

Оценка устойчивости оснований при фильтрационной консолидации

Соболевский Сергей Владимирович, кандидат технических наук
Белорусский национальный технический университет (г. Минск)

Отечественный и иностранный опыт строительства автомобильных дорог и транспортных сооружений на слабых водонасыщенных и биогенных грунтах имеет свою историю и заслуживает особого внимания в отношении мероприятий по упрочнению и методам расчета, которые напрямую связаны с методами определения прочностных свойств грунтов.

В практике строительства и реконструкции существует необходимость определения прочности водонасыщенных оснований в период возведения насыпей автодорог и сооружений, а также контроль устойчивости оснований после завершения процесса консолидации при стабилизированных значениях осадок. При этом, если будет обеспечена устойчивость сооружения в период послойного нагружения, за счет повышения прочностных свойств грунтов при правильно заданном режиме приложения нагрузки, то устойчивость при стабилизации осадок будет обеспечена. И дальнейшие расчеты устойчивости заключаются в оценке совместной работы сооружение-основание при эксплуатационных нагрузках. Однако вопрос о назначении темпов возведения сооружений в практике остается открытым. Предлагаемые методы расчета в полной мере не могут быть использованы из-за отсутствия отработанных методов определения прочностных параметров в нестабилизированном состоянии, а также отсутствия измерительной, приборной базы в проектных организациях. В конечном итоге величины ступеней и интервалы между ступенями возведения сооружений определяются исходя из опыта строительства на структурно неустойчивых грунтах. При этом существуют в практике технологические перерывы, рассчитываемые на период окончания фильтрационной консолидации на отдельной ступени, или же при остаточных поровых давлениях равных 10%-15% от прилагаемой ступени нагрузки.

Таким образом, необходимо разработать методику определения параметров прочности биогенных грунтов и подтвердить применяемые теоретические решения.

Постановка задачи

Процесс уплотнения водонасыщенных оснований при ступенчатом нагружении в целом характеризуется нелинейной зависимостью осадки от прикладываемой нагрузки (рис. 1). Однако на ступенях нагрузки, как показывают компрессионные испытания (рис.2), процесс фильтрационной консолидации можно представить в виде линейной зависимости между деформациями и действующими напряжениями. Величины мгновенных осадок, протекающие при росте поровых давлений на отдельных ступенях, происходят в период нагружения и учитываются при расчете общей осадки основания.

Напряженное состояние элементарного объема грунта на участке линейной зависимости деформаций и действующих напряжений отдельной ступени характеризуется поровым давлением (коэффициентом восприятия $\beta = P_w/P$) при определенной плотности влажности.

Следовательно, при решении задачи в период фильтрационной консолидации правомерно использовать решения для линейно деформируемой среды с учетом перераспределения давления между скелетом грунта и поровой жидкостью на отдельных ступенях.

При решении задачи напряженного состояния используются известные уравнения:

- равновесия водонасыщенного элементарного объема,
- неразрывности скелета грунта,
- неразрывности поровой жидкости,
- при граничных условиях на поверхности нагружения, учитывающих распределение внешней нагрузки между скелетом грунта и водой. Формулы напряжений в конечном виде для равномерно-распределенной нагрузки [1, с.105-112]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \right\} = \alpha \frac{P}{\pi} \left[\arctg \frac{2by}{x^2+y^2-b^2} + \mu\pi \right] \mp \\ \mp y \left(\frac{x+b}{(x+b)^2+y^2} - \frac{x-b}{(x+b)^2+y^2} \right) \mp \beta \frac{P}{\pi} y \left(\frac{x+b}{(x+b)^2+y^2} - \right. \quad (1) \\ \left. - \frac{x-b}{(x-b)^2+y^2} \right); \end{aligned}$$

$$\tau_{xy} = \frac{P}{\pi} y \left(\frac{y}{(x-b)^2+y^2} - \frac{y}{(x-b)^2+y^2} \right);$$

$$H = \beta \frac{P}{\pi\gamma} \left(\arctg \frac{2by}{x^2+y^2-b^2} + \mu\pi \right).$$

где: $2b$ -ширина равномерно-распределенной нагрузки P ;

μ - постоянная величина определяемая: для $y = 0$: $\mu = 1$ при $-b \leq x \leq b$, $\mu = 0$ при $|x| > b$

для $y = 0$: $\mu = 1$ при $x^2 + y^2 - b^2 < 0$, $\mu = 0$ при $x^2 + y^2 - b^2 > 0$;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - соответственно нормальные и касательные напряжения.

$H = P_w/\gamma$ - фильтрационный напор порового давления жидкости.

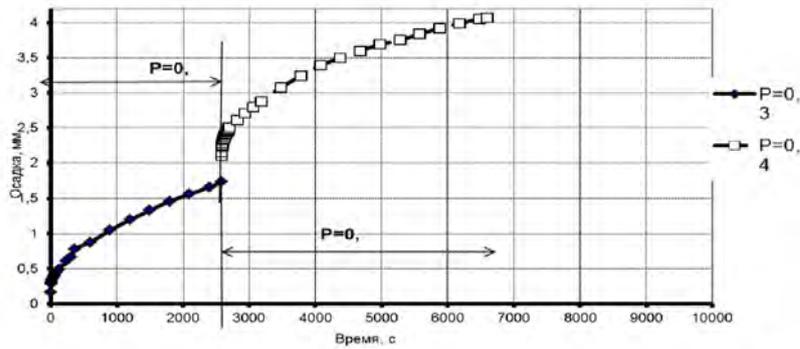


Рис.1. Изменение осадки образца во времени при различных ступенях нагрузки (разгрузка порового давления до $0.2P$ ($P=0,03$ МПа и $P=0,04$ МПа).

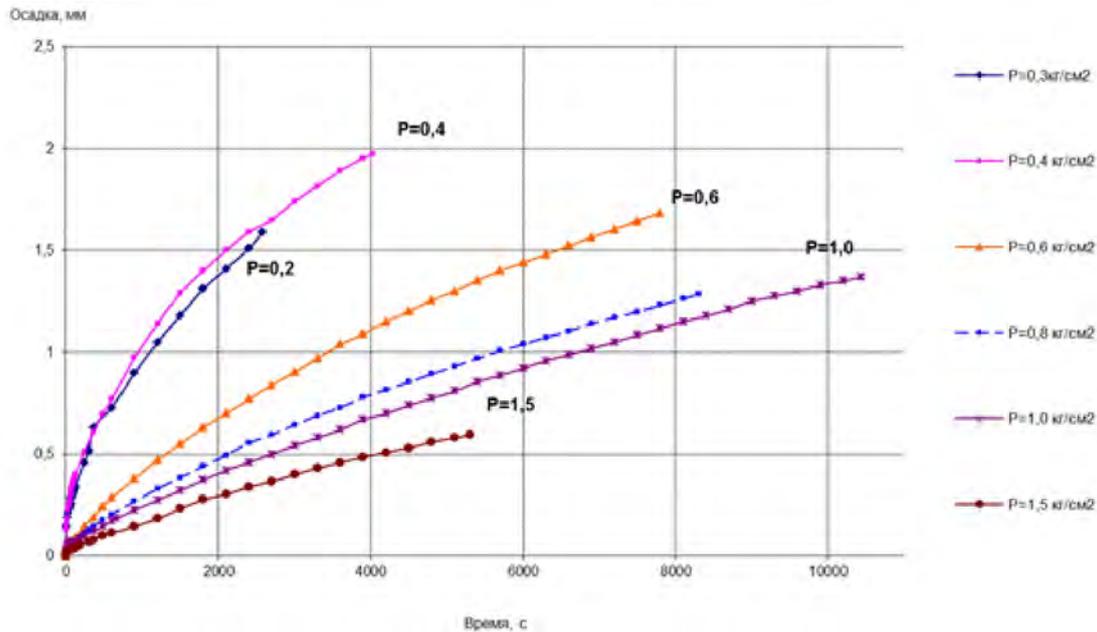


Рис. 2. Осадка во времени на отдельных ступенях нагрузки в компрессионном опыте (при $P_w = 0,2P$ и $P = 0,2 - 0,15$ МПа)

При оценке устойчивости водонасыщенных оснований принимается смешанная модель теории пластичности и теории линейно-деформируемой среды, включающая в себя уравнение пластичности:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - C \cos \varphi,$$

помимо ранее перечисленных уравнений.

Смешанная модель водонасыщенного основания применяется при ограничении областей пластических деформаций, в предположении того, что основная область грунта под возводимым сооружением уплотняется при линейной зависимости деформаций и напряжений.

При распространении областей разрушения на всю область подошвы сооружения расчет напряжений методами теории упругости недопустим. В данных случаях используется метод теории предельного равновесия.

На преимущество использования смешанного метода линейно-пластических решений указывает Казарновский В.Д.[2,с. 5]

В данной постановке задачи решение задачи устойчивости сводится к определению безопасной нагрузки на основание, исключающей образование областей пластических деформаций.

$$P_{кр} = \frac{\pi(C \operatorname{ctg} \varphi + \gamma d)}{\frac{\sin(\arccos(\alpha \sin \varphi))}{\sin \varphi} - \alpha \arccos(\alpha \sin \varphi)} + \gamma d \quad (2)$$

где C, φ - параметры прочности грунта определяемые по методике быстрого неконсолидированного сдвига;

$\alpha = 1 - \beta$, β - соответственно коэффициент долевого восприятия скелетом грунта (α) и поровой жидкостью (β) внешней нагрузки P на поверхности водонасыщенного основания.

Коэффициент β определяется по результатам компрессионных (или стабилометрических) испытаний с измерением порового давления P_w в приборе: $\beta = \frac{P_w}{P}$.

Учитывая то, что требование отсутствия зон пластических деформаций в основании сооружения за пределами его подошвы является жестким, в практике строительства рекомендуют определять нагрузку, регламентирующую распространение областей на глубину равную четверти ширины загрузки или менее, в зависимости от плановых размеров сооружений. Обеспечивается уплотнение основания под подошвой сооружения без образования зон пластических деформаций, т.е. при линейной зависимости между напряжениями и деформациями уплотнения под подошвой обеспечивается гарантированное повышение прочностных параметров грунта [3, с. 219].

$$P_{\text{нормативное}} = \frac{\pi(0,25 * 2b + C \operatorname{ctg} \varphi + \gamma d)}{\frac{\sin(\arccos(\alpha \sin \varphi))}{\sin \varphi} - \alpha \arccos(\alpha \sin \varphi)} + \gamma d \quad (3)$$

Входящие в формулы (2)(3) параметры прочности грунта C , φ должны определяться по методике, учитывающей скорость загрузки основания и условия дренирования.

Методика проведения экспериментов

Исследования прочностных свойств сапропелей, отобранных в регионе озера Нарочь, проводились в условиях незавершенного уплотнения (неконсолидированные не дренированные испытания) ступенчатой нагрузкой, что соответствует условиям послойного возведения насыпей.

Ступени нагрузки задавали через 0,01 МПа, что соответствует нагрузке от насыпи слоя торфа примерно 1 м.

На каждой ступени нагрузка выдерживалась до рассеивания порового давления до определенной в данной серии величины 0,2Р; 0,3Р; 0,4Р; 0,6Р.

Сначала исследования проводились в компрессионном приборе (D=10 см, h=4,5 см) оборудованном датчиком порового давления и индикатором осадки, позволяющим фиксировать величину порового давления в любой момент времени и осадку образца.

В компрессионном приборе в каждой серии вертикальную нагрузку доводили до 0,3МПа, после чего из образца полученного кольцом с $F=40 \text{ см}^2$ вырезали новый образец, помещали его в сдвиговой прибор и при той же конечной нагрузке 0,3МПа проводили быстрый сдвиг. Сдвиговой прибор также оборудован датчиком порового давления, что позволяло и в процессе сдвига наблюдать за изменением порового давления.

Однако, перегрузка образца из прибора в прибор, дополнительное выдерживание его под максимальной нагрузкой до величин порового давления заданного уровня вносит ряд неопределенностей в трактовку результатов экспериментов.

Поэтому после проведения параллельных опытов в компрессионном и сдвиговом приборе и анализа данных по компрессии в них (ход изменения порового давления и осадок) считаем возможным заданную компрессию проводить в сдвиговом приборе, что позволяет в дальнейшем сдвигать его без каких-либо нарушений.

В сдвиговых приборах проведено 60 опытов.

Исследуемые сапропели позволили провести серию опытов при уплотнении с рассеиванием порового давления до 20,30 и 40 % от действующей нагрузки. При этом образцы сдвигали при вертикальных нагрузках 0,02; 0,04; 0,06; 0,08; 0,1 и 0,15 МПа. В основной серии опытов (51 опыт) ступени вертикальной нагрузки составляли 0,01МПа, а скорость горизонтального нагружения при сдвиге - 0,0025МПа каждые 5 с.

Шесть опытов провели при ступенях вертикального нагружения 0,02 МПа, что соответствует отсыпке на слабое основание примерно метрового слоя песка (т.е. более интенсивное нагружение основания).

Несколько опытов было проведено при различной скорости горизонтальной нагрузки при сдвиге: 0,0025 МПа через 5 с, через 10 с, через 20 с и через 30 с. — чтобы оценить влияние скорости сдвига на получаемые результаты. Данные экспериментов обрабатывались для различных темпов возведения сооружений. Критерием задания темпа возведения является остаточное поровое давление и обеспечение несущей способности основания. Рассматривались три варианта по остаточному поровому давлению: $P_w = 0,2P$; $P_w = 0,3P$; $P_w = 0,4P$. Для заданных вариантов были произведены компрессионные испытания для определения значений коэффициентов восприятия β (рис.3) на различных ступенях нагрузки и сдвиговые испытания с замером порового давления в нижней камере прибора. Исследуемый сапропель с объекта «Струна-Страча» Мядельского района Витебской области с коэффициентом пористости $e_0=3-4$, зольностью $Z=45-77$, $\gamma_{\text{пл}} = 2,22-2,35 \text{ г/см}^3$.

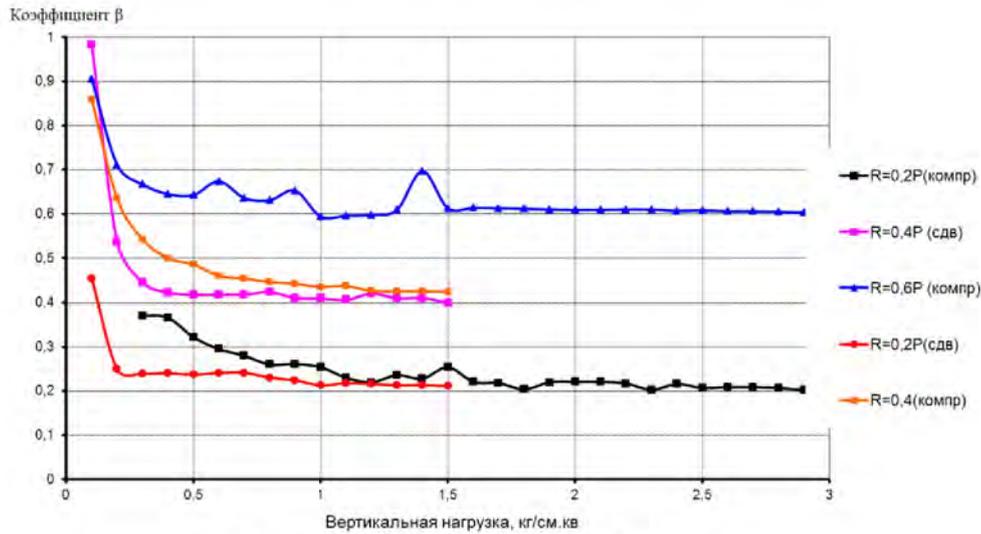


Рис. 3. Зависимость коэффициента β от нагрузки.

При обработке методики определения параметров прочности использовались два метода:

- метод плотности-влажности Маслова Н.Н.;
- метод быстрого неконсолидированного - недренированного сдвига.

По результатам обработки можно сделать следующие выводы: значения параметров C и ϕ должны определяться при небольшом различии в значениях прилагаемых нагрузок. Так для определения параметров прочности на ступени $P=0,04$ МПа необходимо использовать данные определения прочности грунтов при ступенях загрузки 0,02; 0,04; 0,06 МПа, в то время как у глинистых грунтов эти величины могут отличаться на 0,05 МПа и более. Это связано с большой пористостью биогенных грунтов.

МЕТОД ПЛОТНОСТИ-ВЛАЖНОСТИ применялся как в полных, так и в эффективных напряжениях. Данные результатов приведены на рис. 4,5,6.

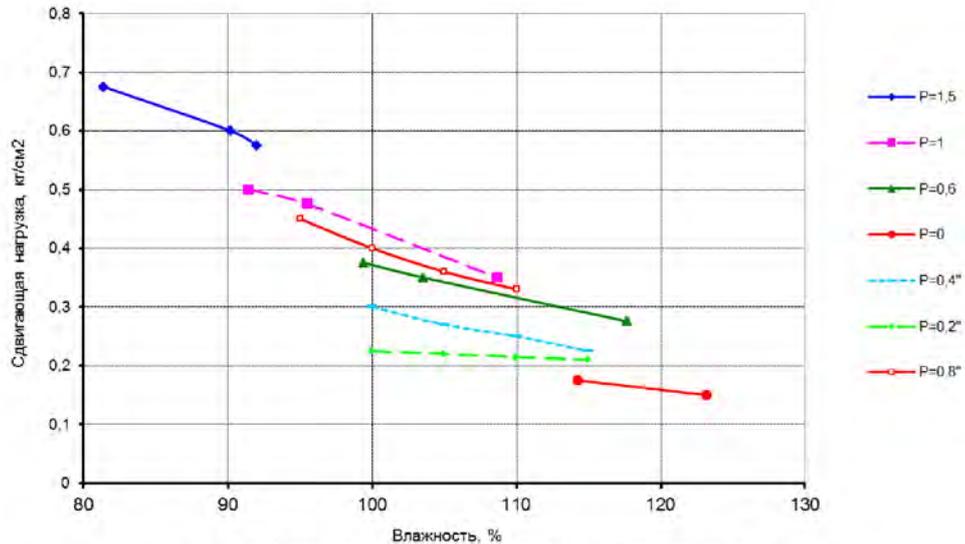


Рис. 4. Зависимость сдвигающей нагрузки от влажности

При обработке результатов в эффективных напряжениях значения порового давления при определенной влажности определялись экстраполяцией. Параметр прочности ϕ при учете порового давления увеличивается по сравнению с аналогичным определением без учета порового давления. Значения параметров прочности ϕ и C в обоих случаях в образце зависят от значений коэффициента восприятия β на различных ступенях загрузки. Так на первых ступенях от 0,02 до 0,04-0,06 МПа происходит увеличение параметров прочности ϕ от 11^0 - до 22^0 и некоторое уменьшение параметра C от 0,015 - до 0,01 МПа .

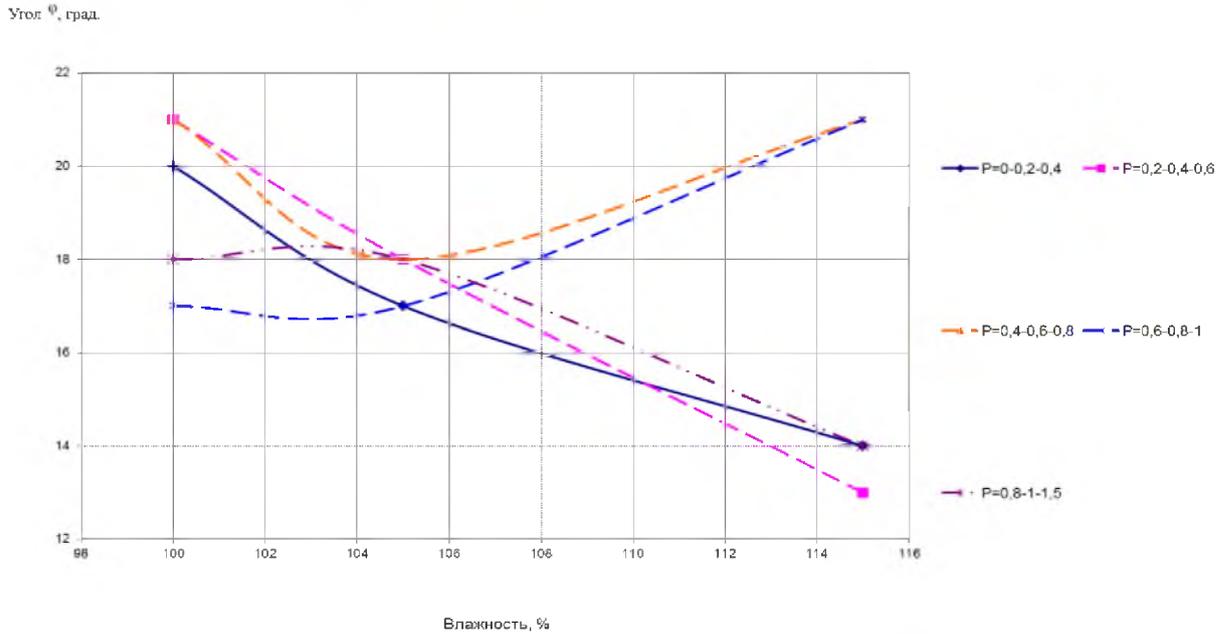


Рис. 5. Зависимость угла внутреннего трения от влажности и вертикальной нагрузки (при $P=0,02-1,5$ МПа)

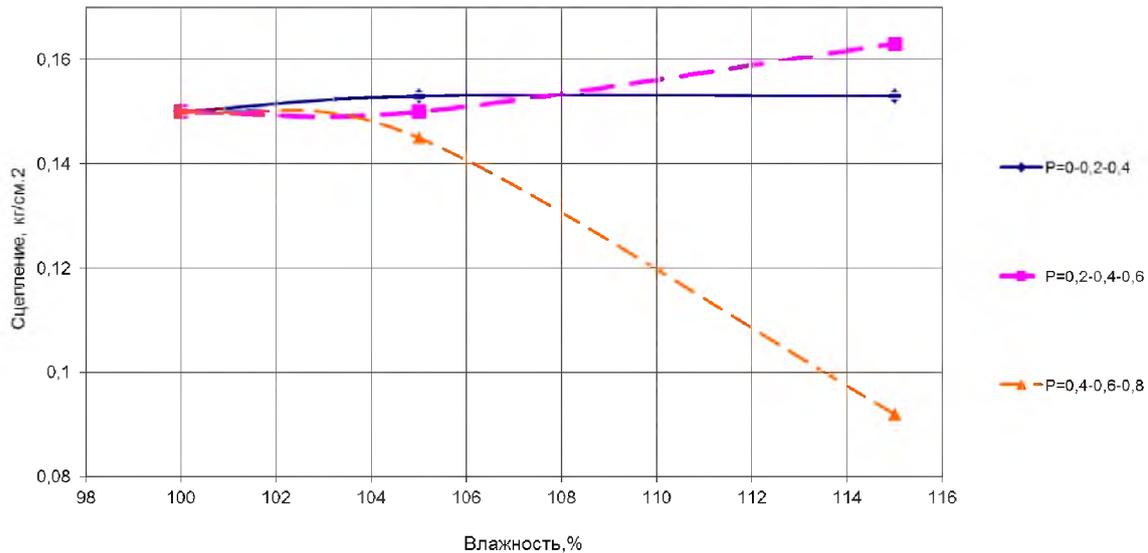


Рис. 6. Зависимость сцепления от влажности и вертикальной нагрузки (при $P=0,02-0,08$ МПа)

На последующих ступенях нагрузки от 0,06 МПа и выше происходит уменьшение параметра ϕ и увеличение C . Можно предположить, что на первых ступенях повышение прочности сапропеля происходит за счет перекомпоновки частиц при уменьшении давления связности $\Sigma_w = C$, т.е. уменьшения влияния водно-коллоидных связей между частицами, которые также легко восстанавливаются в отличие от кристаллизационных. Это уменьшение связности можно объяснить расклинивающим действием порового давления. При превышении $P = 0,06$ МПа происходит обратное перераспределение. Давление связности увеличивается даже при больших поровых давлениях (но при меньших значениях коэффициентов восприятия β , т.е. при большей несущей способности скелета), и при большей уплотненности грунта и больших значениях действующих нагрузок. Водонасыщенный грунт переходит в новое состояние.

Применение МЕТОДА БЫСТРОГО НЕКОНСОЛИДИРОВАННОГО СДВИГА (таблица 1) подтверждает изменение значений параметров прочности ϕ и C . Входящие в таблицу графы с определенными значениями расчетной прогнозируемой прочности T_p . Значения T_{max} соответствуют значениям максимальных касательных напряжений $T_{max} = 0,3184P$ по эпюрам касательных напряжений по формулам (1). В таблицу также включены значения коэффициента стабильности K_{cr} . Все расчеты производились для условной отсыпки насыпи шириной 9,5 м слоями с нагрузкой по $P=0,02$ МПа. Приведены также значения критической и нормативной нагрузок по формулам (2,3).

При проведении экспериментов с определением поровых давлений нами был уточнен метод определения значений T_p касательных напряжений при возникновении пластических течений в образце в период сдвига (Рис.7,8,9,10). Пластическое течение в образцах возникает при скоростях сдвиговых деформаций $V_1 = 0,01-0,05$ мм/с и заканчивается разрушением T_p образцов при скоростях $V_1 > 0,08 - 0,1$ мм/с. При этом возникновение пластического течения сопровождается ростом порового давления. Нам удалось зафиксировать это явление даже при дренированных условиях по периметру плоскости сдвига.

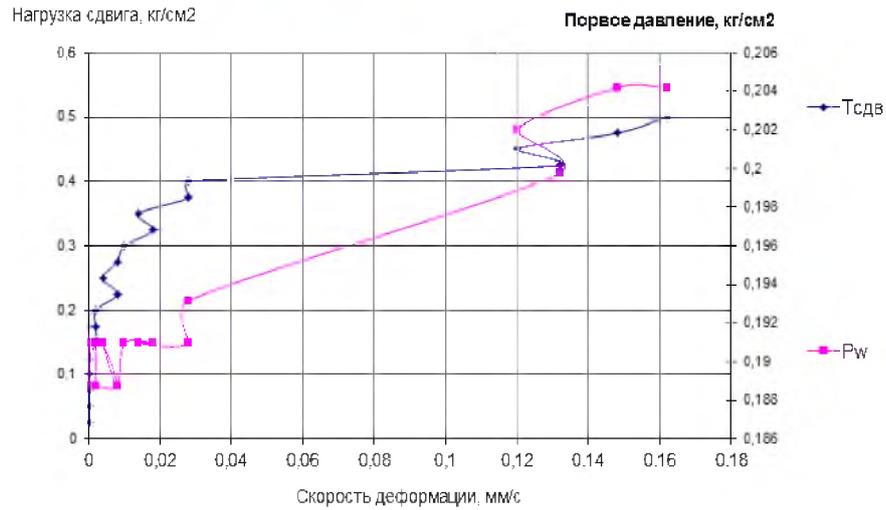


Рис. 7. Зависимость нагрузки сдвига и порового давления от скорости деформации при $P_w = 0,2P$, $P=0,1MPa$

Причем при пластических деформациях могут возникать значительные поровые давления. Значение приращения поровых давлений зависит от скорости протекания пластических деформаций.

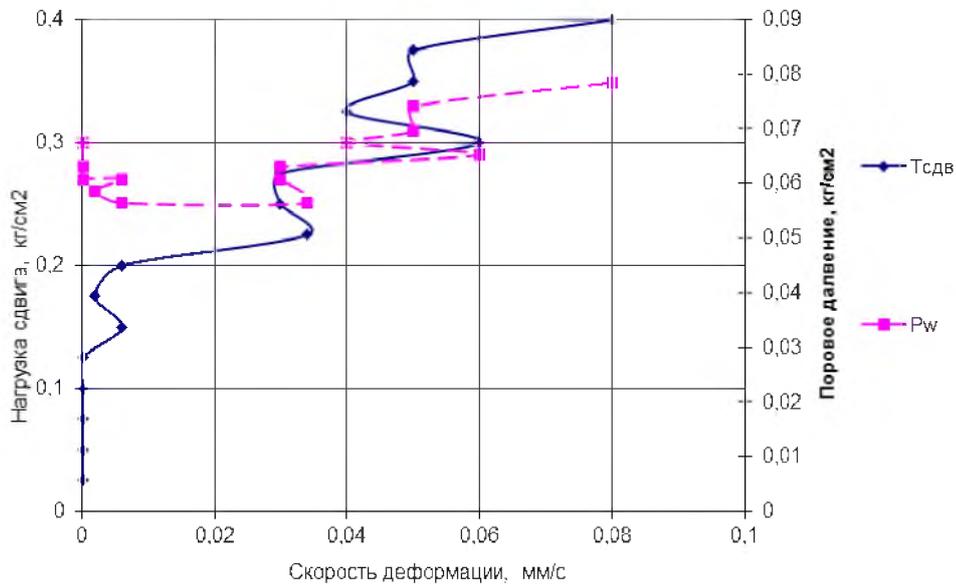


Рис. 8. Зависимость нагрузки сдвига и порового давления от скорости деформации при $P_w = 0,2P$, $P=0,08MPa$.

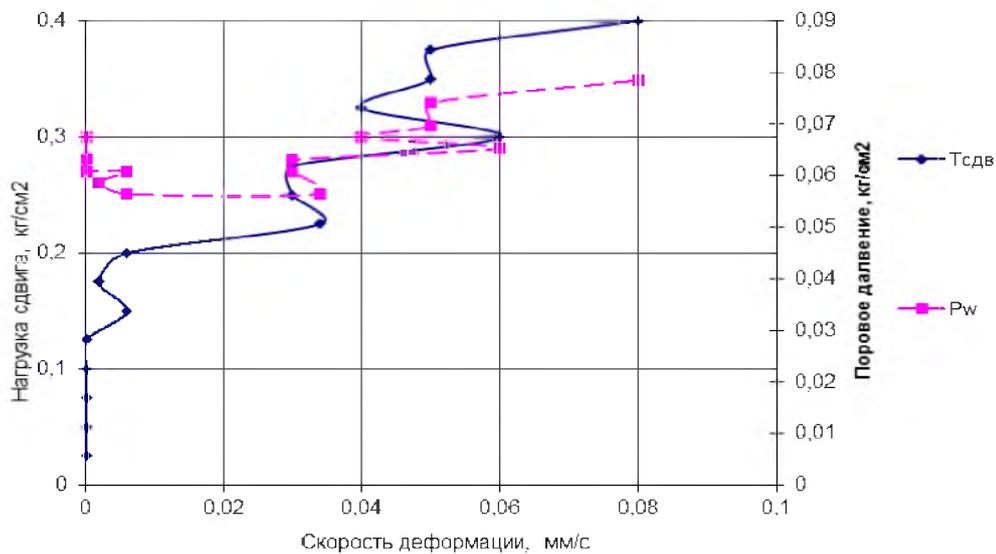


Рис. 9. Зависимость нагрузки сдвига и порового давления от скорости деформации при $P_w = 0,4P$, $P=0,1MPa$

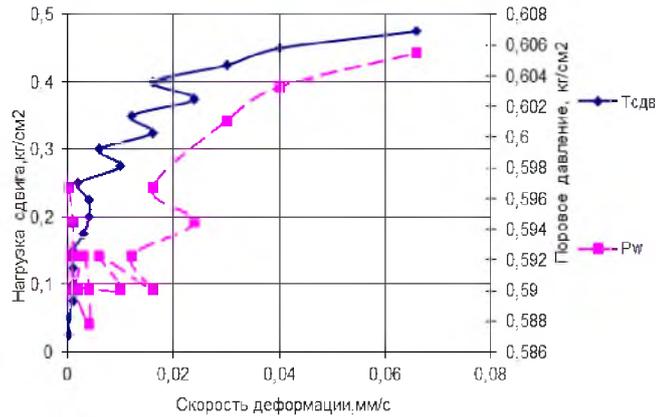


Рис. 10. Зависимость нагрузки сдвига и порового давления от скорости деформации при $P_w = 0,4P$, $P = 0,15$ МПа

Эти явления находят подтверждение в опытах А.Б. Лейкома, проведенных в приборах перекашивания с образцами глин (при $V_f = 0,00008/c$, $- V_f = 0,00002/c$) где поровые давления возрастали при проведении реологических испытаний в закрытой системе на $\Delta P_w = 0,02 \text{ кг/см}^2$ при $P = 4 \text{ кг/см}^2$.

В наших опытах было зафиксировано приращение порового давления $\Delta P_w = 0,0076 \text{ МПа}$ при $P = 0,06 \text{ МПа}$ при $V_f = 0,016 \text{ мм/с}$. Эти явления подлежат дальнейшим исследованиям, т.к. являются определяющими в развитии областей разрушения водонасыщенных грунтов.

По данным исследований можно судить о возможных темпах загрузки основания, сложенного данным видом сапропеля (табл.1). Так при темпе загрузки с остаточным поровым давлением $P_w = 0,2P$ можно рекомендовать послойное возведение сооружения до значений $P = 0,06 \text{ МПа}$. При темпе возведения сооружения $P_w = 0,3P$ до $P = 0,04 \text{ МПа}$, при режиме $P_w = 0,4P$ до $P = 0,02 \text{ МПа}$, а далее переходить к более медленным режимам загрузки или же увеличить технологический перерыв на данной ступени.

В целом данный метод лабораторных исследований с применением формул для оценки критической и нормативной нагрузки может быть предложен для определения упрочнения грунтов в нестабилизированном состоянии при проектировании и строительстве насыпей автомобильных дорог и гидротехнических сооружений.

Это подтверждается при сравнении с результатами отсыпки опытной насыпи на объекте «Струна-Страча». Первый слой 1,5 м $P = 0,02 \text{ МПа}$ отсыпался на данном виде сапропеля в резервный слой песка для возведения насыпи. Затем через 8 дней отсыпался слой 3м $P = 0,05 \text{ МПа}$ при поровых давлениях $P_w = 0,013 \text{ МПа}$. И на следующий день отсыпался слой 1,5 м до нагрузки $P = 0,075 \text{ МПа}$ при остаточном поровом давлении равным $0,2P$. Насыпи был задан режим нормального уплотнения с повышением прочностных свойств сапропеля от $t_{кр} = 0,015-0,018 \text{ МПа}$ до $t_{уп} = 0,025-0,028 \text{ МПа}$ при конечных осадках сооружения равных 0,7-1,0м.

Таблица 1. Результаты обработки данных по трехточечному методу быстрого неконсолидированно – недренажного сдвига

| P | $\sigma_{зф}$ | τ | tg ϕ | ϕ | c | $P_{вр}$ | $t_{базн}$ МПа | $K_{сг}$ при H=1м | P_n |
|------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|-------------------|------------------------|--------|
| МПа | МПа | $P_w = 0,2P$ | $P_w = 0,2P$ | $P_w = 0,2P$ | $P_w = 0,2P$ | | t_{max} МПа | $K_{сг}$ при H=4,5м | МПа |
| 0 | 0 | 0,015 | | 11 | | 0,054 | 0,0184 | 3,1 | |
| 0,02 | 0,013 | 0,0175 | 0,198 | | 0,015 | | 0,0063 | | 0,0557 |
| 0,04 | 0,037 | 0,0225 | | | | | | | |
| 0,02 | 0,013 | 0,0225 | | | | 0,067 | 0,209 | 1,84 | |
| 0,04 | 0,037 | 0,0275 | 0,47 | 25 | 0,015 | | 0,0127 | 3,67 | 0,072 |
| 0,06 | 0,05 | 0,038 | | | | | | | |
| 0,04 | 0,038 | 0,0275 | | | | 0,065 | | 1,4 | |
| 0,06 | 0,05 | 0,0375 | 0,507 | 27 | | | 0,0275 | 2,9 | 0,071 |
| 0,08 | 0,072 | 0,045 | | | | | 0,0191 | | |
| 0,06 | 0,05 | 0,0375 | | | | 0,072 | 0,0207 | 1,02 | |
| 0,08 | 0,072 | 0,045 | 0,422 | 22 | 0,015 | | 0,0254 | 1,959 | 0,077 |

Продолжение (а) таблицы 1.

| P | σ_{zb} МПа | τ МПа | tg φ | φ | C МПа | P_{up} | τ_b МПа | K_{cr} при H=1м | P_H |
|-------------|----------------------|---------------|--------------|------------|----------------|----------|-----------------|------------------------|-------|
| МПа | $P_w=0,3P$ | $P_w=0,3P$ | $P_w=0,3P$ | $P_w=0,3P$ | $P_w=0,3P$ | МПа | τ_{max} | K_{cr} при H=4,5м | МПа |
| 0 | 0 | 0,015 | | | | | 0,0152 | 2,336 | |
| 0,02 | 0,014 | 0,0175 | 0,23 | 12 | 0,015 | 0,051 | 0,0063 | 3,558 | 0,053 |
| 0,04 | 0,0326 | 0,0225 | | | | | | | |
| 0,02 | 0,019 | 0,0225 | | | | | 0,0176 | 1,566 | |
| 0,04 | 0,0326 | 0,0275 | 0,369 | 20 | 0,015 | 0,059 | 0,0127 | 2,9 | 0,062 |
| 0,06 | 0,0528 | 0,035 | | | | | | | |
| 0,04 | 0,0326 | 0,028 | | | | 0,035 | 0,0202 | 0,92 | 0,04 |
| 0,06 | 0,0528 | 0,035 | 0,456 | 24 | 0,008---0,0125 | | 0,0191 | 2,06 | |
| 0,08 | 0,06 | 0,04 | | | | | | | |
| 0,06 | 0,048 | 0,035 | | | | | 0,027 | 0,8 | |
| 0,08 | 0,06 | 0,04 | 0,42 | 23 | 0,0125 | 0,057 | 0,0254 | 1,63 | 0,061 |
| 0,10 | 0,07 | 0,0475 | | | | | | | |

Продолжение (б) таблицы 1

| P | σ_{zb} МПа | τ МПа | tg φ | φ | C МПа | P_{up} | τ_b МПа | K_{cr} при H=1м | P_H |
|-------------|----------------------|---------------|--------------|------------|------------|----------|-----------------|------------------------|-------|
| МПа | $P_w=0,4P$ | $P_w=0,4P$ | $P_w=0,4P$ | $P_w=0,4P$ | $P_w=0,4P$ | МПа | τ_{max} | K_{cr} при H=4,5м | МПа |
| 0 | 0 | 0,015 | | 12 | | | 0,0179 | 3,172 | |
| 0,02 | 0,012 | 0,0175 | 0,23 | 12 | 0,015 | 0,052 | 0,0063 | 4,388 | 0,057 |
| 0,04 | 0,029 | 0,0225 | | | | | | | |
| 0,02 | 0,019 | 0,0225 | | | | | 0,0194 | 1,392 | |
| 0,04 | 0,029 | 0,0275 | 0,19 | 11 | 0,015 | 0,031 | 0,0127 | 2,258 | 0,038 |
| 0,06 | 0,0383 | 0,03 | | | | | | | |
| 0,04 | 0,029 | 0,0275 | | | | | 0,0201 | 0,89 | |
| 0,06 | 0,0383 | 0,03 | 0,383 | 21 | 0,0125 | 0,042 | 0,0191 | 1,775 | 0,046 |
| 0,08 | 0,0616 | 0,04 | | | | | | | |
| 0,06 | 0,0383 | 0,03 | | | | | 0,0234 | 0,68 | |
| 0,08 | 0,0616 | 0,04 | 0,437 | 23 | 0,012 | 0,05 | 0,0254 | 1,425 | 0,054 |
| 0,1 | 0,0726 | 0,045 | | | | | | | |

Литература:

1. Соболевский Ю.А., Соболевский С.В. Начальные условия для задач устойчивости и консолидации слабых водонасыщенных оснований от действия полосовой нагрузки // Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах: Доклады советских ученых ко II Международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению (май 1988г.) Госстрой СССР.-М., 1988.-с.105-112.
2. Казарновский В.Д. Некоторые проблемы проектирования земляного полотна автомобильных дорог на торфяных основаниях и пути их решения // Строительство на торфяных грунтах. - Калинин 1972-с.5.
3. Соболевский С.В. Определение критической нагрузки на водонасыщенное основание. // Материалы 12-й международной научно-технической конференции «Наука – образованию, производству, экономике». Том 2. Минск БНТУ. – 2014. – с.219-220.