

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Л. А. Смоляницкий

*Российский государственный открытый технический университет путей сообщения (РГОТУПС),
Воронежский филиал*

Рассмотрены известные методы расчета устойчивости земляного полотна, испытания моделей земляного полотна под динамической нагрузкой. Предложен новый метод точечной оценки устойчивости земляного полотна на основании сравнения сопротивления грунта срезу в какой-либо точке с касательными напряжениями, действующими в этой точке, с учетом собственного веса грунта и динамической нагрузки от подвижного состава.

Устойчивость земляных сооружений относится к первой группе предельных состояний. Поэтому устойчивость определяется напряженным состоянием и прочностью грунтов земляного сооружения. Прочность грунтов в свою очередь характеризуется прочностными характеристиками — удельным сцеплением и углом внутреннего трения.

Исследования прочности грунта в насыпях как трехфазной системы с учетом роли агрегатного состава грунта и его влияния на изменение физико-механических свойств описаны в работах [1, 10]. Авторами рассмотрены теоретические основы оценки сопротивляемости грунтов сдвигу и прогноз снижения прочности связных грунтов.

Состояние глинистых грунтов в насыпях и структурообразование в них исследовалось в работе [6]. Здесь отмечено, что при строительстве выемок в процессе разрыхления грунта при планировке, циклическом набухании при увлажнении и уплотнении, при высушивании, промерзании и оттаивании грунта расшатываются существующие в нем природные связи, что приводит к существенному изменению показателей физико-механических прочностных и реологических свойств. При возведении насыпей из глинистых грунтов с влажностью выше оптимальной условия существования грунта в активной и пассивной зонах различны. В активной зоне, как уже указывалось, грунт уплотняется, в пассивной зоне грунт подвержен постоянному действию природно-климатических факторов и циклическому изменению его плотности-влажности. Поэтому, в конечном итоге, прочность одного и того же грунта в активной и в пассивной зонах со временем будет различной, различной будет и устойчивость насыпей в этих зонах, поэтому коэффициент увлажнения для зон

должен назначаться дифференцировано. Более того, методика определения механических свойств грунта должна учитывать эффект консолидации.

Авторами [10, 16] было показано, что для искусственно созданной структуры оценку прочности грунтов целесообразно выполнять с использованием результатов испытаний по методике «плотность-влажность», то есть параметры грунта следует привязывать к конкретной влажности и плотности. А при «быстром сдвиге» плотность и влажность в зоне сдвига не должны изменяться. Целесообразно применение сдвига «плашка по плашке». Разность значений удельного сцепления обычного сдвига (по нормативной классификации «среза» и сдвига «плашка по плашке») представляет собой структурную прочность глинистого грунта. Этими авторами было установлено, что в глинах, особенно в пылеватых и жирных глинах, при коэффициенте увлажнения более 1,1 имеет место под действием нагрузки постепенное снижение прочности. Это явление описано и в работах [2, 4].

Такое явление отражает реологические свойства глинистого грунта, оно было названо «ползучестью». Явление ползучести присуще в основном для палеогеновых и неогеновых глин осадочного происхождения. Эти глины обычно имеют высокую границу текучести, что объясняется преобладанием в составе глинистой фракции монтмориллонитовых глин.

Реологические свойства отражают изменение напряженно-деформированного состояния грунта во времени.[15] В глинистых грунтах они проявляются в способности медленно пластически деформироваться во времени (ползучесть) со снижением прочности при неизменном напряженном состоянии иногда при нагрузках меньших, чем разрушающие, в уменьшении напряжения (релак-

сация) в результате подвижек частиц грунта. Глинистые грунты при влажности выше границы раскатывания занимают промежуточное положение между жидко- или вязко-текучими и твердыми материалами. Известно математическое описание поведения разных тел (материалов) и их физические модели [3, 15].

Например, твердые тела, обладающие упругими свойствами, представляются физической моделью в виде пружины и описываются законом Гука: $\sigma = E\lambda$, где: σ — напряжение, λ — деформация, пропорциональная модулю упругости E .

Тело, обладающее свойствами вязкой жидкости, моделируется поршнем, перемещающимся под давлением в вязкой среде, и описывается уравнением Ньютона $\sigma = \eta d\lambda/dt$, в котором скорость деформации $d\lambda/dt$ пропорциональна напряжению и коэффициенту динамической вязкости η .

Вязко-пластичное тело, изображаемое моделью в виде параллельно соединенных поршня и прижатых друг к другу пластин, смещающихся по контакту между ними, описывается уравнением Бингама—Шведова: $\sigma - \sigma_0 = \eta d\lambda/dt$, где σ_0 — предельное напряжение, а скорость деформации пропорциональна напряжению выше предельного, когда $\sigma > \sigma_0$.

Глинистые грунты обладают и свойством пластического течения при напряжениях больших предельного значения. В глинистых грунтах это предел структурной прочности, когда при нарушении структурных связей развиваются пластические деформации. В работе [15] показан пример реологических кривых для некоторых глин. Здесь фиксируются четыре стадии: 1) начальная, или условно-мгновенная, 2) неустановившаяся, затухающая ползучесть, 3) установившаяся ползучесть, 4) прогрессирующая ползучесть (разрушающая).

Основной характеристикой при оценке влияния ползучести на устойчивость земляного сооружения служит предел допустимой ползучести, или предел ползучести, определяемый по скорости ползучести или по суммарной деформации. Таким образом, пределом ползучести является максимальное напряжение, при котором достигается установившаяся ползучесть. А пределом ползучести по суммарной деформации является максимальное касательное напряжение при заданном нормальном напряжении, вызывающее пластическую деформацию допустимого значения за определенный период времени. Снижение прочности глинистых пород во времени может достигать 70 % (от условно мгновенной при быстром сдвиге) и до 10—50 %

при стандартном консолидированном сдвиге. Снижение прочности происходит из-за расслабления (релаксации) сил сцепления. Автор, ссылаясь на мнение других исследователей, считает, что потеря прочности во времени на стадии неустановившейся затухающей ползучести не происходит.

Напряжения, соответствующие переходу деформации от стадии установившейся ползучести к незатухающей ползучести отвечает пределу длительной прочности глинистого грунта. Поэтому для глинистых грунтов следует различать стандартную условно-мгновенную прочность и длительную прочность. Отмечены случаи (последних глины), когда прочность грунта сначала уменьшалась (ползучесть), а потом начала возрастать. Это явление еще плохо изучено.

При гравитационном доуплотнении грунта в теле насыпи было установлено [6], что чем больше начальный коэффициент увлажнения, тем происходит большее увеличение значения прочностных характеристик. Особенно возрастает удельное сцепление грунта, что объясняется авторами увеличением прочности водно-коллоидных связей.

В откосах насыпей (пассивная зона) наоборот грунты, особенно набухающие, постепенно разуплотняются и разупрочняются под действием погодноклиматических факторов. Подобное явление имеет место и в выемках, где грунты обладают природными структурными связями. Следует особенно отметить отрицательную роль морозного пучения грунта, при котором происходит подтягивание воды из прилегающего незамерзшего грунта и ее последующее перераспределение. При оттаивании верхний слой грунта на глубину предшествовавшего промерзания имеет повышенную влажность и, следовательно, пониженную прочность в сравнении с первоначальным не мерзлым состоянием. В результате по мнению Д. Тейлора происходит медленное смещение поверхностного слоя вниз по откосу. Очевидно, это сопровождается уположением откосов.

По мнению авторов [5] грунт в поверхностных слоях распадается на отдельные агрегаты, прочность и устойчивость которых и их связь между собой зависит от вещественного состава грунта, его исходной плотности и влажности, и климатических факторов местности.

Имеет значение, в каком порядке происходит воздействие на откосы погодных факторов — сначала увлажнение, потом высушивание грунта или наоборот. В первом случае увлажнение сопровождается увеличением влажности, а иногда и набуханием грунта. По полевым наблюдениям влаж-

ность в среднем увеличивается всего на 2—4 %, но иногда достигает границы текучести. Существенным является источник увлажнения — атмосферные осадки, снеготаяние или через прослойки водонасыщенных песков и супесей. Увлажнение за счет атмосферных осадков происходит менее интенсивно, чем при снеготаянии, когда грунт только оттаял и имеет наиболее рыхлую структуру. Также интенсивно должно происходить увлажнение на контакте с водонасыщенными прослойками более легких грунтов.

Когда воздействие погодно-климатических факторов начинается с процесса высушивания, нарушения будут еще больше зависеть от исходной влажности грунта, от ее близости к границе текучести. Последующее увлажнение будет происходить более интенсивно, чем в первом случае. При многократных процессах увлажнения-высыхания будет достигнут один и тот же результат разупрочнения грунта. Усадочные трещины и объемное набухание приводит к разрушению жестких структурных связей в грунтах откосов, к образованию отдельных агрегатов и их постепенному измельчению. Расклинивающее действие водных пленок оказывает растягивающий эффект между контактами глинистых частиц, когда грунт увлажняется и стягивающий эффект, когда он высыхает. При промерзании грунта также имеет место растягивающий эффект, но он исчезает при его оттаивании.

С течением многолетних циклов природного воздействия структура грунта разрушается, грунт разупрочняется, грунт «кустает». Следовательно, в параметры прочности грунта должны быть внесены соответствующие поправки. Исследованиями [6] выделены три группы грунтов, по-разному реагирующие на природно-климатические воздействия.

1-ая группа. Это моренные, покровные глинистые грунты, все структурные изменения которых исчерпываются факторами плотность-влажность. Природные циклические воздействия на них можно не учитывать.

2-ая группа. Это делювиально-элювиальные четвертичные грунты. Циклические воздействия на них завершаются первыми двумя циклами. Падение прочностных характеристик достигает «плашковых значений» и на этом завершается.

3-я группа. Это грунты морского происхождения и разновидности пород континентальных отложений с числом пластичности более 26. Для них наиболее характерно падение прочности при все новых, и новых циклических воздействиях.

В грунтах третьей группы этот процесс растянут во времени и не может быть описан законами фильтрационной консолидации. Этот процесс постепенно охватывает все тело насыпи, сопровождается образованием трещин бугров выпирания грунтов на откосах, местных просадок, местное нарушение устойчивости откосов. Это деформации ползучести. Они по исследованиям многих авторов могут носить затухающий, установившийся и прогрессирующий характер.

Автором этой работы испытания глинистых грунтов на ползучесть, отобранных с сохранением структуры из деформирующихся насыпей на Львовской ж. д., выполнялись по методике НИЛ Механики грунтов ДИИТа на малых приборах одноосного сжатия следующим образом.

Из конкретного отобранного из насыпи монолита вырезались цилиндрические образцы диаметром 30 мм и высотой 80 мм в количестве 12 штук. Боковая поверхность образцов покрывалась толстым слоем технического вазелина для предотвращения от высыхания. Два образца испытывались на одноосное сжатие по методике быстрого разрушения — нагрузка увеличивалась непрерывно ступенями (с увеличением примерно на 5 %) до разрушения образца. Так как образец в средней части расширялся, давление разрушения рассчитывалось с учетом достигнутой площади расширения.

Остальные образцы помещались в приборы одноосного сжатия под разные нагрузки — от 0,95 до 0,50 измеренной прочности на одноосное сжатие по ускоренному испытанию. Далее в течение длительного времени фиксировалась по индикатору часового типа деформация образцов. Испытания прекращались, когда, начиная с какого то образца, деформации полностью прекращались. Продолжительность испытаний составляла год и более. В качестве действительной прочности образца принималось минимальное разрушающее давление. Отношение этой установившейся прочности на одноосное сжатие к прочности ускоренного испытания принималось в качестве коэффициента ползучести (коэффициента старения), на который умножались значения прочностных характеристик грунта, определенные стандартным испытанием (быстрый срез) для данного грунта. Измеренные таким образом коэффициенты ползучести находились в пределах 0,7—0,8. Очевидным недостатком данной методики являлась большая продолжительность испытания и возможность уплотнения грунта (без изменения влажности, но с удалением

воздуха из пор) в процессе столь длительного опыта. Поэтому такая методика испытания глинистых грунтов на ползучесть не получила широкого инженерного применения.

Очевидно, более производительным является «метод шарика» [11, 12] принцип которого заключается в наблюдении за скоростью погружения стального шарика диаметром 0,5—1,5 см в глинистый грунт.

Опыты на «шариковом» приборе показали, что на значение коэффициента динамической вязкости влияет кроме влажности грунта и уровень напряжений, что было известно ранее из работ Б. Ф. Рельтова и А. Н. Ермолаевой [20]. Для дочетвертичных глин разного возраста были в интервале полутвердой—тугопластичной консистенций грунта получены значения динамической вязкости грунтов [6] от $1,50 \cdot 10^6$ до $2,10 \cdot 10^{13}$ Па с. В указанном источнике эти данные приведены в табличной форме. Огромный диапазон изменения вязкости грунта (почти в 10000 раз) говорит о невозможности прямого использования табличных значений в инженерных расчетах. Необходимы прямые определения вязкости грунта.

Таким образом, описанные результаты исследований указывают на необходимость выделения грунтов, склонных к проявлению свойств ползучести. При расчете устойчивости земляных сооружений, сложенных такими грунтами, необходимо вводить понижающие коэффициенты в характеристики прочности и предусматривать возможность постепенного расползания насыпей и образование оползней на откосах выемок.

Существенное влияние на прочностные свойства глинистых грунтов земляного полотна оказывает динамическое воздействие подвижного состава на железных дорогах и автотранспорта на автомобильных дорогах. Железнодорожные составы при настоящих скоростях движения создают динамическое воздействие с частотой порядка 1 Гц. При этом частицы грунта испытывают попеременные сжимающие и растягивающие напряжения, приводящие к «усталости» глинистого грунта.

Экспериментальные исследования в НИЛ Механики грунтов ДИИТа были выполнены В. И. Стороженов [13, 24] на установке динамического моделирования с грунтами различного состава (монтмориллонитовые и каолинитовые глины, суглинки). Было установлено, что для разных грунтов имеют место весьма близкие коэффициенты усталости от 0,62 до 0,67. Но в грунтах монтмориллонитового состава (смесь монтмориллонита с

песком) угол внутреннего трения при 5 тысячах динамических воздействий уменьшился почти до 0 град. При этом, если к статической нагрузке добавляется пульсирующая нагрузка, то деформация грунта от этой же статической нагрузки возрастает.

В работе [9] указывается о том, что уже накоплен большой экспериментальный материал о количественных характеристиках (амплитуд, ускорений), воздействующих на грунт земляного полотна, а также динамических характеристиках сопротивления сдвигу.

По В. А. Мизюмскому [18] при всестороннем сжатии без консолидации в глинистых грунтах ползучесть и релаксация отсутствует. При трехосном сжатии релаксационная часть напряжений представлена девиаторной составляющей. Им было получено уравнение для расчета напряжений в грунте по истечении любого момента времени от начала процесса релаксации напряжений.

$$\tau = \tau_p + t_0(1 - K_p)e^{-bt^m},$$

где: τ — напряжение в сечении через время t после начала релаксации, τ_0 — начальное напряжение, τ_p — предел релаксации напряжений, b и m — параметры процесса релаксации, $K_p = \tau_p / \tau_0$ — коэффициент релаксации напряжений. При этом было установлено, что K_p не зависит от τ_0 и постоянно для данного глинистого грунта при его конкретном физическом состоянии, то есть, с изменением τ_0 пропорционально изменяется и τ_p .

Как уже отмечалось, изучение устойчивости земляного полотна рассматривается первой группой предельных состояний, в основе которого лежит уравнение Кулона—Мора, отражающее равновесие сдвигающих и удерживающих сил:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi,$$

где τ — сдвигающее напряжение в какой-либо точке массива, σ — нормальное напряжение, c и φ — параметры прочности грунта, соответственно удельное сцепление и угол внутреннего трения.

Принцип расчета устойчивости сводится в основном к поиску расположения поверхности скольжения в грунтовом массиве, на котором реализуются максимальные сдвигающие напряжения и, следовательно, имеет место минимальный коэффициент устойчивости, выражающий отношение суммарных удерживающих сил к суммарным сдвигающим силам или отношение моментов удерживающих сил к моментам сдвигающих сил.

Поиск наиболее оптимального решения поставленной задачи имеет очень длительную исто-

рию, для описания которой потребовался бы многолетний труд. Отметим некоторых, наиболее известных исследователей в этой области, начиная с 1773 года. Это: Кулон, Франсе, Ренкин, Винклер, Курбюмов, Кеттер, Терцаги, Фелениус, Соколовский, Шахунянец, Голушкевич, Березанцев, Соловьев, Дорфман и многие другие.

Цилиндрическая поверхность, по которой происходит смещение грунта, а при точном аналитическом решении (В. В. Соколовский) близкая к логарифмической, при оползне формируется обычно в однородных глинистых грунтах. Для инженерной практики обычно предполагается цилиндрическая поверхность смещения грунта. Расположение центра вращения, соответствующего минимальному коэффициенту устойчивости массива, ищется методом попыток. Для облегчения этого поиска на основании многочисленных расчетов рядом авторов (Фелениус, Бишоп, Хуан, Эвери, Янбу, М. Н. Гольдштейн, Н. Н. Маслов, Е. К. Алаторцева, и др.) разработаны простые вспомогательные приемы. По геометрическим соотношениям элементов откоса и характеристикам грунта с использованием расчетных формул или номограмм находятся безразмерные коэффициенты, по которым в свою очередь рассчитываются координаты центров вращения. Наиболее детальные номограммы с учетом влияния подтопления откоса разработаны Я. Х. Хуаном [26]. А. Г. Дорфманом разработан вариационный метод расчета устойчивости откосов [8].

Принцип вариационного метода заключается в поиске минимальной работы сил на критической поверхности (кривой) скольжения. Коэффициент устойчивости представлен функционалом вида:

$$k = \frac{\int_{x_0}^{x_n} F(x, y, y') dx}{\int_{x_0}^{x_n} \Phi(x, y, y') dx},$$

где: $F = (\tilde{y} - y) \operatorname{tg} \varphi + c / \rho(1 + y'^2)$, $\Phi = (\tilde{y} - y) y'$, x, y — координаты точки в плоскости скольжения; x_0, x_n и y_0, y_n — абсциссы и ординаты начала и концов линии скольжения; $y = \tilde{y}(x)$ и $y = y(x)$ — соответственно уравнения контура откоса и дневной поверхности; c, φ и ρ — параметры грунта.

Исследования, выполненные Бишопом еще в 1955 году [26], по расчету устойчивости одних и тех же откосов методами, предложенными разными покажи, что разница в коэффициентах устойчивости не превышает, как правило, 2 %, но не более 7 %. В том числе, не более, чем на 2 % сказывается учет взаимодействия между оползающими блоками, предложенный Г. М. Шахунянцем [28].

Поэтому усложнение методов расчета в поисках повышения их точности не целесообразно.

В общем случае, с учетом взаимодействия блоков формула для расчета устойчивости запишется по [16] в следующем виде:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c_i l_i + f_i N_i) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^{i=n} T_{i, A2} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}},$$

где: c_i и φ_i — соответственно удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта на поверхности скольжения i -го блока длиной l_i ; $f = \operatorname{tg} \varphi$; N_i, T_i — соответственно нормальная и сдвигающая силы в i -м блоке.

Для практических целей нами рекомендуется применять метод расчета по круглоцилиндрической поверхности скольжения для однородных глинистых грунтов и по плоским поверхностям в неоднородных грунтах, если такие поверхности фиксируются при инженерно-геологических изысканиях, без учета взаимодействия сползающих блоков.

Интересен и другой факт, с которым неоднократно в практической работе сталкиваются инженеры, и сталкивался многократно автор данной статьи. Коэффициент устойчивости по расчетам значительно превышал 1, в то время как в природе имели место оползневые смещения грунта. Очевидно, когда явно отсутствовали фильтрационные силы, было неверно оценено напряженное состояние грунтов в массиве или прочностные характеристики грунта, полученные лабораторными испытаниями, были завышены. Характерным примером являлись откосы выемок в жирных мезотических глинах на некоторых перегонах бывшей Одесско-Кишиневской железной дороги. Оползневые деформации здесь явно активизировались весной, при длительных дождях, при этом не было зафиксировано повышение влажности грунта или уменьшение его плотности.

По мнению сотрудников НИЛ Механики грунтов ДИИТа, руководимой проф. М. Н. Гольдштейном, в которой в то время работал автор, происходило увеличение порового давления в области зоны поверхностей скольжения за счет возникновения напора в многочисленных тончайших прослойках пылеватого песка, имеющих между собой гидравлическую связь и расположенных глинистой толще, и выходящих на дневную поверхность, где и происходила подпитка атмосферными осадками. Следовательно, уравнение Кулона—Мора в этом случае приобретало

вид, рассмотренный еще К. Терцаги (1942 г.) и Г. И. Покровским (1941 г.):

$$t = c + (\sigma - \sigma_n) \operatorname{tg} \varphi,$$

где: σ_n — поровое давление, $(\sigma - \sigma_n)$ — эффективные напряжения в грунте.

Измерение порового давления в грунте в момент испытания образца на прочность в лабораторных условиях выполнялось в большом стабилометре ДИИТа на цилиндрических образцах диаметром 60 и высотой 150 мм. Одновременно с лабораторными испытаниями выполнялось измерение порового давления непосредственно в теле оползней с помощью аналогичных датчиков порового давления, задавливаемых на требуемую глубину в предварительно пробуренные скважины. Датчики перед установкой градуировались (рис. 1). Как в лабораторных, так и в полевых условиях, удавалось измерять поровое давление. К сожалению, полевые датчики по разным причинам служили недолго — 1—2 сезона. Тем не менее, было достоверно инструментально установлено, что в расчетах устойчивости откосов необходимо нормальные напряжения приводить к эффективным напряжениям путем учета порового давления. Рассмотрим учет



Рис. 1. Градуировка датчика порового давления (1960 г., автор сверху)

увлажнения откосов атмосферными осадками и при подтоплении откосов во время паводков.

Рекомендации для этих случаев предложены в [9, с. 309—312] в соответствии с расчетными схемами, разработанными К.С. Ордуянцем.

Эти расчетные схемы не учитывают наиболее неблагоприятный случай, когда песчаный, супесчаный и легкосуглинистый грунт водонасыщен и начинается эксфильтрация воды из откосов насыпи, и имеют место следующие явления:

а) частицы грунта взвешены, удельный вес

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e},$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта, γ_w — удельный вес воды, e — коэффициент пористости,

б) минеральные частицы не контактируют между собой, а бытовое давление и давление от внешней нагрузки воспринимается только поровой водой; в этом случае составляющая часть удерживающих сил будет включать только сцепление, а часть, определяемая внутренним трением грунта, уменьшается до нуля,

в) действует фильтрационная сила $d = F\gamma_w j$, где: F — площадь блока, j — градиент фильтрационного потока.

В этом случае коэффициент устойчивости откоса единичной ширины нами предлагается рассчитывать без учета внутреннего трения грунта:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c_i l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} \gamma_{sb} F_i \sin \beta_i + d_i},$$

где c_i — удельное сцепление грунта i -го блока по поверхности скольжения длиной l_i , β_i — угол наклона поверхности скольжения в i -м блоке к горизонту.

В песчаных грунтах, в которых сцепление ничтожно мало, а трение практически исчезает при взвешивании песка во время спада воды (даже при отсутствии волн) постепенно формируется откос с заложением 1:3—1:4, соответствующим углу естественного откоса песка 20—22 град. В откосах дорожных насыпей, динамическая нагрузка усиливает этот процесс. Примером может служить одна из пойменных однопутных насыпей на ЮВЖД, подтапливаемый откос которой выполнен в верхней части из мелкого песка. В период высокого подтопления в 1997 году при интенсивном снижении уровня паводковых вод просадки рельса со стороны подтопленного откоса достигали 86 мм/сут, при этом отмечалось смещение пути в плане.

В значения удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта, определенным по стандартным методикам, при увлажнении грунта должны вводиться понижающие поправочные коэффициенты, учитывающие исчезновение капиллярного давления.

Рассчитанные коэффициенты устойчивости иногда (даже с учетом указанных выше факторов) превышают 1 при явном смещении грунта в откосе. В этом случае нами рекомендуется применять способ «обратного расчета». Принимается коэффициент устойчивости равным 1, и подбираются, введением понижающих коэффициентов, соответствующие этому случаю прочностные характеристики грунта.

Инженерной практикой давно установлено, что метод расчета коэффициента устойчивости весьма не точен, учитывая множество факторов, влияющих на результат расчета. Поэтому допускаемые коэффициенты устойчивости $[k]$ дифференцированы в зависимости от категории сооружения.

Для железнодорожных насыпей в соответствии с СТН Ц-01-95

$$[k] = \frac{\gamma_n \gamma_{fc}}{\gamma_c},$$

где: γ_n — коэффициент ответственности сооружения, он равен для скоростных и особогрузонапряженных дорог 1,25; для дорог I и II категорий 1,20; для дорог III категории 1,15; IV категории 1,10.

γ_{fc} — коэффициент сочетания нагрузок, при основном сочетании он равен 1,00; при особом (сейсмика) 0,90; для временного строительного периода — 0,95.

γ_c — коэффициент условий работы, для методов расчета по условиям равновесия он равен 1,00; при упрощенных методах расчет — 0,95.

В промышленном и гражданском строительстве $[k]$ принимается в зависимости от ответственности сооружений равным от 1,2 до 1,8.

Автором [21—23] исследовался на динамических моделях земляного полотна процесс развития балластных мешков.

Модели земляного полотна, изготовленные из глинистого грунта, испытывались статическими и динамическими нагрузками (на механической и электромагнитной установках). На механической установке, с эксцентриком на приводе от электродвигателя, сконструированной автором, динамическая нагрузка интенсивностью 100 кПа передавалась на основную площадку модели с частотой 2,8 Гц и продолжительностью 0,1 с. На электромагнитной установке, разработанной группой технического

обеспечения исследований, пульсирующая нагрузка продолжительностью 0,2 с с частотой 1 Гц создавалась электромагнитами, при этом величина нагрузок, измеряемая проволочными датчиками конструкции ЦНИИ МПС, создавалась автотрансформаторами. На установках обоих типов условия динамического воздействия на земляное полотно было близко к воздействию подвижного состава.

Для изготовления моделей были использованы в основном три грунта — каолиновая глина белая (граница текучести $w_L = 49$, граница раскатывания $w_p = 30$), каолиновая глина розовая (граница текучести $w_L = 45$, граница раскатывания $w_p = 22$) и красно-бурый суглинок (граница текучести $w_L = 36$, граница раскатывания $w_p = 23$), физические характеристики которых приведены в табл. 1.

Испытание одной модели выполнялось в основном в течение одного дня, тем не менее, открытые поверхности грунта моделей предохранялись от высыхания техническим вазелином. Одна модель была изготовлена из парафина, имитирующий жестко-пластический материал. В некоторых опытах на поверхность модели из белого каолина, контактирующую с прозрачной стенкой кассеты, наносилась тушью сетка (размер ячеек 2×2 см), искажение которой отражало смещение грунта в опыте. После опытов в трещины поверхностей скольжения запускалась тушь для их большей четкости при фотографировании.

Общим количеством автором было испытано более 30 моделей земляного полотна, различающихся поперечным профилем, прочностью грунта, толщиной балластного слоя и крупностью частиц, шириной штампа. В качестве балласта применялись в испытаниях дресва разного цвета — темно-серая и белая, и песок. С целью более четкого фиксирования смещения балласта, темный и белый балласт укладывались послойно. В процессе испытаний по мере роста балластных углублений балласт периодически подсыпался и штамп, моделирующий рельсошпальную решетку, возвращался на исходную позицию. Результаты испытаний некоторых моделей земляного полотна показаны на рис. 2 и 3.

Результаты выполненных испытаний показали, что под штампом формируется упругое ядро из глинистого грунта (если отсутствует балласт) или из балласта.

Формирование упругого ядра под фундаментом известно давно, также было установлено, что его форма зависит от прочности грунта основания и шероховатости подошвы фундамента. [25, 27]. Указанные авторы изучали упругое ядро в одно-

Физические характеристики грунтов моделей земляного полотна

Грунт	Серия опыта	Плотность, ρ , г/см ³	Влажность, w , %	Плотность сухого, грунта ρ , г/см ³	Показатель текучести, I_L	Степень влажности, S_r
Суглинок красно-бурый	A	1,92	32,3	1,45	0,68	0,99
	IX	1,90	27,7	1,49	0,34	0,94
	X	1,98	25,1	1,58	0,14	0,96
	XI	2,04	25,1	1,63	0,14	1,0
	XII	1,88	25,2	1,51	0,14	0,88
	XIII	2,0	24,0	1,61	0,05	0,98
	XVI	1,98	23,9	1,59	0,05	0,93
Каолин белый	B	1,71	50,6	1,14	1,0	1,0
	Г	1,73	40,0	1,24	0,52	0,84
	Д	1,81	38,7	1,31	0,46	1,0
	I	1,83	39,3	1,31	0,48	1,0
	II	1,88	32,0	1,42	0,1	0,99
	III	1,79	35,5	1,32	0,29	0,94
	IV	1,83	32,6	1,38	0,14	0,96
	V	1,86	32,6	1,39	0,14	0,96
	VI	1,83	33,2	1,36	0,17	0,97
	VII	1,87	32,4	1,41	0,13	1,0
	VIII	1,87	27,7	1,46	0,34	0,9
	XV	1,85	32,2	1,39	0,12	0,96
Каолин розовый	XIX	1,85	29,8	1,43	0,35	0,93
	XX	1,85	29,9	1,43	0,35	0,93
	XXI	1,82	31,6	1,37	0,43	0,93
	XXII	1,79	30,7	1,37	0,39	0,89

родном основании, но в двухслойном основании задача существенно усложняется.

В наших опытах под действием динамической нагрузки с постоянной подпиткой ядра балластным материалом, оно формируется только из балластного материала, постепенно превращаясь в жесткий клин, раскалывающий глинистый грунт земляного полотна на части. Поверхности скольжения, направленные к откосам насыпи начинаются от нижнего острия ядра острия. Создается впечатление, что балластный мешок как клин раздвигает земляное полотно, подобно тому, как это делает топор, раскалывая полено.

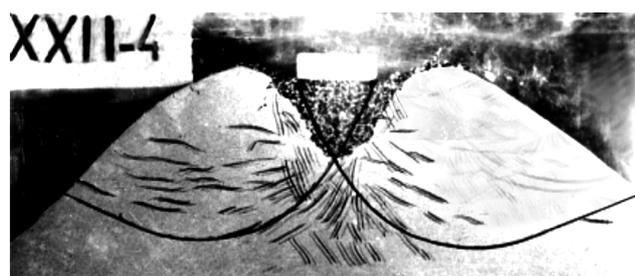


Рис. 2. Результат испытания модели насыпи динамической нагрузкой

Таким образом, очевидно, что методы, предложенные для расчета устойчивости земляного полотна, в предположении, что балластная призма играет только роль подушки, распределяющей давление от шпал, а балластные мешки отсутствуют, не соответствуют случаю, когда в земляном полотне уже сформировался балластный мешок.

В этом случае расчет устойчивости земляного полотна должен выполняться по схеме, учитывающей разрушение поверхностью скольжения двухслойный грунт — инертный материал балластной призмы и глинистый грунт земляного полотна [19].

В работе [28] предложено оценивать устойчивость земляного полотна против выпирания коэффициентом стабильности

$$K = \frac{f\sigma + c}{\tau},$$

где: $\operatorname{tg} \varphi$ (φ — угол внутреннего трения грунта), σ — нормальное напряжение, c — удельное сцепление, τ — касательное (сдвигающее) напряжение. Указанный метод не учитывает собственный вес грунта земляного полотна, поэтому нам представ-

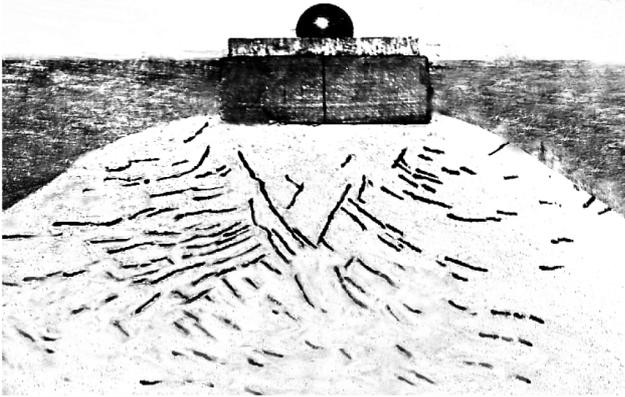


Рис. 3. Образование уплотненного ядра при испытании модели без балласта

ляется более интересной другая версия проверки стабильности земляного полотна.

В «Правилах расчета железнодорожного пути на прочность» [9, с. 217] применяются оценочные критерии прочности различных элементов пути и в том числе земляного полотна. При этом установлены предельные допускаемые напряжения сжатия в основной площадке земляного полотна в подрельсовой зоне $[\sigma_3]$ из условия непревышения допускаемой интенсивности накопления остаточных деформаций.

В развитие этого положения предложим оценку устойчивости грунта в теле земляного полотна в зависимости от глубины относительно уровня основной площадки и удаления от оси пути в сторону откоса точки, для которой проводится исследование. В процессе обследования земляного полотна отбираются пробы грунта (при бурении скважины или при проходке шурфа) в различных точках тела насыпи или ниже основной площадки выемки. Прочность грунта определяется непосредственно в земляном полотне (например, лопастным срезом) или в лаборатории по отобраным пробам $[\tau_{пр}]$. Прочность грунта (сопротивление срезу) сравнивается с касательными (сдвигающими) напряжениями $[\tau]$, действующими в грунте в точке отбора пробы.

При $[\tau_{пр}] \geq [\tau]$ — грунт прочный, а земляное полотно устойчиво;

если $[\tau_{пр}] \leq [\tau]$ — грунт имеет недостаточную прочность, устойчивость земляного полотна не обеспечивается, требуются детальные дополнительные геотехнические исследования для проектирования стабилизирующих мероприятий.

Таким образом, требуется рассчитать касательные напряжения в точках отбора пробы грунта. Конечно, было бы желательно найти максимальные касательные напряжения, возникающие в земляном полотне и с ними сравнивать сопротивление грун-

та срезу. Установим, где возникают максимальные касательные напряжения от поездной нагрузки и существуют ли они, считая сначала земляное полотно невесомым.

Для исследования возможности возникновения максимальных касательных напряжений от поездной нагрузки в теле земляного полотна используем известное решение Н. П. Пузыревского [27] для плоской задачи с равномерно распределенной прямоугольной нагрузкой интенсивностью p на участке шириной b . В нашем случае p — это предельно допускаемая нагрузка на основную площадку σ_3 , а b — это участок основной площадки под балластом. Напряжения в какой-либо точке земляного полотна выражаются следующими формулами:

$$\sigma_z = -\frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{\sin 2\beta_1}{2} - (\pm\beta_2) - \frac{\sin(\pm 2\beta_2)}{2} \right],$$

$$\sigma_y = -\frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{\sin 2\beta_1}{2} - (\pm\beta_2) + \frac{\sin(\pm 2\beta_2)}{2} \right].$$

$$\tau = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1).$$

Формулу для сдвигающих напряжений можно записать в виде:

$$\tau = \frac{p}{2\pi} (\cos^2 \beta_2 - \cos^2 \beta_1 - \cos^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_1).$$

Нами поставлена задача — найти расположение точек в толще земляного полотна, если они существуют, в которых реализуются максимальные касательные напряжения. Положение таких точек зависит от углов β_1 и β_2 (рис. 4). При этом предполагается, что они между собой независимы. Например, если один из этих углов равен нулю, другой может иметь любое значение. Как указано выше, в нашей задаче $p = \sigma_3$. Для нахождения τ_{\max} приравняем нулю первые частные производные τ по β .

$$\frac{\partial \tau}{\partial \beta_1} = 0 \text{ и } \frac{\partial \tau}{\partial \beta_2} = 0:$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \beta_1} = -\frac{2\sigma_3}{2\pi} (\sin \beta_1 + \cos \beta_1) = 0$$

и

$$\frac{\partial \tau}{\partial \beta_2} = -\frac{2\sigma_3}{2\pi} (\sin \beta_2 + \cos \beta_2) = 0,$$

так как $\frac{\sigma_3}{\pi} \neq 0$, то $\sin \beta_1 + \cos \beta_1 = 0$ (а) или

$$\sin \beta_2 + \cos \beta_2 = 0 \text{ (б),}$$

Откуда: выражая $\cos \beta_1$ через $\sqrt{1 - \sin^2 \beta_1}$, получаем: $\sin^2 \beta_1 = \sqrt{1 - \sin^2 \beta_1}$, $\sin^2 = 0,5$; откуда $\beta_1 = 45^\circ$. Аналогично, решение для угла β_2 также

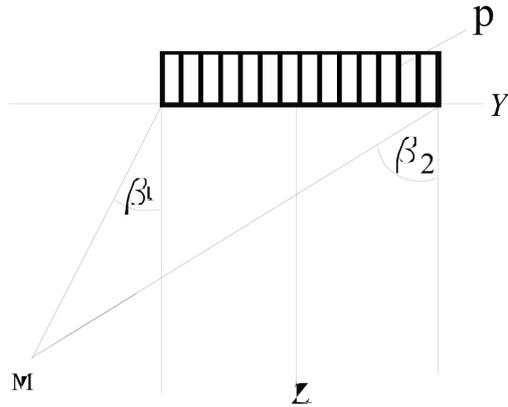


Рис. 4. К расчету распределения напряжений в земляном полотне

дает его значение 45° . При одновременном равенстве углов 45° точка пересечения линий, которые образуют, эти углы будет находиться по оси нагрузки, а в этой точке

$$\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) = 0,$$

что не соответствует поставленному условию задачи. Поэтому следует предположить, что, если один из углов равен 45° , то другой должен быть равен нулю, так как в этом случае линии образующие их стороны будут параллельны и не пересекутся, то есть должно выполняться условие:

$$\beta_1 = 45^\circ \text{ и } \beta_2 = 0, \text{ или } \beta_2 = 45^\circ, \text{ а } \beta_1 = 0.$$

Таким образом, если экстремум существует и экстремальная точка дает максимум, то максимальные касательные напряжения реализуются на глубинах, равных ширине загруженной площадки b под ее торцами.

Для проверки наличия экстремума и в частности максимума найдем вторые производные, при этом, если окажется, что:

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} \times \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} - \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1 \partial \beta_2} > 0$$

— имеет место максимум, если

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} \times \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} - \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1 \partial \beta_2} < 0$$

— нет экстремума, если

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} \times \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} - \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1 \partial \beta_2} = 0$$

— не известно, имеется ли экстремум, требуется дополнительное исследование, которое заключается в том, что углу не равному нулю придается маленькое положительное и отрицательное прираще-

ния и смотрится, как это приращение отражается на значении τ . Если в первом и во втором случаях τ уменьшается, имеет место экстремум максимум.

Рассмотрим наш случай.

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} = -\frac{\sigma_3}{\pi} (\cos \beta_1 - \sin \beta_1),$$

при $\beta_1 = 45^\circ \cos \beta_1 = \sin \beta_1$, следовательно $\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} = 0$,
при $\beta_1 = 0^\circ \cos \beta_1 = 1$, а $\sin \beta_1 = 0$. Тогда

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} = -\frac{\sigma_3}{\pi} \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} = -\frac{\sigma_3}{\pi} (\cos \beta_2 - \sin \beta_2),$$

при $\beta_2 = 45^\circ \cos \beta_2 = \sin \beta_2$, следовательно

$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} = 0$, при $\beta_2 = 0^\circ \cos \beta_2 = 1$, а $\sin \beta_2 = 0$. Тогда

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} = -\frac{\sigma_3}{\pi} \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1 \partial \beta_2} = 0, \text{ поэтому}$$

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1^2} \times \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_2^2} - \frac{\partial^2 \tau}{\partial \beta_1 \partial \beta_2} = -\frac{\sigma_3}{\pi} \times 0 - 0 = 0.$$

Следовательно, для доказательства возможности наличия экстремума проведем дополнительные исследования, увеличивая и уменьшая угол на малую величину.

Предполагая, что мы имеем τ_{\max} , примем в формуле:

$$\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1).$$

$\beta_2 = 0$, тогда $\beta_1 = 45^\circ$ и формула примет вид:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_3}{2\pi} \cos 2\beta_2 = -\frac{\sigma_3}{2\pi} \cos 0^\circ = -\frac{\sigma_3}{2\pi},$$

так как $\cos 2\beta_1 = \cos 90^\circ = 0$, $0 \cos 2\beta_2 = \cos 0^\circ = 1$.

Увеличим, а потом уменьшим в формуле $\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1)$ угол β_1 на 30 минут, получим сначала $2\beta_1 = 91^\circ$, а потом $2\beta_1 = 89^\circ$ и, учитывая, что в первом случае угол $2\beta_1 = 91^\circ$ находится во второй четверти и имеет отрицательное значение, то есть $\cos 2\beta_1 = \cos 91^\circ = -0,017$, а угол $2\beta_1 = 89^\circ$ находится в первой четверти и $\cos 89^\circ = 0,017$.

Найдем значения τ при величине угла $2\beta_1 = 89^\circ$ и угле $2\beta_2 = 0^\circ$, то есть несколько выше предполагаемой экстремальной точки:

$$\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi} (1 + 0,017) = 1,017 \frac{\sigma_3}{2\pi}.$$

Теперь найдем значения τ при величине угла $2\beta_1 = 91^\circ$ и угле $2\beta_2 = 0^\circ$, то есть несколько выше предполагаемой экстремальной точки:

$$\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi} (1 - 0,017) = 0,983 \frac{\sigma_3}{2\pi},$$

а между этими точками $\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi}$.

Таким образом, при заглублении площадки касательные напряжения плавно уменьшаются. Следовательно, экстремум **ОТСУТСТВУЕТ**.

Такая же картина имеет место и под другим торцом загруженной площадки на глубине выше и ниже значения b . Так как касательные напряжения в указанных точках направлены в разные стороны от оси пути, они имеют противоположный знак, но равны по абсолютной величине.

Максимальные значения касательных напряжений имеют место на основной площадке земляного полотна непосредственно под торцами загруженной площади, где в первую очередь возникают пластические деформации. В механике грунтов теория упругого полупространства применяется, пока ширина зоны пластических деформаций не превысит $0,25b$ с каждой стороны.

Следует отметить, что найденные в данном решении касательные (сдвигающие) напряжения действуют на горизонтальных площадках, то есть на площадках нормальной ординате z . На площадках, расположенных нормально биссектрисам углов видимости β , действуют главные напряжения σ_1 и перпендикулярно им — σ_2 ; следовательно, на этих площадках касательные напряжения отсутствуют.

Как указывалось выше, нами поставлена задача сравнения касательных напряжений, действующих в разных точках земляного полотна с сопротивлением грунта в этих точках, которое может быть ус-

тановлено путем непосредственного испытания образцов грунта, отобранных в этих точках.

Итак, касательные напряжения, на горизонтальных площадках, действующие в разных точках земляного полотна от поездной нагрузки найдем по указанной выше формуле:

$$\tau = \frac{\sigma_3}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1).$$

Для этого расчленим поперечный профиль, например, насыпи на отдельные блоки, размером 1×1 м и рассчитаем для центра каждого блока касательные напряжения от поездной нагрузки с учетом динамической составляющей (рис. 5). Применим следующую номенклатуру выделенных блоков: положение блока по горизонтали обозначается горизонтальной заглавной русской буквой, по вертикали — римской цифрой. Таким образом, насыпь высотой 6 м с заложением откоса 1:2 будет расчленена на 56 блоков. Учитывая, что предполагается **оценочное** сравнение касательных напряжений в земляном полотне с сопротивлением грунта, примем усредненное значение напряжений на основной площадке от воздействия разных локомотивов $\sigma_3 = 80$ кПа, ширину загруженной зоны 3,5 м. Также примем усредненный для разных грунтов динамический коэффициент $K_d = 1,1$. При этом учитывается, что влияние динамики не распространяется на откосную часть насыпи.

В состоянии предполагаемого предельного равновесия мы будем рассматривать действие сдвигающих (касательных) напряжений в земляном полотне в центрах (точках), указанных выше блоков, на поверхностях скольжения с удельным (точечным) сопротивлением грунта в этих точках.

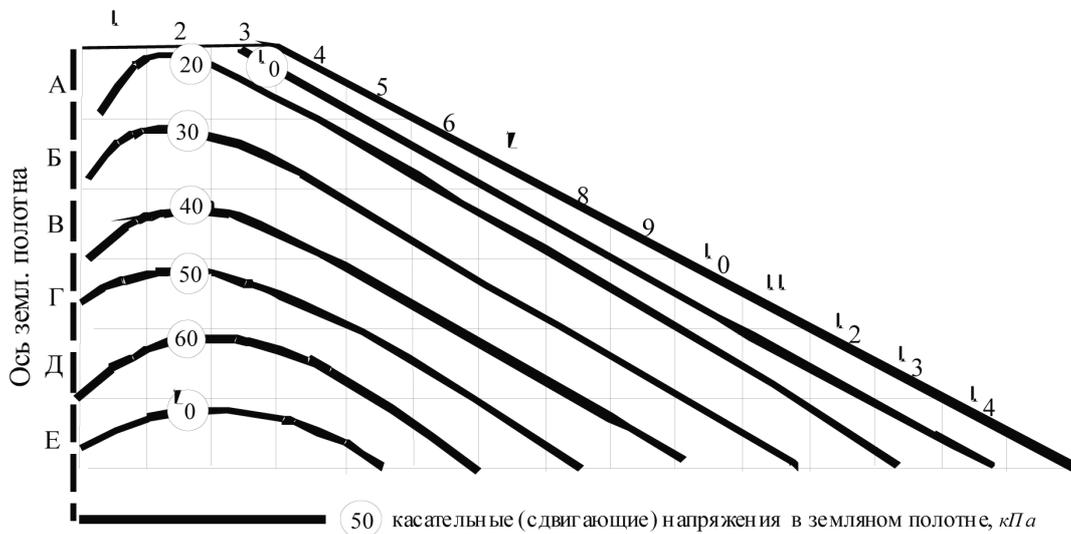


Рис. 5. Изолинии касательных напряжений в земляном полотне с учетом собственного веса грунта

Нам не известны истинные поверхности скольжения, которые в классических решениях, как указывалось выше, находятся поиском минимального коэффициента устойчивости. Мы для оценочного сравнения существенно упростим задачу. Примем, что смещение грунта происходит по плоским поверхностям скольжения под углом $45^\circ - \varphi/2$ (решение Ренкина) [25]. Примем в первом приближении единый угол внутреннего трения для разных грунтов равным 10° , считая, что грунт не очень прочный. Такие предположения равносильны введению существенного коэффициента запаса, близкого по величине к нормативному коэффициенту.

Спроектируем, рассчитанные с учетом динамики, для каждого блока касательные напряжения на поверхность скольжения, проходящую под углом 40° к вертикали. Кроме того, для каждого блока рассчитаем бытовое давление, принимая в первом приближении удельный вес грунта тела земляного полотна (насыпи), равным 19 кН/м^3 и также спроектируем его в каждом блоке на указанную плоскую поверхность скольжения.

Итак, точечные сдвигающие напряжения составят в центре каждого блока:

$$\tau = (K_4 \tau_n + \gamma h) \sin 40^\circ,$$

где K_d — динамический коэффициент, принят равным 1,1; τ_n — касательные напряжения от поездной нагрузки, $\tau_n = \frac{\sigma_3}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1)$; γ — удельный вес грунта, принят равным 19 кН/м^3 ; h — глубина расположения центра блока от поверхности земли, м; σ_3 — напряжения на основной площадке

земляного полотна, принято равным 80 КПа ; углы β_1 и β_2 — углы между осью ординат и направлением на центр блока.

Изолинии τ_n для насыпи высотой 6 м с заложение откосов 1:2 приведены в табл. 2.

Оценка устойчивости земляного полотна осуществляется традиционным способом — расчетом

$$K_y = \frac{\tau_{гр}}{\tau}, \quad (1)$$

где K_y — коэффициент устойчивости земляного полотна в точке отбора пробы грунта, τ — суммарные касательные напряжения в грунте в этой точке (находятся по табл. 3). $\tau_{гр}$ — сопротивление грунта сдвигу. При этом часть сопротивления грунта сдвигу, определяемая внутренним трением должна быть спроектирована на предполагаемую поверхность скольжения, то есть, умножена на $\cos 40^\circ = 0,766$. А вся величина $\tau_{гр}$ должна быть пересчитана с учетом капиллярного давления. Если капиллярное давление не определялось, оно может быть учтено введением коэффициента капиллярного давления K_k , равного в первом приближении 0,85. В том случае, когда при испытании грунта измеряется только общее сопротивление срезу грунта $\tau_{гр}$ при одном нормальном давлении, соответствующем глубине отбора пробы и не известны отдельно c и φ , учитывая, что величина c не зависит от расположения предполагаемой поверхности скольжения, следует сопротивление срезу уменьшить введением понижающего коэффициента q . Значение q можно принять равным 0,95. Таким образом, формула (1) с учетом указанных выше коэффициентов примет вид:

Таблица 2

Величины касательных напряжений в центрах блоков τ , КПа

№ блока	τ										
А1	6	В1	28	В1	40	Г1	50	Д1	60	Е1	71
А2	24	В2	34	В2	43	Г2	53	Д2	63	Е2	75
А3	15	В3	30	В3	40	Г3	51	Д3	63	Е3	75
А4	7	В4	26	В4	35	Г4	50	Д4	60	Е4	70
		В5	20	В5	30	Г5	42	Д5	54	Е5	65
		В6	9	В6	22	Г6	35	Д6	46	Е6	57
				В7	15	Г7	28	Д7	39	Е7	50
				В8	10	Г8	20	Д8	32	Е8	45
						Г9	12	Д9	24	Е9	35
						Г10	3	Д10	16	Е10	28
								Д11	10	Е11	19
										Е12	12
										Е13	5

$$K_y = \frac{K_k q \tau_{гр}}{\tau} \quad (2)$$

То есть, при не известном капиллярном давлении и не известных отдельно значениях удельного сцепления и угла внутреннего трения принимаем

$$K_y = 0,8 \frac{\tau_{гр}}{\tau} \quad (3)$$

Решение о введении каких-либо дополнительных коэффициентов может быть принято в дальнейшем на основе обобщения результатов испытаний на большом количестве реальных объектов.

При этом следует иметь в виду следующее очень важное обстоятельство. Иногда обследование деформирующегося земляного полотна

Таблица 3

Коэффициент устойчивости земляного полотна по методу автора на объектах с постоянными просадками пути.

Объект	Глуб. отбора пробы, h, м	Удельн. вес, γ , кН/м ³	Границы		Влажность, w, %	Пок. текуч., I_L	Удельн. сцепл., c, КПа	Угол вн. тр. φ , гр.	Багов. давл. $\sigma = \gamma h$	$\tau_{гр}$ с поправками	τ	K_y
			тек., w_L , %	раск., w_p , %								
Юго-Восточная ж. д., подъездной путь Казацк.—Пром. площ., насыпь высотой до 6—7 м	1,0	19,8	41	23	22,2	< 0	20	9	19,8	20	23	0,87
	2,0	18,2	35	22	24,4	0,18	30	9	36,4	32	37	0,87
	2,0	18,8	35	23	24,2	0,10	30	11	37,6	28	32	0,88
	0,8	15,6	39	25	24,4	< 0	22	20	12,5	11	20	0,55
	1,5	18,8	25	15	15,7	0,07	33	15	28,2	28	26	1,08
	2,5	19,3	42	24	26,3	0,13	12	18	49,5	22	35	0,63
	1,0	19,4	38	22	24,4	0,16	20	14	19,4	28	27	1,04
	2,5	15,5	38	25	24,1	< 0	15	18	38,8	21	37	0,57
	1,0	18,5	39	24	27,7	0,22	28	7	18,5	25	22	1,14
	2,0	18,6	45	23	23,9	0,04	48	4	37,2	40	32	125
	0,5	17,1	36	20	15,9	< 0	92	27	17,1	80	10	8,00
	2,0	17,5	31	19	15,9	< 0	30	21	35,0	34	35	0,98
	1,0	18,0	41	25	20,1	< 0	83	18	36,0	45	25	1,41
	2,0	18,3	37	25	21,5	< 0	60	22	36,6	48	32	1,50
	1,0	18,7	23	17	11,9	< 0	53	24	37,4	50	25	2,00
	2,0	20,2	25	16	14,8	< 0	35	25	40,0	54	32	1,69
	1,5	18,3	20	17	7,5	< 0	30	22	27,4	35	28	1,25
	2,0	17,8	34	19	21,5	0,17	20	19	35,6	45	32	1,41
	3,0	19,0	41	24	26,9	0,17	55	16	38,0	46	38	1,21
	5,0	15,7	37	22	27,3	0,35	25	15	31,4	42	70	0,60
	6,0	19,8	39	22	22,7	0,04	50	11	119,0	59	78	0,72
	4,0	19,1	38	25	22,4	< 0	42	15	76,0	51	57	0,89
	6,0	15,5	43	29	24,2	< 0	43	15	93,0	43	78	0,55
	6,0	18,7	60	25	22,1	< 0	60	6	112,0	63	57	1,10
	1,7	15,4	20	23	28,1	0,34	20	9	108,0	29	32	0,91
	4,0	18,8	50	23	24,5	0,09	50	8	75,0	50	57	0,88
	4,0	18,3	40	21	25,5	0,35	40	19	73,0	58	57	1,02
6,0	17,4	30	22	22,5	0,06	30	16	104,0	47	78	0,60	
5,0	19,2	18	15	15,9	0,07	18	27	96,0	52	70	0,74	
Львовск ж. д. на ли- ниях: Ив. Фр.—Колом.; Львов—Яворов, Хо- дор., Красне, Мостис- ка; Черновец—Коло- мыя, Окница	2,0	18,1	46	26	29,2	0,15	40	10	36,2	41	32	1,28
	1,5	16,6	55	28	32,1	0,19	30	10	25,0	28	28	1,00
	2,2	16,8	53	33	39,3	0,35	31	5	37	30	38	0,78
	0,5	19,1	64	32	53,2	0,65	15	4	9,5	13	10	1,30
	1,0	18,0	40	22	27,4	0,28	40	15	18	22	25	0,88
	2,0	16,9	48	24	20,7	< 0	60	10	33,8	56	32	1,75
	2,0	19,9	45	29	29,6	0	60	10	39,8	56	32	1,75
1,8	19,6	53	25	24,8	< 0	37	13	35,3	43	30	1,34	

выполняется в сухой период года, когда влажность грунта в откосах уже имеет минимальное значение (грунт приобретает твердую или полутвердую консистенцию). В этом случае рекомендуется в местах предполагаемых отборов проб сделать «закопушки» глубиной до 0,5 м и залить их водой. Отбор проб грунта выполнять через 1—2 суток, начиная с глубины 1 м. Ниже в качестве примера приведем по данным по объектам, взятых из архивных материалов, результаты расчета коэффициента устойчивости земляного полотна объектов, на которых постоянно фиксировались просадки пути.

Как видно из табл. 3, устойчивость земляного полотна обеспечивается, когда грунт имеет твердую и полутвердую консистенцию, кроме тех мест, где плотность грунта очень низкая (например, $\gamma = 15,6$ кН/м³; тогда $\gamma_c = 1,25$ кН/м³, коэффициент пористости $e = 1,18$). В некоторых случаях и при полутвердой консистенции прочность не обеспечивается из-за низкой плотности грунта. Пробы грунта, очевидно, были отобраны в сухое время года. Разумеется, когда грунт в откосной части увлажняется, прочность его уменьшается. Поэтому на приведенных объектах в мокрые периоды года происходят просадки пути из-за недостаточной прочности грунта земляного полотна. В общем,

можно считать, что по предлагаемой автором методике достаточно точно оценивается устойчивость земляного полотна

На приборе автора «Грунтомер» были определены сопротивления срезу грунта № 03 (суглинок $w_L = 32,5$; $w_p = 17,0$) при трех значениях показателя текучести при нормальных давлениях, соответствующих условным глубинам отборов от 1 до 6 метров (при плотностях приготовленных образцов грунта). Было выполнено по 6 параллельных испытаний. Коэффициент вариации сопротивления грунта срезу для групп опытов составлял 0,03—0,05.

Результаты испытаний и рассчитанные значения коэффициентов устойчивости в этих опытах приведены в табл. 4.

На основании выполненных исследований могут быть сделаны следующие предварительные выводы.

1. Земляное сооружение, возведенное из пылеватого-глинистого грунта твердой-тугопластичной консистенции, с коэффициентом уплотнения выше 0,9 при заложении откосов более 1:1,5 устойчиво.

2. Предложенное автором ускоренное обследование земляного сооружения (например, дорожной насыпи) позволяет оценить его устойчи-

Таблица 4

Результаты испытаний грунта 03

Условн. глуб. h , м	Плотность грунта, γ , кН/м ³	Влажность*, w , %	Показатель текучести, I_L	Сопротивл. среза, $\tau_{гр}$, кПа	τ , кПа	$K_y = 0,8 \frac{\tau_{гр}}{\tau}$
1	18,5	19,9/19,7	0,19	46	27	1,36
2				53	32	1,33
3				62	38	1,31
4				82	57	1,15
5				98	70	1,12
6				106	78	1,09
1	18,1	23,7/23,8	0,43	35	27	1,04
2				43	32	1,08
3				50	38	1,05
4				68	57	0,95
5				82	70	0,94
6				90	78	0,92
1	16,6	28,7/27,9	0,75	28	27	0,83
2				35	32	0,88
3				42	38	0,88
4				57	57	0,80
5				73	70	0,83
6				80	78	0,82

* значение влажности в числителе — до среза, в знаменателе — после среза.

вость в различных точках профиля и выявить слабые места.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Бируля А. К., Сасько Н.Ф.* Грунтовые структуры и физические основы укрепления связных грунтов // Тр. Харьковского автомоб.-дор. института. 1963. Вып. 30. — С. 59—66.
2. *Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С.* Расчет устойчивости откосов с учетом ползучего сдвига // Вопросы геотехники. — М.: Транспорт, 1964, № 7. — С. 83—95.
3. *Гольдштейн М.Н.* Некоторые вопросы реологии грунтов // Тр. координационных совещаний по гидротехнике. — Л.: Энергия, Ленингр. отд-ние, 1968. Вып. 68. — С. 47—54.
4. *Гольдштейн М.Н.* Деформируемость и прочность грунтов // Тр. VIII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. — М., 1973. — С. 24—40.
5. *Гольдштейн М.Н.* Механические свойства грунтов. — М.: Стройиздат, 1979. 303. — С. 54.
6. *Добров Э.М., Львович Ю.М., Кузахметова Э.К. и др.* Глинистые грунты повышенной влажности в дорожном строительстве. — М. Транспорт, 1992. — 240 с.
7. *Добров Э.М., Челпанова Р.Е.* Учет факторов переувлажнения грунтов в конструкциях насыпей автомобильных дорог. // Повышение качества строительства автомобильных дорог в Нечерноземной зоне РСФСР / Областной совет НТО. — Владимир, 1982. — С. 7—9.
8. *Дорфман А.Г.* Алгоритм устойчивости откосов по вариационному методу. Вопросы геотехники. — Днепропетровск, ДИИТ, Вопросы геотехники, 1970, № 17. — С. 31—54.
9. Железнодорожный путь. Под ред. Яковлевой Т.Г., — М.: Транспорт, 2001. — С. 313.
10. *Казарновский В.Д.* Оценка сдвигоустойчивости связных грунтов в дорожном строительстве. — М: Транспорт, 1985, — 166 с.
11. *Караулова З.М.* Порог ползучести и коэффициент вязкости глинистых грунтов // Тр. координационных совещаний по гидротехнике. — Л.: Энергия, Ленингр. отд., 1938. — С. 120—130.
12. *Косте Ж. Сангера Г.* Механика грунтов. Пер с фр. — М.: Стройиздат, 1981. — 455 с.

13. *Латидус Л.С.* Несущая способность основной площадки земляного полотна. — М.: Транспорт, 1978. — 123 с.
14. *Леонovich И.И., Вырко Н.П.* Механика земляного полотна. — Минск: Наука и техника, 1975. — 229 с.
15. *Ломтадзе В.Д.* Инженерная геология (Инженерная петрология) — Л.: Недра, 1984, 511 с.
16. *Маслов Н.Н.* Основы механики грунтов и инженерной геологии. Изд. 2. — М.: Высшая школа, 1968. — 629 с.
17. Методические рекомендации по сооружению земляного полотна автомобильных дорог из грунтов повышенной влажности / Союздорнии, 1980. — 59 с.
18. *Мизюмский В.А.* Критерий для оценки степени устойчивости глинистых пород // Транспортное строительство, 1962, № 4, — С. 20—23.
19. *Резников О.М., Смоляницкий Л.А.* Исследования на моделях деформаций основной площадки земляного полотна и методов ее стабилизации. Вопросы геотехники, № 17. — Днепропетровск, 1970. — С. 24—30.
20. *Рельтов Б.Ф., Ермолаева А.Н., Крылова В.И.* К вопросу о природе порога ползучести и длительной прочности связных грунтов // Материалы реологического совещания. Л. ВНИИГ, 1968. — С. 77—89.
21. *Смоляницкий Л.А.* Стабилизация земляного полотна омоноличиванием балластных углублений и укладкой подбалластных плит. Сб. Вопросы геотехники № 15. — Днепропетровск, 1969. — С. 59—67.
22. *Смоляницкий Л.А.* Деформации земляного полотна и методы борьбы с ними. Сб. Вопросы геотехники, № 11. — М.: Транспорт, 1967. С. 25—31.
23. *Смоляницкий Л.А.* Обеспечение надежности железнодорожного земляного полотна. Сб. Геотехника в строительстве. Вып. 5. — Днепропетровск, 1971. — С. 11—30.
24. *Стороженко В.И.* Вопросы прочности и деформативности связных грунтов при действии циклических нагрузок. Сб. Вопросы геотехники, № 9. М.: Транспорт, 1965. — С. 11—14.
25. *Терцаги К.* Теория механики грунтов. М.: Гос. из-во литературы по строительству архитектуре и строительным материалам, 1961. — С. 44.
26. *Хуан Я.Х.* Устойчивость земляных откосов. М: Стройиздат, 1988. — 236 с.
27. *Цытович Н.А.* Механика грунтов. — М.: Госстройиздат, 1963. — С. 64—120.
28. *Шахуняц Г.М.* Железнодорожный путь. — М. Транспорт, 1987. — С. 287—288.