предназначено для удержания оползневых грунтов с верховой стороны склона и организации глубокой срезки под устройство расположенного ниже съезда № 10 (рисунок 4.4). Расчетное сечение расположено в районе испытываемой анкерной сваи № 10 (акт испытания № 45 таблицы 3.5).

Таким образом, по расчетным данным перемещения конструкции ПС-Р-3 составляют 16,6 мм, тогда как по результатам испытания анкера № 10 – 9,6 мм. При такой незначительной разнице в 7 мм, тем не менее, высока вероятность потери несущей способности анкерной сваи при достижении расчетного значения перемещений 16,6 мм. Данное обстоятельство приведет к изменению расчетной схемы и характера работы конструкции и, возможно, необратимым деформациям сооружения.



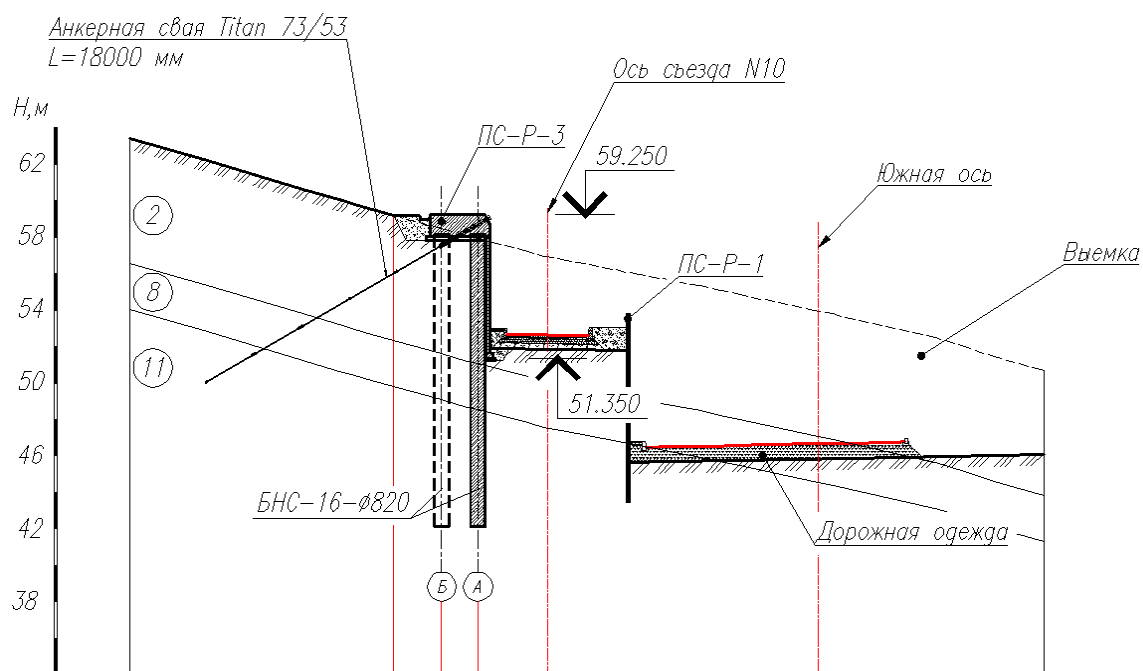
Рисунок 4.1 – Участок строительства сооружения ПС-Р-3



Рисунок 4.2 – Процесс строительства сооружения ПС-Р-3



Рисунок 4.3 – Завершение строительства сооружения ПС-Р-3



Описание грунтов:

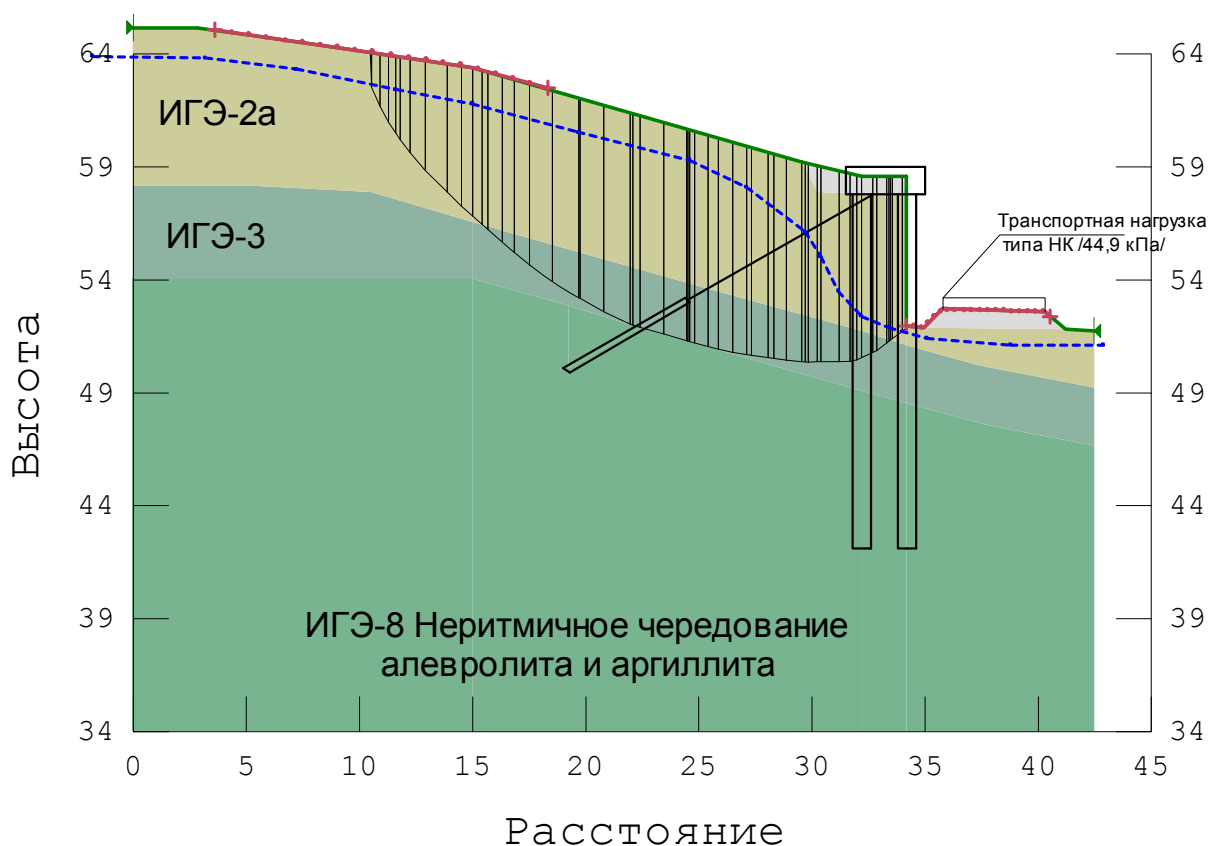
2 – Глина легкая пылеватая полутвердая слабонабухающая с примесью органических остатков;

8 – Дресвяный грунт: дресва и щебень аргиллита очень низкой прочности в заполнители глина легкая пылеватая полутвердая слабонабухающая с примесью органических веществ;

11 – Аргиллит низкой прочности, плотный, размягчаемый, нерастворимый с прослоями песчаника прочного плотного размягчаемого нерастворимого.

Рисунок 4.4 – Расчетное сечение по сооружению ПС-Р-3

1.286



Система высот Балтийская

Грунт: ИГЭ-2а Глина легкая пылеватая полутвердая

Удельный вес: 19.76

Сцепление: 26

Угол внутреннего трения: 8

Грунт: ИГЭ-3 Глина дресвяная пылеватая полутвердая

Удельный вес: 20.25

Сцепление: 38

Угол внутреннего трения: 10

Рисунок 4.5 – Расчет устойчивости склона в программном комплексе *GeoStudio*.

Состояние склона с учетом сооружения. Основное сочетание нагрузок.

Максимальный уровень грунтовых вод. Коэффициент устойчивости $K_u = 1,286$
(больше нормативного), устойчивость обеспечена

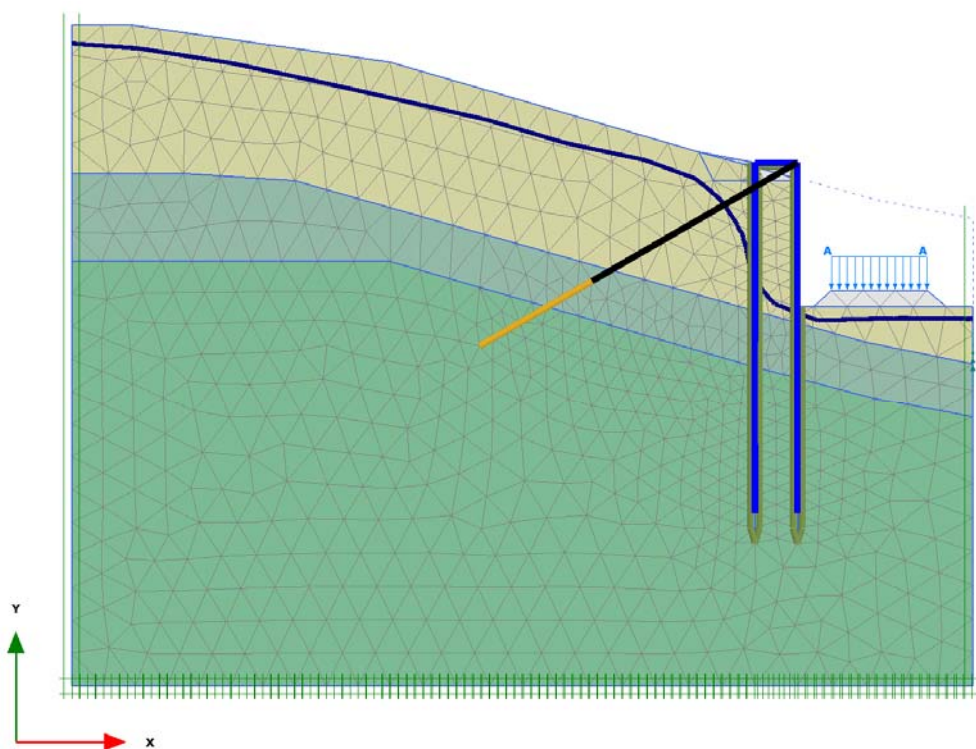


Рисунок 4.6 – Расчет конструкции сооружения ПС-Р-3 в программном комплексе *Plaxis*. Модель напряженно-деформированного состояния склона

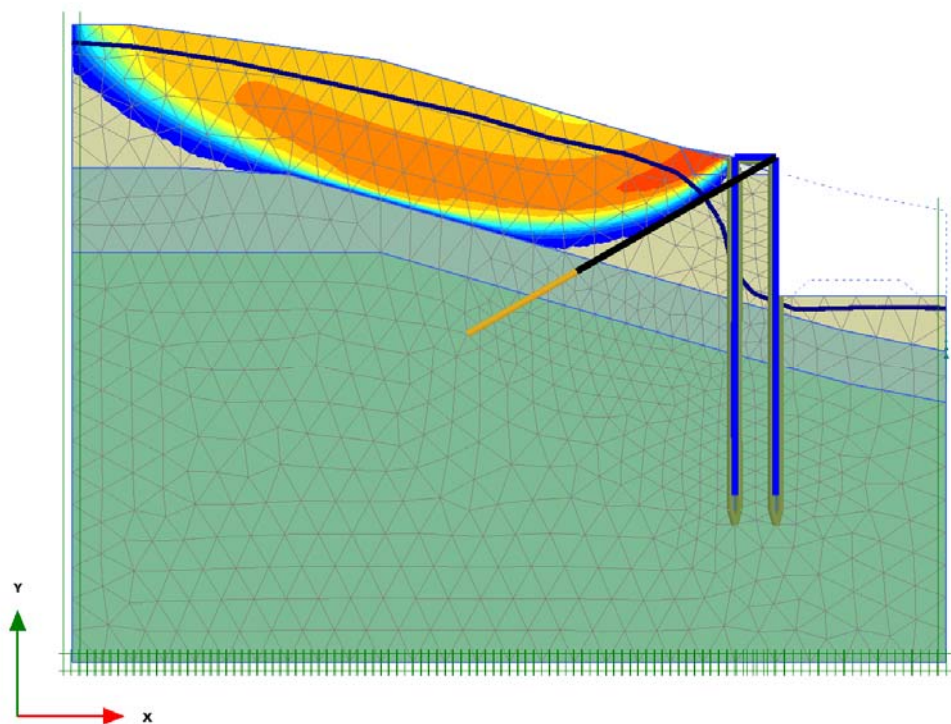


Рисунок 4.7 – Вид прогнозной поверхности скольжения в районе сооружения ПС-Р-3 в программном комплексе *Plaxis*

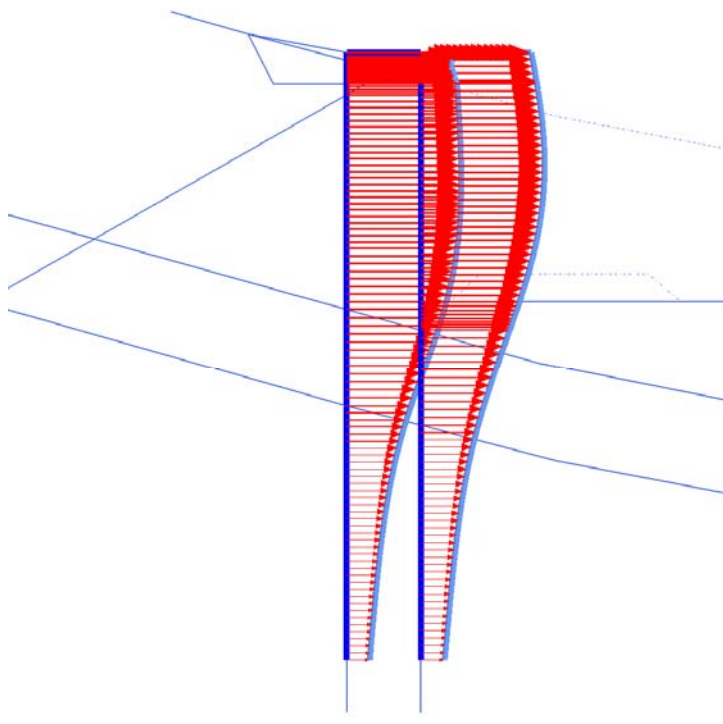


Рисунок 4.8 – Эпюра максимальных перемещений сооружения ПС-Р-3.
Перемещения $U = 16,6$ мм

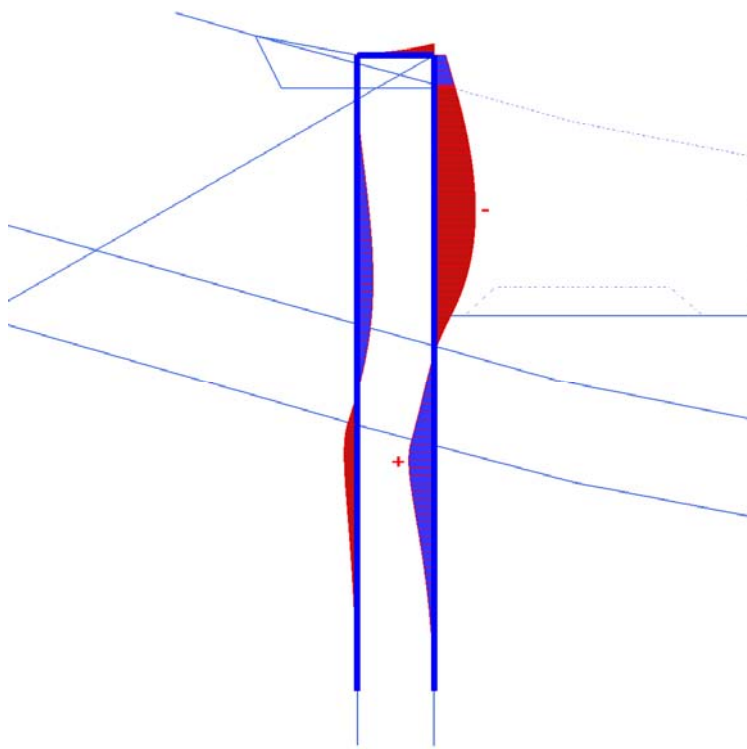


Рисунок 4.9 – Эпюра максимальных изгибающих моментов в конструкции сооружения ПС-Р-3. Усилия в конструкции не превышают предельных значений.
Конструкция удовлетворяет требованиям безопасности и надежности

2. Сооружение ПС-Р-19.

Объект: «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (II очередь. Транспортная развязка «Раздольное»)» (рисунки 4.10–4.12). Сооружение в рассматриваемом сечении представляет собой 1 ряд буронабивных свай диаметром 820 мм, расположенных с шагом 2500 мм в плане.

Сваи объединены монолитным железобетонным ростверком шириной 1220 мм и высотой 1200 мм. Сооружение усилено ярусом анкерных свай типа *Titan 73/53* в уровне ростверка и предназначено для удержания оползневых грунтов с верховой стороны склона и организации глубокой срезки под устройство расположенного ниже съезда № С-1 (рисунок 4.13). Расчетное сечение расположено в районе испытываемой анкерной сваи № 18 (акт испытания № 12 таблицы 3.5).

Таким образом, по расчетным данным перемещения конструкции ПС-Р-19 составляют 29 мм, тогда как по результатам испытания анкера № 18 – 5,2 мм. При разнице в 24 мм, очень высока вероятность потери несущей способности анкерной сваи при достижении расчетного значения перемещений 29 мм. Данное обстоятельство приведет к изменению расчетной схемы и характера работы конструкции и, возможно, необратимым деформациям сооружения.



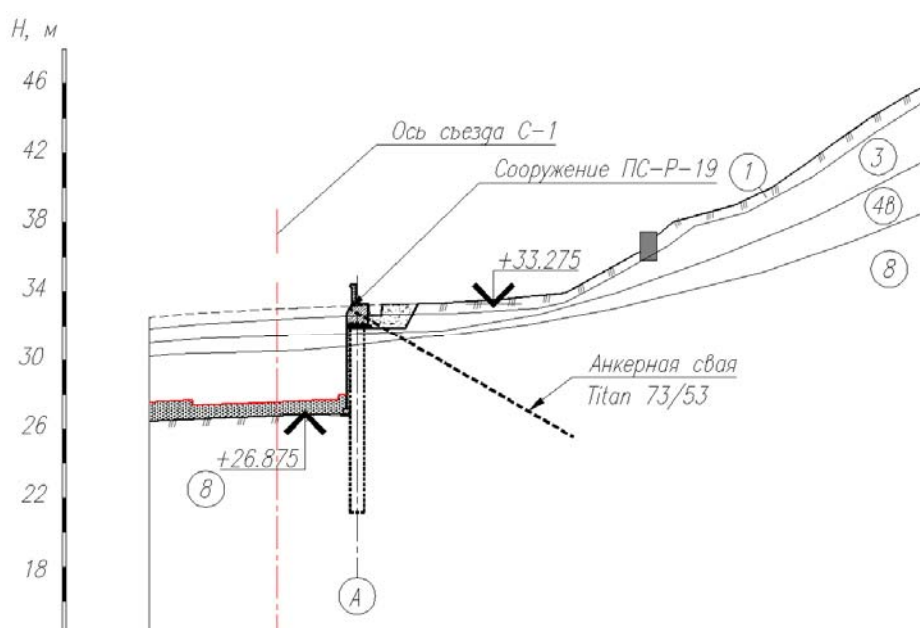
Рисунок 4.10 – Начало строительства сооружения ПС-Р-19



Рисунок 4.11 – Процесс строительства сооружения ПС-Р-19



Рисунок 4.12 – Завершение строительства сооружения ПС-Р-19



Описание грунтов:

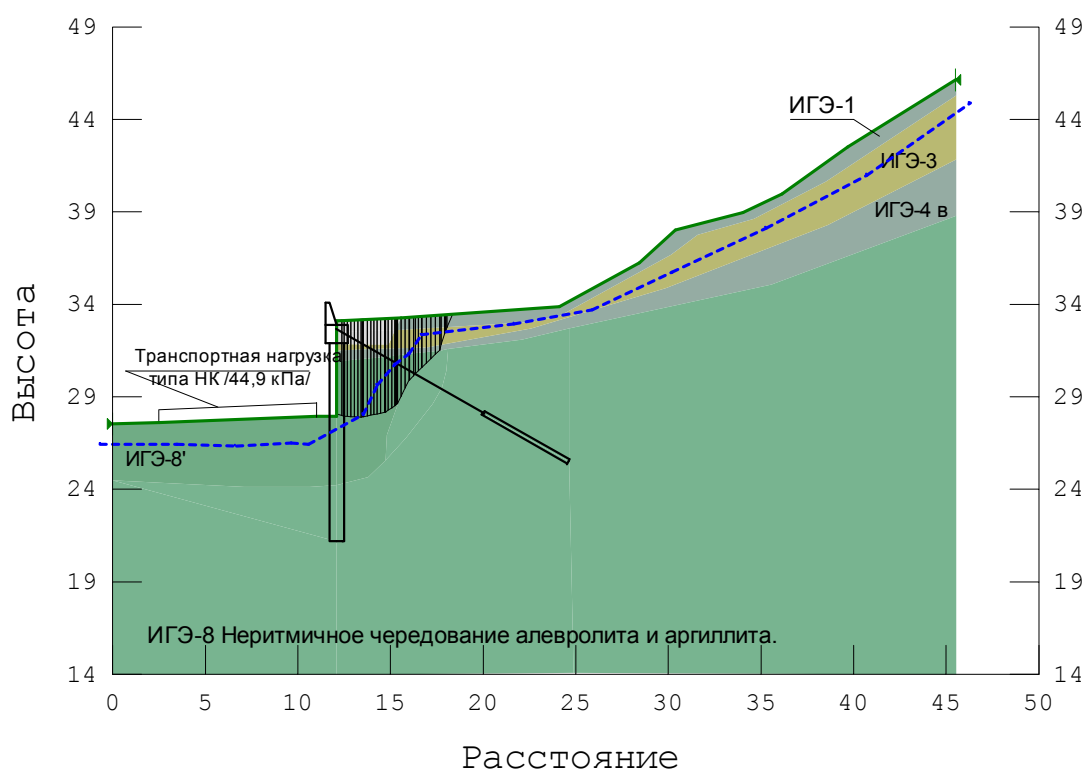
2 – Глина легкая пылеватая полутвердая слабонабухающая с примесью органических остатков;

8 – Дресвяный грунт: дресва и щебень аргиллита очень низкой прочности в заполнители глина легкая пылеватая полутвердая слабонабухающая с примесью органических веществ;

11 – Аргиллит низкой прочности, плотный, размягчаемый, нерастворимый с прослоями песчаника прочного плотного размягчаемого нерастворимого.

Рисунок 4.13 – Расчетное сечение по сооружению ПС-Р-19

3.490



Система высот Балтийская

Грунт: ИГЭ-1 Щебенистый грунт

Удельный вес: 19.9

Сцепление: 22

Угол внутреннего трения: 6

Грунт: ИГЭ-2а Глина легкая пылеватая полутвердая

Удельный вес: 19.76

Сцепление: 26

Угол внутреннего трения: 8

Грунт: ИГЭ-3 Глина дресвяная пылеватая полутвердая

Удельный вес: 20.25

Сцепление: 38

Угол внутреннего трения: 10

Грунт: ИГЭ-4 в Щебенистый грунт: щебень и дресва аргиллита
низкой прочности

Удельный вес: 21.2

Сцепление: 37

Угол внутреннего трения: 24

Грунт: ИГЭ-6 Аргиллит серый очень низкой прочности

Удельный вес: 21.7

Сцепление: 50

Угол внутреннего трения: 15

Грунт: ИГЭ-8' Выветрелый аргиллит

Удельный вес: 24.7

Сцепление: 50

Угол внутреннего трения: 15

Рисунок 4.14 – Расчет устойчивости склона в программном комплексе *GeoStudio*.

Состояние склона с учетом сооружения. Основное сочетание нагрузок.

Максимальный уровень грунтовых вод. Коэффициент устойчивости $K_u = 3,49$
(больше нормативного), устойчивость обеспечена

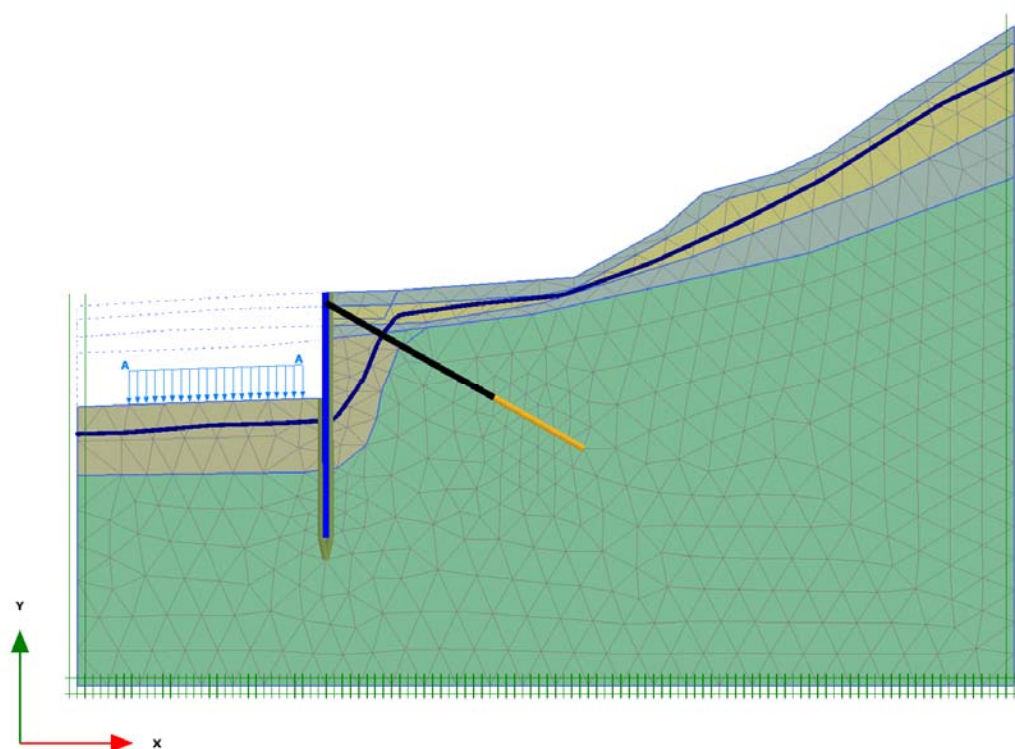


Рисунок 4.15 – Расчет конструкции сооружения ПС-Р-19 в программном комплексе *Plaxis*. Модель напряженно-деформированного состояния склона

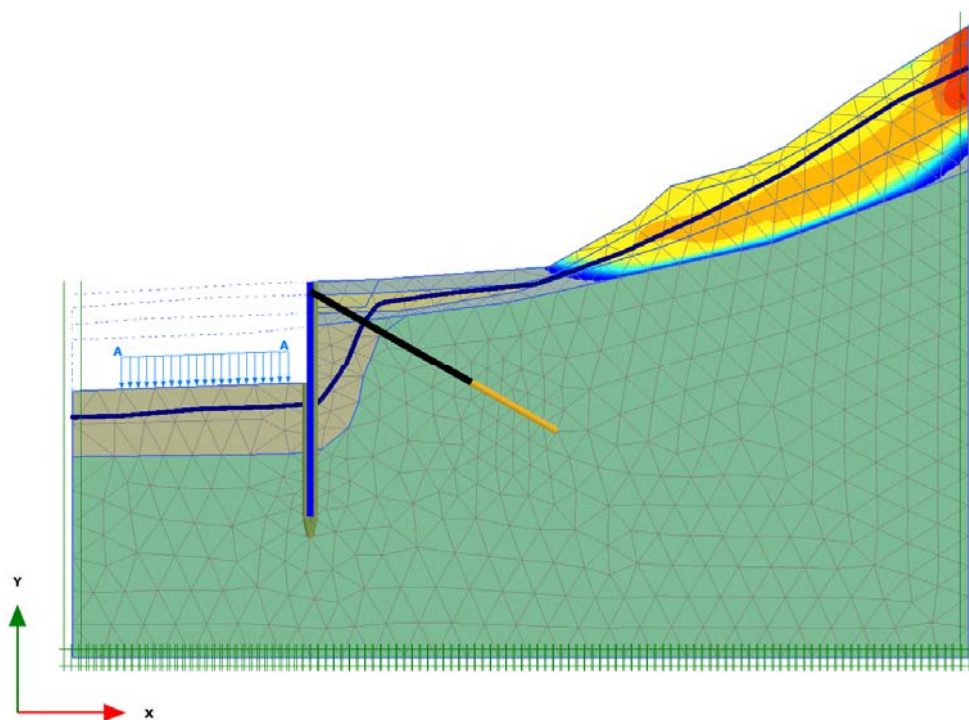


Рисунок 4.16 – Вид прогнозной поверхности скольжения в районе сооружения ПС-Р-19 в программном комплексе *Plaxis*

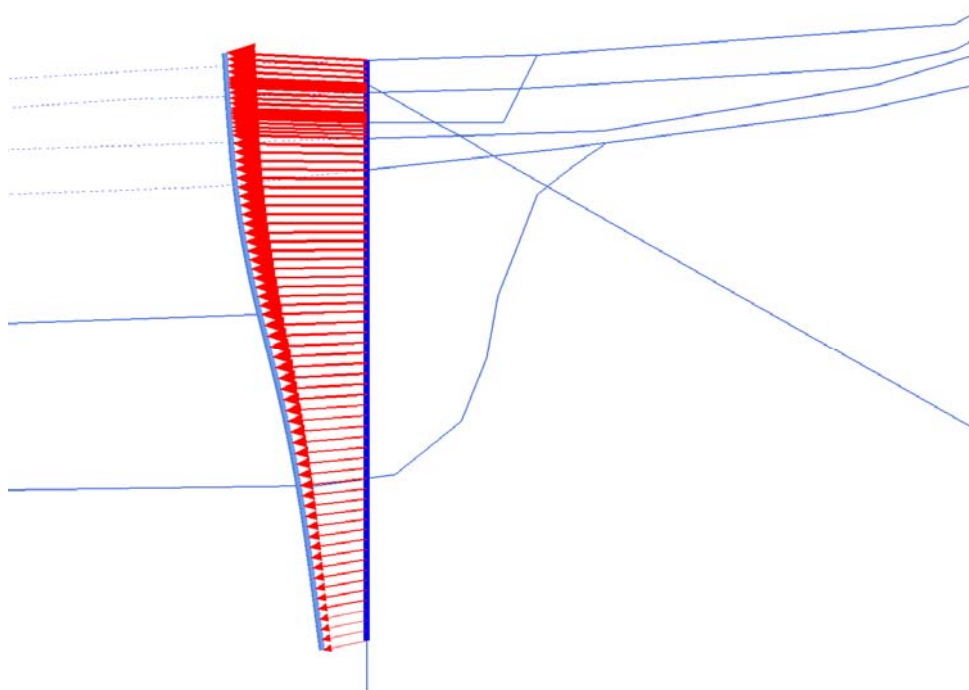


Рисунок 4.17 – Эпюра максимальных перемещений сооружения ПС-Р-19.
Перемещения $U = 29$ мм

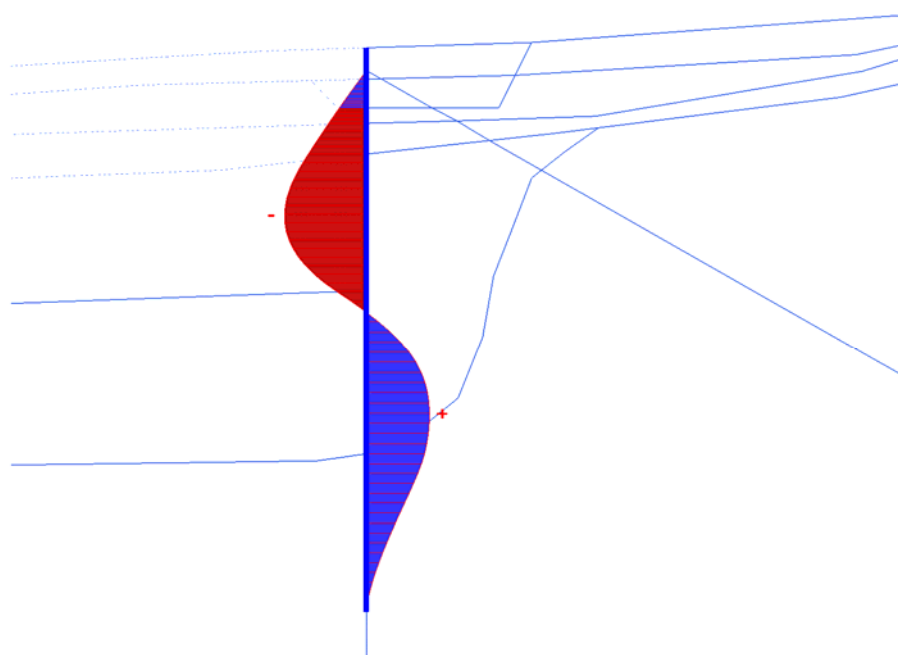


Рисунок 4.18 – Эпюра максимальных изгибающих моментов в конструкции сооружения ПС-Р-19. Усилия в конструкции не превышают предельных значений.
Конструкция удовлетворяет требованиям безопасности и надежности

3. Сооружение ПС-Ф-42.

Объект: «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга - Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (II очередь. Транспортная развязка «Фабрициуса»)» (рисунки 4.19–4.21). Сооружение в рассматриваемом сечении представляет собой 2 ряда буронабивных свай диаметром 1000 мм, расположенных с шагом 2500 мм в плане и между рядами свай.

Сваи объединены монолитным железобетонным ростверком шириной 4300 мм и высотой 1200 мм. Сооружение усилено ярусом анкерных свай типа *Titan 73/53* в уровне ростверка. Сооружение предназначено для удержания оползневых грунтов с верховой стороны склона, организации глубокой срезки для устройства инженерного корпуса с низовой стороны склона (рисунок 4.22). Расчетное сечение расположено в районе испытываемой анкерной сваи № 5/1 (акт испытания №36 таблицы 3.5).

Таким образом, по расчетным данным перемещения конструкции ПС-Ф-42 составляют 26 мм, тогда как по результатам испытания анкера № 5/1 – 3,8 мм. При такой разнице в 22 мм, очень высока вероятность потери несущей способности анкерной сваи при достижении расчетного значения перемещений 26 мм. Данное обстоятельство приведет к изменению расчетной схемы и характера работы конструкции и, возможно, необратимым деформациям сооружения.



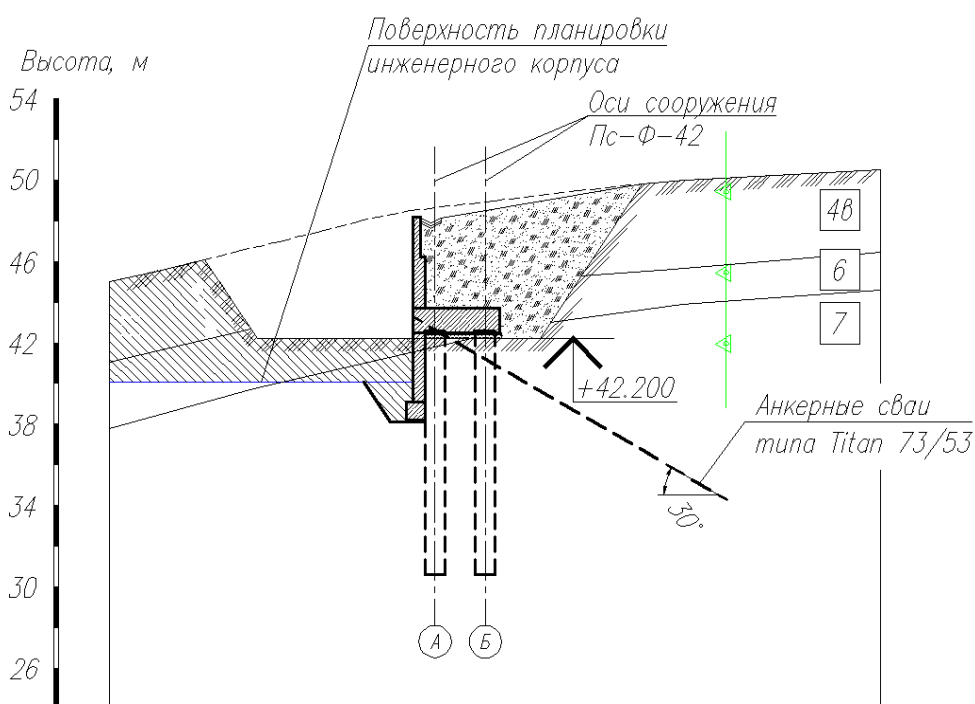
Рисунок 4.19 – Начало строительства сооружения ПС-Ф-42



Рисунок 4.20 – Процесс строительства сооружения ПС-Ф-42



Рисунок 4.21 – Завершение строительства сооружения ПС-Ф-42



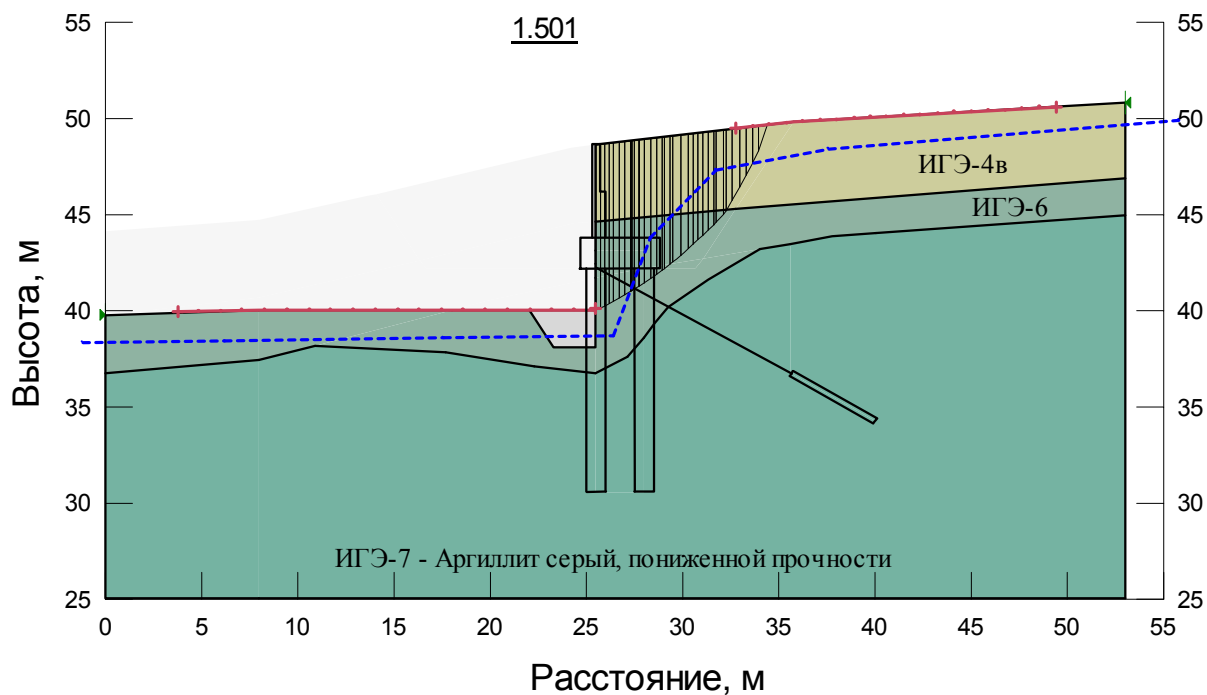
Описание грунтов:

4в – Щебенистый грунт: щебень и дресва аргиллита очень низкой прочности, в заполнителе суглинок тяжелый пылеватый твердый;

6 – Аргиллит раздробленный, низкой прочности, плотный размягчаемый, нерастворимый.

7 – Аргиллит трещиноватый, пониженной прочности, плотный, размягчаемый, нерастворимый.

Рисунок 4.22 – Расчетное сечение по сооружению ПС-Ф-42



Система высот Балтийская

Грунт: ИГЭ-4в - Щебнистый грунт: щебень иргиллита низкой прочности

Удельный вес: 20,5 kN/m³

Сцепление: 76 kPa

Угол внутреннего трения: 8 °

Модуль деформации: 15 800 kPa

Грунт: ИГЭ-6 - Аргиллит трещиноватый, очень низкой прочности

Удельный вес: 22,7 kN/m³

Сцепление: 50 kPa

Угол внутреннего трения: 15 °

Модуль деформации: 40 000 kPa

Рисунок 4.23 – Расчет устойчивости склона в программном комплексе *GeoStudio*.

Состояние склона с учетом сооружения. Основное сочетание нагрузок.

Максимальный уровень грунтовых вод. Коэффициент устойчивости $K_u = 1,501$

(больше нормативного), устойчивость обеспечена

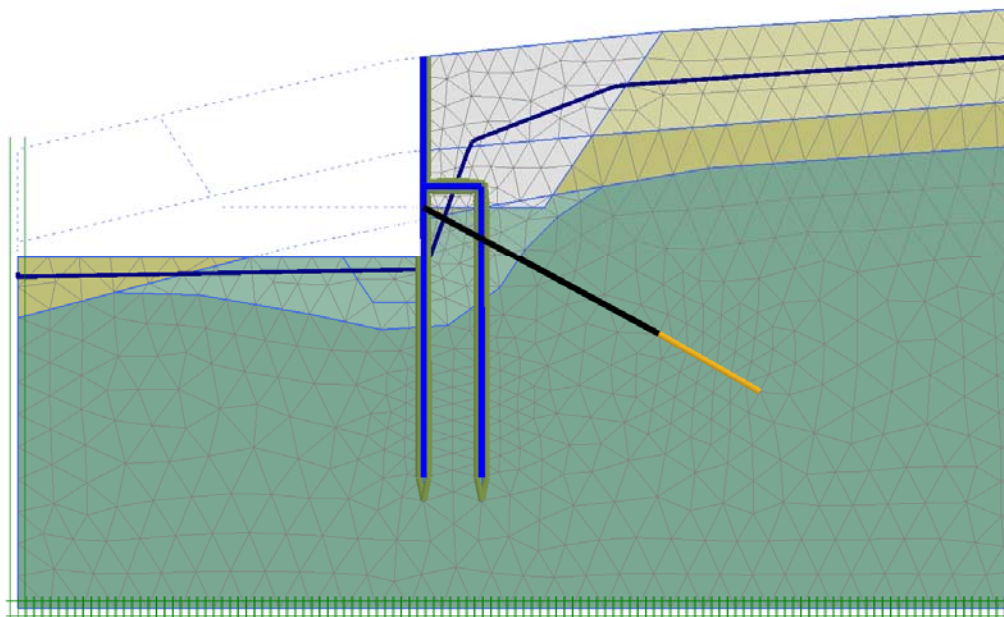


Рисунок 4.24 – Расчет конструкции сооружения ПС-Ф-42 в программном комплексе *Plaxis*. Модель напряженно-деформированного состояния склона

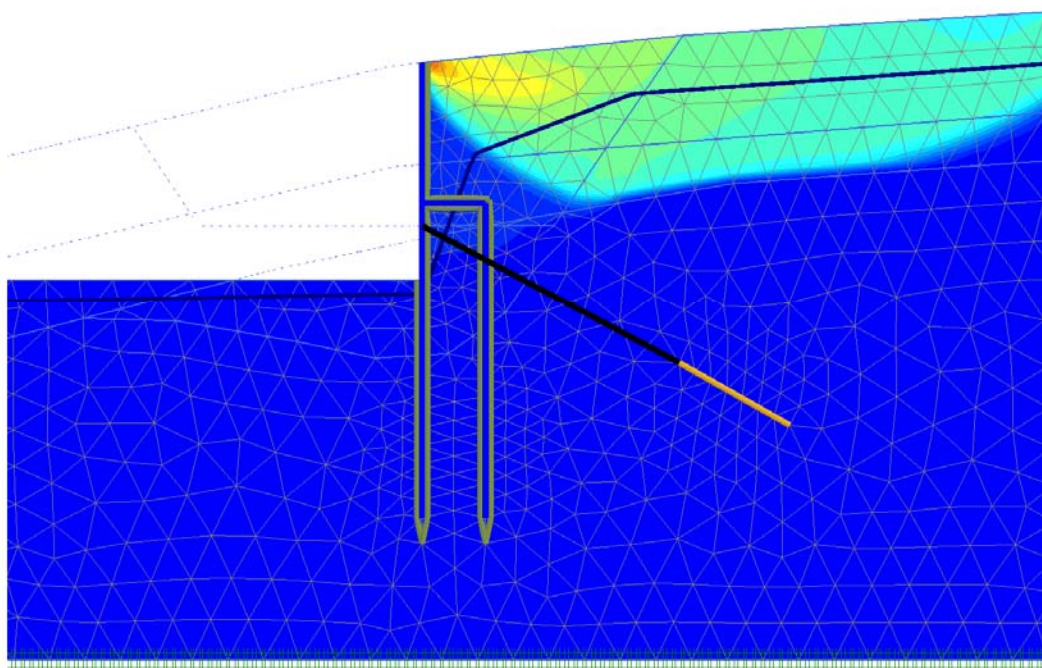


Рисунок 4.25 – Вид прогнозной поверхности скольжения в районе сооружения ПС-Ф-42 в программном комплексе *Plaxis*

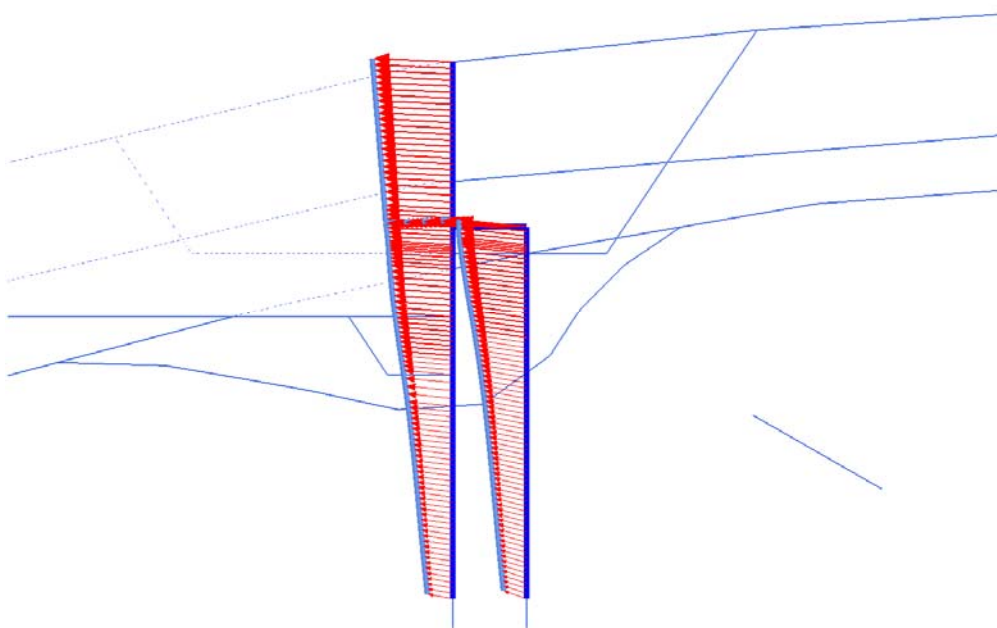


Рисунок 4.26 – Эпюра максимальных перемещений сооружения ПС-Ф-42.
Перемещения $U = 26$ мм

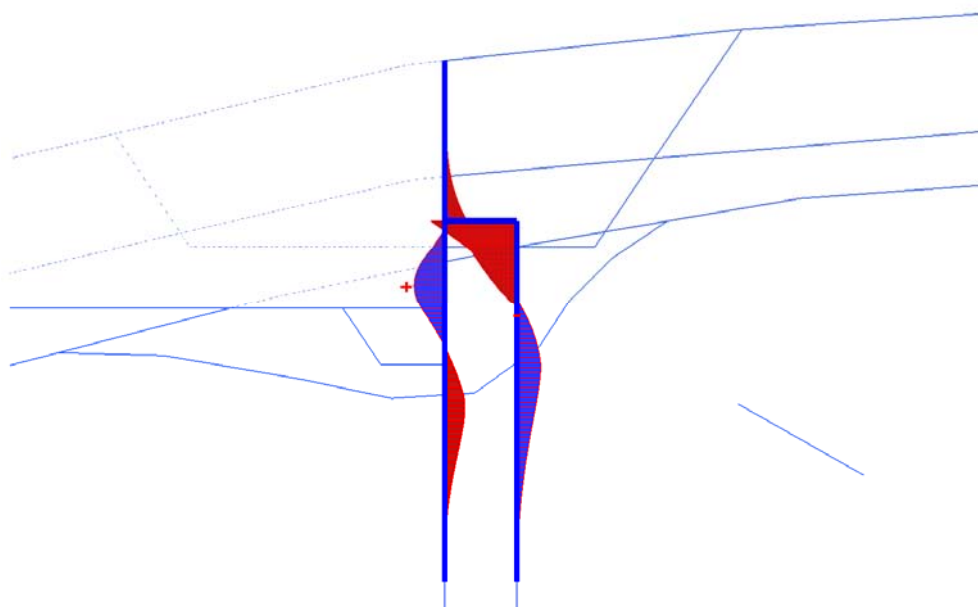


Рисунок 4.27 – Эпюра максимальных изгибающих моментов в конструкции сооружения ПС-Ф-42. Усилия в конструкции не превышают предельных значений. Конструкция удовлетворяет требованиям безопасности и надежности

4. Сооружение ПС-1-9/1.

Объект: «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода города Сочи ПК0 (р. Агура), Краснодарский край, (III очередь от р. Сочи до р. Псахе. Транспортная развязка «Чайковского»)» (рисунки 4.28–4.30). Сооружение в рассматриваемом сечении представляет собой 2 ряда буронабивных свай диаметром 1000 мм, расположенных с шагом 2500 мм (в первом ряду), 5000 мм (во втором ряду) в плане и 2500 мм между рядами свай.

Сваи объединены монолитным железобетонным ростверком шириной 4300 мм и высотой 1200 мм. Сооружение усилено тремя ярусами анкерных свай типа *Titan* 103/78, закрепленных в облицовочной панели, предназначено для удержания оползневых грунтов с верховой стороны склона и организации глубокой срезки под устройство расположенного ниже съезда № С-4 (рисунок 4.31). Расчетное сечение расположено в районе испытываемой анкерной сваи № 16/1 (акт испытания № 30 таблицы 3.5).

Таким образом, по расчетным данным перемещения конструкции ПС-1-9/1 составляют 37 мм, тогда как по результатам испытания анкера № 16/1 – 5,6 мм. При такой разнице в 31 мм, очень высока вероятность потери несущей способности анкерной сваи при достижении расчетного значения перемещений 37 мм. Данное обстоятельство приведет к изменению расчетной схемы и характера работы конструкции и, возможно, необратимым деформациям сооружения.



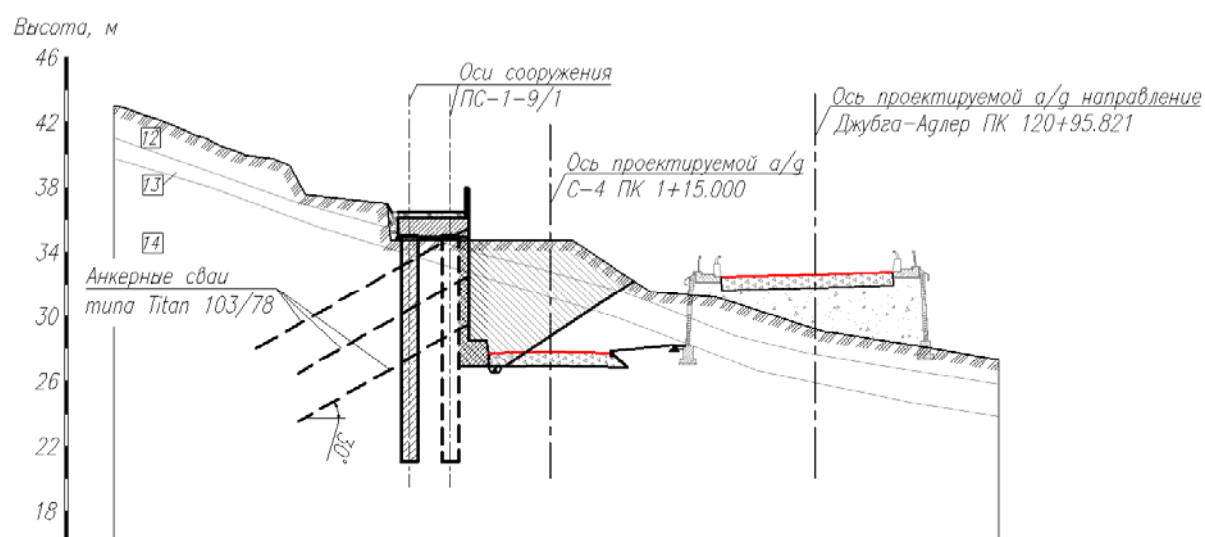
Рисунок 4.28 – Устройство облицовочной панели сооружения ПС-1-9/1



Рисунок 4.28 – Процесс строительства сооружения ПС-1-9/1



Рисунок 4.28 – Завершение строительства сооружения ПС-1-9/1



Описание грунтов:

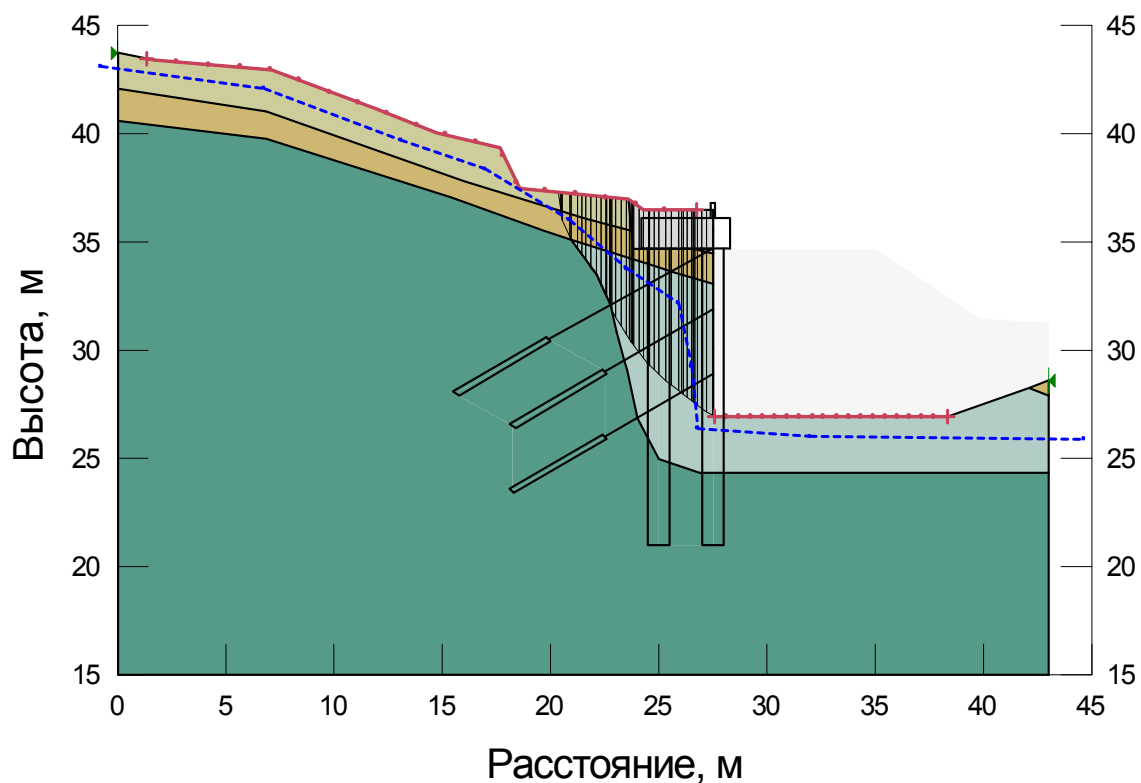
12 – Глина желтовато-бурая с редкими серыми пятнами полутвердая с включениями перегнившей органики;

13 – Переслаивание серых глин и суглинков твердой консистенции, породы сильно трещиноватые, по трещинам присутствуют окислы железа.

14 – Аргиллиты серые низкой прочности местами трещиноватые, угол падения пластов пород 10-15 град.

Рисунок 4.31 – Расчетное сечение по сооружению ПС-1-9/1

2.344



Система высот Балтийская

Грунт: ИГЭ-12 - Глина легкая полутвердая
Удельный вес: 19,3 kN/m³
Сцепление: 35 kPa
Угол внутреннего трения: 16 °
Модуль деформации: 11 300 kPa

Грунт: ИГЭ-13 - Глина легкая пылеватая
Удельный вес: 20,6 kN/m³
Сцепление: 77 kPa
Угол внутреннего трения: 6 °
Модуль деформации: 11 800 kPa

Рисунок 4.32 – Расчет устойчивости склона в программном комплексе *GeoStudio*.
Состояние склона с учетом сооружения. Основное сочетание нагрузок. Свойства
грунтов приняты по данным изысканий «сдвиг ускоренный по подготовленной
смоченной поверхности». Максимальный уровень грунтовых вод.
Коэффициент устойчивости $K_u = 2,344$ (больше нормативного),
устойчивость обеспечена

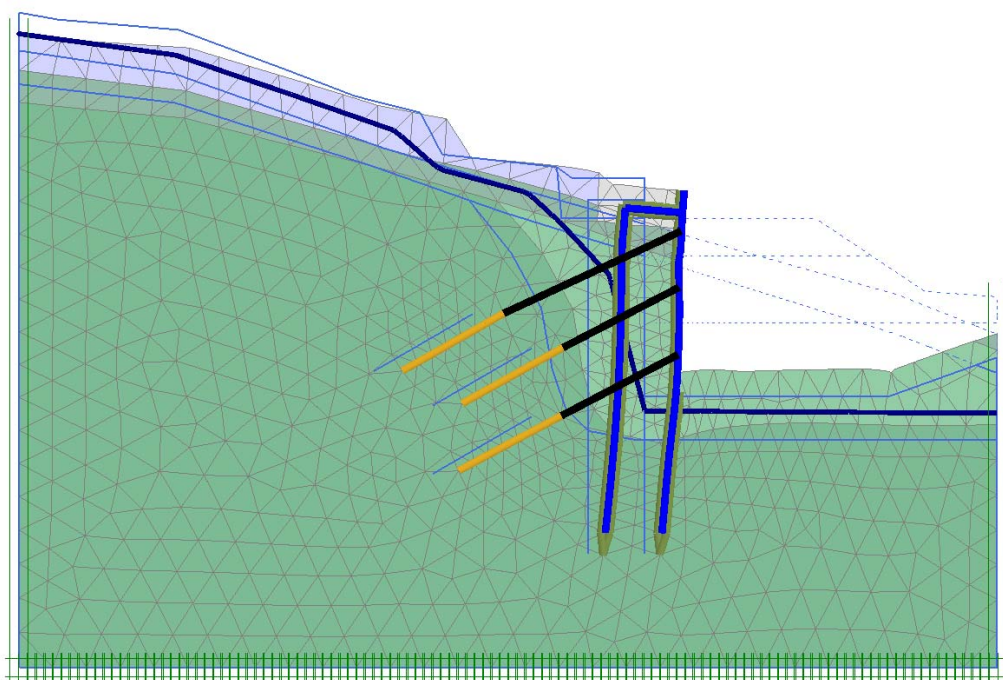


Рисунок 4.33 – Расчет конструкции сооружения ПС-1-9/1 в программном комплексе *Plaxis*. Модель напряженно-деформированного состояния склона

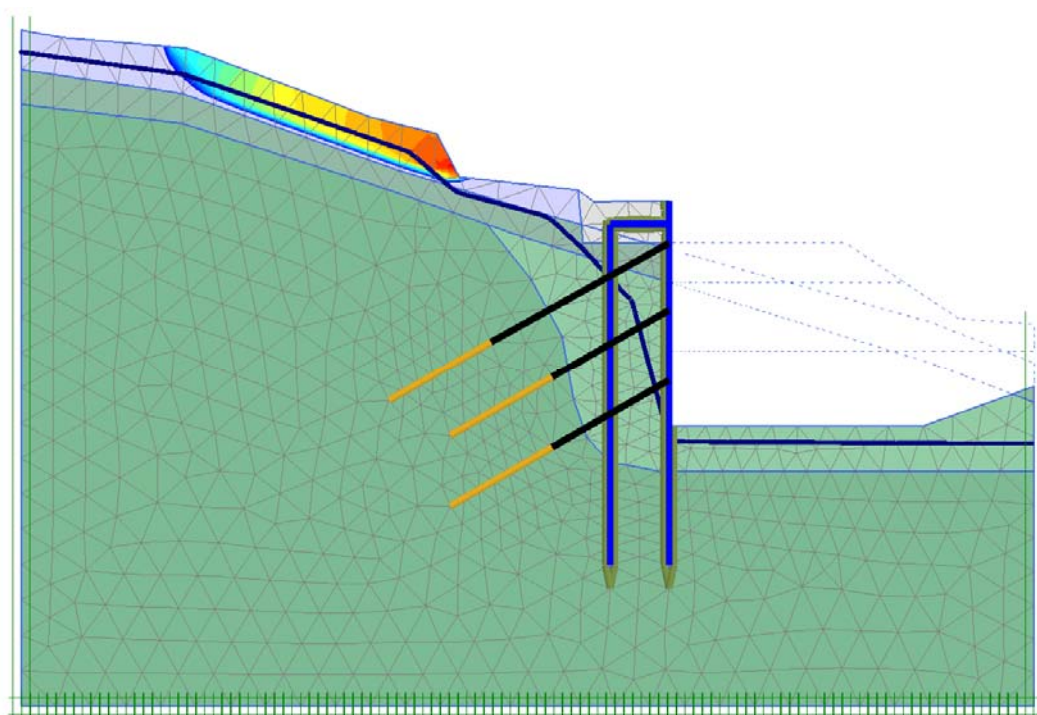


Рисунок 4.34 – Вид прогнозной поверхности скольжения в районе сооружения ПС-1-9/1 в программном комплексе *Plaxis*

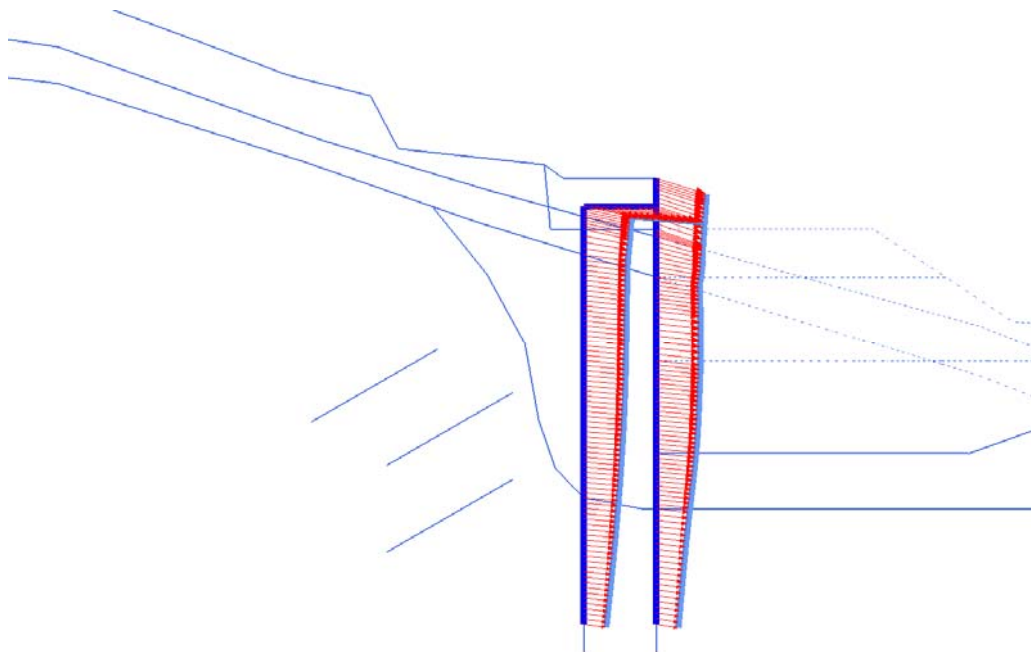


Рисунок 4.35 – Эпюра максимальных перемещений сооружения ПС-1-9/1.
Перемещения $U = 37$ мм

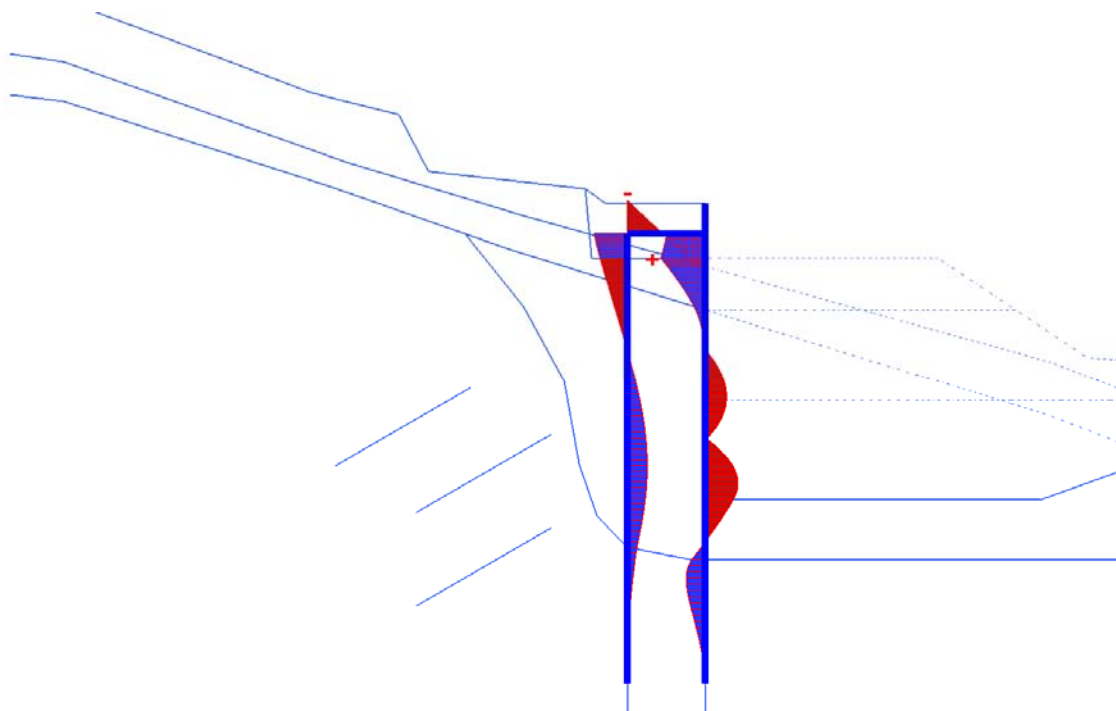


Рисунок 4.36 – Эпюра максимальных изгибающих моментов в конструкции сооружения ПС-1-9/1. Усилия в конструкции не превышают предельных значений. Конструкция удовлетворяет требованиям безопасности и надежности

5. Сооружение ПС-4-1.

Объект: «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода города Сочи ПК0 (р. Агура), Краснодарский край, (III очередь от р. Сочи до р. Псахе. Транспортная развязка «Псахе»)» (рисунки 4.37–4.39). Сооружение в рассматриваемом сечении представляет собой 2 ряда буронабивных свай диаметром 1000 мм, расположенных с шагом 2500 мм (в первом ряду), 5000 мм (во втором ряду) в плане и 2500 мм между рядами свай.

Свай объединены монолитным железобетонным ростверком шириной 4300 мм и высотой 1200 мм. Сооружение усилено тремя ярусами анкерных свай типа *Titan* 73/53, закрепленных в облицовочной панели, предназначено для удержания оползневых грунтов с верховой стороны склона и организации глубокой срезки под устройство расположенного ниже съезда № 3 (рисунок 4.40). Расчетное сечение расположено в районе испытываемой анкерной сваи № 32/1 (акт испытания № 49 таблицы 3.5).

Таким образом, по расчетным данным перемещения конструкции ПС-4-1 составляют 40 мм, тогда как по результатам испытания анкера № 32/1 – 20,2 мм. При такой разнице в 20 мм, очень высока вероятность потери несущей способности анкерных свай при достижении расчетного значения перемещений 40 мм. Данное обстоятельство приведет к изменению расчетной схемы и характера работы конструкции и, возможно, необратимым деформациям сооружения.



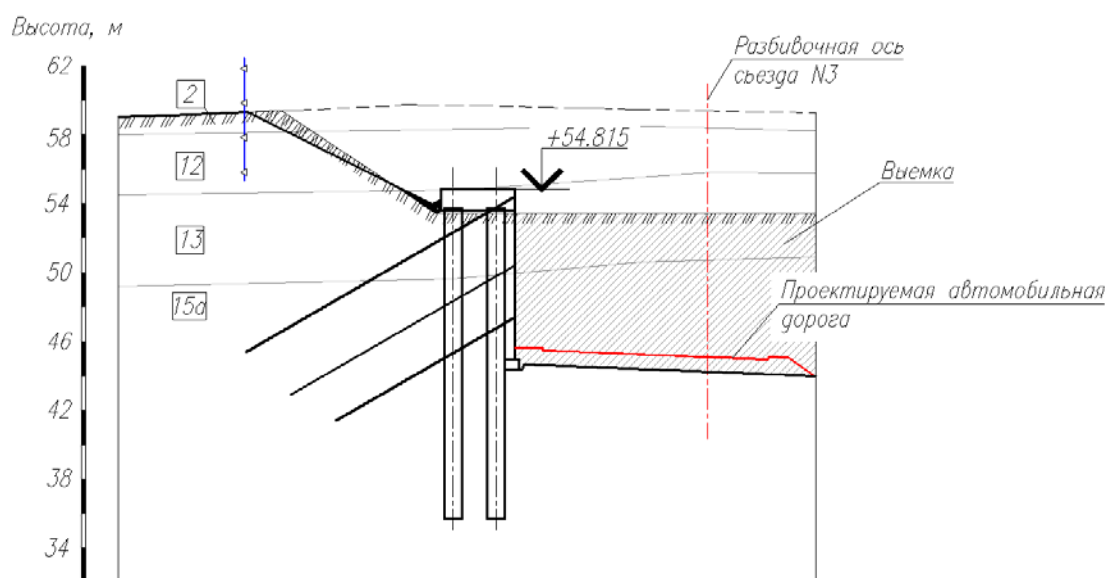
Рисунок 4.37 – Устройство нижнего яруса сооружения ПС-4-1



Рисунок 4.38 – Процесс строительства сооружения ПС-4-1



Рисунок 4.39 – Завершение строительства сооружения ПС-4-1



Описание грунтов:

2 – Насыпной грунт, слежавшийся в различной степени: глина песчаная полутвердая ненабухающая с примесью органических веществ, с включением строительного мусора;

12 – Глина легкая полутвердая с включением щебня, дресвы и мелких глыб осадочных пород от 15 до 30%;

13 – Глина легкая пылеватая твердая слабонабухающая, с примесью органического вещества;

15а – Мергель серый средней прочности плотный размягчаемый нерастворимый, с прослоями песчаника плотного прочного неразмягчаемого; грунт в кровле трещиноватый;

16 – Миолит – мергель в зоне дробления, разрушенный до суглинка твердого со щебнем, дресвой и глыбами очень низкой прочности.

Рисунок 4.40 – Расчетное сечение по сооружению ПС-4-1

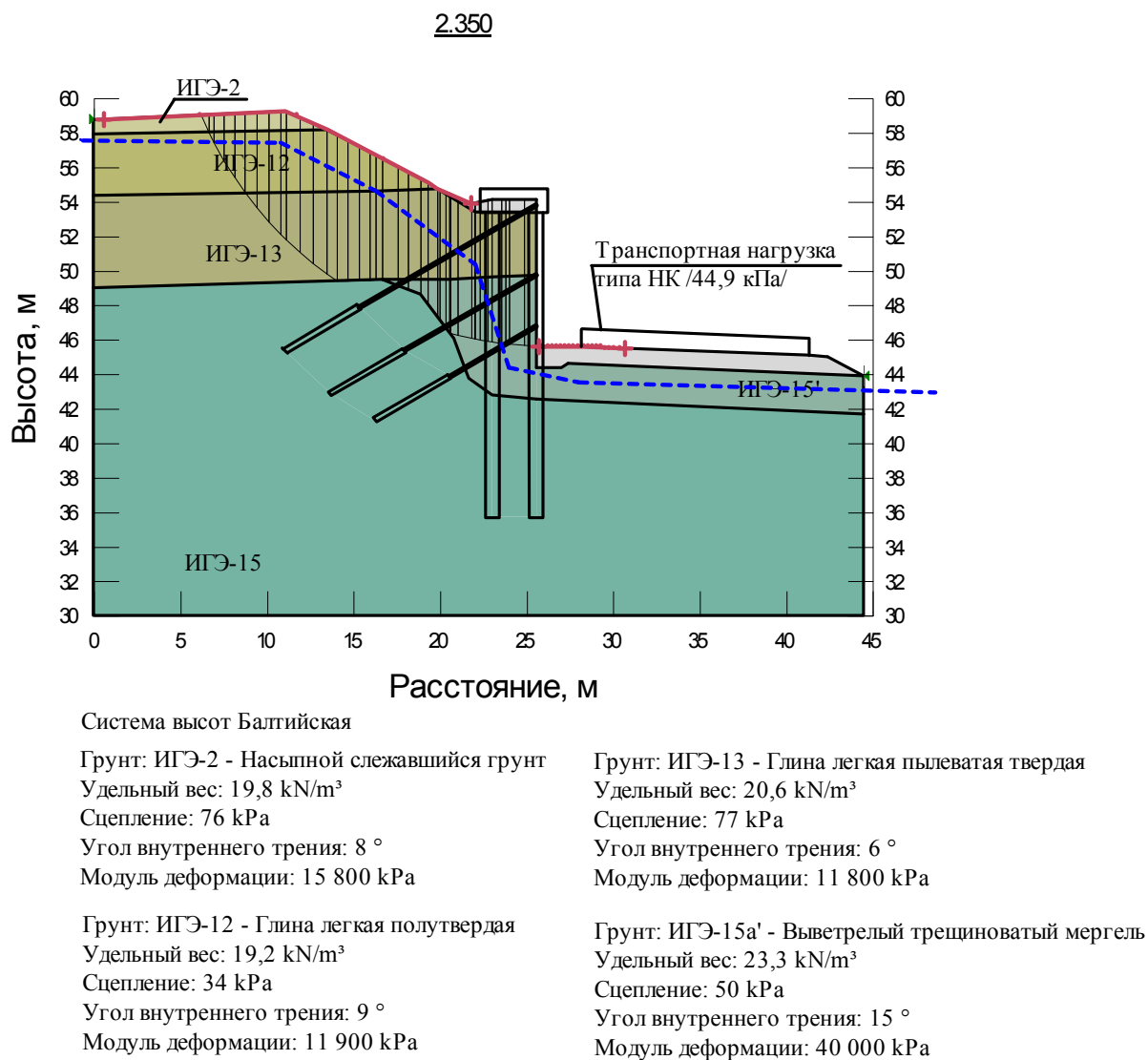


Рисунок 4.41 – Расчет устойчивости склона в программном комплексе *GeoStudio*.
 Состояние склона с учетом сооружения. Основное сочетание нагрузок. Свойства
 грунтов приняты по данным изысканий «сдвиг ускоренный по подготовленной
 смоченной поверхности». Максимальный уровень грунтовых вод.
 Коэффициент устойчивости $K_u = 2,350$ (больше нормативного),
 устойчивость обеспечена

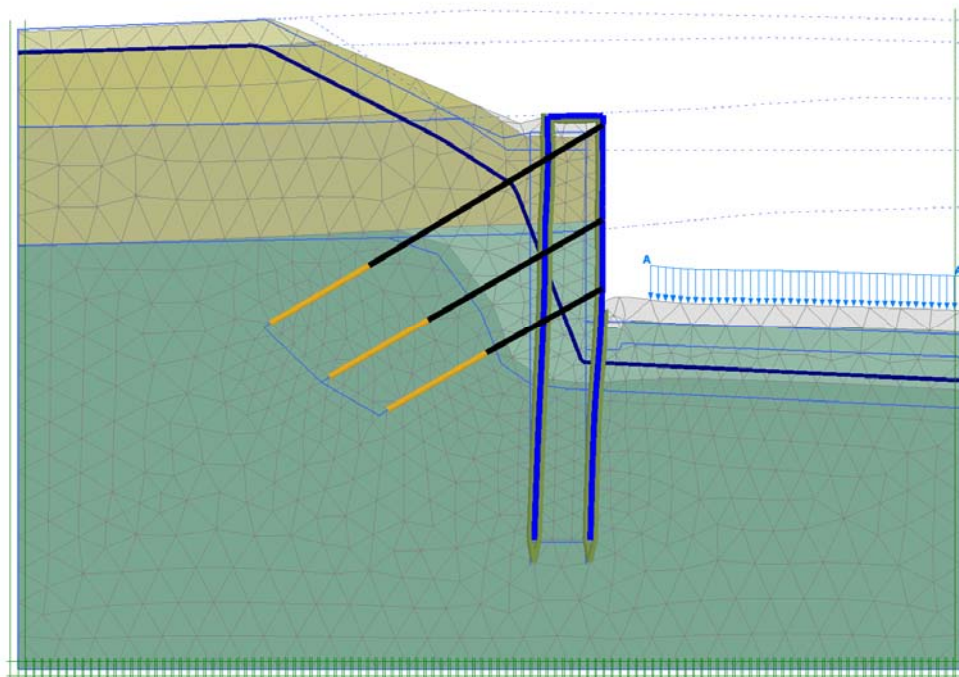


Рисунок 4.42 – Расчет конструкции сооружения ПС-4-1 в программном комплексе *Plaxis*. Модель напряженно-деформированного состояния склона

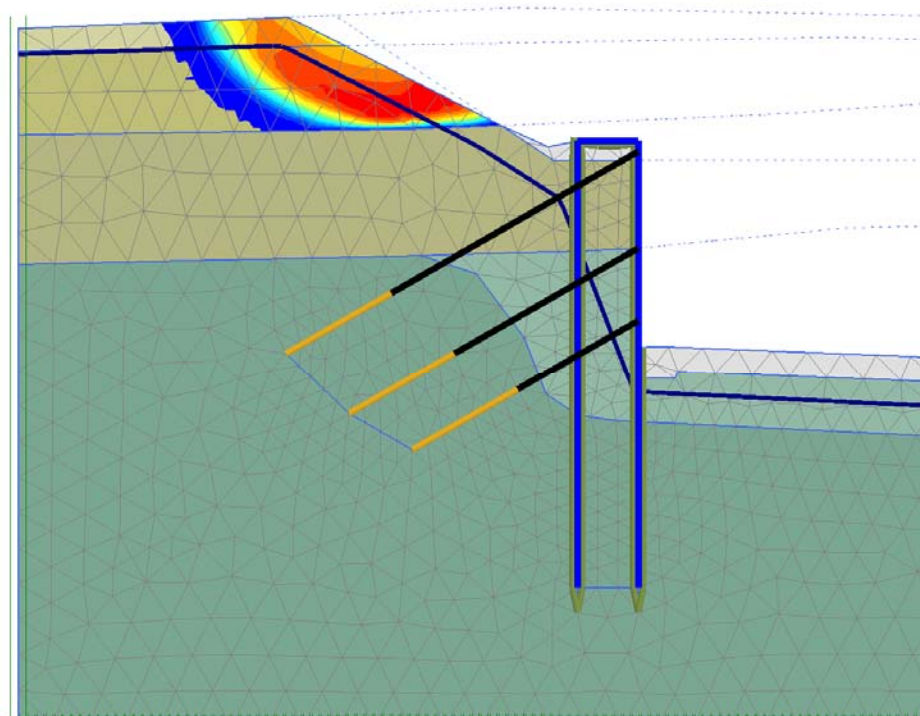


Рисунок 4.43 – Вид прогнозной поверхности скольжения в районе сооружения ПС-4-1 в программном комплексе *Plaxis*

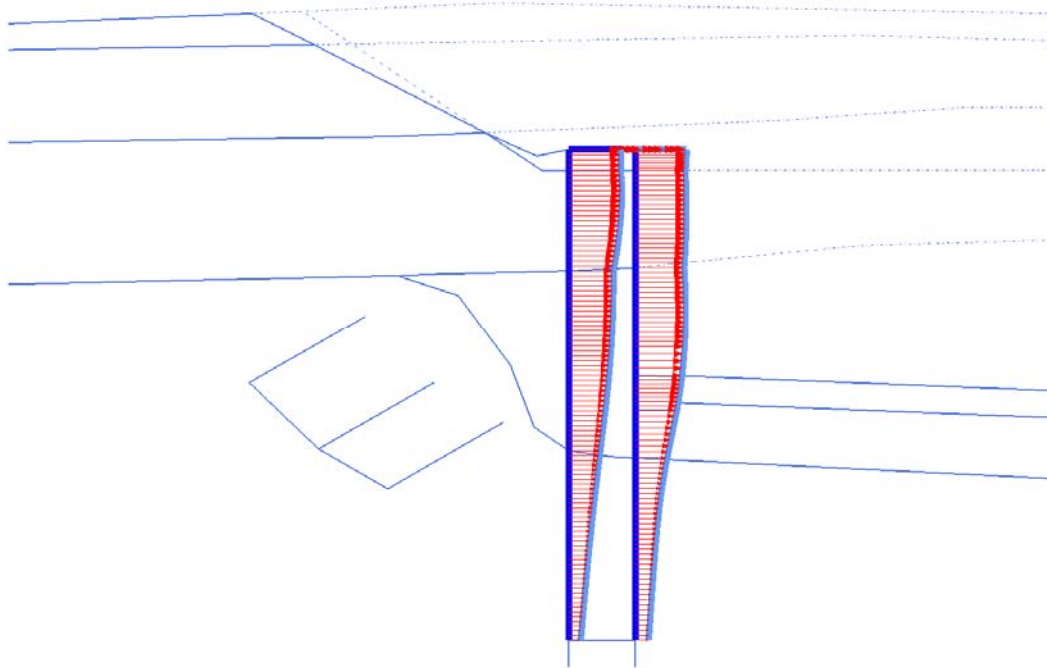


Рисунок 4.44 – Эпюра максимальных перемещений сооружения ПС-1-9/1.
Перемещения $U = 40$ мм

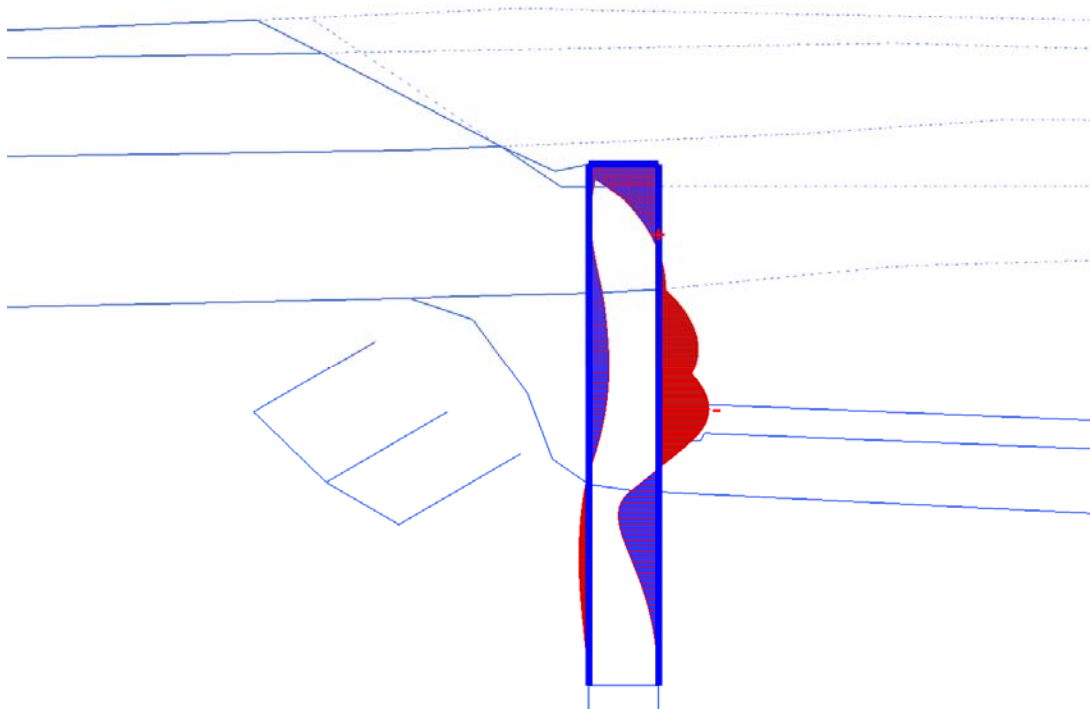


Рисунок 4.45 – Эпюра максимальных изгибающих моментов в конструкции сооружения ПС-4-1. Усилия в конструкции не превышают предельных значений. Конструкция удовлетворяет требованиям безопасности и надежности

Во всех рассмотренных случаях расчетные данные по перемещениям конструкции превышают, в ряде случаев в несколько раз, значения перемещений анкерных свай по результатам натурных испытаний. Данный факт необходимо учитывать при конструировании свайно-анкерных сооружений.

4.2 Рекомендации по учету различия деформаций буронабивных и анкерных свай при конструировании свайно-анкерных сооружений

При конструировании свайно-анкерных сооружений важно учитывать различие в максимально допустимых деформациях буронабивных и анкерных свай. Предусмотреть какие-либо компенсационные мероприятия в железобетонной, объединяющей анкерные сваи конструкции, либо в бетонной части самой анкерной сваи – весьма затруднительная задача. Гораздо более простым и эффективным методом является незначительная модернизация стандартной конструкции крепления оголовка анкерной сваи (рисунок 4.46). При этом конструирование ведется, на основании многочисленных данных натурных испытаний (таблица 3.5), исходя из условия, что значение перемещений анкерных свай составляет 6,5 мм.

В качестве мероприятий, компенсирующих различие в деформациях, может быть использован любой материал, легко деформирующийся под действием нагрузки (каучук, монтажная пена, пенополистирол и пр., поз. 12, рисунок 4.46). Толщина данной демпферной прокладки принимается в зависимости от полученных расчетных перемещений свайно-анкерного сооружения.

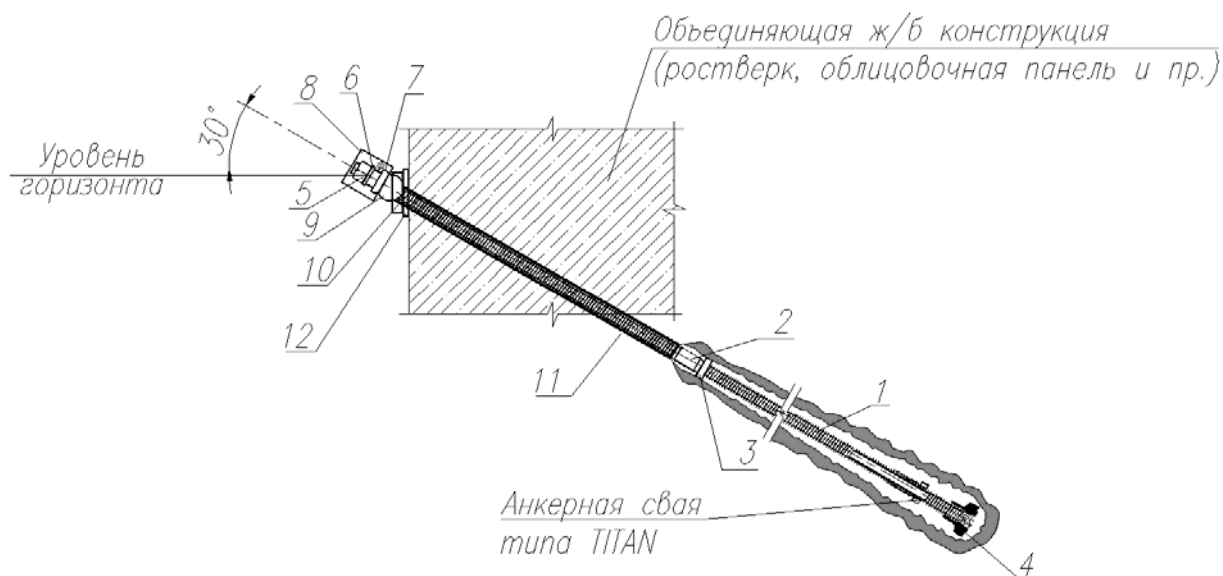


Рисунок 4.46 – Конструкция крепления анкерной сваи с учетом мероприятий, компенсирующих различие деформаций свай и анкерных свай:

1 – анкерная штанга; 2 – соединительная муфта; 3 – центратор; 4 – буровая коронка; 5 – шаровая фиксирующая гайка; 6 – сферическая шайба; 7 – анкерный датчик; 8 – защитный колпак; 9 – выравнивающая сфера; 10 – плита под выравнивающую сферу; 11 – защитная труба ПНД; 12 – демпферная прокладка, компенсирующая разницу в деформациях буронабивных и анкерных свай

В соответствии с вышеизложенным, предлагается следующая последовательность учета различных деформаций буронабивных и анкерных свай при конструировании свайно-анкерных сооружений:

1. Определение расчетных перемещений комбинированного свайно-анкерного сооружения в программных комплексах *GeoStudio* и *Plaxis*;

2. Определение согласно 4.1 разницы (ΔU) в деформациях конструкции (U) и анкерных свай (U_a);

3. Применение при конструировании узла крепления анкерной сваи компенсационной демпфирующей прокладки, толщиной равной разнице в деформациях (ΔU).

Разница (ΔU) в деформациях конструкции и анкерных свай определяется по формуле:

$$\Delta U \leq U - U_a, \quad (4.1)$$

где U – расчетное значение перемещений свайно-анкерного сооружения, определяемое в программных комплексах *GeoStudio* и *Plaxis*;

U_a – значение перемещений для анкерных свай, принимается 6,5 мм.

4.3 Исследование зависимости типоразмеров анкерных свай от диаметра буронабивных свай в конструкции свайно-анкерных сооружений

При проектировании свайно-анкерных сооружений часто возникает вопрос о зависимости типоразмера анкерной сваи от диаметра буронабивной сваи. На первый взгляд, очевидно, что для буронабивных свай диаметром 1200 мм (обладающих очень высокой жесткостью и способными воспринимать очень большие усилия), нецелесообразно применять анкерные сваи типа *Titan 40/16*, обладающие сравнительно низкими прочностными характеристиками.

Однако с увеличением консольной части (величины оползневой толщи от уровня заделки сваи до дневной поверхности), буронабивная свая способна воспринимать все меньшее оползневое давление. В то же время это условие никак не отражается на прочностных характеристиках, характере работы и способности воспринимать оползневое давление для анкерной сваи. Таким образом, для одного и того же диаметра буронабивной сваи выбор соответствующего

типоразмера анкерной сваи будет зависеть от величины консольной части сооружения.

Зависимость типоразмеров анкерных свай от диаметров буронабивных свай и величины консольной части предлагается определять исходя из значений моментов раскрытия трещин предельно допустимой величиной 0,3 мм, определенных ранее в 2.2. Тогда, учитывая допущение, что оползневое давление, приходящееся на сваи сооружения, согласно [7] распределяется по треугольной эпюре, результирующая давления будет находиться на расстоянии $1/3$ от уровня заделки сваи в коренные породы (рисунок 4.47).

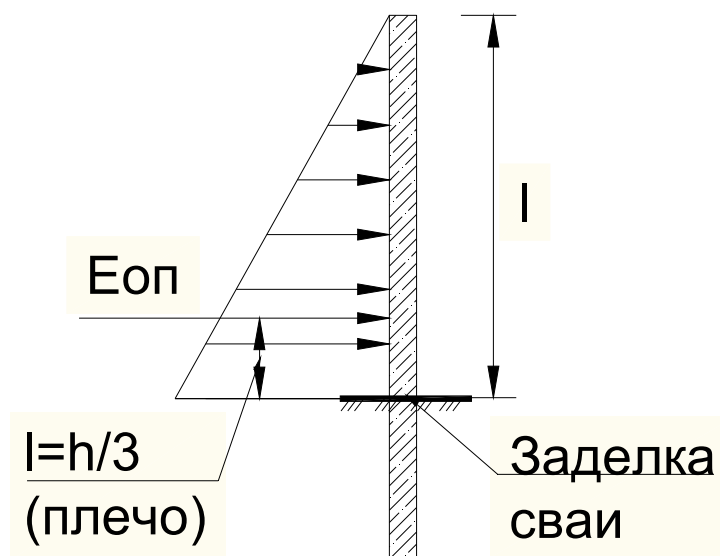


Рисунок 4.47 – Схема распределения оползневого давления на сваю сооружения

При этом, зная значение моментов раскрытия трещин предельно допустимой величиной 0,3 мм для каждого диаметра сваи, возможно определить максимальную нагрузку, которая способна выдержать рассматриваемая свая, в зависимости от величины консольной части. С увеличением плеча максимальная нагрузка, которую способна воспринять рассматриваемая свая, будет уменьшаться.

Таким образом, максимальную оползневую нагрузку (E_{on}), которую способна воспринять свая, определяют по формуле:

$$E_{on} = \frac{M_{crc}}{l/3}, \quad (4.2)$$

где M_{crc} – момент раскрытия трещин предельно допустимой величиной 0,3 мм (определен в 2.2);

$l/3$ – плечо результирующе оползневого давления (рисунок 4.32).

По результатам анализа исследований зависимости оползневой нагрузки, которую способны воспринимать буронабивные сваи (таблица 4.1), установлено, что характер уменьшения допустимой нагрузки на сваи при отображении на графике имеет вид степенной функции (рисунок 4.48).

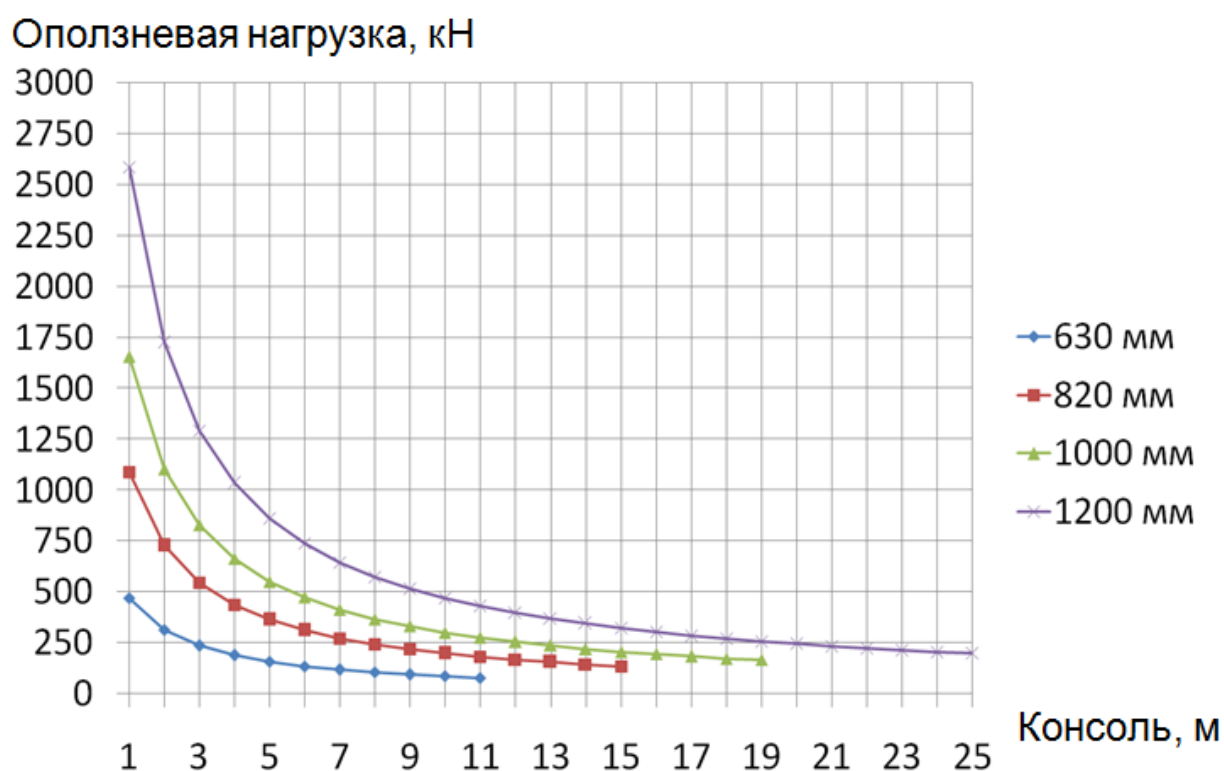


Рисунок 4.48 – Оползневая нагрузка, воспринимаемая буронабивными сваями, в зависимости от диаметра и величины консольной части

Таблица 4.1 – Значения оползневой нагрузки, воспринимаемой буронабивными сваями, в зависимости от диаметра и величины консольной части

Длина консоли, м	Ø630	Ø820	Ø1000	Ø1200
	Максимальная оползневая нагрузка, кН			
2	471,78	1090,54	1654,41	2586,21
3	314,52	727,03	1102,94	1724,14
4	235,89	545,27	827,21	1293,11
5	188,71	436,22	661,76	1034,48
6	157,26	363,51	551,47	862,07
7	134,79	311,58	472,69	738,92
8	117,95	272,63	413,60	646,55
9	104,84	242,34	367,65	574,71
10	94,36	218,11	330,88	517,24
11	85,78	198,28	300,80	470,22
12	78,63	181,76	275,74	431,04
13	—	167,78	254,52	397,88
14	—	155,79	236,34	369,46
15	—	145,41	220,59	344,83
16	—	136,32	206,80	323,28
17	—	—	194,64	304,26
18	—	—	183,82	287,36
19	—	—	174,15	272,23
20	—	—	165,44	258,62
21	—	—	—	246,31
22	—	—	—	235,11
23	—	—	—	224,89
24	—	—	—	215,52
25	—	—	—	206,90
26	—	—	—	198,94

Для исследуемого диапазона минимальные значения нагрузки составили 78,63 кН (для сваи диаметром 630 мм и величиной консольной части 12 м), а максимальные – 2586,21 кН (для сваи диаметром 1200 мм и величиной консольной части 2 м).

При аппроксимации табличных значений были получены следующие степенные функции зависимости значений оползневой нагрузки, которую может воспринять буронабивная свая (E_{on}), от их диаметра и величины консольной части (l):

- для свай диаметром 630 мм: $E_{on}(l) = 943,54 l^{-1}$;
- для свай диаметром 820 мм: $E_{on}(l) = 2181,05 l^{-1}$;
- для свай диаметром 1000 мм: $E_{on}(l) = 3308,83 l^{-1}$;
- для свай диаметром 1200 мм: $E_{on}(l) = 5172,39 l^{-1}$.

Таким образом, в рассмотренных случаях устройства свайно-анкерных сооружений в реальных условиях в г. Сочи расчетные данные по перемещениям конструкции превышают значения перемещений анкерных свай по результатам натурных испытаний. При конструировании свайно-анкерных сооружений важно учитывать различие в максимально допустимых деформациях буронабивных и анкерных свай. В качестве компенсирующих мероприятий в конструкции узла крепления анкерной сваи рекомендуется выполнять демпфирующую прокладку. В качестве демпфирующей прокладки может быть использован любой материал, легко деформирующийся под действием нагрузки (каучук, монтажная пена, пенополистирол и пр., поз. 12, рисунок 4.46).

Для свай диаметром 630 мм функция зависимости значений оползневой нагрузки, которую может воспринять буронабивная свая (E_{on}), от их диаметра и

величины консольной части (l) может быть записана в виде: $E_{\text{оп}}(l) = 943,54 l^{-1}$.

Для свай диаметром 820 мм: $E_{\text{оп}}(l) = 2181,05 l^{-1}$.

Для свай диаметром 1000 мм: $E_{\text{оп}}(l) = 3308,83 l^{-1}$.

Для свай диаметром 1200 мм: $E_{\text{оп}}(l) = 5172,39 l^{-1}$.

Учитывая прочностные характеристики анкерных свай типа Titan и полученные зависимости оползневой нагрузки, которую может воспринять буронабивная свая, от их диаметра и величины консольной части, рекомендуется принимать типоразмер анкерной сваи в зависимости от параметров свайного сооружения в диапазоне соответствующих нагрузок (рисунок 4.49).

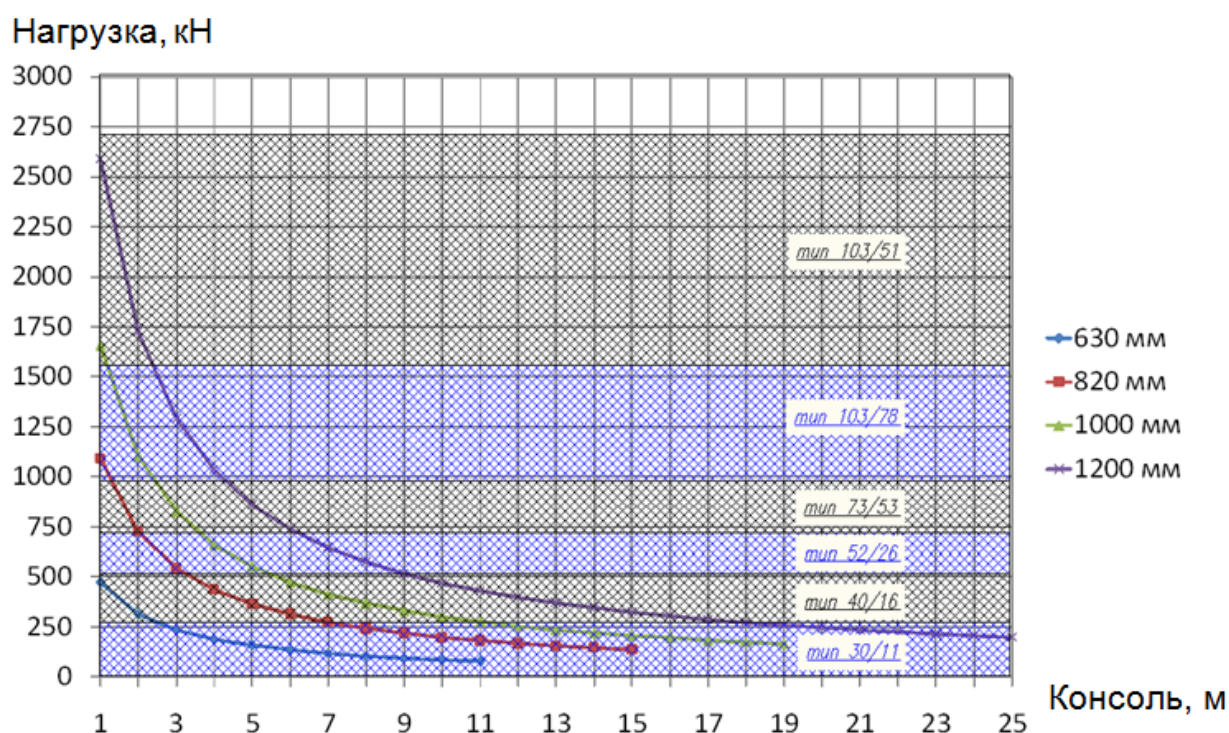


Рисунок 4.49 – Зависимость типоразмеров анкерных свай типа *Titan* от параметров свайного сооружения

ГЛАВА 5. РАСЧЕТ И ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙНО-АНКЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие положения проектирования свайно-анкерных конструкций

Для расчета свайно-анкерных сооружений допускается использовать как численные расчеты, основанные преимущественно на методе конечных элементов, так и традиционные подходы в рамках теории предельного равновесия. Рекомендуется использовать общий алгоритм работы (рисунок 5.1).

Индивидуальный расчет и проектирование свайно-анкерных сооружений рекомендуется выполнять для инженерной защиты участков автомобильных дорог I, II и III категорий. Для участков дорог IV и V категорий рекомендуется использовать, в основном, типовые решения с привязкой к текущим условиям.

При проектировании необходимо учитывать, что предельное состояние будет достигнуто при наступлении одного из следующих явлений:

- а) разрушение или серьезное повреждение;
- б) деформация свыше допустимых пределов;
- в) другие формы разрушений или незначительные повреждения, которые нарушают нормальную эксплуатацию сооружения и требуют непредвиденного обслуживания или сокращают срок эксплуатации.

Состояние, определенное в пункте а, – это предельное состояние разрушения, а в пунктах б и в – предел эксплуатационной надежности.



Рисунок 5.1 – Рекомендуемая последовательность проектирования свайно-анкерных сооружений

Расчетная модель должна адекватно описывать предполагаемое поведение грунта. Расчетная методика может основываться на любой из следующих моделей:

- аналитической;
- полуэмпирической;
- численной.

Расчетная модель может включать в себя упрощения. Она должна быть максимально простой и содержать только существенные элементы. Попытки подробного моделирования микрорельефа поверхности земли, мелких геологических элементов или антропогенных образований не только не способствуют получению более точных результатов, но напротив – существенно снижают точность расчета.

Количество расчетных сценариев должно быть минимизировано. Вместе с тем, расчеты должны учитывать все наихудшие сценарии (сочетания нагрузок, геометрических и физико-механических условий) как на этапе строительства, так и на этапе эксплуатации в нормальных и особых условиях.

Расчет основных параметров свайно-анкерного сооружения должен вестись с учетом этапности производства работ. При этом обязательному рассмотрению подлежат этапы срезки основания до отметок устройства очередного яруса анкеров и максимальной подрезки.

При расчете общей устойчивости свайно-анкерного сооружения с возможностью обрушения откосов или склонов в рамках теории предельного равновесия уточнение напряженно-деформированного состояния вдоль поверхности смещения на основе метода конечных элементов, как правило, позволяет получить более точные результаты. Уточнение становится тем существеннее, чем выше откос, сложнее напластование основных ин-

женерно-геологических элементов или наблюдаются колебания уровня грунтовых вод.

При выборе расчетной схемы и внесении упрощений следует иметь в виду, что, как правило, на устойчивость свайно-анкерного сооружения наибольшее влияние оказывают:

- величина порового давления в грунте;
- рельеф местности;
- величина угла внутреннего трения (φ);
- величина удельного сцепления грунта (c).

Разрушающую силу, которая используется при разработке проекта, следует принимать такой, чтобы она не превышала предела прочности анкера на разрыв в конце выбранного расчетного срока службы с учетом припуска на коррозию. При вычислении таких сил необходимо принимать во внимание параметры сопротивления грунта срезу с учетом величины порового давления и ползучести скелета грунта.

При расчете сдвиговой прочности глинистого грунта засыпки необходимо использовать понижающий коэффициент к величине удельного сцепления или характеристики, полученные по схеме «плашка по плашке».

При расчете рабочего усилия в анкере должна быть принята меньшая из характеристик при растяжении:

- предел текучести;
- предельно допустимая деформация.

При расчете свайно-анкерных сооружений следует производить оценку общей и местной их устойчивости. Устойчивость должна быть оценена как с точки зрения работоспособности основания, так и с точки зрения скальзывания по критической (плоской или криволинейной) поверхности скольжения, проходящей как через сооружение, так и за его пределами (рисунок 5.2).

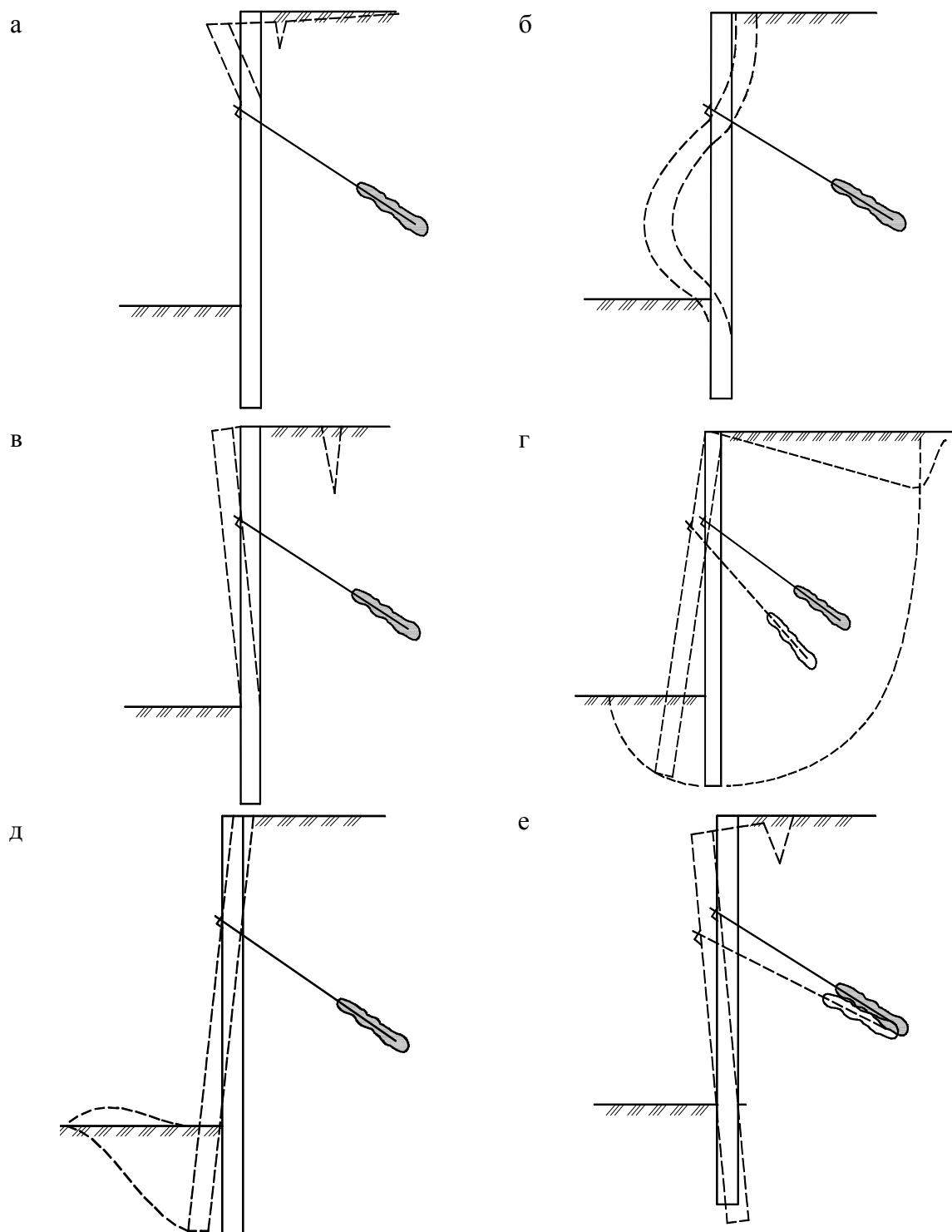


Рисунок 5.2 – Формы потери устойчивости свайно-анкерного сооружения:
а – разрушение консоли над анкерами; б – прогиб в средней части стены;
в – обрыв (деформация) тяги; г – потеря общей внешней устойчивости сооружения;
д – разрушение основания в заделке свай; е – осадка свай от вертикальной нагрузки

В случае, если свайно-анкерное сооружение возводится в непосредственной близости от другого сооружения, то следует рассмотреть взаимное влияние сооружений на их устойчивость. Таковую оценку следует, как правило, выполнять с учетом этапности строительства обоих сооружений. При невозможности учета этапности строительства допускается соответствующее объединение сооружений с представлением комплекса в виде единого сооружения, состоящего, по меньшей мере, из двух отдельных конструкций.

При назначении допустимой величины осадки следует учитывать как возможность снижения натяжения анкеров, так и допустимые деформации смежного сооружения, чувствительного к перемещениям основания.

При использовании в расчете конструкций метода конечных элементов рекомендуется учитывать следующие факторы:

- этапность строительства;
- изгибную жесткость с учетом реального (прогнозного) состояния конструкций (толщину защитного слоя, коррозию, раскрытие трещин);
- нелинейность физико-механических свойств грунта;
- особенности напластования грунтов;
- природное напряженное состояние грунта (обжатие собственным весом);
- изменение с течением времени характеристик глинистых грунтов, вызванное дренированием;
- жесткости опор и преднапряжение в узлах крепления анкеров;
- пространственную работу сооружения, позволяющую уменьшить перемещения по отношению к плоской расчетной схеме.

При выполнении численных расчетов методом конечных элементов следует принимать во внимание нижеперечисленные особенности.

- достаточную густоту сетки конечных элементов следует проверять путем увеличения и уменьшения количества элементов не менее чем на 30 %. Если при этом контрольные параметры отклоняются не более чем на 1 %, густоту сетки следует признать достаточной.

- для итерационных решателей следует проверять минимальную погрешность решения системы линейных уравнений. Если при удвоении точности расчета контрольные параметры отклоняются менее чем на 1 %, то точность расчета считается обеспеченной.

- размеры расчетной области должны исключать влияние краевых условий на результат расчета. Считается, что расчетная область имеет достаточные размеры, если увеличение размера в данном направлении на 30 % меняет контрольные параметры менее чем на 1 %. Например, при использовании нелинейных моделей высота расчетной области свайно-анкерного сооружения B должна быть не менее $1,5 L$, где L – полная длина сваи, м (рисунок 5.3).

- применяемая модель грунта и критерий пластического течения должны соответствовать виду напряженно-деформированного состояния грунтового массива и величинам наблюдаемых деформаций.

- расчетную модель рекомендуется тестировать на чувствительность к исходным данным, изменяя прочностные и деформационные характеристики материалов на 10–20 %. Если при этом не происходит качественного изменения напряженно-деформированного состояния сооружения, то расчетную схему можно считать условно устойчивой.

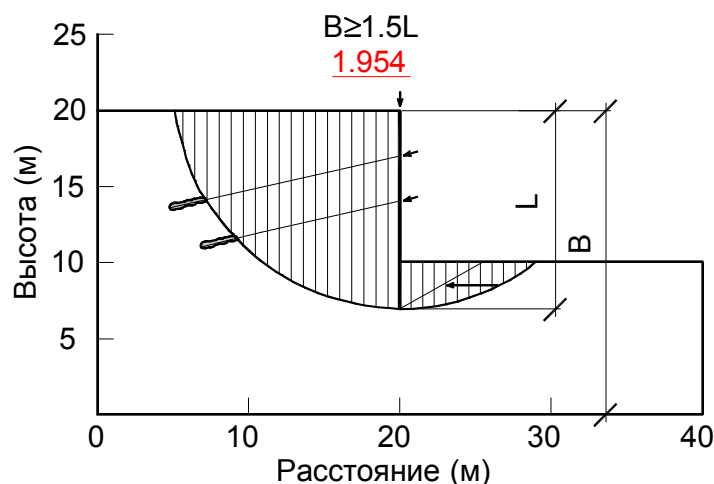


Рисунок 5.3 – Пример корректного размера расчетной области

Горизонтальные и поперечные нагрузки от центробежных сил на криволинейных участках дорог в расчете свайно-анкерных сооружений не учитываются.

Для сооружений с заделкой свай 3 м и менее предельные значения эффективного удельного сцепления грунта обратной засыпки, полученные с коэффициентом надежности 0,85 (c_I), следует принимать не более 5 кПа, а предельные значения эффективного удельного сцепления грунта обратной засыпки, полученные с коэффициентом надежности 0,95 (c_{II}) – не более 7 кПа.

В начале анкеры следует размещать на расстоянии $1/3$ – $1/4$ высоты стены от верха конструкции. В расчете инженерными способами сооружения, закрепленные анкерами в несколько уровней, рассматривают как статически неопределимую упругую балку, допуская следующие упрощения:

- балка закреплена на неподвижных опорах;
- каждый этап строительства рассматривается независимо от предыдущего;
- влиянием жесткостей опор можно пренебречь;
- допускается линейное распределение давления.

5.2 Учет сейсмических нагрузок

Учет сейсмических воздействий на свайно-анкерные сооружения рекомендуется выполнять следующими основными методами (таблица 1).

Таблица 1 – Рекомендуемые методы учета сейсмических воздействий

Метод учета сейсмического воздействия	Область применения
Прямой динамический расчет	Объекты I (повышенного) уровня ответственности
Квазистатический расчет	Объекты II (нормального) уровня ответственности
Конструктивные мероприятия	Временные сооружения и постоянные сооружения на дорогах IV и V категорий, если их разрушение не связано с гибелью людей или ценного имущества

Прямой динамический расчет рекомендуется выполнять на основе реальных или синтезированных акселерограмм. При отсутствии записей расчетной интенсивности в данном районе допускается использовать записи из других регионов при условии выполнения не менее трех поверочных расчетов на разные акселерограммы.

Квазистатический расчет рекомендуется выполнять путем введения повышающего или понижающего (что хуже) коэффициента в величину инерционных сил в зависимости от расчетной сейсмичности площадки:

- при 7 баллах – 0,025;
- при 8 баллах – 0,05;
- при 9 баллах – 0,1.

При этом вектор сейсмического воздействия должен иметь наихудшее направление для данного сценария расчета сооружения.

Применяемые конструктивные мероприятия должны снижать чувствительность сооружения к сейсмическим нагрузкам. Для этого рекомендуется:

- увеличивать глубину заделки свай;
- увеличивать длину свободной части тяги анкера;
- дополнительно заглублять корень анкера.

5.3 Учет пространственных эффектов

При расчете по плоским схемам (рисунок 5.4) локальную нагрузку от сосредоточенных объектов рекомендуется приводить к эквивалентной линейной пригрузке путем пересчета по формуле:

$$q' = q \cdot \frac{L}{L + 2d'}, \quad (5.1)$$

где q' – эквивалентная линейная пригрузка, кПа;

q – реальное давление на основание 3D объекта, кПа.

$$q' = \frac{S}{L \cdot b}, \quad (5.2)$$

где d – расстояние от края пригрузки до оси стены, м;

L и b – соответственно длина и ширина площади загроужения, м;

S – нагрузка от объекта, кН.

Если сооружение образует внешний угол (рисунок 5.5), а расчет ведется по плоским схемам, то на участке не менее $2H$ от угла следует увеличивать расчетную нагрузку не менее чем в 1,5 раза.

Применение 3D расчетных схем рекомендуется в следующих случаях (рисунок 5.6):

$$L/H \leq 3, \quad (5.3)$$

$$H \geq 5 + \frac{2c}{\gamma}, \quad (5.4)$$

где L – протяженность сооружения, м;

H – высота удерживаемого массива грунта, м;

c – средневзвешенное удельное сцепление удерживаемого массива грунта, кПа;

γ – средневзвешенная плотность удерживаемого массива грунта, кН/м³.

В случае, если подпорная стена в плане образует внешний угол (см. рисунок 5.5), а расчет ведется по пространственным 3D схемам, то для расчетной нагрузки следует применять повышающий коэффициент запаса $f_{ce} = 1,2$.

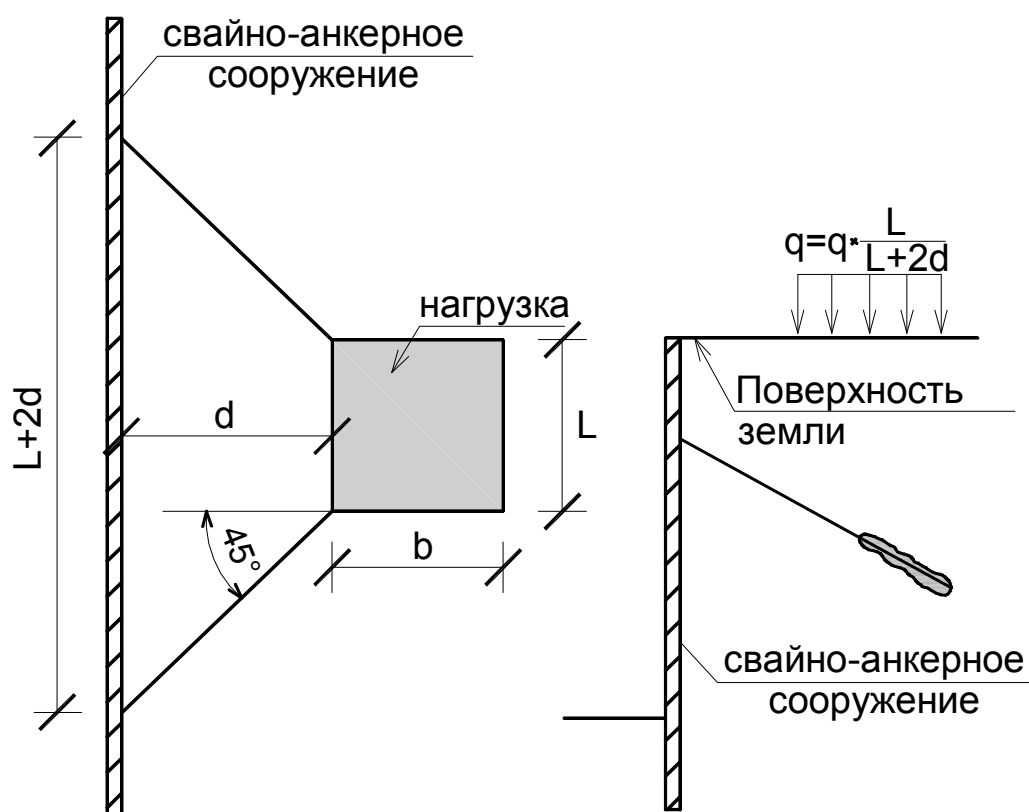


Рисунок 5.4 – Расчетная схема для пересчета пространственной нагрузки в плоскую:

1 – свайно-анкерное сооружение; 2 – поверхность земли; 3 – нагрузка

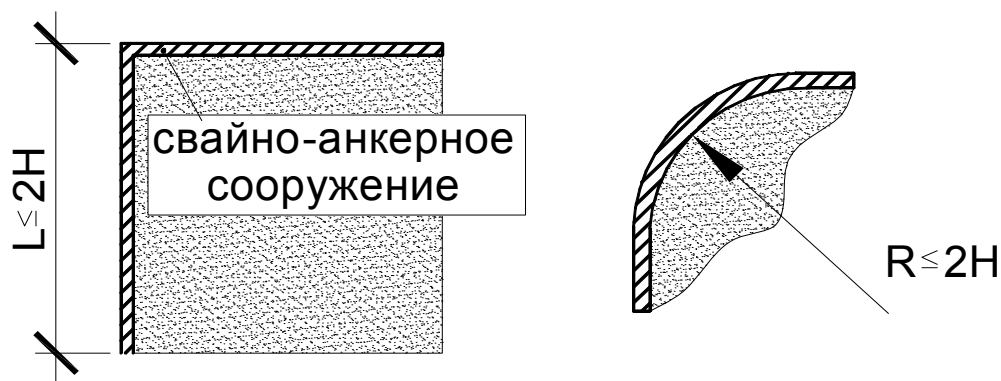


Рисунок 5.5 – Формы сооружения в плане (а, б), образующие внешний угол
 H – высота удерживаемого массива грунта, м; L – протяженность сооружения, м;
 R – радиус поворота сооружения, м

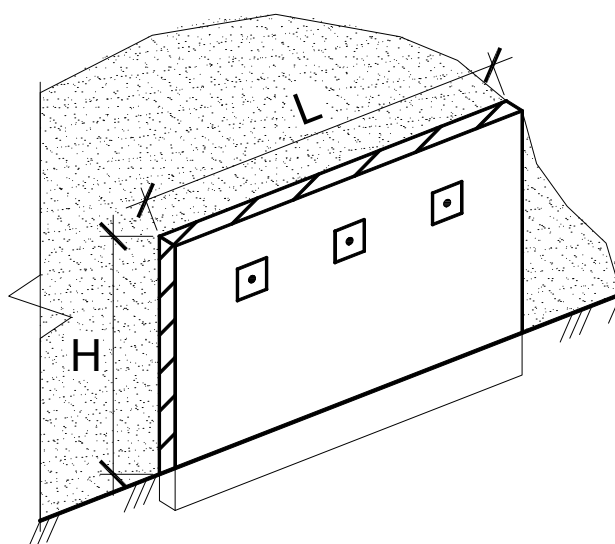


Рисунок 5.6 – Свайно-анкерное сооружение

В случае, если подпорная стена имеет форму внутреннего угла (рисунок 5.7) или примыкает к существующим сооружениям (рисунок 5.8), или располагается между двумя условно-неподвижными сооружениями (рисунок 5.9), а расчет ведется по пространственным 3D схемам, то для расчетной нагрузки на участке до $2H$ допускается применять понижающий коэффициент $f_{ci} = 0,9$.

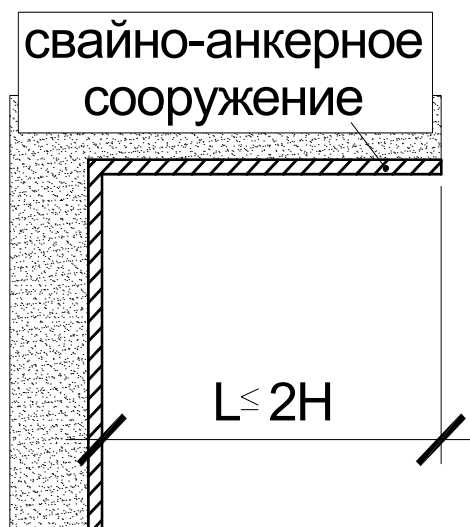


Рисунок 5.7 – Форма внутреннего угла подпорной стены

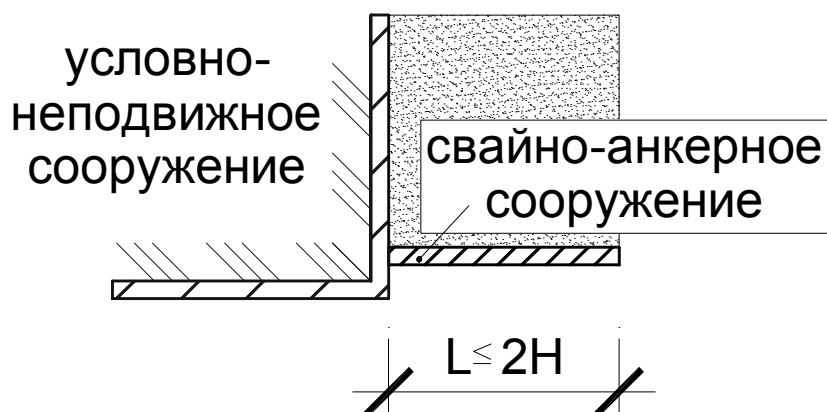


Рисунок 5.8 – Примыкание к существующему сооружению

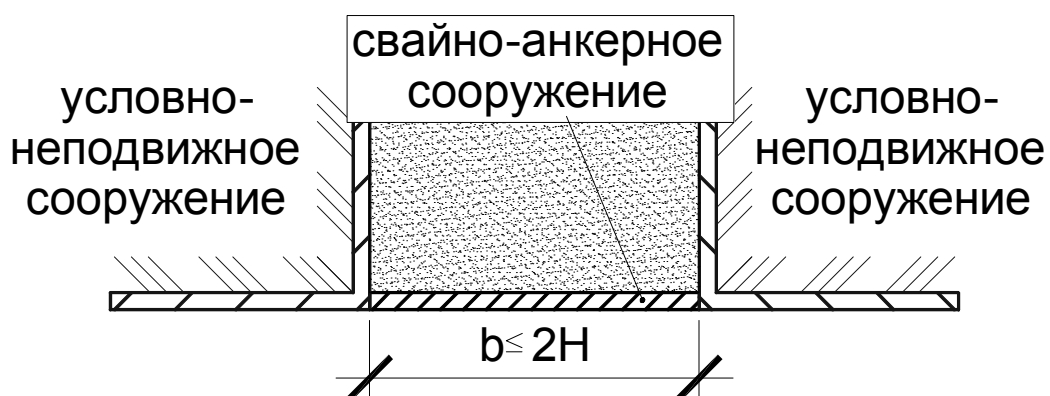


Рисунок 5.9 – Возведение сооружения между двумя существующими условно-неподвижными сооружениями

b – расстояние между условно-неподвижными сооружениями, м

5.4 Конструирование свайно-анкерного сооружения

Для возведения свайно-анкерных удерживающих сооружений рекомендуется использовать следующие основные конструктивные схемы креплений, которые приведены на рисунке 5.10.

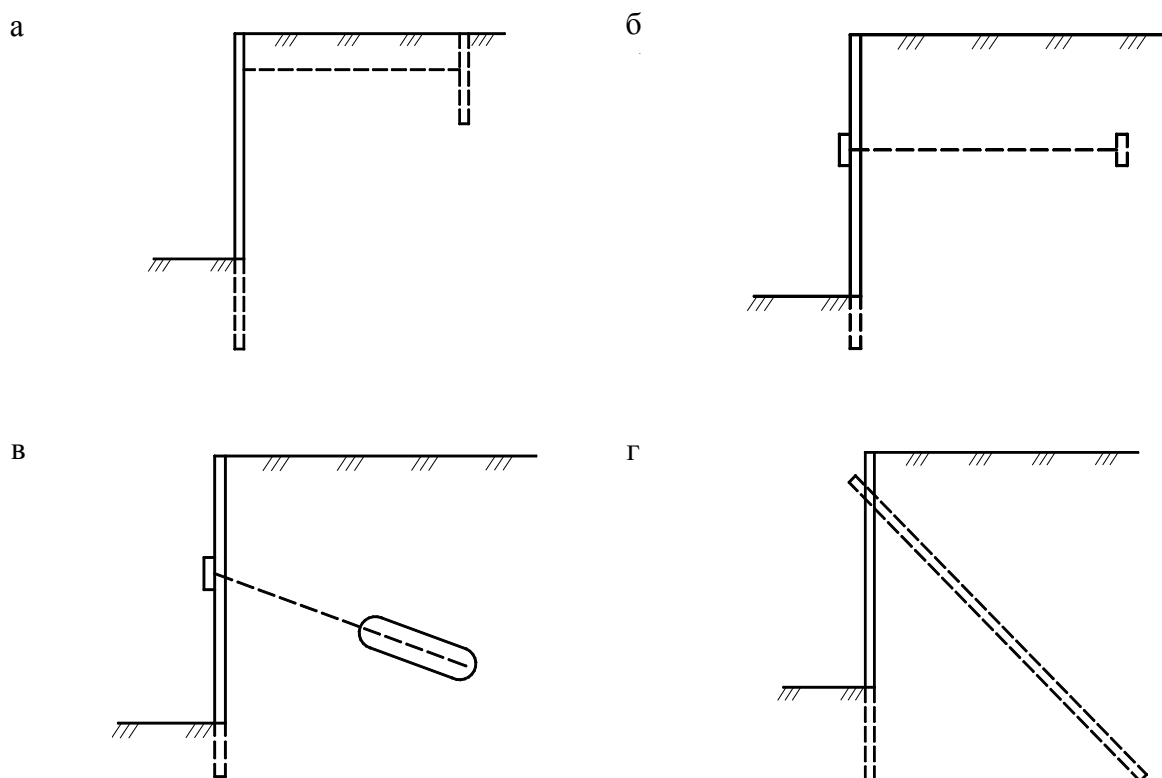


Рисунок 5.10 – Основные конструктивные схемы свайно-анкерных удерживающих сооружений:

- а – анкерное крепление в виде анкерной стены или небольшой свайной стенки;
- б – то же, через железобетонный анкерный куб или анкерную плиту; в – крепление с помощью преднапряженного грунтового анкера; г – то же, с использованием наклонных микросвай

Анкерную стену и небольшую свайную стенку (рисунок 5.10, а) рекомендуется устраивать в том случае, если удерживающую стену необходимо надежно закрепить в непосредственной близости к поверхности планировки, например, при устройстве автомобильных дорог вдоль набережных или причалов.

Анкерное крепление через железобетонный анкерный куб или анкерную плиту (рисунок 5.10, б) рекомендуется использовать в случае устройства искусственной насыпи в обратной засыпке.

Варианты в и г на рисунке 5.10 рекомендуются для устройства свайно-анкерных сооружений при подрезке естественных склонов и откосов.

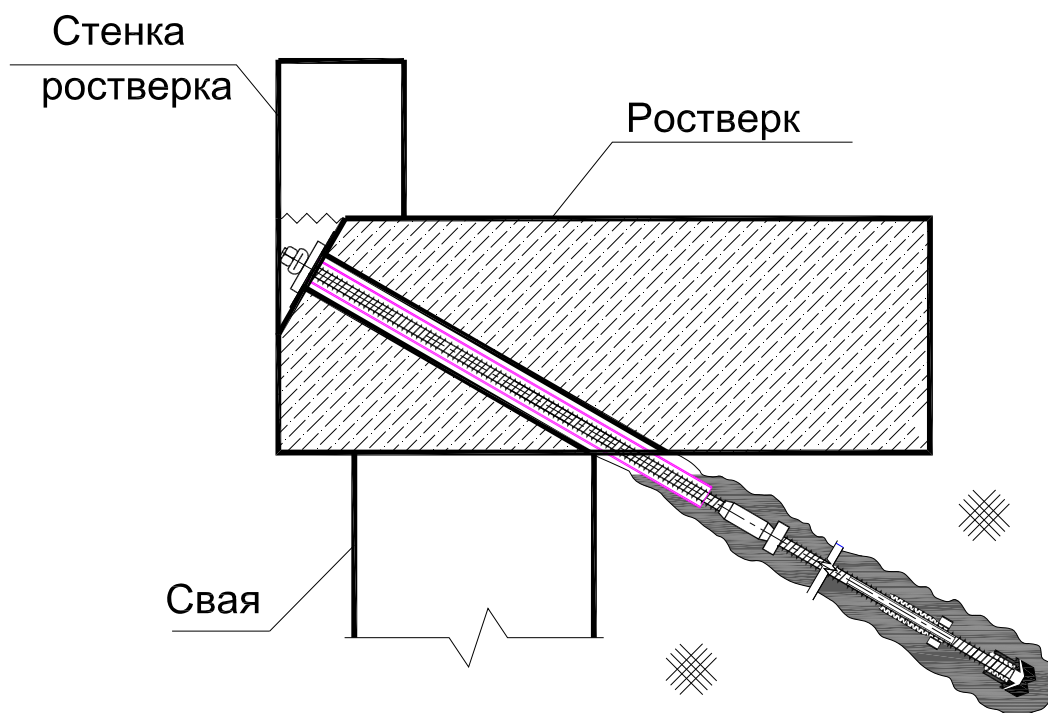


Рисунок 5.11 – Устройство анкера через ростверк свайного ряда: 1 – стенка ростверка; 2 – ростверк; 3 – свая

Схема бурения анкера и заделка оголовка по центру забирочной сваи ряда буросекущихся свай показана на рисунке 5.12.

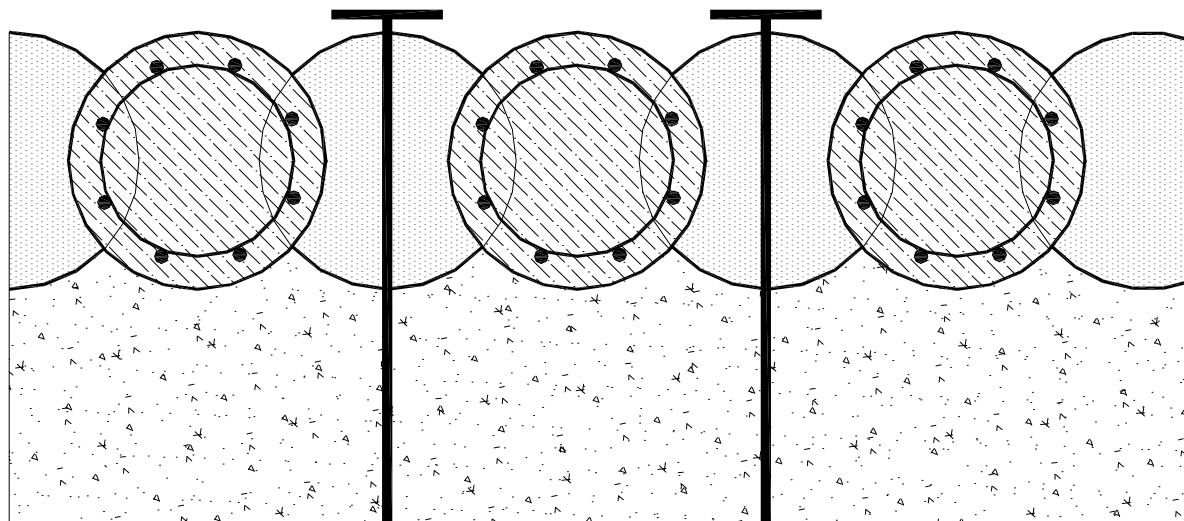


Рисунок 5.12 – Сопряжение через забирочную сваю

Схема бурения анкера и заделка оголовка в месте стыка рабочей и забирочной сваи ряда буросекущихся свай показана на рисунке рисунок 5.13.

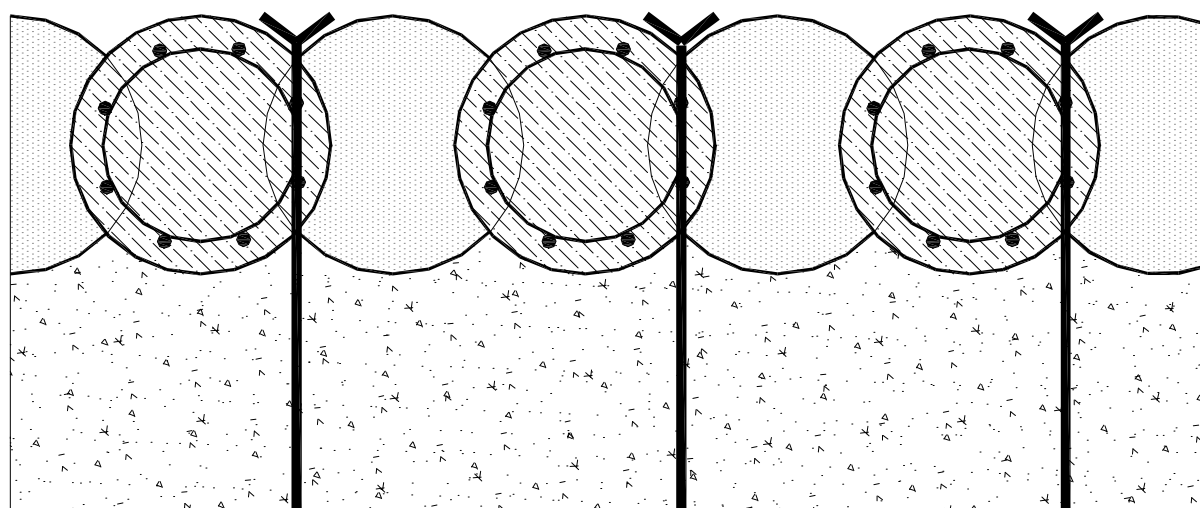


Рисунок 13 – Сопряжение через стык рабочей и забирочной сваи

Схема передачи давления от анкеров на ряд свай через горизонтальную распределительную балку, расположенную ниже ростверка показана на рисунке 5.14.

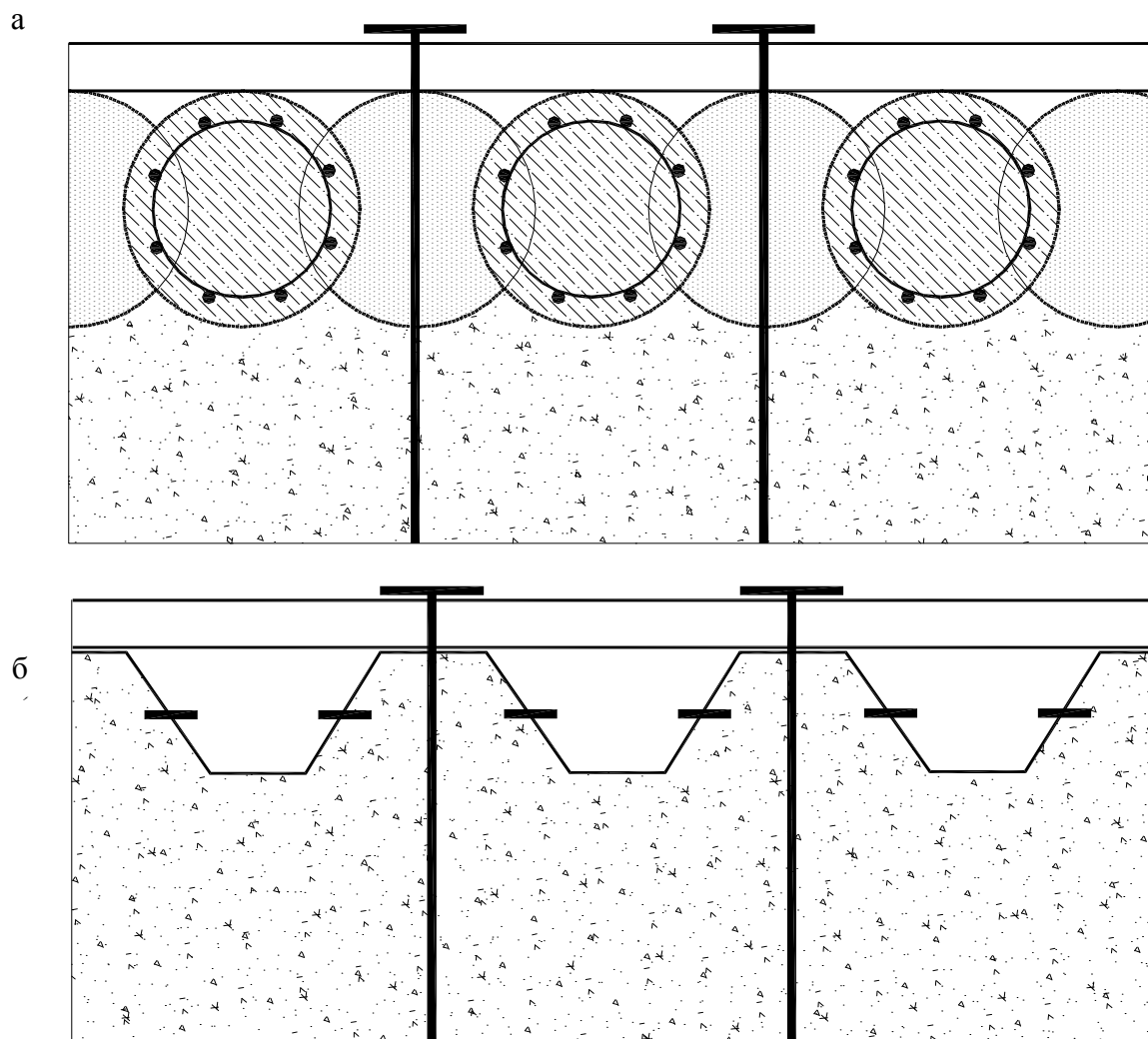


Рисунок 5.14 – Сопряжение через горизонтальную распределительную балку:
а – буровые сваи; б – шпунт

Схема передачи давления от анкеров на свайный ряд через вертикальные распределительные балки, расположенные ниже ростверка показана на рисунке 5.15.

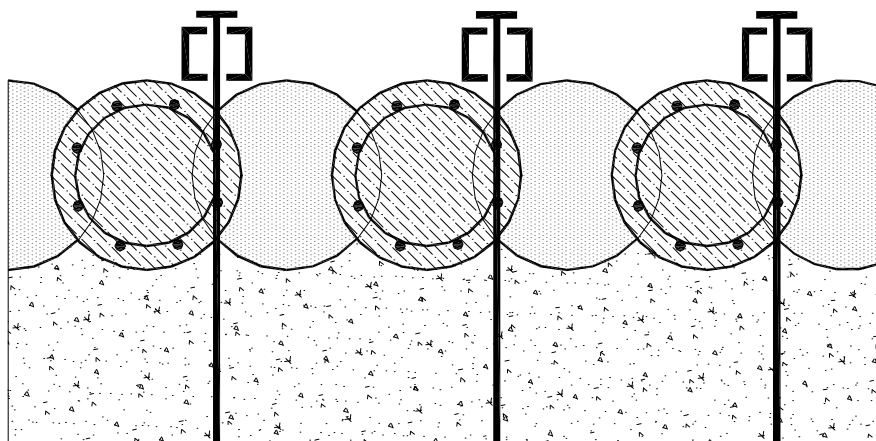


Рисунок 5.15 – Сопряжение через вертикальную распределительную балку

Схема бурения анкера и заделка оголовка по центру рабочей сваи показана на рисунке 5.16.

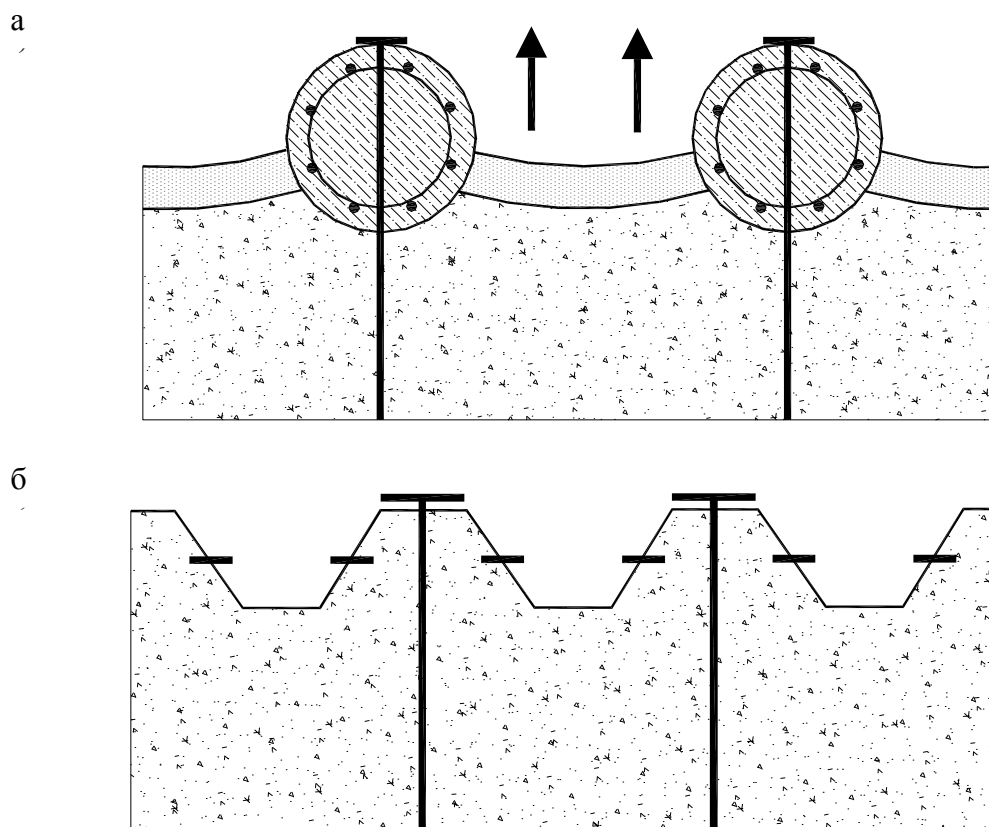


Рисунок 5.16 – Сопряжение через центр рабочей сваи:
а – буровые сваи; б – шпунт

Оголовок анкера должен конструироваться так, чтобы выдерживать максимальное угловое отклонение растягивающего элемента до 3° . При этом допускается падение разрушающего усилия растягивающего элемента до 97 % P_{tk} , где P_{tk} – максимальное усилие, воспринимаемое элементом, кН.

Расчетные диаметры свай и анкеров следует принимать по техническим характеристикам оборудования с учетом особенностей применения технологии в аналогичных грунтовых условиях. При проектировании допускается принимать диаметры по таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Рекомендуемые расчетные диаметры свай

Расчетный диаметр свай без инвентарной обсадной трубы, мм	Расчетный диаметр свай с извлекаемой инвентарной обсадной трубой, мм
430	—
530	—
630	620
720	750
820	880
1020	1080
1220	1300
1420	1500

Применение неизвлекаемых обсадных труб следует ограничивать в свайно-анкерных сооружениях. Как исключение, их применение допускается с согласия заказчика в сложных геологических условиях только до отметки верха заделки свай (рисунок 5.17). В случае, если неизвлекаемая обсадная труба вторичного использования, то в расчете не допускается учитывать ее изгибную жесткость. Когда неизвлекаемая труба новая и расчетный срок службы антикоррозионного покрытия совпадает со сроком службы сооружения, допускается передача через нее нагрузки от анкера.

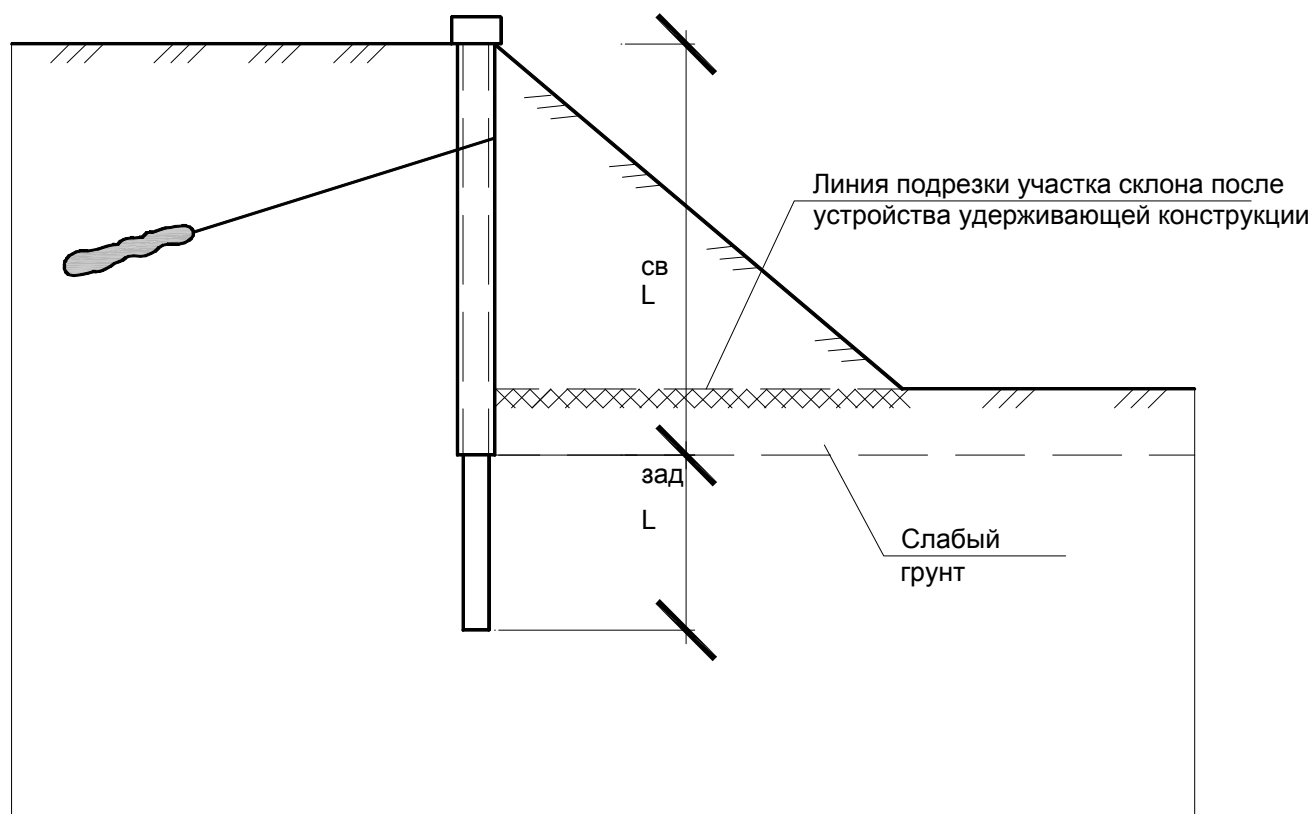


Рисунок 5.17 – Применение неизвлекаемых обсадных труб:

- 1 – линия подрезки участка склона после устройства удерживающей конструкции;
 2 – слабый грунт; $L_{св}$ – длина сваи, м; $L_{зад}$ – длина заделки сваи, м

Расстояние от подошвы фундамента или края подземного сооружения до ближайшей точки корня грунтового анкера должно быть не менее 3 м (рисунок 5.18, а), а от поверхности планировки или естественного склона – не менее 4 м (рисунок 5.18, б). Расстояние от этих же объектов до центра корня грунтового анкера должно быть не менее 4,5 м (рисунок 5.19).

Заделка анкера (корень) должна располагаться за пределами расчетной зоны обрушения, выпора или поверхности грунта. Расстояние от любой расчетной поверхности обрушения до корня анкера должно быть не менее 1,5 м или $0,2H$, где H – наибольшая высота удерживаемого массива за период строительства и эксплуа-

тации сооружения с учетом устройства временных траншей или прогнозного подмыва нижнего рельефам, м (см. рисунок 5.19).

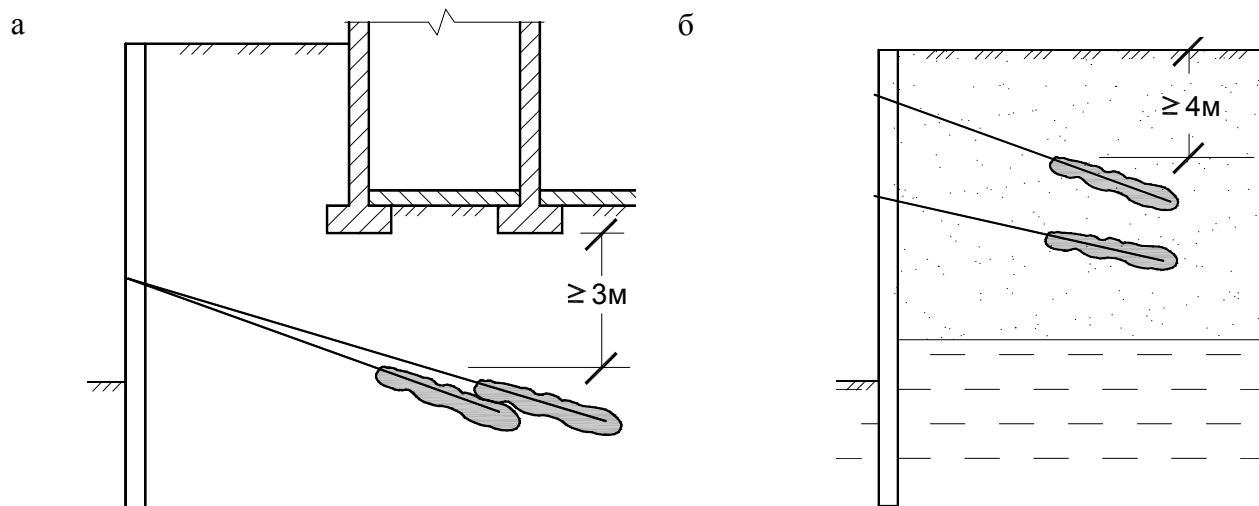


Рисунок 5.18 – Минимальное расстояние (а, б) до корня анкера

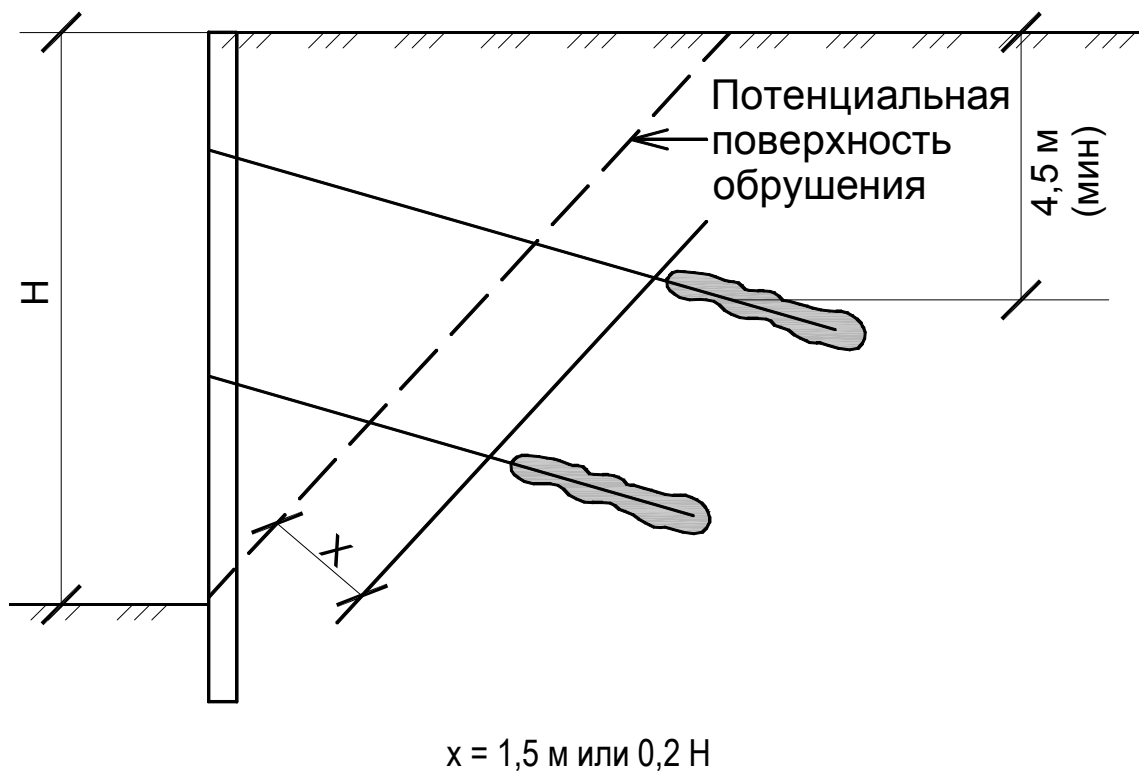


Рисунок 5.19 – Минимальное заглубление корня анкера

Продольное расстояние между корнями параллельных анкеров в плане S_h должно быть равно трем диаметрам корня анкера, но не менее 1,2 м.

Если на криволинейных участках сооружений не удастся обеспечить расстояние между анкерами одного яруса более 1,2 м, то необходимо менять углы наклона анкеров так, чтобы соблюдалось минимальное расстояние между корнями с учетом технологической погрешности на устройство скважины в данных грунтах.

Запрещено располагать корень анкера на границе песчаных и глинистых инженерно-геологических слоев (рисунок 5.20).

Постоянные анкеры в качестве оттяжек в противооползневых конструкциях должны сочетаться со свайными ростверками.

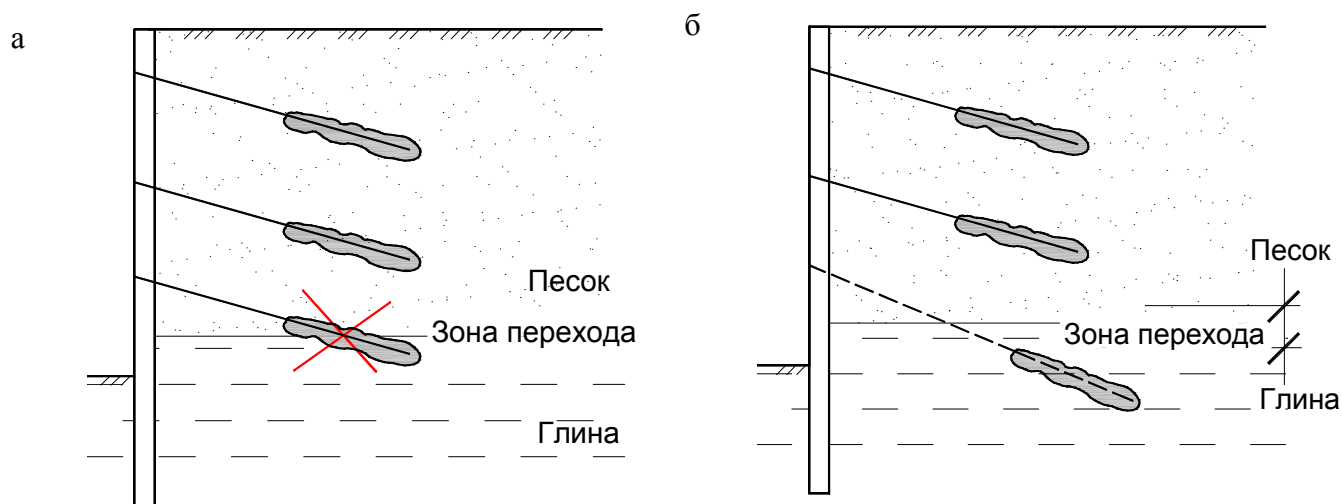


Рисунок 5.20 – Расположение анкеров на границе инженерно-геологических элементов:

а, б – соответственно недопустимое и допустимое расположение анкеров

Для повышения эффективности противооползневые свайно-анкерные сооружения рекомендуется сочетать с лучевым дренажом.

При наличии подземных вод следует предусматривать гидроизоляцию по верховой грани подпорных стен и устройство застенного дренажа с выводом вод за пределы подпираемого грунтового массива. При этом следует учитывать влияние понижения уровня грунтовых вод на прилегающие объекты (при наличии дренажа) или барражный эффект (при отсутствии дренажа).

Сооружение, по возможности, должно перекрывать весь оползневой или оползнеопасный участок единой (сплошной) конструкцией и закрепляться в устойчивых грунтах за его пределами.

При необходимости, допускается делить сооружение на секции или применять в пределах оползневого (оползнеопасного) участка отдельно стоящие сооружения. При этом следует учитывать эффект пространственного воздействия оползня с учетом различной жесткости отдельных секций. Анкеры соседних секций не должны проходить ближе 3 м к расчетной поверхности смещения соседних отдельно стоящих секций.

Протяженность и расположение отдельно стоящих сооружений следует выбирать из условия обеспечения устойчивости оползневого массива между смежными сооружениями и влияния отдельных секций на смежные. Параметры конструкции должны обеспечивать прочность и устойчивость каждой секции (отдельно стоящего сооружения) на действующие и прогнозируемые оползневые нагрузки.

Конструкция деформационных швов должна, как правило, исключать поперечные смещения смежных секций относительно продольной оси сооружений.

Положение деформационных швов не рекомендуется принимать в местах максимальных оползневых нагрузок (например, в середине оползневого участка).

В облицовочных панелях с большой поверхностью нагрева в районах со значительной амплитудой температурных колебаний следует предусматривать температурно-деформационные швы. Частоту расположения швов следует назначать по результатам расчета температурных деформаций удерживающего сооружения или назначать конструктивно по требованиям соответствующих глав [66].

При наличии расчетного обоснования допускается использовать облицовочную панель в качестве распределительной балки анкеров.

5.5 Расчет анкерных свай

Анкерные сваи (микросваи, опорные и анкерные) должны рассчитываться преимущественно на действие продольных нагрузок. Сложные сочетания нагрузок должны распределяться между анкерными сваями различной ориентации в пространстве.

Групповое взаимодействие анкерных свай одинакового диаметра следует учитывать при расстоянии между ними менее трех диаметров анкерной сваи. Размеры зоны взаимного влияния анкерных свай и свай различного диаметра следует принимать из расчета трех диаметров наиболее крупной в поперечном сечении сваи.

Продольные нагрузки передаются на анкерную сваю через головную конструкцию в несущий стальной элемент, через поверхность контакта в бетон анкерной сваи и по боковой поверхности анкерной сваи в грунт.

Оценку несущей способности анкерной сваи следует проводить из условия обеспечения их прочности по материалу и сопротивления грунта боковой поверхности

на действующие или прогнозируемые нагрузки с учетом необходимых коэффициентов запаса.

Для обеспечения надежности крепления расчетная продольная нагрузка на анкерную сваю (F) не должна превышать наименьшее из двух значений – прочности анкерной сваи по материалу (R_m) и несущей способности по грунту вдоль боковой поверхности (R_g).

$$F \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (5.5)$$

где F – расчетная нагрузка на анкерную сваю;

R – расчетная несущая способность анкерной сваи, принимаемая наименьшим из двух значений – прочности тяги из трубчатых штанг R_m или несущей способности по грунту основания R_g с учетом соответствующих частных коэффициентов запаса;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения, при расчетах по предельным состояниям первой группы коэффициент γ_n принимается: для временных анкерных свай $\gamma_n = 1,25$; для постоянных анкерных свай $\gamma_n = 1,4$.

Сопротивление грунта основания висячей опорной анкерной сваи без уширения пяты ввиду малой опорной площади допускается в расчетах не учитывать.

Для опорных анкерных свай, расположенных в слабых грунтах (к примеру, водонасыщенных грунтах при величине удельного сцепления в грунте менее 15 кПа) дополнительно следует выполнять проверку продольной устойчивости.

Оценка эффективности конструкции с применением анкерных свай должна выполняться из условия обеспе-

чения общей и местной устойчивости конструкции и прилегающих объектов, а также допустимых дополнительных деформаций сооружений окружающей застройки.

Анализ устойчивости прилегающего к конструкции массива грунта может производиться с использованием методов: предельного равновесия, конечных элементов и комбинированных методов.

С целью анализа внутренней и внешней устойчивости конструкции с применением анкерных свай следует рассматривать различные формы потери устойчивости удерживающей конструкции.

Оценка влияния проектируемой конструкции на объекты окружающей застройки производится из условия:

$$S_{ad} \leq S_{adu}, \quad (5.6)$$

где S_{ad} – дополнительная осадка основания фундамента (совместная дополнительная деформация оснований и сооружений определяется по результатам расчетов «конструкция – грунтовый массив»);

S_{adu} – предельное значение дополнительной осадки оснований фундаментов в соответствии с указаниями [82] в зависимости от технического состояния сооружения окружающей застройки или заданием на проектирование.

В случае невыполнения данного условия необходима корректировка проектируемой удерживающей конструкции: изменение типа ограждающей конструкции, анкерных и опорных креплений, применение предварительного натяжения анкерных креплений, разработка мероприятий по усилению и защите сооружений окружающей застройки.

При проектировании анкерных креплений из анкерных свай, по возможности, следует избегать существенного предварительного их натяжения анкерных свай без предварительного натяжения должны включаться в работу натяжением на величину около 10 % эксплуатационной нагрузки. При этом устраняются все возможные монтажные зазоры в опорной и головной конструкции и выполняется активация сцепления анкерной сваи по грунту вдоль боковой поверхности.

Использование предварительного натяжения анкерных свай (на величину более 10 % эксплуатационной нагрузки) может быть рационально в случаях:

- для максимально полного предотвращения деформаций закрепляемого сооружения: при существенных динамических нагрузках, высоких требованиях к величине максимальной дополнительной осадки на защищаемом участке и т. д.;
- для возвращения защищаемого сооружения в требуемое планово-высотное положение (к примеру, уменьшение чрезмерных деформаций аварийных сооружений);
- при проектировании многоярусного анкерного крепления подпорных стен с целью корректировки эпюры и снижения прогнозируемых изгибающих моментов.

В случае применения предварительного натяжения анкерных свай следует учитывать, что итоговые прогнозируемые усилия в них повышаются на величину, сопоставимую с предварительным натяжением.

Величина усилия предварительного натяжения зависит от допускаемых смещений закрепляемой конструкции и деформаций сооружений окружающей застройки и должна определяться с учетом следующего пункта.

Использование предварительного натяжения анкерных креплений из анкерных свай должно выполняться при соответствующем опытно-расчетном обосновании. При этом необходимо учитывать следующее:

- ввиду явления релаксации напряжений в анкерных креплениях с течением времени, для поддержания требуемого предварительного натяжения требуется проведение постоянного мониторинга и корректировки усилий в анкерных элементах;

- оголовочные части таких анкерных креплений должны быть доступны для контроля, и их конструкция должна обеспечивать возможность корректировки натяжения;

- выполнение многоярусных анкерных креплений и их преднапряжение выполняется поэтапно, по мере разработки выемки под защитой анкеруемых ограждающих конструкций. При выполнении предварительного натяжения анкерных креплений очередного яруса, натяжение креплений предыдущего яруса изменяется;

- некорректно выбранная величина предварительного натяжения анкерных креплений разных ярусов может привести к перенапряжению ограждающей конструкции по высоте;

- эксплуатационные усилия в предварительно напряженных анкерных креплениях по сравнению с вариантом без предварительного натяжения увеличиваются приблизительно на величину блокировочного усилия.

Примечания:

1. Необходимо помнить, что величины расчетных анкерных усилий всегда завышены по отношению к реально действующим в конструкции. Причиной этого является учет в расчетах анкерных усилий целого ряда

факторов запаса (коэффициентов надежности по величинам физико-механических свойств грунтов, материалов конструкций, внешних нагрузок, выбора наиболее невыгодного и, как правило, редкого сочетания нагрузок и т. д. и т. п.). В результате, предварительное натяжение анкерных креплений в конструкции (фактически испытывающей существенно меньшие нагрузки от бокового давления грунта) может привести к ее перегрузке анкерными усилиями.

2. Эксплуатационными усилиями в конструкции инженерной защиты следует считать величины силовых факторов после полного ее возведения в проектном составе и положении, вне зависимости от степени завершенности строительства прилегающих объектов.

3. Предварительное натяжение выполняется, как правило, до начала разработки грунтов выемки следующего яруса. В результате, чем больше ограничиваются боковые деформации грунта, тем в меньшей степени реализуется активное давление, а результирующее боковое давление приближается к величине давления грунта в состоянии покоя. В случае применения чрезмерных величин предварительного натяжения анкерных креплений, есть риск повысить боковое давление грунта до величин пассивного отпора.

Оценку прогнозируемых усилий в конструкциях с применением анкерных свай допускается выполнять с использованием как численных методов (основанных на методах конечных элементов, конечных разностей и пр.), так и традиционных подходов в рамках теории предельного равновесия.

Расчеты сооружений нормального уровня ответственности допускается проводить в рамках статической модели взаимодействия системы «конструкция –

грунтовой массив» с учетом требований [82], а также с использованием сертифицированных программных расчетных комплексов. Использование динамических моделей рекомендуется для расчета объектов повышенного уровня ответственности в условиях значительных динамических нагрузок (к примеру, на сейсмические нагрузки).

Расчеты основных параметров сооружений с использованием анкерных свай должны вестись с учетом этапности производства строительных работ. Обязательному рассмотрению подлежат этапы выемки под защитой сооружений с анкерным креплением анкерными сваями до отметок устройства очередного яруса анкерных свай и максимальной подрезки.

Расчеты должны проводиться с учетом реально возможных и наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок, геометрических и физико-механических условий, как на этапе строительства, так и эксплуатации сооружения в нормальных и особых условиях.

В случае расчета конструкции численными методами, по возможности рекомендуется учитывать следующие факторы:

- последовательность основных этапов строительства и эксплуатации;
- деформационные характеристики конструкций с учетом реального и прогнозного ее состояния (толщина защитного слоя бетона, степень раскрытия трещин, степень и скорость коррозии стальных элементов);
- нелинейность физико-механических свойств грунта;
- изменение физико-механических свойств глинистого грунта во времени в зависимости от степени увлажнения;

- природное напряженное состояние грунта;
- жесткость и предварительное натяжение в узлах анкерных креплений.

Расчеты удерживающих конструкций с использованием анкерных креплений из анкерных свай общепринятыми инженерными методами, как правило, проводят с учетом следующих допущений:

- ограждающая конструкция рассматривается как статически неопределимая балка;
- балка закреплена на неподвижных опорах;
- история нагружения не учитывается (каждый этап строительства рассматривается независимо от предыдущего);
- влиянием жесткости опор допускается пренебречь;
- давления грунта принимаются линейно-распределенными по глубине.

Величины расчетных продольных нагрузок (F) на анкерные и опорные анкерные сваи определяются расчетом от действия бокового давления грунта и грунтовых вод, неблагоприятного сочетания внешних нагрузок с соответствующими коэффициентами надежности, условий работы и сочетаний нагрузок [82].

Определение предельной осевой нагрузки на анкерную сваю из условия прочности по материалу несущего элемента производится исходя из условия:

$$R_m = \frac{R_{n,m}}{\gamma_m}, \quad (5.7)$$

где $R_{n,m}$ – нормативная прочность несущего элемента анкерной сваи (определяется в зависимости от его типа), кН;

γ_m – коэффициент надежности по материалу,
 $\gamma_m = 1,15$.

Определение предельной осевой нагрузки на анкерную или опорную анкерную сваю из условия сопротивления грунта по боковой поверхности производится исходя из следующего условия:

$$R_g = \frac{R_{n,g}}{\gamma_g \cdot \xi}, \quad (5.8)$$

где $R_{n,g}$ – нормативная сила сопротивления грунта вдоль боковой поверхности сваи, кН;

γ_g – коэффициент надежности по грунту вдоль боковой поверхности микросваи (см. таблицу 5.3);

ξ – коэффициент разброса полевых испытаний (см. таблицу 5.4).

Таблица 5.3 – Значения коэффициента надежности по грунту γ_g

Условия получения исходных данных	Вид микросвай	
	анкерные	опорные
По данным статического зондирования	1,15	1,10
По статистическим опытным данным	1,50	1,40

Таблица 5.4 – Значения коэффициента разброса полевых испытаний ξ

Количество полевых испытаний	2	3	4	5 и более
Коэффициент разброса	1,25	1,15	1,05	1,00

Примечание – При расчете, основанном на статистических опытных данных, величина коэффициента разброса принимается равной $\xi_1 = 1,00$.

Определение нормативной силы сопротивления грунта вдоль боковой поверхности анкерной сваи следует производить по формулам:

$$R_{n,g} = \sum (A_i \cdot q_{s,i}), \quad (5.9)$$

$$A_i = \pi \cdot (d + a) \cdot L_i, \quad (5.10)$$

где A_i – площадь боковой поверхности анкерной сваи в пределах i -го слоя грунта, м²;

d – диаметр бурового инструмента, м;

a – размер увеличения диаметра скважины при бурении, м;

L_i – длина участка анкерной сваи в пределах i -го слоя грунта, м;

$q_{s,i}$ – удельное сопротивление продольному смещению грунта по боковой поверхности анкерной сваи в пределах i -го слоя грунта, кПа.

Величину удельного сопротивления грунта (q_s) по боковой поверхности анкерных свай, изготавливаемых по технологии самозабуриваемых винтонабивных анкерных свай, рекомендуется определять по данным полевых испытаний (см. таблицу 5.5) методом статического зондирования.

Таблица 5.5 – Значения удельного сопротивления грунта (q_s) по боковой поверхности анкерной сваи по данным статического зондирования

Удельное сопротивление под конусом зонда q_c , МН/м ²	q_s , кПа
Для несвязных грунтов	
7,5	170÷210
15	255÷320
≥25	305÷365
Для связных грунтов	
60	70÷80
150	115÷125
≥250	140÷150

Для предварительных оценочных расчетов величину удельного сопротивления грунта q_s по боковой поверхности анкерной сваи допускается принимать в соответствии с таблицей 5.6.

Таблица 5.6 – Значения удельного сопротивления грунта (q_s) по боковой поверхности анкерной сваи по статистическим опытным данным

Наименование грунта	q_s , кПа
Глины мягкопластичные	60
Глины тугопластичные, пески мелкие, пылеватые, рыхлые	100
Пески мелкие, средние и крупные, средней плотности	150
Пески мелкие, средние и крупные, плотные	175
Грунты гравелистые, средней плотности	200
Грунты гравелистые, плотные	250
Скальные выветрелые породы	350
Скальные слабыветрелые породы	750
Скальные породы средней прочности (известняк, песчаник)	1000
Скальные прочные породы (гранит, гнейс)	1400

В свайных удерживающих сооружениях из свай большого диаметра (более 300 мм, обычно от 800 до 1500 мм) и анкерных свай, следует учитывать влияние анкерных свай на сопротивление продавливанию грунта между свайными элементами:

- при шаге свай в осях до трех диаметров, и расстоянии между рядами свай и анкерных свай до 0,5–2,0 диаметров свай, применение анкерных свай позволяет повысить сопротивление свайного поля продавливанию грунта на 25–50 %;

- при расстоянии между рядами свай и анкерных свай более двух диаметров свай, ряды элементов работают как отдельные конструкции, вклад анкерных свай в общее сопротивление сооружения продавливанию грунта составляет около 40–50 %.

5.6 Пример расчета анкерных свай

Исходные данные.

Для инженерной защиты склона предусмотрено устройство сооружения из постоянных анкерных свай с упорными плитами на поверхности. Устройство анкерных элементов сооружения предусмотрено по технологии самозабуриваемых анкерных свай.

По результатам определения давления грунта на сооружение, величина расчетного выдергивающего усилия в анкерных сваях с учетом всех необходимых коэффициентов надежности и запаса составляет 600 кН. Длина свободной тяги в пределах оползневого тела составляет 10 м. Грунты несмещаемой толщи представлены аргиллитами сильновыветрелыми. Требуется определить необходимую длину заделки в несмещаемые породы и полную длину анкерных свай.

Оценка несущей способности анкерных свай

Расчет несущей способности анкерных свай:

$$R_m, R_g \geq F \cdot \gamma_n = 600 \cdot 1,4 = 840 \text{ кН}.$$

Из условия прочности по материалу:

$$R_{n,m} \geq R_m \cdot \gamma_m = 840 \cdot 1,15 = 966 \text{ кН}.$$

Ближайший по прочности типоразмер несущих элементов по сортаменту условного производителя соответствует марке 73/53 ($R_{n,m} = 970 \text{ кН}$). Диаметр буровой коронки d для выбранного типоразмера несущих элементов в сильновыветрелых аргиллитах составит 130 мм.

Определение необходимой заделки в несмещаемые породы производится из условия обеспечения сопротивления грунта по боковой поверхности:

$$R_{n,g} \geq R_g \cdot \gamma_g \cdot \xi = 840 \cdot 1,50 \cdot 1,00 = 1260 \text{ кН}.$$

С другой стороны:

$$R_{n,g} = A_i \cdot q_s = \pi \cdot (d + a) \cdot L \cdot q_s,$$

откуда

$$L = \frac{R_{n,g}}{\pi(d + a) \cdot q_s} = \frac{1260}{\pi(0,13 + 0,02) \cdot 350} = 7,6 \text{ м.}$$

Определяем требуемую длину анкерной сваи:

$$L_{tot} = L + L_{con} + L_{free},$$

где L_{tot} – полная длина анкерной сваи, м;

L – длина заделки анкерной сваи в несмещаемые грунты, м;

L_{con} – конструктивная длина анкерной сваи для головной конструкции, м;

L_{free} – расчетная свободная длина анкерной сваи при анкерном креплении или наличии не несущих слоев грунта, м.

$$L_{tot} = 7,6 + 0,8 + 10,0 = 18,4 \text{ м.}$$

Учитывая длину сборной секции несущего элемента по сортаменту условного производителя 3 м, принимаем окончательную длину заделки свай 10,2 м, полную длину анкерной сваи 21 м.

Список литературы

1. Безруков, В. Ф. Физико-механические свойства горных пород Сочинского района / В. Ф. Безруков // Проблемы инженерной геологии Северного Кавказа. – 1971. – Вып. 3. – С. 39–55.
2. Билеуш, А. И. Оползни и противооползневые мероприятия / А. И. Билеуш ; Нац. акад. наук Украины, ин-т. гидромеханики. – Киев : НАН Украины, 2009. – 559 с. – ISBN 978-966-00-0982-8.
3. Богомолов, А. Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А. Н. Богомолов ; Пермь : Перм. гос. техн. ун-т., 1996. – 150 [5] с. ; 22 см. – Библиогр.: с. 140-145. – ISBN 5-88151-092-5.
4. Брагин, Е. Д. Минералогический состав глинистых пород сочинской свиты и его влияние на развитие оползневых процессов / Е. Д. Брагин // Проблемы инженерной геологии Северного Кавказа. – 1973. – Вып. 5. – С. 44–54.
5. ВСН 04-71. Указания по расчету устойчивости земляных откосов. – Л. : ТВНИГ, 1971. – 105 с.
6. ВСН 506-88. Проектирование и устройство грунтовых анкеров. – Минмонтажспецстрой СССР, 1989. – 38 с.
7. Гинзбург, Л. К. Противооползневые удерживающие конструкции. / Л. К. Гинзбург. – Москва : Стройиздат, 1979 – 80 с.
8. Гольдштейн, М. Н. Исследования устойчивости оползневых масс и способы ее повышения / М. Н. Гольдштейн // Борьба с оползнями, обвалами и размывами на железных дорогах Кавказа : тр. совещ. Днепропетровск / ДИИТ. – Днепропетровск, 1961. – С. 15–32.
9. ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. Взамен ГОСТ 20522-75 ; введ. 1997-01-01. – М. : Стандартинформ, 1997. – 23 с.
10. ГОСТ Р 22.1.02-95. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование. Термины и определения. – Введ. 1997-01-01. – М. : Стандартинформ, 1996. – 10 с.
11. ГОСТ Р 22.1.06-99. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов. Общие требования. – Введ. 1999-05-24. – М. : Стандартинформ, 1999. – 7 с.

12. ГОСТ Р 52748-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения. – Введ. 2007-09-24. – М. : Стандартинформ, 2007. – 19 с.

13. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – Введ. 2010-03-25. – М. : Стандартинформ, 2010. – 66 с.

14. Деревенец, Ф. Н. Исследование взаимодействия грунта оползня со сваями двухрядной удерживающей конструкции методом конечных элементов / Ф. Н. Деревенец, С. И. Маций // ГАНОТ: материалы III междунар. научн. конф. Ч. I – Волгоград, 2005. – С. 114–119.

15. Деревенец, Ф. Н. Pile Calculator v. 1.57a : Программа для ЭВМ №2006613733 / Ф. Н. Деревенец. Роспатент, 2006.

16. Деревенец, Ф. Н. Взаимодействие оползневого грунта со сваями с учетом конфигурации удерживающего сооружения : дис. ... канд. техн. наук Ф. Н. Деревенец. – Краснодар : КубГАУ, 2006. – 259 с.

17. Добров, Э. М. Обеспечение устойчивости склонов и откосов в дорожном строительстве с учетом ползучести грунтов / Э. М. Добров. – М. : Транспорт, 1975. – 216 с.

18. Добромыслов, А. Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам : А. Н. Добромыслов. – Справ. пособие. М. : АСВ, 2008. – 72 с. – ISBN 978-5-93093-297-3.

19. Дубровин, Н. И. Основные факторы образования и развития оползней на черноморском побережье Кавказа / Н. И. Дубровин, В. И. Клименко // Проблемы инженерной геологии Северного Кавказа. – 1973. – Вып. 5. – С. 12–36.

20. Зурнаджи, В. А. Механика грунтов, основания и фундаменты / В. А. Зурнаджи, В. В. Николаев. – М. 1967. – С. 322–323.

21. Емельянова, Е. П. О режиме устойчивости склонов и особенностях стадий развития оползней разных типов / Е. П. Емельянова // Вопросы изучения оползневых процессов и факторов, их вызывающих : Тр. ВСЕГИНГЕО. – 1970. – Вып. 29. – С. 4–37.

22. Ермолаев Н. Н., Надежность оснований сооружений. / Н. Н. Ермолаев, В. В. Михеев. – Л. : Стройиздат. – 1976. – 152 с.

23. Защита горных дорог от опасных геологических процессов / В. Д. Казарновский [и др.]. – М. : Логос. – 1998. – 252 с.

24. Зеркаль, О. В. Влияние глобального изменения климата на активность опасных экзогенных геологических процессов на территории Северо-Кавказского региона / О. В. Зеркаль, И. Б. Королев. – ГеоРиск, 2008. – № 3. – С. 16–20.

25. Золотарев, Г. С. Основы методики инженерно-геологического изучения обвальных и оползневых склонов / Г. С. Золотарев // Вопросы инженерной геологии : докл. совет. ученых к конгрессу Междунар. ассоциации инженер-геологов – М. : Высш. шк., – 1970. – С. 141–157.

26. Иванов, П. А. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П. А. Иванов // М. : Высш. шк. – 1985. – 352 с.

27. Каган, А. А. Инженерно-геологическое прогнозирование / А. А. Каган. – М. : Недра. – 1984. – 196 с.

28. Клименко, А. И. Количественная оценка влияния экспозиции склонов на оползневые процессы (на примере Передовых хребтов Грозненской нефтеносной области) / А. И. Клименко // Проблемы инженерной геологии Северного Кавказа : материалы науч.-техн. конф. – Ставрополь, 1968. – С. 103–104.

29. Клименко, В. И. Количественная оценка сложности инженерно-геологических условий Черноморского побережья Кавказа : методические рекомендации / В. И. Клименко, В. Ф. Безруков. – Сочи, 1978.

30. Климентов, П. П. Общая гидрогеология / П. П. Климентов, Г. Я. Богданов. – М. : Недра. – 1977. – 357 с.

31. Количественная оценка сложности инженерно-геологических условий Черноморского побережья Кавказа : метод. рекомендации. – Сочи, 1978. – 88 с.

32. Коробков, В. А. Возможности строительной отрасли по защите от опасных техногенных воздействий / В. А. Коробков, В. В. Шрамко // Анализ и оценка природного и техногенного риска в строительстве. – М. : ПНИИИС. – 1995. – С. 51–55.

33. Костерин, Э. В. Основания и фундаменты / Э. В. Костерин. – М.: Высш. шк. – 1990. – 431 с.

34. Лейер Д. В. Стабилизация оползня на участке строительства железной дороги в г. Сочи / Д. В. Лейер, А. Н. Богомоллов, С. И. Маций, Б. С. Бабаханов, Е. В. Безуглова,

С. В. Кузнецова // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. – 2012. – № 29 (48). – С. 15–25.

35. Практика проведения геотехнического мониторинга при строительстве автодорожных тоннелей «Дублера Курортного проспекта» в г. Сочи / В. А. Лесной, С. И. Маций, Д. В. Лейер, А. О. Конева, А. К. Рябухин, Л. К. Рябухин Л. К., М. С. Ткачева // Научный журнал КубГАУ. – 2016. – №120(06).

36. Любарский Н. Н. Полуколичественная оценка оползневого риска на автомобильных дорогах Краснодарского края / Н. Н. Любарский, С. И. Маций, Е. В. Безуглова // Геориск. – 2013. – № 1. – С. 60–64.

37. Маслов, Н. Н. Механика грунтов в практике строительства / Н. Н. Маслов. – М. : Стройиздат. – 1977. – 320 с.

38. Маслов, Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н. Н. Маслов. – М. : Высш. шк. – 1982. – 511 с.

39. Маслов, Н. Н. Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства / Н. Н. Маслов. – М. : Стройиздат – 1984. – 176 с.

40. Маций, С. И. Противооползневая защита / С. И. Маций. – Краснодар : Ал-Ви-Дизайн. – 2010. – 288 с. – ISBN 978-5-91111-014-7.

41. Маций, С. И. Engineer Analysis of Slopes (EAS) : Программа для ЭВМ №2006613559 С. И. Маций, Ф. Н. Деревенец. – Роспатент 2006.

42. Маций, С. И. Применение метода конечных элементов для исследования взаимодействия грунтов оползня со сваями / С. И. Маций, Ф. Н. Деревенец // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М. : Стройиздат, 2005. – № 4. – С. 8–12.

43. Маций С. И. Моделирование оползневых процессов в г. Сочи на основе данных натурных наблюдений / С. И. Маций, Д. В. Лейер, Н. Н. Любарский, А. К. Рябухин // Всероссийская научно-техническая конференция «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении». – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 404–409.

44. Маций С. И. Анализ причин активизации оползня на участке автомобильной дороги Джубга–Сочи / С. И. Маций,

Д. В. Лейер, Б. А. Хуаде // Труды Куб. гос. аграрн. ун-та. – 2012. – Вып. 6 (39). – С. 247–253.

45. Маций С. И. Исследование взаимодействия глинистых грунтов с противооползневыми сооружениями инженерной защиты опор эстакад / С. И. Маций, Д. В. Лейер, Е. В. Безуглова, Ф. Н. Деревенец // Наукоеведение. – 2014. – Вып. 5 (24), сентябрь – октябрь. – С. 1–14. – Режим доступа : <http://naukovedenie.ru>.

46. Маций С. И. Исследование взаимодействия оползневого грунта с защитными сооружениями опор эстакад / С. И. Маций, Д. В. Лейер // Строительство и архитектура. – Том 1. – Выпуск 1. – Москва : 2013. – С. 49–53.

47. Методические рекомендации по расчету и технологии сооружения анкерных удерживающих конструкций. – М. : СОЮЗДОРНИИ. – 1981.

48. Николаевская, Е. М. Количественная оценка рельефа на картах прикладного районирования / Е. М. Николаевская // Мелкомасштабные карты оценки природных условий. – М. : МГУ, 1970.

49. НТО-08-8180 «Технологический регламент на сооружение анкерных свай» ОАО ЦНИИС. – 2008.

50. ОДМ 218.2.006-2010. Рекомендации по расчету устойчивости оползнеопасных склонов (откосов) и определению оползневых давлений на инженерные сооружения автомобильных дорог. – М. : ФГУП Информавтодор, 2010. – 114 с.

51. ОДМ 218.3.008-2011. Рекомендации по мониторингу и обследованию подпорных стен и удерживающих сооружений на оползневых участках автомобильных дорог. – М. : ФГУП Информавтодор, 2011. – 47 с.

52. ОДМ 218.2.026-2012. Методические рекомендации по расчету и проектированию свайно-анкерных сооружений инженерной защиты автомобильных дорог. – М. : ФГУП Информавтодор, 2013. – 58 с.

53. ОДМ 218.2.027-2012. Методические рекомендации по расчету и проектированию армогрунтовых подпорных стен на автомобильных дорогах. – М. : ФГУП Информавтодор, 2013. – 63 с.

54. ОДМ 218.2.033-2013. Методические рекомендации по выполнению инженерно-геологических изысканий на оползнео-

пасных склонах и откосах автомобильных дорог. – М. : ФГУП Информавтодор, 2013. – 82 с.

55. ОДМ 218.2.030-2013. Методические рекомендации по оценке оползневой опасности на автомобильных дорогах. – М. : ФГУП Информавтодор, 2014. – 75 с.

56. ОДМ 218.2.038-2014. Методические рекомендации по капитальному ремонту и реконструкции подпорных стен и удерживающих сооружений. – М. : ФГБУ Информавтодор, 2015. – 46 с.

57. ОДМ 218.2.050-2015. Проектирование и строительство противоселевых сооружений для защиты автомобильных дорог. – М.: ФГБУ Информавтодор, 2015. – 87 с.

58. Осипов, В. И. Физико-химическая природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород : автореф. дис. ... докт. геол.-минерал. наук / В. И. Осипов. – М., 1976.

59. Петрова-Ясюнас, Л. П. Вопросы теории формирования и развития оползней в глинистых породах, связанных с переменным напряженным состоянием и снижением прочности пород в приконтактных с водоносными горизонтами толщах и их практические применения / Л. П. Петрова-Ясюнас // Вопросы изучения оползневых процессов и факторов, их вызывающих. Тр. ВСЕГИНГЕО. – М., 1970. – Вып. 29. – С. 38–57.

60. Постоев, Г. П. Прогнозирование и управление состоянием оползней на основе изучения их механики формирования и режима : автореф. дис. ... д-ра геол.-минерал. наук / Г. П. Постоев. – М., 1992. – 42 с.

61. Проект. Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи до начала обхода города Сочи ПК 0 (р. Агура), Краснодарский край, (I очередь). Пересечения и примыкания. Транспортные развязки. 5-425-1-ТКРЗ-10 / ЗАО «Институт «Стройпроект». – СПб., 2008.

62. Проектирование подпорных стен и стен подвалов : Справочное пособие к СНиП. – М. : Стройиздат, 1990.

63. Рабочая документация. «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного

проспекта, Краснодарский Край, (II очередь Транспортная развязка «Раздольное»)). 5007-ДП-01/26а/10-ПС-Р-3-К / ООО «НТЦ ГеоПроект». – Краснодар, 2012.

64. Рабочая документация. «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (II очередь Транспортная развязка «Раздольное»)). 5007-ДП-01/26а/10-ПС-Р-19;ПС-Р-20-К / ООО «НТЦ ГеоПроект». – Краснодар, 2012.

65. Рабочая документация. «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (II очередь Транспортная развязка «Фабрициуса»)). 5007-ДП-01/22/11-ПС-Ф-42 / ООО «НТЦ ГеоПроект». – Краснодар, 2012.

66. Рабочая документация. «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (III очередь от р. Сочи до р. Псахе)». 5007-ДП-01/27а/10-ПС-1-9 / ООО «НТЦ ГеоПроект-Юг». – Краснодар, 2012.

67. Рабочая документация. «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (III очередь от р. Сочи до р. Псахе)». 5007-ДП-01/27а/10-ПС-4-1 / ООО «НТЦ ГеоПроект-Юг». – Краснодар, 2012.

68. Руководство по инженерно-геологическим изысканиям на оползневых склонах Южного берега Крыма. – М. : Стройиздат, 1978. – 74 с.

69. Руководство по проектированию и устройству заглубленных инженерных сооружений / НИИСК Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1986. – 120с.

70. Рябухин А. К. Совместная работа свай и анкерных свай в составе конструкции противооползневых сооружений на автомобильных дорогах / А. К. Рябухин // Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет. – Волгоград. – 2013.

71. Рябухин А. К. Исследование диапазона допустимых горизонтальных перемещений буронабивных свай противооползневых сооружений / А. К. Рябухин, С. И. Маций, Е. В. Безуглова // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. – 2013. – № 31-2 (50). – С. 279–283.

72. Рябухин А. К. Исследование диапазона допустимых горизонтальных перемещений буронабивных свай противооползневых сооружений / А. К. Рябухин, С. И. Маций, Е. В. Безуглова // Труды Кубанского государственного аграрного университета. – 2013. – № 41. – С. 160–163.

73. Скемптон, А. У. Длительная устойчивость глинистых склонов / А. У. Скемптон // Проблемы геомеханики. – Ереван. – 1967. – С. 111–150.

74. СНиП II-17-77. Свайные фундаменты. Госстрой СССР. – 1977.

75. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. – М. : ФГУП ЦПП. – 2000.

76. СНиП 2-02-85. Свайные фундаменты. – М., 1986.

77. СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты». – М. : Госстрой СССР, 1987.

78. СНиП 11-02-96. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. – М. : ГУП ЦПП, 1997.

79. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. – М. : ФГУП ЦПП, 2000.

80. СНиП 22-02-2003. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. – М. : ФГУП ЦПП, 2003.

81. Сорочан, Е. А. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1985. – С. 169–170.

82. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений : Взамен СНиП 2.02.01-83*. – М. : ФГУП ЦПП, 2011.

83. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты : Взамен СНиП 2.02.03-85. – М. : ФГУП ЦПП, 2010.

84. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры // ГОССТРОЙ России. – 2004.

85. Справочник инженера-конструктора жилых и общественных зданий / Под ред. О. А. Дыховичного. – М. : Стройиздат, 1975. – 440 с.

86. Справочник по инженерной геологии / под ред. М. В. Чуринова. – М. : Недра, 1974. – 408 с.

87. СТБ EN 1537-2009. Выполнение специальных геотехнических работ. Грунтовые анкеры. – Минск, 2009.

88. Тер-Степанян, И. Г. Прогноз оползней в пространстве и времени / И. Г. Тер-Степанян // Современные методы прогноза оползневого процесса. – М. : Наука, 1981. – С. 18–24.

89. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : Госстройиздат, 1961. – 507 с.

90. Технический отчет. Инженерно-геологические изыскания и геофизические исследования для разработки рекомендаций инженерной защиты на участке строительства опор эстакады №3 на объекте: «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга-Сочи до начала обхода города Сочи ПК 0 (р.Агура), Краснодарский край, (I очередь)». 5-425-1-Р / ООО «СочиТисизПроект». – Сочи, 2010.

91. Технический отчет. Инженерно-геологические изыскания и геофизические исследования для разработки рекомендаций инженерной защиты на участке строительства опор эстакады №3 на объекте: «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга-Сочи до начала обхода города Сочи ПК 0 (р.Агура), Краснодарский край, (I очередь)». 89/2008 И-ИГИ-К / ООО «Сочитранстоннельпроект ТО-44». – Сочи, 2009–2010 г.

92. Федоров, И. В. Учет фильтрационного воздействия при расчете устойчивости земляных откосов / И. В. Федоров // Устойчивость фильтрующих откосов. – Минск, 1969. – С. 207–223.

93. Фотоархив ООО «НТЦ ГеоПроект» по объекту «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга-Сочи до начала обхода города Сочи ПК 0 (р.Агура), Краснодарский край, (I очередь)». – 2009–2010.

94. Фотоархив ООО «НТЦ ГеоПроект» по объекту «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга - Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (II очередь). – 2010–2012.

95. Фотоархив ООО «НТЦ ГеоПроект» по объекту «Дублер Курортного проспекта от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга - Сочи (р. Псахе) до начала обхода г. Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский Край, (III очередь от р. Сочи до р. Псахе)». – 2010–2012.

96. Цветков, В. К. Влияние геометрии однородного откоса и поверхностной нагрузки на величину коэффициента устойчивости и толщину призмы обрушения / В. К. Цветков, А. Н. Богомоллов // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала. – Пермь, 1984. – С. 126–130.

97. Цветков, В. К. Расчет рациональных параметров горных выработок : справочное пособие / В. К. Цветков. – М. : Недра, 1993. – 251 с.

98. Цернант, А. А. Научное сопровождение объектов как условие обеспечения комплексной безопасности строительства / А. А. Цернант. – Транспортное строительство, 2009. – № 3. – С. 2–5.

99. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Госстройиздат, 1963. – 636 с.

100. Шадунц, К. Ш. Оползни-потоки / К. Ш. Шадунц. – М. : Недра, 1983. – 120 с.

101. Шадунц, К. Ш. Экспериментальные исследования механизма возникновения оползней в покровных образованиях глини-

стых грунтов / К. Ш. Шадунц // Проблемы инженерной геологии Северного Кавказа. – Сочи, 1973. – Вып. 5. – С. 59–65.

102. Шахунянц, Г. М. Железнодорожный путь / Г. М. Шахунянц. – М. : Транспорт, 1969. – 615 с. – 120 с.

103. Шеко, А. И. Оценка риска экзогенных геологических процессов с учетом техногенных факторов / А. И. Шеко // Риск – 2003 : материалы Общерос. конф. Т. 1. – М. : Анкил. – 2003. – С. 355–360.

104. Шеко, А. И. Палеогеографические особенности формирования оползневых склонов Черноморского побережья Северо-Западного Кавказа как основа прогноза их устойчивости / А. И. Шеко, А. Б. Островский // Проблемы геоморфологии и геологии Кавказа и Предкавказья : материалы Междунар. совещ. – Краснодар, 2001. – С. 147–151.

105. Шеко, А. И. Проблемы опасности и риска от экзогенных геологических процессов / А. И. Шеко // Риск – 2000 : материалы Общерос. конф. М. : Анкил. – 2000. – С. 211–213.

106. Шешеня, Н. Л. Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям для обоснования мероприятий инженерной защиты от опасных проявлений оползней / Н. Л. Шешеня // Вестник Волгоград. гос. архитектурно-строительного ун-та. – Серия : 234 Строительство и архитектура. – Волгоград, 2008. – Вып. 10 (29). – С. 31–36.

107. Щеглов, А. П. Концепция мониторинга оползневых процессов в зоне магистральных трубопроводов нефти и газа на Северо-Западном Кавказе / А. П. Щеглов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М., 2004. – № 2. – С. 37–40.

108. Alonso, E. Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays / E. Alonso // Geotechnique. – Canada, 1976. – № 6. – P. 53–72.

109. Bishop, A. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes / A. Bishop // Geotechnique. – Canada, 1955. – № 5. – P. 7–17.

110. Brinkgreve, R. B. J. Plaxis 8 - 2D version: Finite element code for soil and rock analysis. User manual / R. B. J. Brinkgreve // Rotterdam (The Netherlands): A. A. Balkema publishers. – 2002.

111. Bromheadm, E. The stability of slopes / E. Bromheadm // London : Taylor & Francis. – 2005. – 411 p.

112. El-Ramly, H. Probabilistic slope stability analysis for practice / H. El-Ramly, N. Morgenstern, D. Cruden // Geotechnical journal. – Canada, 2002. – № 9. – P. 665–683.

113. Einstein, H., Karim S. Risk assessment and uncertainties / H. Einstein, S. Karim // Landslides – Causes, impacts and counter-measures : Int. conf. Davos, Switzerland. – 2001. – P. 457–488.

114. Fell, R. A framework for assessing the probability of sliding of cut slopes in landslides / R. Fell, P. Finlay, G. Mostyn. – Rotterdam, Holland. – 1996. – 97 p.

115. Fredlund, D. Comparison of slope stability methods of analysis / D. Fredlund, J. Krahn // Geotechnical journal. – Canada, 1977. – № 3. – P. 429–439.

116. Fredlund, D. Soil mechanics for unsaturated soils / D. Fredlund, H. Rahardjo. – New York : John Wiley & Sons. – 1993. – 544 p.

117. Ho, P. The Prediction of hydraulic conductivity from soil moisture / P. Ho. – Saskatoon, Canada. – 1979. – 73 p.

118. Janbu, N. Application of composite slip surface for stability analysis / N. Janbu // In: Proc., Euro. conf. on stability of Earth slopes. – Stockholm, Sweden, 1954. – P. 43–49.

119. Janbu, N. 1973. Slope stability computations / N. Janbu // In R. C. Hirschfeld & S. J. Poulos (eds.). – Embankment-dam Engineering. Casagrande Volume. – John Wiley & Sons. – P. 47–86.

120. Keegan, T. Railway ground hazard risk scenario / T. Keegan, B. Abbott, D. Cruden // Geotechnique and natural hazards. – Edmonton, Canada. – 2003. – P. 66–75.

121. Krahn, J. Stability modeling with SLOPE/W. An engineering methodology. / J. Krahn. – Calgary, Canada. – 2004. – 408 p.

122. Krahn, J. The 2001 R.M. Hardy lecture: the limits of limit equilibrium analyses / J. Krahn // Canadian Geotechnical Journal. – 2003. – V. 40. – P. 643–660.

123. Lambe, T. Soil Mechanics / T. Lambe, T., R. Whitman. – New York : John Wiley & Sons. – 1969. – 261 p.

124. Matsiy, S. Investigation of interaction of landslide soil with the piles of a double-row construction with the help of the finite-element method / S. Matsiy, Ph. Derevenets, S. Shiyan // Numerical Methods in Geotechnical Engineering. – London : Taylor & Francis Group. – 2006.

125. Morgenstern, N. The analysis of the stability of general slip surfaces / N. Morgenstern, V. Price // *Geotechnique*. – Canada. – 1965. – № 1. – P. 79–93.
126. Newman, G. Heat and mass transfer of unsaturated soils / G. Newman. – Saskatoon, Canada. – 1995. – 144 p.
127. Petterson, K. The early history of circular sliding surfaces / K. Petterson // *Geotechnique*. – Canada. – 1955. – № 5. – P. 275–296.
128. Sun, J. Inclined free face riverbank collapse by river scouring / J. Sun, G. Wang // *Landslides and engineered slopes. From the past to the future : proc. of the tenth int. symposium of landslides and engineered slopes*. – London : Taylor & Francis Group. – 2008. – Vol. 2. – P. 1627–1632.
129. Vavrowsky, G. Risk management by the client in the life cycle of a project / G. Vavrowsky, R. Pottler // *Technical and economic risk estimation*. – Graz, Austria. – 2002. – P. 167–177.
130. Wang, S. Back analysis of unsaturated parameters and numerical seepage simulation of the Shuping landslide in Three Gorges reservoir area / S. Wang, Y. Zhang, J. Zheng // *Landslides and engineered slopes. From the past to the future : proc. of the tenth int. symposium of landslides and engineered slopes*. – London : Taylor & Francis Group. – 2008. – Vol. 2. – P. 986–990.
131. Zhao-jun, L. Shear strength and swelling pressure of unsaturated soil / L. Zhao-jun, Z. Hui-ming, C. Jian-hua // *Journal of geotechnical engineering*. – Chinese, 1993. – № 14 (3). – P. 3–8.
132. Zhao-jun, L. The role of swelling pressure in the shear strength theory unsaturated soils / L. Zhao-jun, W. Xiao-jing, S. Yu-zhen // *Journal of geotechnical engineering*. – Chinese, 1997. – № 19 (5). – P. 20–27.

Приложение А

Примеры применения свайно-анкерных сооружений в качестве мероприятий инженерной защиты



Рисунок А1 – Каскад противооползневых свайно-анкерных сооружений на транспортной развязке «Раздольное» на объекте «Дублер Курортного проспекта. II очередь»



Рисунок А2 – Инженерная защита (припортальные стены) тоннеля № 8 на объекте «Дублер Курортного проспекта. III очередь»



Рисунок А3 – Противооползневые свайно-анкерные сооружения для защиты здания инженерного корпуса (перепад высот более 25-ти метров) на транспортной развязке «Фабрициуса» на объекте «Дублер Курортного проспекта. II очередь»



Рисунок А4 – Инженерная защита на участке автодороги Горячий Ключ-Хадыженск

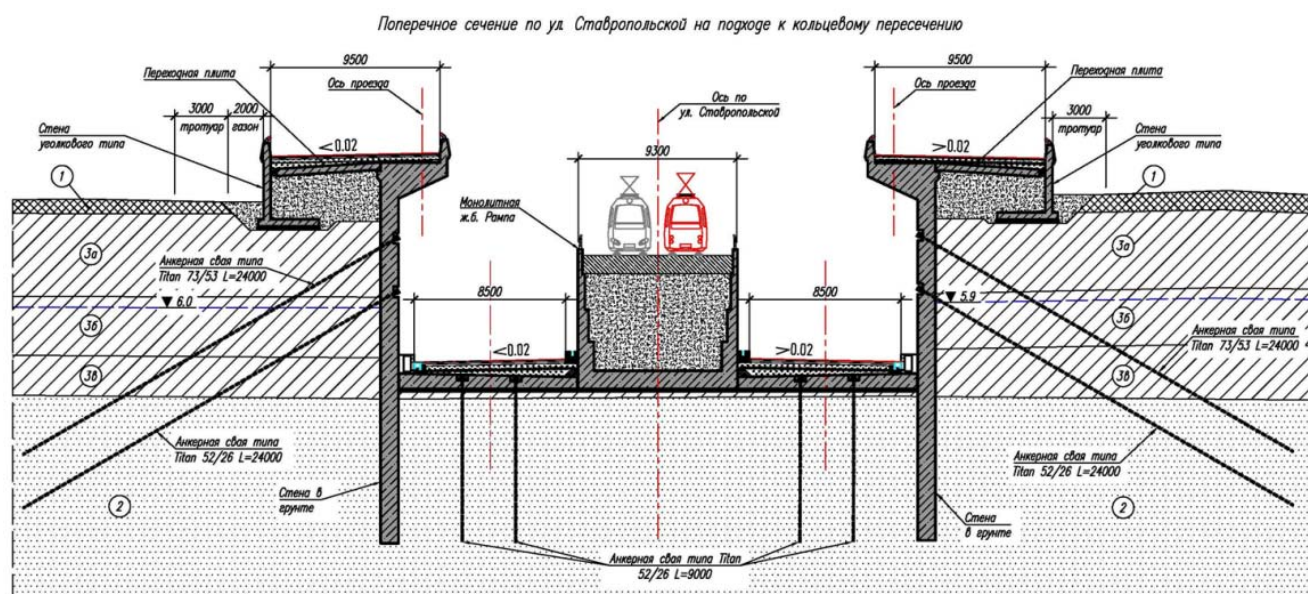


Рисунок А5 – Транспортная развязка «пересечение ул. Ставропольская – ул. Старокубанская» в г. Краснодаре. Автодорога расположена на 7 м ниже уровня грунтовых вод. В условиях плотной городской застройки и большого количества коммуникаций, в качестве постоянной конструкции принято усиленное сооружение «стена в грунте» с применением инновационных гидроизоляционных материалов



Рисунок А6 – Инженерная защита от опасных геологических процессов на автодорогах Краснодарского края местного и регионального значения, 2015 г.



Рисунок А7 – Противооползневые мероприятия
на участке автодороги Вологда – Новая Ладога, 2016 г.



Рисунок А8 – Горноклиматический курорт «Альпика-Сервис», в том числе объекты олимпийской инфраструктуры, канатная дорога «Аибга-2» и сооружения инженерной защиты. Существующая шпунтовая стенка в районе газораспределительной станции на отм. +550, 2016 г.



Рисунок А9 – Реконструкция противооползневых сооружений на автодороге А-147 Дзубга-Сочи на участках км189-191 и км195-196, 2016 г.



Рисунок А10 – Реконструкция противооползневых сооружений на автодороге А-147 Дзубга-Сочи на участках км189-191 и км195-196, 2016 г.



Рисунок А11 – Реконструкция противооползневых сооружений на автодороге А-147 Джубга-Сочи на участках км189-191 и км195-196, 2016 г.



Рисунок А12 – Противооползневые мероприятия
на участках автодороги АД-21 км2, км5, км7 и км9, 2016 г.



Рисунок А13 – Противооползневые мероприятия
на участках автодороги АД-21 км2, км5, км7 и км9, 2016 г.



Рисунок А14 – Противооползневые мероприятия
на участках автодороги АД-21 км2, км5, км7 и км9, 2016 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
ГЛАВА 1. СВАЙНО-АНКЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ МЕРОПРИЯТИЙ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ОТ ОПОЛЗНЕЙ	4
1.1 Устройство противооползневых сооружений. Современные тенденции проектирования свайно- анкерных конструкций	4
1.2 Исследование диапазона перемещений буронабивных свай	8
1.3 перемещения анкерных свай и методики проведения испытаний анкерных свай	13
ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ДИАПАЗОНА ДОПУСТИМЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ СООРУЖЕНИЙ	19
2.1 Методика исследования диапазона предельно допустимых горизонтальных перемещений свай.....	19
2.2 Результаты выполненных исследований для буронабивных свай различного диаметра и длины	30
2.3 Аппроксимация результатов исследований диапазона горизонтальных перемещений буронабивных свай	35
ГЛАВА 3. АНАЛИЗ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СВАЙ И АНКЕРНЫХ СВАЙ.....	39
3.1 Применение анкерных свай в конструкции противооползневых сооружений.....	39
3.2 Технология устройства анкерных свай	46
3.3 Проектирование и расчет анкерных свай.....	53
3.4 Методика проведения испытаний анкерных свай.....	57
3.5 Результаты испытаний анкерных свай	61
3.6 Рекомендации по определению мест крепления	68
и оптимальных углов наклона анкеров.....	68
ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СВАЙНО-АНКЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ	88

4.1 Анализ совместной работы буронабивных и анкерных свай в комбинированных свайно-анкерных конструкциях.....	88
4.2 Рекомендации по учету различия деформаций буронабивных и анкерных свай при конструировании свайно-анкерных сооружений	119
4.3 Исследование зависимости типоразмеров анкерных свай от диаметра буронабивных свай в конструкции свайно-анкерных сооружений.....	121
ГЛАВА 5. РАСЧЕТ И ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙНО-АНКЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	127
5.1 Общие положения проектирования свайно-анкерных конструкций	127
5.2 Учет сейсмических нагрузок	135
5.3 Учет пространственных эффектов.....	136
5.4 Конструирование свайно-анкерного сооружения....	140
5.5 Расчет анкерных свай	150
5.6 Пример расчета анкерных свай.....	161
Список литературы.....	163
Приложение А.....	176

Научное издание

Маций Сергей Иосифович
Рябухин Александр Константинович

СВАЙНО-АНКЕРНЫЕ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Монография

В авторской редакции

Дизайн обложки – Н. П. Лиханская

Подписано в печать 14.08.2017. Формат 60 × 84 ¹/₁₆.

Усл. печ. л. – 11,1. Уч.-изд. л. – 8,7.

Тираж 85 экз. Заказ № 538

Типография Кубанского государственного аграрного университета.
350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13