

Эффективность комплексной реконструкции массовой застройки зависит от качества архитектурно-строительного проекта, от уровня технологического обеспечения реализации и геотехнического сопровождения этих процессов.

При геотехническом сопровождении реконструкции надежность прогнозирования деформаций оснований фундаментов можно повысить сравнительным расчетом по отечественным нормативам и Еврокоду 7. Целесообразна последующая проверка фактических величин на объекте.

Проблемы комплексной реконструкции в аспектах эффективности ее строительного обеспечения и эксплуатационной надежности требуют дальнейших исследований.

#### Список цитированных источников

1. Пилипенко, В.М. Комплексная реконструкция индустриальной жилой застройки. Организационно-технологические основы. – Мн.: Адукацыя і выхаванне, 2008. – 277 с.
2. Реконструкция и обновление сложившейся застройки городов / Под редакцией П.Г. Грабового, В.А. Харитоновой. – М.: АСВ, 2005. – 625 с.
3. Улицкий, В.М., Шашкин, А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов. – М.: АСВ, 1999. – 327 с.
4. Бадьин, Г.М. Современные строительные системы и технологии реконструкции зданий: сб. докладов МНПК «Реконструкция Санкт-Петербург – 2005». – СПб: Изд. СПбГАСУ, 2005. – С. 252–256.

УДК 624.12+624.15

## ОСОБЕННОСТИ ПРОЯВЛЕНИЯ ДИЛАТАНСИИ В ПРОЧНОСТНЫХ ИСПЫТАНИЯХ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Уласик Т.М.

**Введение.** Испытания грунтов на срез (сдвиг) предполагают определенные условия, при которых сдвиговые или срезные приборы работают на основе моделей, позволяющих оценить как начальное напряженное состояние, так и состояние предельного равновесия грунта. В традиционных методах испытаний на сдвиг (срез), проводимых для несвязных грунтов, в консолидированно – дренированных испытаниях, консолидированно – недренированных испытаниях согласно нормативным требованиям (ГОСТ 12248 – 96) чаще всего сопротивление грунтов сдвигу определяют по заранее фиксированным плоскостям [1]. Некоторые авторы [2] указывают на необоснованное завышение несущей способности грунтов, что, в свою очередь, требует специального учета явления дилатансии, для получения уточненных значений сдвиговой прочности несвязных грунтов. Определение достоверных значений прочностных характеристик названных грунтов является, таким образом, важнейшей задачей сдвиговых испытаний.

**Модель контактного сдвига применительно к испытаниям несвязных грунтов.** За основу модели контактного сдвига принято допущение: вся зона деформаций грунта разделяется на зону упругих деформаций и область пластических деформаций. Модель контактного сдвига соответствует феноменологической модели. При этом условная граница, отделяющая слой пластических деформаций скольжения зерен грунта от области упругих деформаций в массиве грунта, располагается нормально по отношению к дилатантной составляющей сдвига  $\Delta\sigma_d$ . Деформации формоизменения при сдвиге, связанные с явлениями

дилатансии или контракции, ведет к расширению или сужению полосы сдвига. Дилатантные напряжения неотъемлемо связаны с дилатантными перемещениями и упругими деформациями, происходящими в исследуемом грунте. Дилатантные перемещения для условий «стесненной» дилатансии, определенные нами при испытании песка крупного, среднеоднородного ( $U_{max} = 6,28$ ) довольно незначительны и составляют  $\delta_d = 0,14$  мм,  $\sigma_o = 0,1$  МПа;  $\delta_d = 0,19$  мм,  $\sigma_o = 0,2$  МПа с коэффициентом упругого отпора  $K = 420$  МН/м<sup>3</sup>. Соответствующие им дилатантные напряжения составили 0,05 МПа и 0,075 МПа. Очевидно, что перемещения, составляющие доли миллиметров, вызывают значительный прирост нормального давления в плоскости сдвига. В момент сдвига, как известно, грунт достигает определенной или «критической» плотности. И то, насколько близкой будет плотность грунта от начала испытания к «критической», определит дальнейшее поведение исследуемого образца. Нами отмечен тот факт, что в опытах на сдвиг несвязных грунтов при различных значениях нормального давления в диапазоне 0,1 МПа до 0,5 МПа предельные сдвигающие напряжения могут возникать как на этапе контракции, так и на этапе дилатансии. Передача изменяющихся в ходе сдвига напряжений происходит через контакты зерен несвязного грунта, поэтому будет иметь значение не только количество контактов, но и минеральный состав зерен грунта, равно как и их размеры. Для дальнейших исследований на dilatометрическом приборе контактного сдвига (ДПКС) нами был выбран грунт, зерна которого представлены различными минералами: кварц, полевые шпаты, мелкие обломки гранита и др. [2]. Для песка крупного повышенной неоднородности значения дилатантных напряжений уменьшаются с увеличением  $e_o$  для испытаний при одном и том же коэффициенте упругого отпора  $K$ ; с уменьшением значений  $K$  дилатантные напряжения изменяются от 153 кПа до 75 кПа для наименьших значений  $e_o$  и от 34 кПа до 18 кПа для наибольших значений  $e_o$ . Подобная закономерность изменения дилатантных напряжений прослеживается и для песка средней крупности среднеоднородного и для песка мелкого однородного. Для песка среднего, среднеоднородного максимальное значение дилатантных напряжений при наименьшем значении  $K = 680$  МН/м<sup>3</sup> составляет 130 кПа при  $e_o = 0,4$ . При этом же коэффициенте пористости, но для  $K = 250$  МН/м<sup>3</sup> дилатантное напряжение для песка среднего составляет 81 кПа. Для песка мелкого однородного с теми же начальными физическими параметрами дилатантное напряжение еще меньше – от 108 кПа при  $K = 680$  МН/м<sup>3</sup> и до 67,5 кПа при  $K = 250$  МН/м<sup>3</sup>.

Очевидно, что для более крупного грунта значения дилатантных напряжений больше, чем более мелкого. Увеличение стеснения объемных деформаций, выражаемое в увеличении коэффициента упругого отпора, приводит к закономерному росту дилатантных напряжений для конкретного вида грунта.

В более плотном несвязном грунте дилатансия проявляется сильнее, чем в рыхлом. Приведенные графики (рис. 1) построены для условий испытаний при проявлении дилатансии, т.е. когда все зафиксированные дилатантные напряжения имеют знак плюс и при приложении сдвигающего усилия не наблюдается явление контракции или уплотнения песчаного грунта. Общий вид графиков характеризуется схожим расположением прямых дилатантных напряжений. Пользуясь этими графиками, можно количественно оценить величину дилатантных напряжений при сдвиге, а также рассчитать, на сколько будут отличаться значения контактного трения, определенные с учетом дилатантных напряжений от определяемых на основе данных традиционных испытаний. Традиционно в ме-

ханике грунтов угол внутреннего трения считается величиной постоянной для конкретного вида грунта. Условия сдвига или разрушения, при которых определен угол внутреннего трения, обычно не учитываются. Когда проводят сдвиговые испытания с использованием стандартных методик, в этом случае моделируются условия сдвига вблизи поверхности грунта. Когда же сдвиг происходит по контакту тела сваи, анкера, тогда зона сдвига зажата между сдвигаемым телом и массивом грунта. В этом случае наблюдаются условия, которые можно моделировать с помощью дилатометрических приборов (специальных сдвиговых приборов).

Действие внешней нагрузки на массив грунта может привести к нарушению прочности внутренних связей между зернами грунта. Это приведет к скольжению (смещению) зерен относительно друг друга. И, поскольку сопротивление сдвигу внутри массива грунта зависит от ряда факторов (гранулометрический состав грунта, минеральное трение зерен, начальная плотность упаковки их, влажность, жесткость грунтового массива), то необходимо максимально учесть все вышеперечисленное. Прочностные характеристики, получаемые на основе испытаний грунтов на сдвиг (удельное сцепление  $C$  и угол внутреннего трения  $\phi$ ), используются в расчетах прочности и устойчивости при проектировании оснований и фундаментов.

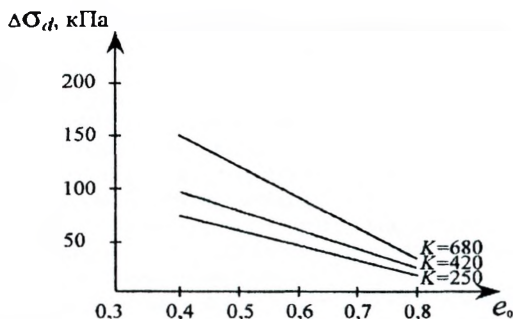


Рисунок 1 – Графики изменения дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  песка крупного при различных значениях коэффициента упругого отпора  $K$

Поскольку деформация сдвига – это смещение одной части грунта относительно другой, вызванное действием касательных напряжений от внешней нагрузки, то при таком смещении неизбежно изменение высоты образца за счет явления дилатансии в плоскости сдвига. На подобное явление исследователи обращали внимание неоднократно, были зафиксированы эти незначительные перемещения (миллиметры и доли миллиметров), и в связи с такой незначительностью этими перемещениями пренебрегали.

На рисунке 2 приведены графики изменения дилатантных напряжений в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  для песка мелкого.

Причем для испытаний несвязных (сыпучих) грунтов приборы должны иметь неподвижную нижнюю часть. Предлагаемые нами методики определения параметров прочности основаны, в том числе, и на учете этих незначительных перемещений, названных дилатансией. Процесс сдвига несвязного грунта, в условиях которого определяют значения сопротивления грунта сдвигу, хорошо

моделируется с помощью специальных приборов, называемых дилатометрическими. Такими приборами являются дилатометрический прибор контактного сдвига и дилатометрический прибор плоского среза.

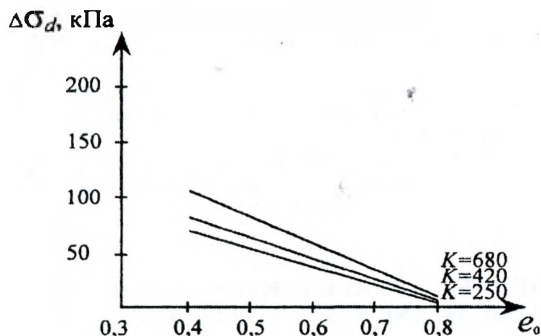


Рисунок 2 – Графики изменения дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  песка мелкого при различных значениях коэффициента упругого отпора  $K$

Предельное состояние при сдвиге – незатухающее скольжение одной части несвязного грунта относительно другой – соответствует состоянию истощения прочности. Именно в этот момент, в зависимости от значения дилатантных перемещений  $\delta_d$  и дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$ , мобилизуется предельное сдвигающее усилие и его составная часть – дилатантная составляющая сдвига  $\tau_d$ .

**Закключение.** Разделение методики испытаний на испытания, в которых происходит объемное стеснение деформаций в зоне сдвига и когда такое стеснение отсутствует, позволяет четко разграничить традиционные и нетрадиционные методики испытаний несвязных грунтов. Традиционная методика испытаний известна как закон Кулона: сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление внутреннего трения, прямо пропорциональное нормальному давлению. С учетом явления дилатансии традиционная методика требует специального дополнения, уточнения при определении параметров прочности несвязного грунта. Этим дополнением является методика на определение дилатантных составляющих сдвига, дилатантных напряжений и дилатантных перемещений. В соответствии с исследованиями, проведенными по учету явления дилатансии [4], использовалась следующая формула определения предельных сдвигающих напряжений:

$$\tau = \sigma_{\text{но}} \operatorname{tg} \phi + \Delta\sigma_d \operatorname{tg} \phi.$$

Очевидно, что первая часть уравнения – это закон Кулона для сыпучих (несвязных) грунтов, а вторая – названа нами дилатантной составляющей сдвига  $\tau_d$ .

Анализ проведенных испытаний несвязных грунтов позволяет сделать следующие выводы:

1. Использование традиционных методов испытаний грунтов на сдвиг не моделирует условия, при которых деформации объема в области разрушения стеснены.

2. Стеснение объемных деформаций в испытаниях несвязных грунтов моделируют дилатометрические приборы.

3. Использование дилатометрических приборов позволяет существенно дополнить существующие стандартные методики испытаний несвязных грунтов на сдвиг.

4. Методика испытаний несвязных грунтов при стеснении объемных деформаций, позволяющая определить наиболее достоверные параметры прочности при контактном сдвиге.

#### Список цитированных источников

1. Грунты. Методы лабораторного определения прочности и деформируемости: ГОСТ 12248-96.

2. Анизотропия прочностных свойств песчаных грунтов: геотехника Беларуси: наука и практика: сб. статей Международной научно-технической конференции, БНТУ / А.П. Кременев, Н.Н. Вишняков. – Минск, 2008. – С. 19–26.

3. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний: ГОСТ 20522-96.

4. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск: Наука і техника, 1994 – 232 с.

## GEOTECHNICKÝ A ŠTRUKTURÁLNY NÁVRH MIKROPILÓT GEOTECHNICAL AND STRUCTURAL DESIGN OF MICROPILES

Matej Gužík

### Abstract

Micropiles were conceived in Italy in the early 1950s in response to a demand for innovative techniques for underpinning historic buildings and monuments that had sustained damage over time. Micropiles can be designed as soil frictional piles and rock-socketed piles either under tension or compression, and they are used a lot in slope stability as well. They are applicable as a standard foundation method, and they are frequently used in urban areas because they have small dimensions and a high carrying load-capacity, depending on the properties of the soil and micropiles. They are also used for bridges foundation as well. Their carrying capacity depends on sub-soil characteristic and piling method.

The discussion will be based on designing micropiles, checking the load capacity of one micropile depending on the sub-soil characteristics and the properties of the micropile. It is also important to discuss the interaction between the sub-soil and grout in connection with checking the capacity. Depending on the interaction between the micropile and sub-soil, it is important to target any buckling as well.

### 1. Úvod

Mikropilóty boli koncipované v 50-tych rokoch 20-teho storočia ako požiadavka na inovovanie techník pre podchyťovanie historických budov a monumentálnych stavieb. V dnešnej dobe sa bežne používajú ako metóda podchyťovania budov, stabilizácie svahov, ale aj ako metóda zakladania. Ich použitie je lokálne podmienené geologickými faktormi ako aj krasovými výskytmi vo vápencoch. Ich veľkou výhodou je rýchla konštrukcia základu alebo sanácie, taktiež ich rozmery a únosnosť, ktorá sa pohybuje v rozpätí od 150 do 2800 kN.[1]

### 2. Vplyv injektážnej zmesi na únosnosť mikropilót

Proces injektovania má hlavný vplyv na únosnosť mikropilót. Postupy a detaily injektovania sa menia len čiastočne v závislosti od lokálnych zdrojov.

Vo všeobecnosti je injektážna zmes zmesou vody, cementu, v špeciálnych prípadoch piesku a superplasticizátorov. Význam injektovania spočíva v tom že:

- prenáša zaťaženie z výstuže do injektáže a následne do zeminy,