

УДК 625.8

А. С. Александров

Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет

РАЗВИТИЕ РАСЧЕТА ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ ПО СОПРОТИВЛЕНИЮ ГРУНТОВ СДВИГУ

Предложен модифицированный трехпараметрический критерий Мора — Кулона, в котором третий параметр материала d зависит от значения деформации образца при трехосном сжатии. Разработан способ вычисления угла внутреннего трения φ_ϵ через значение предельного максимального главного напряжения модифицированного критерия, зависящего от параметра d . Установлено, что с увеличением параметра d от 0 до 0,5 значение пересчитываемого угла внутреннего трения φ_ϵ возрастает от 0 до предельной величины φ , которая имеет место при возникновении предельного состояния в критерии Мора — Кулона.

Ключевые слова: критерий Мора — Кулона, угол внутреннего трения, трехосное сжатие.

Введение

Опыт эксплуатации автомобильных дорог показывает, что дорожные одежды накапливают повреждения и дефекты. Поэтому многие специалисты обсуждают недостатки нормативных методов расчета дорожных одежд [1—4]. Нормативный расчет нежесткой дорожной одежды на прочность содержит три критерия, в том числе проверку конструкции по сопротивлению сдвигу в грунте земляного полотна. Этот расчет разработан научной группой А. М. Кривисского и к настоящему времени претерпел несколько модификаций. В стандарте ПНСТ 542—2021 это решение записывается в виде

$$T \leq \frac{T_{\text{lim}}}{K_{\text{str}}}; T = \frac{\sigma_{1N} - \sigma_{3N}}{2 \cdot \cos \varphi_N} - \frac{\sigma_{1N} + \sigma_{3N}}{2} \text{tg } \varphi_N; \quad (1)$$
$$T_{\text{lim}} \leq k_d (c_N + 0,001 \cdot \gamma_{\text{cp}} \cdot z \cdot \text{tg } \varphi_{st}),$$

где T — активное напряжение сдвига от действия транспортных нагрузок, МПа; T_{lim} — предельное напряжение сдвига, МПа; σ_{1N} и σ_{3N} — максимальное и минимальное главные напряжения в расчетной точке от транспортной нагрузки, МПа; φ_N и c_N — угол внутреннего трения и сцепление, значения которых зависят от числа приложений расчетных нагрузок, град. и МПа; k_d — коэффициент, определяемый по ПНСТ 542—2021; γ_{cp} — средневзвешенный вес слоев, расположенных выше проверяемого слоя, кН/м³; z — глубина расположения поверхности проверяемого слоя, см; φ_{st} — угол внутреннего трения при действии статической нагрузки, град.; K_{str} — коэффициент прочности при расчете по сдвигу.

Из анализа формул (1) следует, что активное напряжение сдвига T и его предельное значение T_{lim} вычисляются при различных значениях угла внутреннего трения φ_N и φ_{st} . Это значит, что при вычислении напряжения T углы наклона опасной площадки к главным осям составляют $\alpha = \pi / 4 \pm \varphi_N / 2$, а при расчете предельной величины напряжения сдвига T_{lim} углы наклона

площадки скольжения к главным осям равны $\alpha = \pi / 4 \pm \varphi_{st} / 2$. Величина статического угла внутреннего трения принимается для однократного воздействия нагрузки, т. е. $\varphi_{st} = \varphi_1$. Поэтому при суммарном числе расчетных нагрузок $N > 1$ имеет место неравенство $\varphi_{st} > \varphi_N$. Таким образом, напряжение сдвига T и его предельная величина T_{lim} определены для разных площадок, повернутых к главным осям под различными углами. Значит, в критерии (1) имеет место оперирование с напряжениями, действующими на разных площадках. Тем не менее изменение параметров сопротивления сдвигу c и φ в процессе деформирования грунтового образца в условиях трехосного сжатия следует из построения предельных прямых к кругам напряжений, полученным при различных деформациях [5—9].

На рис. 1 приведены данные испытаний статической и динамической нагрузкой [5—9]. Из графиков, показанных на рис. 1, а и 1, б, следует, что при трехосном сжатии в процессе повышения максимального главного напряжения σ_1 происходит увеличение круга напряжений и возрастание значений сцепления и угла внутреннего трения ν до максимальной величины φ . При этом полагается, что в процессе деформирования образца прочность всестороннему растяжению не изменяется, а точка D является общей для всех предельных прямых.

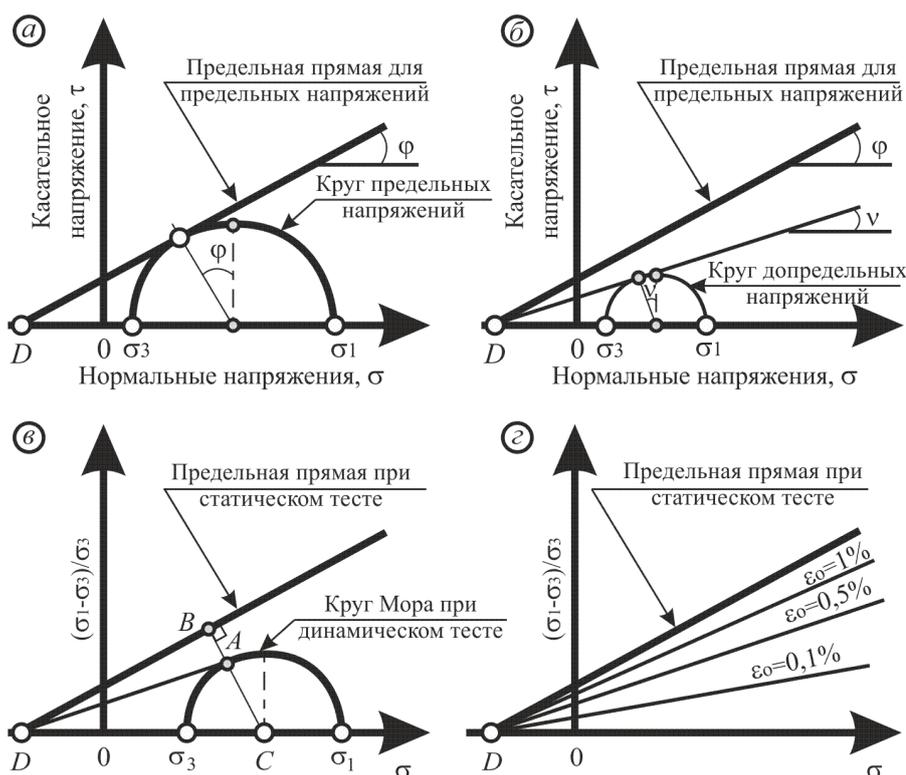


Рис. 1. Результаты трехосных испытаний грунта статической и динамической повторной нагрузкой: а и б — круги Мора и предельные прямые, при предельном и допредельном состоянии грунта [5, 6]; в и г — правила построения предельной прямой [7, 8] и зависимость ее параметров от величины остаточной деформации при испытании повторной нагрузкой [9]

Аналогичное предположение применено для анализа данных динамических трехосных испытаний [7]. На рис. 1, в отображена последовательность определения точек D и A , через которые строят предельную прямую динамического теста. В работе [7] введено понятие уровня динамического напряженного состояния, определяемого отношением циклического напряжения сдвига от повторных нагрузок к статической прочности на сдвиг; согласно рис. 1, в уровень напряженного состояния определяется отношением длин отрезков CA/CB . После определенного количества циклов нагружения рисуются контуры постоянной деформации, как показано на рис. 2, г. Этот подход позволяет оценить отношение постоянной деформации к напряжению, но он не позволяет прогнозировать развитие деформации с учетом количества приложений нагрузки. В работе [10] сообщается, что модель, представленная на рис. 1, в и рис. 1, г, хорошо согласуется с данными трехосных испытаний смеси измельченного долерита с глинистым грунтом.

Рассматривая графики, показанные на рис. 1, г, отметим, что критерием окончания динамического теста служит условие накопления остаточной деформации, имеющей определенное значение ε_{1cr} , величина которой меньше предельной деформации статического теста ε_{lim} , т. е. $\varepsilon_{1cr} < \varepsilon_{lim}$. При таких испытаниях накапливаемая остаточная деформация тем больше, чем выше относительная величина девиатора напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_3$ и число приложенных нагрузок. Все предельные прямые имеют одну общую точку D , ограничивающую сопротивление грунта всестороннему растяжению H ($H = c \cdot \text{ctg } \varphi$). Тем не менее данные экспериментов показывают, что такое изменение параметров критерия Мора — Кулона, как правило, не имеет места. При таких испытаниях с увеличением накопленной деформации величина угла внутреннего трения возрастает, а сцепление может как увеличиваться, так и уменьшаться или иметь постоянное значение [8—11]. Это показано в табл. 1.

Таблица 1

Зависимость сцепления и угла внутреннего трения от деформации образца, накопленной при трехосном испытании [12]

Зернистый материал	Величина параметров критерия Мора — Кулона при разных деформациях									
	$\varepsilon = 0,5\%$		$\varepsilon = 1,0\%$		$\varepsilon = 1,5\%$		$\varepsilon = 2,0\%$		Разрушение	
	φ , град.	c , кПа	φ , град.	c , кПа	φ , град.	c , кПа	φ , град.	c , кПа	φ , град.	c , кПа
GUm	41	2	48	5	50	6	51	5	52	6
GU2	32	14	48	7	54	0	55	0	57	0
GG1	33	6	38	35	48	65	56	55	60	49

Зерновой состав и показатели физико-механических свойств материалов, представленных в табл. 1, приведены в работе [12]. Деформации разрушения образцов для материалов GUm, GU2 и GG1 составили 2,1, 3,7 и 2,4 % соответственно [12, с. 31]. Из анализа данных табл. 1 следует, что величина угла внутреннего трения тем больше, чем больше величина деформации образца. Для сцепления такой зависимости нет. Аналогичные данные получены в работе [13, с. 1327, 1328] для зол и золошлаковых смесей, в том числе активированных минеральными вяжущими. В стандартах РФ сцепление и угол внутреннего трения зависят от числа приложенных нагрузок (табл. 2).

*Зависимость сцепления и угла внутреннего трения суглинков и глин
от относительной влажности и числа нагрузок*

Относительная влажность W / W_L	Сцепление c_N при суммарном числе приложений расчетной нагрузки, кПа					Угол внутреннего трения φ_N при суммарном числе приложений расчетной нагрузки, град.				
	1	10^3	10^4	10^5	10^6	1	10^3	10^4	10^5	10^6
0,60	30	30	16	14	12	24	20	14,5	11	9
0,65	24	19	13	11	9	21	15	11	8	7
0,70	19	13	9	7	6	18	11,5	8,5	6,5	5,5
0,75	15	9	6	5	4	15	10	7,5	5	4
0,80	11	7	5	3	2	13	8	5	3	2,5
0,90	8	4	4	2	1	11,5	6,5	3,5	2,2	2,0

Примечание. W — влажность грунта в расчетный период года; W_L — влажность на границе текучести.

Из анализа данных табл. 2 следует, что значения сопротивления всестороннему растяжению ($H = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$), вычисленные при одной и той же влажности, по мере увеличения числа нагрузок могут как уменьшаться, так и возрастать. Поэтому в основу данных табл. 2 положен иной принцип построения предельной прямой, отличающийся от представленного на рис. 1, б и г. Этот принцип состоит в применении и некотором развитии подходов работ [8, 9, 14]. Суть этого подхода состоит в том, что при динамических трехосных испытаниях разрушение можно рассматривать как достаточно большую величину деформации, развивающейся за один цикл. В настоящее время известно большое количество моделей, связывающих деформацию ε_N , накопленную в результате воздействия повторных нагрузок, с уровнем напряженного состояния, количеством нагрузок N и некоторой деформацией, принимаемой за начальную величину ε_n . В качестве такой начальной деформации берут деформацию, либо возникающую при тех же напряжениях от однократного приложения нагрузки ε_1 , либо накопленную при сравнительно малом числе приложений нагрузки (100 или 200). Отсюда следует, что применение моделей $\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot f(\sigma_1, \sigma_3, N, a, b)$, в которых a и b представляют собой параметры материала, позволяет вычислять деформацию ε_1 при ограничении накопленной деформации ε_N величиной предельной деформации статического теста, например $\varepsilon_N = 15\%$. Тем не менее данный подход неудобен тем, что моделей $\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot f(\sigma_1, \sigma_3, N, a, b)$ большое количество, причем подавляющее большинство моделей является сложной функцией σ_1 и σ_3 , что затрудняет построение кругов напряжений, соответствующих деформации ε_1 . Поэтому данные о величине сцепления и угла внутреннего трения можно получить только для простейших моделей $\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot f(\sigma_1, \sigma_3, N, a, b)$, что и реализовано в табл. 2, в основе которой лежат работы В. Д. Казарновского, В. М. Смирнова, Ю. И. Косарева, Е. А. Петрушина, А. С. Пилипенко. Согласно моделям, показанным на рис. 1, при $\varphi = 0$ предельная прямая совпадает с осью абсцисс (нормальных напряжений). То есть модели, представленные на рис. 1, постулируют, что при $\varphi = 0$ сцепление тоже равно нулю. Отсюда следует, что при малых углах внутреннего трения (см. табл. 2, столбец $N = 10^6$) сцепление

тоже мало. В этом случае напряжение сдвига от временной существенно возрастает, причем настолько, что если расчет по сдвигу выполнить по формулам (1) при значении параметров сопротивления сдвигу, равных φ_N и c_N , то толщина дорожной одежды увеличится в разы. Для компенсации этого недостатка коллектив, создавший расчет по формулам (1), при расчете напряжения сдвига от собственного веса слоев дорожной одежды, расположенных над рассматриваемым элементом, ввел статический угол внутреннего трения φ_{st} и принял, что при расчете таких напряжений земляное полотно испытывает гидростатическое сжатие, при котором коэффициент бокового давления ξ равен 1. Заметим, что известно два пути определения коэффициента бокового давления. В первом случае, принятом в формулах (1), $\xi = 1$ тогда, когда коэффициент Пуассона μ составляет 0,5. Во втором случае (гипотезы Ж. Биареза, М. Болтона, Ж. Жаки и других специалистов) $\xi = 1$ тогда, когда $\varphi = 0$. Второй случай демонстрирует еще один недостаток метода расчета по формулам (1). Этот недостаток состоит в том, что $\varphi_{st} \gg 0$, а значит, грунт этого элемента в состоянии гидростатического сжатия не находится. Отсюда следует, что расчет по формулам (1) ошибочен и нуждается в совершенствовании.

Методы и материалы

Анализ данных рис. 1, в и з показывает, что при определении сопротивления сдвигу возможен и другой подход. Суть этого подхода состоит в изменении точки, относительно которой происходит вращение предельной прямой. Очевидно, что на рис. 1 везде в качестве точки вращения предельной прямой принята точка D, но в качестве такой точки можно принять точку на другой оси, являющуюся либо полным сцеплением c , либо сцеплением связности c_w , применяемом в теории Н. Н. Маслова, либо остаточным сцеплением c_r . Основные уравнения предельного состояния, включающие указанные нами сцепления, приведены в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Уравнения критерия Мора — Кулона

Критерий	Уравнение предельной прямой	Уравнение предельного состояния в главных напряжениях
Мора — Кулона	$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \cos \varphi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{tg} \varphi = c$
Н. Н. Маслов	$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c_c + c_w$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \cos \varphi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{tg} \varphi = c_c + c_w$
Остаточная прочность, метод «плашка по плашке»	$\tau_r = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_r + c_r$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \cos \varphi_r} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{tg} \varphi_r = c_r$

Из анализа данных табл. 3 следует, что Н. Н. Маслов полагал, что сцепление грунта c следует представить двумя составляющими. Структурное сцепление c_c необратимо, оно исчезает в процессе деформирования. Сцепление связности c_w является остаточной частью полного сцепления, оно восстанавливается с течением времени после разрушения образца. Угол внутреннего трения φ , по Н. Н. Маслову, остается постоянным. То есть в образце имеет

место только пара наиболее опасных площадок, наклоненных к главным осям под углами $\alpha_1 = \pi / 4 - \varphi / 2$ и $\alpha_3 = \pi / 4 + \varphi / 2$. Уравнение Н. Н. Маслова было модифицировано в уравнение остаточной прочности, в котором изменяется как сцепление $c_w \leq c_r < c$, так и угол внутреннего трения $\varphi_r < \varphi$. Анализ уравнений предельного состояния (см. табл. 3) показывает, что при $\varphi = 0$ ($\cos 0 = 1$, $\operatorname{tg} 0 = 0$) эти уравнения принимают вид уравнений третьей теории прочности, в которой максимальное касательное напряжение $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ уравнивается либо полным сцеплением, либо его частью — остаточным сцеплением или сцеплением связности. Эта особенность отличает классические уравнения табл. 3 от предпосылок, положенных в основу моделей, показанных на рис. 1.

Наиболее очевидным способом модификации уравнений табл. 3 является обоснование предельной деформации образца $\varepsilon_{1\lim}$ при трехосных испытаниях. Для такого обоснования полезны результаты экспериментальных исследований, опубликованных в работах [15, 16]. Авторы этих работ установили, что начало формирования площадок скольжения в образце при трехосном сжатии соответствует осевой деформации $\varepsilon_1 = 8\%$. При такой деформации в образце начинается локализация деформаций вдоль площадок скольжения, которые становятся едва видны на боковых гранях образца. При дальнейшем деформировании локализация деформаций нарастает, а ширина охвата будущей плоскости разрушения достигает десяти средних размеров частиц грунта. При деформировании образца на величину $\varepsilon_1 = 12\%$ площадки скольжения сформированы полностью и отчетливо просматриваются по двум диагоналям образца. Дальнейшее деформирование протекает при сформированных площадках скольжения, а деформация образца нарастает нелинейно относительно девиатора напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)$ и к окончанию теста может достигать 20%. Значит, при условии недопущения образования площадок скольжения предельную деформацию необходимо принимать $\varepsilon_{1\lim} = 8\%$, а для недопущения деформаций течения образца предельная величина должна составлять $\varepsilon_{1\lim} = 12\%$. Поэтому изменение величины предельной деформации в опытах по трехосному сжатию можно рассматривать как один из вариантов определения значений угла внутреннего трения и сцепления. Тем не менее отметим, что такие экспериментальные исследования сопровождаются определенными проблемами. Главная из этих проблем состоит в том, что изготовить абсолютно одинаковые образцы грунта невозможно. Вследствие этого, проведя испытания грунта до предельной деформации 15% и записав данные о напряжениях через каждый 1% деформации, мы столкнулись с тем, что при построении кругов предельных напряжений при различных деформациях (8%, 9%, 10...15%) размеры этих кругов изменяются непропорционально. В этом случае изменяется как угол внутреннего трения, так и сцепление, но с уменьшением предельной деформации угол внутреннего трения тоже уменьшался, а сцепление грунта как уменьшалось, так и увеличивалось или оставалось постоянным. То есть мы натолкнулись на проблему, описанную нашими зарубежными коллегами для трехосных динамических тестов [12, 13]. Кроме того, трехосные консолидированные недренированные испытания требуют достаточно длительного времени. Это связано с тем, что для статистической обработки данных эксперимента необходимо иметь выборку из шести пар

значений c и φ . Для определения каждой пары нужно испытать как минимум три образца. Значит, для определения расчетных значений параметров сопротивления сдвигу нужно испытать 18 образцов из одного и того же грунта, имеющих одинаковое состояние по плотности влажности. Время, затрачиваемое на испытание одного образца, состоит из периодов, необходимых для реконсолидации образца методом восстановления фазового состава, водонасыщения противодавлением, а также самого испытания. Выполнив испытания, мы убедились, что время, затрачиваемое на испытание одного образца, составляет трое суток, а в ряде случаев и более. Имея в своем распоряжении один измерительно-вычислительный комплекс АСИС, мы провели испытания 36 образцов за период времени, составляющий полгода.

Выполнив анализ научных работ и учтя свой опыт в трехосных испытаниях грунтов, мы пришли к выводу, что необходимо искать иной путь адаптации критерия Мора — Кулона к расчету грунтов земляного полотна. Отсюда вытекает цель нашей работы, состоящая в разработке модифицированного критерия Мора — Кулона, в котором угол внутреннего трения зависит от деформации образца, приобретенной им в процессе трехосного сжатия, и требуемой для ее достижения величины максимального главного напряжения. В этом случае угол внутреннего трения из статичного параметра превращается в параметр, зависящий от относительной величины, представляющей собой отношение деформации, принимаемой в качестве условного предельного значения ε_1 ($\varepsilon_1 = 8...15\%$), к стандартной предельной деформации в опытах по трехосному сжатию ε_{1lim} ($\varepsilon_{1lim} = 15\%$). Вторым требованием к этому критерию мы выдвигаем возможность вычисления углов внутреннего трения при деформации $\varepsilon_1 / \varepsilon_{1lim} \leq 1$ с использованием параметров предельной прямой и предельных кругов напряжений, полученных при разрушении образца или достижении предельной деформации ε_{1lim} .

В работе [17] нами получен трехпараметрический критерий пластичности. Этот критерий имеет следующий вид:

$$\frac{1}{2} \left[\sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^d - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d \sigma_3 \right] \leq c. \quad (2)$$

Критерий (2) связывает две классические теории прочности. В случае если параметр d принимает наибольшее предельное значение 0,5, то неравенство (2) приобретает вид оригинального двухпараметрического критерия прочности Мора — Кулона, записанного по одной из известных форм [18]. Если параметр d принимает наименьшее предельное значение, т. е. $d = 0$, то неравенство (2) приобретает вид третьей теории прочности, в которой параметром грунта является сцепление. Такой критерий приводится в работе В. В. Соколовского [19] для идеально связанного грунта.

Из анализа неравенства (2) следует, что угол наклона предельной прямой к оси абсцисс регулируется как углом внутреннего трения φ , так и величиной параметра d . Значит, через параметр d можно вычислить угол внутреннего трения в двухпараметрическом критерии. Для этого неравенство (2) запишем в виде уравнения предельного состояния и выразим предельную величину максимального главного напряжения σ_{1lim} . Сделав это, получим:

$$\sigma_{1\text{lim}} = 2 \cdot c \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^{2 \cdot d} \sigma_3. \quad (3)$$

В формуле (3) сцепление и угол внутреннего трения соответствуют величинам, полученным в опытах по трехосному сжатию при разрушении образца или достижении деформацией своей предельной величины ($\epsilon_{1\text{lim}} = 15\%$). Из анализа условия (3) следует, что с уменьшением величины параметра d при неизменных значениях c , φ и σ_3 предельная величина максимального главного напряжения $\sigma_{1\text{lim}}$ уменьшается. Наш вывод подтверждается результатами расчета (табл. 4).

Таблица 4

Предельные максимальные главные напряжения

Характеристика		Величина			
Минимальное главное напряжение σ_3 , кПа		50	100	150	200
Угол внутреннего трения φ , град.		20	20	20	20
Сцепление c , кПа		30	30	30	30
Предельная величина максимального главного напряжения, вычисленная по формуле (10), кПа, при	$d = 0,5$	187,7	289,7	391,6	493,6
	$d = 0,4$	168,2	256,7	345,1	433,5
	$d = 0,3$	151	227,7	304,4	381
	$d = 0,2$	135,7	202,2	268,7	335,2
	$d = 0,1$	122,1	179,8	237,4	295,1
	$d = 0$	110	160	210	260

По данным табл. 4 построим семейства кругов предельных напряжений. Для удобства размещения таких кругов на рисунке примем значение минимального главного напряжения $\sigma_3 = 50$ кПа (круги первого семейства) и $\sigma_3 = 200$ кПа (круги второго семейства). Для построения кругов предельных напряжений примем три значения параметра d ($d = 0,5$; $d = 0,3$ и $d = 0$). Круги напряжений и предельные кривые к ним приведены на рис. 2, из анализа которого следует, что каждой паре кругов предельных напряжений соответствует своя предельная прямая, характеризуемая определенным значением угла внутреннего трения φ_ϵ .

Тогда многообразие предельных состояний описывается уравнением

$$\frac{1}{2} \left(\sigma_1 \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_\epsilon}{1 + \sin \varphi_\epsilon}} - \sigma_3 \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_\epsilon}{1 - \sin \varphi_\epsilon}} \right) = c. \quad (4)$$

Уравнение (4) тождественно уравнению критерия Мора — Кулона тогда, когда угол внутреннего трения φ_ϵ является функцией параметра d . Эту функцию можно получить опираясь на традиционные формулы:

$$\varphi = \arctg \frac{N-1}{2\sqrt{N}}, \quad N = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sigma_{3i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}, \quad (5)$$

где i и n — номер и общее количество опытов по определению параметров сопротивления сдвигу; σ_{1i} и σ_{3i} — предельное максимальное главное напряжение и заданное минимальное главное напряжение в i -м опыте, кПа.

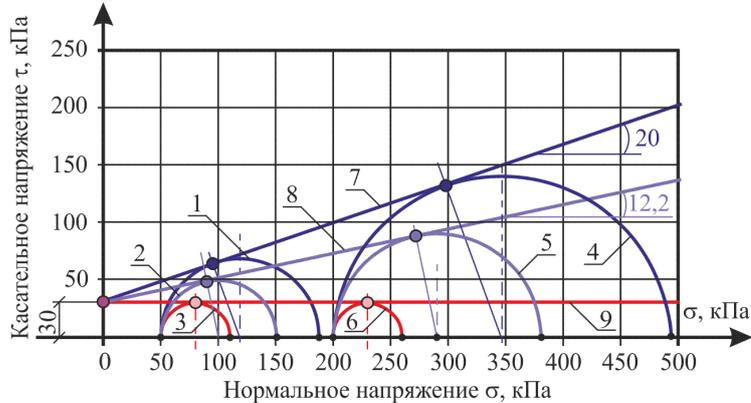


Рис. 2. Круги предельных напряжений по данным табл. 4: 1—3 — круги предельных напряжений при $\sigma_3 = 50$ кПа и $d = 0,5; 0,3$ и 0 ; 4—6 — круги предельных напряжений при $\sigma_3 = 200$ кПа и $d = 0,5; 0,3$ и 0 ; 7—9 — предельные прямые

Подставив во вторую формулу (5) выражение (3), получим зависимость параметра N_ε от величины параметра d . Эта зависимость имеет вид

$$N_\varepsilon = \frac{n \sum_{i=1}^n \left[2 \cdot c \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^{2d} \sigma_3 \right] \sigma_{3i}}{n \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2} - \frac{\sum_{i=1}^n \left[2 \cdot c \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^{2d} \cdot \sigma_3 \right] \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}. \quad (6)$$

Применяя первую из формул (5), находим угол внутреннего трения φ_ε :

$$\varphi_\varepsilon = \arctg \frac{\operatorname{tg} N_\varepsilon - 1}{2 \sqrt{\operatorname{tg} N_\varepsilon}}. \quad (7)$$

Выполненные нами эксперименты показали, что величина параметра d связана с деформацией образца, приобретенной им при трехосном сжатии. В результате статистической обработки результатов испытаний суглинка легкого получены формулы, связывающие среднее значение параметра d , а также его минимальное d_{\min} и максимальное d_{\max} значения, ограничивающие

доверительный интервал, с относительной деформацией образца $\varepsilon_1 / \varepsilon_{1\text{lim}}$, варьирующейся в пределах от 0,5 до 1,0.

$$d_{\text{max}} = 1,3689 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{1\text{lim}}} - 0,6882 \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{1\text{lim}}} \right)^2 - 0,1807. \quad (8)$$

Результаты

Применение формул (6) и (7) позволяет вычислять значения угла внутреннего трения грунта при величине параметра d , изменяющегося в пределах $0 \leq d \leq 0,5$. Для этого нужно задать значения минимального главного напряжения σ_3 , которые можно принять в диапазоне, рекомендуемом ГОСТ 12248.3—2020. Также нужно задаться значениями сцепления и угла внутреннего трения, которые можно принять либо по данным нормативной литературы, либо по данным трехосных испытаний, выполненных до разрушения образца или до достижения им предельной деформации. Результаты расчета представлены на рис. 3.

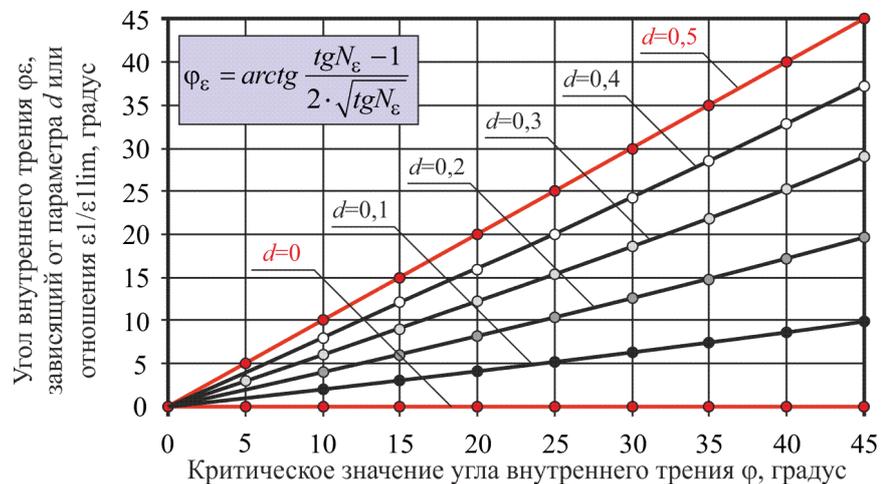


Рис. 3. Результаты расчета угла внутреннего трения φ_ε , выполненные по формулам (6) и (7) при $\sigma_3 = 5; 10; 15; 20$ и 25 кПа и при $d = 0,5; 0,4; 0,3; 0,2; 0,1$ и 0

При расчете значений угла внутреннего трения φ_ε , представленных на рис. 3, сцепление задано значением 20 кПа, а критическое значение угла внутреннего трения φ варьировали в диапазоне $0 \dots 45$ град. Из анализа данных рис. 3 следует, что значения угла внутреннего трения φ_ε , вычисленные по формулам (6) и (7) при $d = 0,5$, совпадают со значениями угла внутреннего трения φ , подставляемыми в формулу (6) для вычисления параметра N_ε . При значениях параметра d , изменяющегося в диапазоне $0 < d < 0,5$ угол внутреннего трения φ_ε меньше критического значения φ . При $d = 0$ угол внутреннего трения φ_ε равен нулю при любом критическом значении угла φ .

Рассматривая правила определения сцепления по ГОСТ 12248.3—2020, отметим, что расчет этой характеристики, выполненный по формулам, регламентируемым этим стандартом, показал, что во всех расчетах $c = 20$ кПа. Из этого следует, что в уравнении предельного состояния (4) сцепление всегда

постоянно, а величина угла внутреннего трения зависит от параметра d , а равно от относительной предельной деформации $\varepsilon_1 / \varepsilon_{1lim}$. Также укажем, что в уравнении (4) сцепление можно представить как полной величиной, так и его остаточным значением, которое стремится к сцеплению связности Н. Н. Маслова. Поэтому предложенный нами метод вычисления угла φ_ε можно рассматривать как модификацию критерия пластичности Н. Н. Маслова.

Величину сцепления грунта можно принимать по данным табл. 2. Величину угла внутреннего трения следует вычислять по предлагаемому методу, используя в качестве наибольших значений величину угла внутреннего трения, соответствующую однократному приложению нагрузки. Тогда табл. 2 примет вид табл. 5.

Таблица 5

Предлагаемые значения сцепления и угла внутреннего трения суглинков и глин для расчета по сопротивлению сдвигу в грунте

Влажность W / W_L	Сцепление c_N при суммарном числе приложенных нагрузки, кПа					Угол внутреннего трения φ_ε , град., при величине относительной деформации $\varepsilon_1 / \varepsilon_{1lim}$ или параметра d					
	1	10^3	10^4	10^5	10^6	$\varepsilon_1 / \varepsilon_{1lim} = 1$	0,61	0,46	0,33	0,23	0,15
						$d = 0,5$	0,4	0,3	0,2	0,1	0
0,60	30	30	16	14	12	24	19,4	14,7	9,8	4,9	0
0,65	24	19	13	11	9	21	16,9	12,8	8,6	4,3	0
0,70	19	13	9	7	6	18	14,5	10,9	7,3	3,7	0
0,75	15	9	6	5	4	15	12	9,1	6,1	3	0
0,80	11	7	5	3	2	13	10,4	7,8	5,2	2,6	0
0,90	8	4	4	2	1	11,5	9,2	6,9	4,6	2,3	0

Данные, предложенные нами в табл. 5, можно использовать при расчете дорожных конструкций. При таких расчетах сцепление грунта следует принимать в зависимости от величины относительной влажности W / W_L и суммарного числа приложенных расчетных нагрузок, т. е. точно так же, как это принято делать по рекомендациям нормативных документов и стандартов. Значение угла внутреннего трения необходимо назначать в зависимости от относительной влажности W / W_L и требуемой величины параметра d . Эту требуемую величину можно вычислить в зависимости от требуемой предельной относительной деформации, например по формуле (8).

Заключение

Предлагаемую зависимость угла внутреннего трения φ_ε от значения третьего параметра d , являющегося функцией относительной деформации образца $\varepsilon_1 / \varepsilon_{1lim}$, можно использовать для модификации расчета дорожной одежды по сопротивлению сдвигу. В качестве критерия расчета воспользуемся неравенством, предложенным А. М. Кривисским, которое при замене полного сцепления c на остаточное c_N имеет вид

$$T_\sigma + T_\gamma \leq K \cdot c_N, \quad (9)$$

где T_σ и T_γ — активные напряжения сдвига от транспортной нагрузки и веса материалов конструктивных слоев, расположенных выше рассчитываемого элемента дорожной конструкции, МПа; K — коэффициент, учитывающий негативное влияние подвижной нагрузки и погодных-климатических факторов.

Активные напряжения сдвига T_σ и T_γ определяются как эквивалентное напряжение критерия Мора — Кулона, в котором значение угла внутреннего трения φ_ε определяется в зависимости от величины параметра d :

$$\begin{aligned} T_\sigma &= \frac{1}{2} \left(\sigma_1 \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_\varepsilon}{1 + \sin \varphi_\varepsilon}} - \sigma_3 \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_\varepsilon}{1 - \sin \varphi_\varepsilon}} \right); \\ T_\gamma &= \frac{1}{2} \left(\sigma_{1\gamma} \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_\varepsilon}{1 + \sin \varphi_\varepsilon}} - \sigma_{3\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_\varepsilon}{1 - \sin \varphi_\varepsilon}} \right), \end{aligned} \quad (10)$$

где $\sigma_{1\gamma}$ и $\sigma_{3\gamma}$ — главные напряжения от действия веса материалов конструктивных слоев, расположенных над рассчитываемым элементом конструкции, МПа.

При определении величины параметра d от деформации грунта в наиболее опасной точке нужно учитывать, что формирование площадок сдвига в образце при его тестировании трехосным сжатием происходит в диапазоне относительной деформации $0,5 \leq \varepsilon_1 / \varepsilon_{1\text{lim}} \leq 0,8$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Малофеев А. Г., Голубенко В. В. Анализ назначения прочностных характеристик материалов конструктивных слоев нежестких дорожных одежд // Вестн. Волгогр. гос. архитектур.-строит. ун-та. Сер. : Стр-во и архитектура. 2020. Вып. 4(81). С. 84—95.
2. Алексиков И. С., Курдюкова Л. Е., Алексиков С. В. Прогнозирование физико-механических свойств грунтов земляного полотна // Вестн. Волгогр. гос. архитектур.-строит. ун-та. Сер. : Стр-во и архитектура. 2008. Вып. 12. С. 51—53.
3. Aleksikov S. V. Analysis of Design Parameters of Highway Subgrade Soils in Southern Russia // Procedia Engineering. 2nd International Conference on Industrial Engineering, ICIE 2016. Vol. 150. Elsevier Ltd., 2016. Pp. 1729—1732.
4. Влияние жесткости основания на напряжения в конструктивных слоях дорожной одежды / С. В. Алексиков и др. // Вестн. Волгогр. гос. архитектур.-строит. ун-та. Сер. : Стр-во и архитектура. 2021. Вып. 4(85). С. 97—105.
5. Богомолова О. А., Жиделев А. В. Определение угла наклона наиболее вероятной площадки разрушения в точке грунтового массива // Construction and Geotechnics. 2020. Т. 11. № 1. С. 20—29.
6. The Triaxial Test of Polypropylene Fiber Reinforced Fly Ash Soil / Lihua Li et al. // Materials. 2022. No. 15. P. 3807.
7. Gerrard C. M., Morgan J. R., Richards B. G. An approach to the design of flexible pavements for Australian conditions // Australian Road Research Report. 1975. Vol. 5. No. 8. Pp. 42—59.
8. Lekarp F., Dawson A. Analysis of permanent deformation behaviour of unbound granular materials // Processing International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads. New Brunswick, Canada. 1997.
9. Lekarp F., Dawson A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials // Construction and Building Materials. 1998. Vol. 12. No. 1. Pp. 9—18.
10. Barret J. R., Smith D. M. Stress History Effects in Base Course Materials. Australian Road Research Report, 1976. Pp. 30—39.
11. Kolisoja P., Vuorimies N. Assessment of the effect of seasonal variations on the unbound materials of low volume roads by laboratory testing // Proc. of the 6th International Symposium on Pavements unbound (UNBAR 6), July 6—8, 2004, Nottingham, England. Pp. 13—26.

12. Shear strength and permanent deformation of unbound aggregates used in Brazilian pavements / W. P. Nunez et al. // Proc. of the 6th International Symposium on Pavements unbound (UNBAR 6), July 6—8, 2004, Nottingham, England. Pp. 27—37.
13. Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction / F. Becquart et al. // Waste Management. 2009. Vol. 29. Pp. 1320—1329.
14. *Lekarp F., Richardson I., Dawson A.* Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials // Transportation Research Record. 1996. Vol. 1547. Pp. 68—75.
15. Three-dimensional elasto-viscoplastic strain localization analysis of water-saturated clay / Y. Higo et al. // Journal Philosophical Magazine. 2006. Vol. 86(21—22). Pp. 3205—3240.
16. Strain localization of rectangular clay specimen under undrained triaxial compression conditions / F. Oka et al. // Proceedings of The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sept. 12—16, Osaka, Japan. Pp. 841—844.
17. *Александров А. С.* Анализ методов расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу в грунте // Вестн. СибАДИ. 2021. № 5(18). С. 576—613.
18. *Craig R. F.* Soil Mechanics. 7th ed. Department of Civil Engineering, University of Dundee, UK. Published by Taylor & Francis e-Library, London and New York, 2004. 447 p.
19. *Соколовский В. В.* Статика сыпучей среды. М. : Изд-во физ.-мат. лит., 1960. 242 с.

© Александров А. С., 2023

Поступила в редакцию
в декабре 2022 г.

Ссылка для цитирования:

Александров А. С. Развитие расчета дорожной одежды по сопротивлению грунтов сдвигу // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2023. Вып. 1(90). С. 93—105.

Об авторе:

Александров Анатолий Сергеевич — канд. техн. наук, доц., Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ). Российская Федерация, 644080, Омск, пр-т Мира, 5; alexsandrov00@mail.ru

Anatolii S. Aleksandrov

Siberian State Automobile and Highway University

DEVELOPMENT OF THE CALCULATION OF THE PAVEMENT FOR SOIL SHEAR RESISTANCE

A modified three-parameter Mohr — Coulomb criterion is proposed, in which the third parameter of the material d depends on the value of the deformation of the sample under triaxial compression. A method has been developed for calculating the internal friction angle φ_e through the value of the maximum maximum main stress of the modified criterion depending on the parameter d . It is established that with an increase in the parameter d from 0 to 0.5, the value of the recalculated internal friction angle φ_e increases from 0 to the limiting value φ , which occurs when the limiting state occurs in the Mohr — Coulomb criterion.

Key words: Mohr — Coulomb criterion, angle of internal friction, triaxial compression.

For citation:

Aleksandrov A. S. [Development of the calculation of the pavement for soil shear resistance]. *Vestnik Volgogradskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura* [Bulletin of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Civil Engineering and Architecture], 2023, iss. 1, pp. 93—105.

About author:

Anatolii S. Aleksandrov — Candidate of Engineering Sciences, Docent, Siberian State Automobile and Highway University. 5, Mira Ave., 644080, Omsk, Russian Federation; alexsandrov00@mail.ru