

ки прорезей 8, начиная с верхней секции 2. После отрыва нижней секции 4 от грунта между секциями 2,3,4 образуются зазоры 9.

Затем трамбовку сбрасывают на точку уплотнения грунта. Вначале с грунтом взаимодействует, нанося удар, нижняя секция 4, с падением ее скорости до нуля. Расположенная над секцией 4 секция 3 продолжает движение вниз и, после выборки зазора 9, наносит удар. Аналогично наносят удары остальные секции 3,2, увеличивая время воздействующего на грунт ударного импульса. При нанесении третьего удара вместе с верхней промежуточной секцией 3 наносит удар шток 5. За один цикл, в общей сложности, наносится 4 удара с созданием минимальных динамических напряжений в грунте. Затем повторяется новый цикл работы трамбовки.

Для увеличения создаваемых в грунте динамических напряжений устанавливают стопоры 11 путем одевания накладных пластин 13 отверстиями 14 на упоры 7 нижней 4 и расположенной рядом с ней промежуточной 3 секций (рис.2 б). При этом происходит фиксация указанных секций 3,4 относительно друг друга, исключая возможность их относительного перемещения. При подъеме переоборудованной трамбовки за петли 15 штока 5 зазор 9 образуется только между промежуточными секциями 3. Поэтому при падении трамбовки наносится 2 удара, с увеличенными в два раза динамическими напряжениями (при одинаковых массах секций).

Для получения максимальных динамических контактных напряжений устанавливают стопоры 11 путем одевания накладных пластин 13 отверстиями 14 на упоры 7 нижней 4 и расположенной рядом с ней промежуточной 3 секций (рис.2 в) и фиксаторы 12 втулки 5. При этом происходит фиксация нижней 4 и всех промежуточных 3 (через втулку 5) секций относительно друг друга, исключая возможность их относительного перемещения. Подъем трамбовки производят зацеплением за петли 15 втулки 6; при этом между секциями 2,3,4 не образуются зазоры 9, и при падении наносится один удар с максимальной его энергией.

На разработанные конструкции трамбовок оформлены и поданы заявки на выдачу патентов Республики Беларусь на полезную модель, по которым принято положительное решение центра интеллектуальной собственности на выдачу патентов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Минаев О.П. Исследование возможности увеличения скорости погружения свай при использовании двухмассного молота. // Основания и фундаменты. - 1985. - №2. - с.14-16.
2. А. С. 1289959 СССР, МКИ. Е 02 D 3/046. Способ уплотнения связных грунтов трамбованием./ В.Д.Зотов, Е.А.Сорочая, Ю.П.Кальнин, И.В.Ананьев, А.И.Семененко, Ш.М.Шлафман; Ростовский инженерно-строительный ин-т.- №3899039/29-33; Заявл.01.04.85; Оpubл.15.02.87; Бюл.№6 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки.- 1987.- №6.
3. А. С. 1335643 СССР, МКИ. Е 02 D 3/046. Трамбовка для уплотнения грунта./ Ю.П.Кальнин, В.Д.Зотов, А.И.Семененко; Ростовский инженерно-строительный ин-т.- №4048966/29-33; Заявл.04.04.86; Оpubл.07.09.87; Бюл.№33 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки.-1987.- № 33.

УДК 642.131

Попов О.В., Анисимов Ю.В.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ ДИЛАТАНТНОЙ ПРОЧНОСТИ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ К РАСЧЕТУ ОТСЕЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

При оценке несущей способности и устойчивости оснований главным показателем является величина сопротивления грунта сдвигу. Следовательно, актуальной задачей лабораторных испытаний является определение достоверных значений сопротивляемости сдвигу и параметров прочности несвязных грунтов.

Для этой цели разработаны сдвиговые дилатометрические приборы, позволяющие моделировать условия стеснения дилатансии [1].

В основу работы этих приборов положены феноменологические модели [1], представляющие собой сочетание моделей скольжения и упругих моделей. Такое сочетание необходимо для того, чтобы отразить разделение пластических деформаций [1], происходящих в области сдвига и упругих деформаций, происходящих в областях, смежных с областью сдвига.

Используя механическую модель прочности грунта [1] (применительно к дилатометрическим приборам), можно моделировать различные случаи разрушения грунта. В основу модели положены следующие положения:

разрушение грунта при сдвиге локализовано в слое (области) ограниченной толщины, положительная или отрицательная дилатансия (контракция) слоя (области) сдвига вызывает упругий отпор или разгрузку массива грунта соответственно в зависимости от его плотности и начального напряженного состояния.

В предлагаемой модели пластические дилатантные деформации слоя (области) сдвига и области их развития учитываются совместно с упругими деформациями массива и записываются в виде соотношения обобщенного закона Гука как для линейно деформированной среды, но при переменном, зависящем от вида сыпучего грунта и его напряженного состояния, модуле упругости массива E , либо эквивалентно его заменяющего коэффициента равномерного сжатия K , отражающего в нашем случае пропорциональность между дилатантными напряжениями σ_d и дилатантными деформациями δ_d .

$$K = \sigma_d / \delta_d$$

Величина коэффициента равномерного сжатия K зависит не только от вида сыпучего грунта, его плотности и начального напряженного состояния, но также и от величины и формы загружаемой площади и связана с модулем упругости E соотношением Ляме и Шлейхера:

$$E = (1 + \nu) r K,$$

$$E = (1 - \nu^2) \omega b K$$

Расчеты в рамках предлагаемой модели предполагают наличие экспериментальных данных о характеристиках K , E во всем диапазоне изменения напряжений в рассматриваемом массиве. Дилатантное перемещение δ_d , сопутствующее сжатию или разгрузке массива при положительной или отрицательной дилатансии соответственно, является расширением или сужением слоя (области) сдвига и по своему направлению нормально к условной границе, разделяющей слой пластических деформаций разрушения от области упругих в массиве.

Механическая модель прочности грунта в условиях стесненного разрушения представлена на рисунках (1) и (2).

Начальное напряженное состояние в области разрушения определено исходным нормальным давлением σ_0 , которое показано на рисунках 1а и 2а, передающимся посредством упругих пружин, моделирующим массив с определенными характеристиками K и E . Рисунки 1б и 2б отражают состояние предельного равновесия в случае положительной и отрицательной дилатансии соответственно. При положительной дилатансии слоя (области) сдвига (рис.1б), проявляющейся в расклинивании и разрыхлении при взаимном повороте частиц, наблюдается его расширение на величину δ_d , которому противодействует массив грунта, испытывающий упругое сжатие. Положительная дилатансия вызывает в массиве грунта распорные дилатантные напряжения σ_d , которые накладываются на начальное нормальное состояние σ_0 , существовавшее до приложения сдвигающего усилия. Общее нормальное давление в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия определяется как:

$$\sigma_n = \sigma_0 + \sigma_d.$$

При отрицательной дилатансии контракция слоя (области) сдвига (рис.2б), выражается в более плотной переупаковке частиц до величины критической плотности сложения, которая, в свою очередь, зависит от вида сыпучего грунта и его начального напряженного состояния. При этом наблюдается сужение дилатирующего слоя (δ_d^1), вызывающее упругую разгрузку массива грунта. Новое напряженное состояние в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия определяется как:

$$\sigma_n = \sigma_0 - \sigma_d.$$

В рассматриваемой модели длина пружин, моделирующих упругую работу массива, соответствует толщине зоны, где возникают положительные σ_d и отрицательные σ_d^1 при разрушении грунта. При этом толщина распространения дилатантных напряжений в массиве тем больше, чем больше площадь сдвигаемой поверхности. Одно и то же дилатантное перемещение способно вызывать в массиве грунта различное изменение конечного нормального давления.

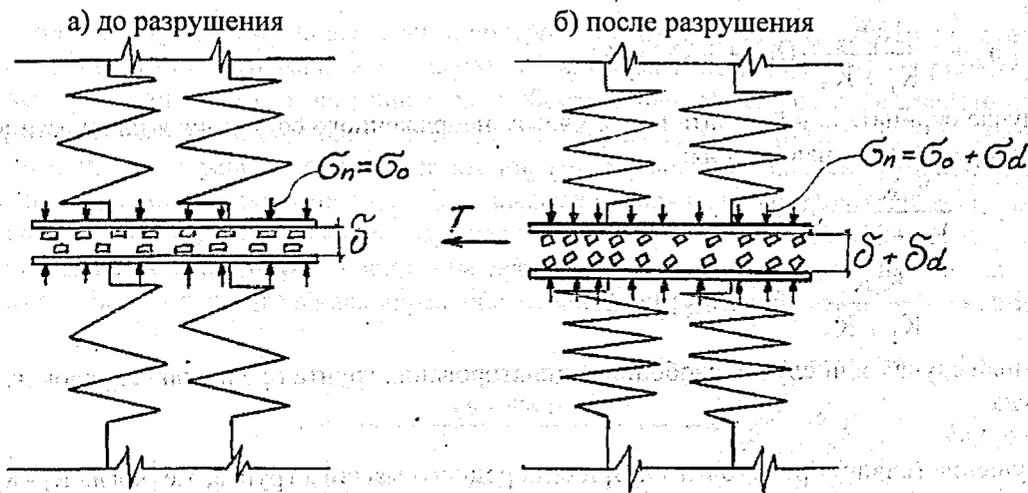


Рисунок 1 – Механическая модель прочности грунта в условиях стесненного разрушения (для положительной дилатансии)

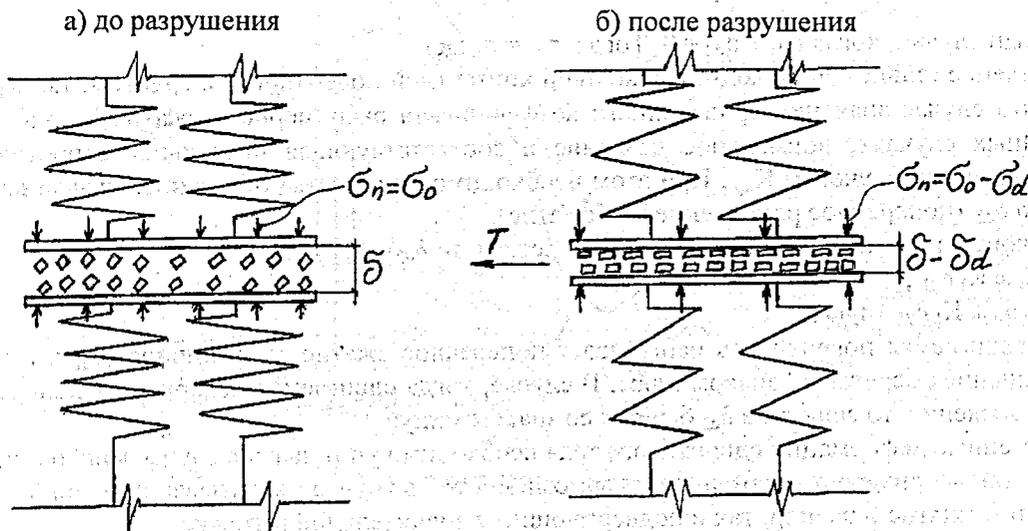


Рисунок 2 – Механическая модель прочности грунта в условиях стесненного разрушения (для отрицательной дилатансии)

Частным случаем стесненного разрушения грунта является условие свободного дилатирования, когда соответствующие дилатантные напряжения σ_{d1} и σ_{d2} равны нулю. Тогда сдвигающее напряжение определяется согласно традиционной зависимости Кулона[2]:

$$\tau_n = \sigma_0 \operatorname{tg} \phi$$

При различных значениях жесткости пружин, моделирующих коэффициент упругого равномерного сжатия K массива грунта, возможны следующие случаи разрушения грунта.

Разрушение (сдвиг) происходит по контакту массивов грунта с различными коэффициентами равномерного сжатия, т.е. $K_1 \neq K_2$.

Тогда приведенный коэффициент равномерного сжатия

$$K_{np} = \sigma_d / (\delta_{d1} + \delta_{d2}) \text{ с учетом } \delta_{d1} = \sigma_{d1} / K_1 \text{ и } \delta_{d2} = \sigma_{d2} / K_2 \text{ равен}$$

$$K_{np} = K_1 K_2 / (K_1 + K_2)$$

Для положительной дилатансии с учетом общего нормального давления в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия

$$\sigma_n = \sigma_0 + K_{np} (\delta_{d1} + \delta_{d2})$$

или

$$\sigma_n = \sigma_0 + \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} (\delta_{d1} + \delta_{d2})$$

и предельное сопротивление сдвигу

$$\tau_u = \left[\sigma_o + \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \cdot (\delta_{d1} + \delta_{d2}) \right] \operatorname{tg} \phi$$

В случае отрицательной дилатансии с учетом напряженного состояния в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия:

$$\sigma_n = \sigma_o - \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \cdot (\delta_{d1} + \delta_{d2}),$$

$$\tau_u = \left[\sigma_o - \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \cdot (\delta_{d1} + \delta_{d2}) \right] \operatorname{tg} \phi$$

Частный случай или случай свободного дилатирования грунта предполагает условия, когда $\sigma_{d1} + \sigma_{d2} = 0$. Тогда

$$\tau_n = \sigma_o \operatorname{tg} \phi$$

Разрушение (сдвиг) происходит внутри однородного массива грунта, т.е. когда $K_1 = K_2 = K$, тогда приведенный коэффициент равномерного сжатия $K_{np} = K/2$. Значения нормального давления в плоскости разрушения и соответствующая предельная сопротивляемость сдвигу определяются с учетом приведенного коэффициента равномерного сжатия как для положительной, так и для отрицательной дилатансии.

Частный случай, когда $\sigma_{d1} + \sigma_{d2} = 0$. Тогда $\tau_n = \sigma_o \operatorname{tg} \phi$.

Разрушение (сдвиг) происходит по жесткой контактной поверхности с грунтом, т.е. $K_1 \neq K_2$, $K_2 \Rightarrow \infty$. В этом случае значение приведенного коэффициента равномерного сжатия $K_{np} = K_1$. Как и в вышеуказанных случаях, нормальное давление и соответствующая предельная сопротивляемость сдвигу определяются с учетом K_{np} . При этом необходимо учитывать собственные деформации сдвигаемого тела δ_{d2} (поперечное растяжение или сжатие).

Если контактная поверхность абсолютно жесткая, то $\delta_{d2} = 0$,

$$\sigma_n = \sigma_o \pm K_1 \delta_{d1},$$

$$\tau_n = (\sigma_o \pm K_1 \delta_{d1}) \operatorname{tg} \phi.$$

Если сдвигаемая поверхность испытывает поперечное сжатие, то величина δ_{d2} в вышеприведенных уравнениях берется со знаком плюс. В случае, когда сдвигаемая поверхность испытывает поперечное растяжение, то величина δ_{d2} берется со знаком минус.

Собственные деформации сдвигаемого тела необходимо учитывать в случае микросвай, корней буронабивных анкеров и свай, а также армоэлементов в грунте, испытывающих при нагружении как поперечное сжатие и распор, так и подвергающиеся значительной вытяжке.

Вышеуказанная теория прочности несвязного грунта была использована при строительстве подземного гаража по ул. В. Хоружей в г. Минске в непосредственной близости от существующего здания ООО «Таир». Первоначально предусматривалось устройство отсечной конструкции из забивного металлического профиля. Однако при его динамическом нагружении могли возникнуть деформации грунтов основания фундамента существующего здания и привести его в аварийное состояние.

После рассмотрения нескольких решений наиболее рациональной и экономически выгодной была признана конструкция ограждающей стенки из вертикальных соприкасающихся буронабивных свай диаметрами 400 мм при высоте ограждения 2,25 м и заземлении 2,0 м; а в зоне заглубления фундаментов при высоте 2,7 м и заземлении 2,5 м. Грунтовая насыпь за ограждением имела наклонную поверхность с уклоном в 45°. При этом фундаменты существующего здания удалены от оси ограждения на расстояния от 3,9 до 5,0 м.

В процессе устройства шести первых свай не удалось пройти скважины на проектные глубины, поскольку был встречен слой валунника на контакте грунтовых слоев. Вследствие этого заземление свай оказалось порядка 0,7 м. В подобных обстоятельствах естественно встал вопрос о необходимости принятия мер по обеспечению устойчивости ограждения при таком малом заземлении свай ниже дна котлована. Было рассмотрено два варианта обеспечения устойчивости данной ограждающей стены:

- с использованием инъекционных анкеров,
- устройство козловой системы из буронабивных свай.

Наиболее экономически выгодным был признан вариант устройства подпорной стены из козловой системы вертикальных и наклонных свай с инъекционными корнями вблизи от существующего здания с заземлением вертикальных свай на глубину 0,7 м от поверхности проектируемого котлована.

