

УДК 624.153.524:624.138

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ВЕРТИКАЛЬНО АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ
ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

Кравцов В.Н.

*Научно-исследовательское республиканское унитарное
предприятие по строительству «Институт БелНИИС»,
г. Минск, Беларусь*

В статье приводится методика проектирования (расчет, конструирование) вертикально армированных оснований (геомассивов) фундаментов зданий и сооружений из забивных и набивных свай уплотнения исходя из экспериментальных исследований и 2-х групп предельных состояний. Дан пример расчета и конструирования геомассива.

Methodology of designing (computing, engineering) vertical reinforced foundation beds (geomassifs) using driven and bored cast-in-place piles on the basis of experiments and two groups of ultimate states is considered. And example of geomassif's counting and engineering is given.

Введение

В РУП «Институт БелНИИС» предложены новые конструкции и технологии упрочнения оснований плитных фундаментов (рис. 1) способом вертикального армирования грунта (далее геомассив ВА), позволяющих снизить трудоемкость и материалоемкость упрочнения грунта не менее чем на 20–30 %, как по сравнению с тради-

ционными способами (укатка, трамбовка и др.), так и с другими типами известных геомассивов ВА.

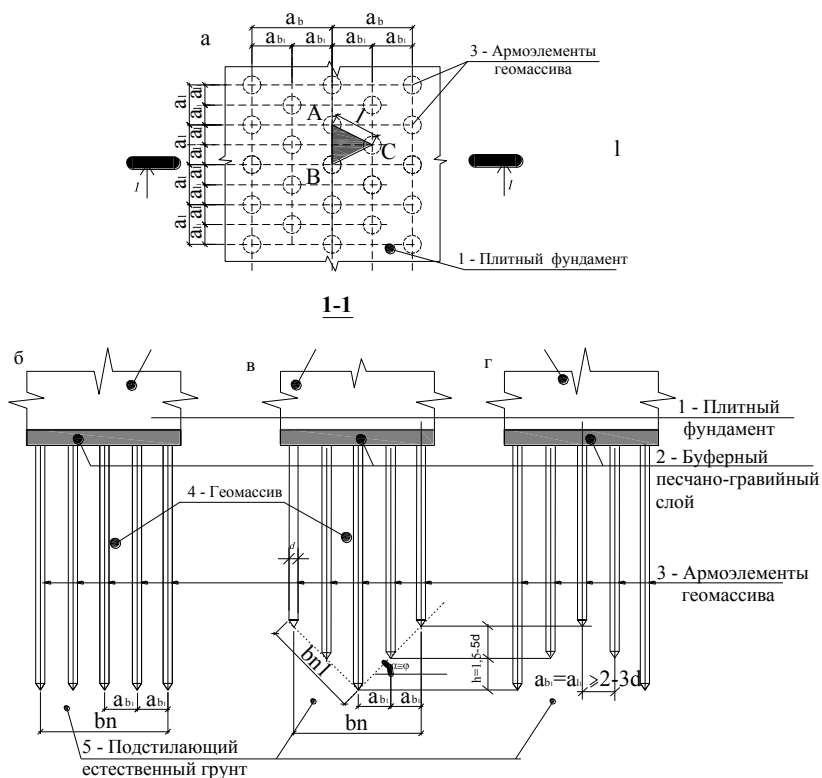


Рис. 1. Схема вертикального армирования основания (геомассива) плитных фундаментов:

a – план фундамента и армоэлементов; *б* – геомассив с расположением нижних концов в одном уровне по глубине – тип 1; *в* – то же, тип 2 – с конусным расположением нижних концов армоэлементов по глубине, отметки которых убывают от центра к краям плитного фундамента; *г* – то же, тип 3 – с убыванием нижних концов от краев к центру плитного фундамента

Проведенные исследования и накопленный опыт проектирования и возведения предлагаемых геомассивов [1–3 и др.] позволили разработать методы их расчета и проектирования, которые вошли в Рекомендации по проектированию и изготовлению вертикально

армированных оснований плитных фундаментов [4] и частично представлены далее в настоящей статье.

1. Предпосылки разработки метода расчета геомассива ВА по результатам экспериментальных исследований

Экспериментальные исследования, выполненные ранее в РУП «Институт БелНИИС» [1-3 и др.] и другими организациями, позволили выявить ряд особенностей поведения геомассива от действия вертикальной нагрузки. В частности установлено:

1. Сжимаемость армоэлементов геомассива ВА, в отличие от свай в свайном фундаменте, незначительно отличается от сжимаемости уплотненного (упрочненного) окружающего природного грунта. Геомассив ВА работает, не как свайное, а упрочненное армоэлементами (уплотненное) грунтовое основание с эквивалентными характеристиками (ρ , φ , c , E) не менее чем в 2–3 раза, превышающими их значения в неармированном грунте и обладает по отношению к природному грунту ярко выраженной прочностной и деформационной анизотропией. Армоэлементы не только упрочняют грунт основания, но и создают арочный эффект, который значительно снижает осадки фундамента.

2. Разрушение геомассива ВА от предельной нагрузки происходит по следующим схемам:

а) от выпора из под фундамента грунта буферной подушки, если ее мощность больше предельной толщины ($h_{10} > 0.75b$, где b – ширина фундамента);

б) от проскальзывания (задавливания) армоэлементов относительно естественного грунта – для железобетонных, металлических армоэлементов с повышенной прочностью материала (при предельных нагрузках на основание);

в) от потери устойчивости геомассива по явно выраженным условно прямолинейным поверхностям скольжения, которые образуют углы (рис. 2): α – с армоэлементами при их предельном шаге для рассматриваемой нагрузки от фундамента; β – к горизонтальной плоскости подошвы буферного слоя 2 по рис. 1.

Таким образом, для оценки степени устойчивости и исследования условий возникновения сдвигов в основании плитного фундамента, вполне очевидна возможность применения общей теории механики грунтов, в частности равновесия горных пород,

эквивалентного модуля деформации, $E_{\text{экр.мин}}$, геомассива, обеспечивающего осадки сооружения меньше допускаемых.

$$E_{\text{экр.мин}} = \beta \frac{p_{\text{max}}' H_c}{s_u}, \quad (1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный: при p_{max} до 0.2 МПа – $\beta = 1$; при p_{max} от 0,2 до 0.3 МПа – $\beta = 0,8$; p_{max} – максимальное давление плитного фундамента на основание, МПа; s_u – допустимая конечная осадка основания плитного фундамента, регламентированная проектом или нормами ТНПА, м (рекомендуется не более 8 см, для жилых зданий $s_u \leq 5$ см); $H_c = \beta \cdot p_{\text{max}}' / \gamma_m$ – условная минимальная глубина сжимаемой зоны, м, здесь β – см. формулу 1; γ_m – средний удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубине не менее двух его ширин, МН/м³.

2. Используя зависимость между модулем общей деформации E_0 (или коэффициентом сжимаемости a_0) и коэффициентом пористости e (компрессионная зависимость или результаты испытания опытных полевых штампов), для $E_{\text{экр.мин}}$ определяется требуемый коэффициент пористости $e_{\text{экр. расч.}}$ грунта геомассива после упрочнения основания армоэлементами из свай, который является основным показателем для разработки проекта геомассива ВА;

3. По теории предельного равновесия с использованием расчетной схемы на рисунке 2 устанавливаются необходимые прочностные характеристики упрочненного грунта (угол внутреннего трения $\varphi_{\text{экр. (II)}}$, град, и сцепление $c_{\text{экр.}}$, МПа), при которых устойчивость основания (геомассива ВА) будет обеспечена при $K_{\text{уст.}} = 1,2$;

4. Используя известные зависимости изменения прочностных характеристик от плотности-влажности, по формулам (2) – для песчаных и (3) – глинистых грунтов, устанавливается необходимая минимальная плотность грунта (коэффициент пористости $e_{\text{пл.мин}}$)

$$e_{\text{пл.мин}} = e_{\text{макс}} - I_D (e_{\text{макс}} - e_0), \quad (2)$$

$$e_{\text{гл.мин}} = \frac{s}{b \cdot 100} (w_p + 0,5 I_p), \quad (3)$$

где e_0 , $e_{\text{макс}}$ – коэффициенты пористости песка а соответственно в исходном (рыхлом) сложении и в предельно плотном состоянии; $I_D = 0,7-0,8$ – индекс относительной плотности; w_p и I_p – соот-

ответственно влажность на границе раскатывания и число пластичности; γ_s, γ_w – соответственно удельный вес частиц и воды, кН/м^3 .

В случае, если необходимый по расчету коэффициент пористости $e_{\text{экр.расч}}$ (см. п. 2) получается большим минимального значения коэффициента пористости уплотненного грунта $e_{\text{упл.мин}}$ по формулам (2) и (3), применение армозащитных элементов для достижения требуемой плотности (коэффициент пористости) **эффективно**. Если же грунт не может быть уплотнен армозащитными элементами до необходимой плотности, их применение **нецелесообразно**.

5. При расположении армозащитных элементов в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника (см. рис. 1) шаг a и расстояние между сваями l , м, определяются из выражения (4) и (5)

$$a_{\text{max}} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3\sqrt{3} (\gamma_{\text{экр.расч}} - \gamma_0)}}, \quad (4)$$

$$l_{\text{max}} = a_{\text{max}} / 2 \cdot \cos 45^\circ, \quad (5)$$

где a, l – см. рис. 1; d_a — диаметр армозащитного элемента, м; $\gamma_{\text{экр.расч}}$ — удельный вес упрочняемого грунта по (6), кН/м^3 ; γ_0 — удельный вес грунта до уплотнения, кН/м^3 ;

$$\gamma_{\text{экр.расч}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{экр.расч}}} (1 + 0,01\omega), \quad (6)$$

где ω — влажность грунта до уплотнения, %;

6. Длина армозащитных элементов L , м, геомассива ВА должна приниматься равной для водонасыщенных глинистых грунтов не менее высоты его сжимаемой толщи H_c , в остальных случаях, как правило, до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления R , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырёх для ленточных плитных фундаментов;

7. По данным опытов и сложившейся проектно-строительной практики в Республике Беларусь между армирующими элементами и подошвой плитного фундамента необходимо выполнить буферную подушку 2 (см. рис. 1) из песчано гравийной смеси, уплотненной до коэффициента плотности $K_{\text{сomp}} \geq 0,98$ с модулем деформации $E \geq 20 \text{ МПа}$. Мощность подушки h_{16} рекомендуется назначать по

формуле (7) но не более 1/5 ширины плитного фундамента b и не менее 0,15 м.

$$h_{тб} = \frac{s \cdot E_6 \cdot \Sigma A_a}{p_{\max}}, \quad (7)$$

где p_{\max} – максимальное давление на буферную подушку от плитного фундамента, МПа; ΣA_a – площадь всех оголовков армоэлементов, м; E_6 – модуль деформации уплотненной промежуточной буферной подушки в зависимости от ее материала, принимаемый равным не менее: для песка средней крупности – 20 МПа; для крупного песка и известкового щебня – 25 МПа; для гранитного щебня – 40 МПа; в случае применения других материалов значение E_6 можно принимать исходя из условия, что бы его осадка не превышала $s_u \leq 15$ мм;

8. Запроектированный по пп. 1-7 геомассив ВА и его конструктивные армоэлементы проверяются: а – по прочности применяемых материалов, регламентируемой соответствующими нормами (ТНПА), по осадкам, согласно п.9 и прочности подстилающего грунта $\sigma_{zpi} < R_{\text{подст}}$.

9. Конечная средняя осадка основания (s_r) для плитного фундамента на геомассиве из свай вычисляется методом послойного суммирования согласно ТКП 45-5,01-67 /9/ по формуле (8)

$$s_r = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_3} \quad (8)$$

где s , σ_{zpi} , h_i – обозначения по /8/; E_3 - эквивалентный модуль деформации слоев грунта на которые разбивается сжимаемая зона основания, состоящая из буферной подушки 2, геомассива 4, и подстилающего природного грунта 5 (см. рис. 1), определяемый по пп. 1, 7, МПа.

Пример расчета геомассива ВА

Исходные данные. Требуется запроектировать геомассив ВА под плитный фундамент административного здания с давлением на основание $p_{\max} = 0,15$ МПа и допустимой осадкой $s_u = 8$ см. Основание сложено (сверху вниз): лессовидным суглинком ($\gamma_0 = 19,1$ кН/м³; $\gamma_s = 27,1$ кН/м³; $w_0 = 10\%$, $e_0 = 0,8$, $\varphi_0 = 15^\circ$, $E_0 = 4.5$ МПа) мощностью 4-6 м, подстилаемым песком средним средней прочности ($\varphi = 35^\circ$, $E = 25$ МПа) мощностью до 7 м и далее на всю

разведенную глубину суглинком средней прочности с включениями растительных остатков ($E = 10\text{МПа}$, $\varphi = 17^\circ$, $I_{\text{ом}} = 0,12$).

Решение (расчет). Исходя из технических возможностей строительной организации в качестве армоэлементов приняты набивные сваи в вытрамбованных скважинах диаметром $d_a = 0,3$ м.

Расчет выполняется на 1 м^2 площади фундамента с нахождением оптимальных параметров геомассива ВА (из критерия: «надежность при минимально необходимых размерах и шаге армоэлементов»). По формуле (1) определяется требуемый минимальный эквивалентный модуль деформации обеспечивающий надежность геомассива при максимально допустимой осадке $s_u \leq 8$ см и сжимаемой зоне грунта $H_c = \beta \cdot p_{\text{max}} / \gamma_0 = 1 \cdot 0,15 / 0,0191 = 7,85$ м.

$$E_{\text{экв. min}} = \beta \frac{p_{\text{max}} \cdot H_c}{s_u} = 1 \frac{0,15 \cdot 7,85}{0,08} = 15\text{МПа},$$

На компрессионной кривой (данные лабораторных испытаний) определяется коэффициент эквивалентной пористости грунта $e_{\text{экв. расч}} = 0,5$, соответствующий эквивалентному модулю $E_{\text{экв. расч}} = 15\text{МПа}$ и по формуле (6) находится эквивалентный удельный вес геомассива с учетом устройства набивных свай.

$$\gamma_{\text{экв. расч}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{экв. расч}}} (1 + 0,01\omega) = \frac{27,1}{1 + 0,5} (1 + 0,01 \cdot 10) = 19,5 \text{ кН/м}^3.$$

При расположении армоэлементов в шахматном порядке в плане фундамента по формулам (4) и (5) определяются допустимые максимальные шаг a и расстояние между ними l (см. рис. 1).

$$a_{l\text{max}} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3\sqrt{3}(\gamma_{\text{экв. расч}} - \gamma_0)}} = 0,3 \sqrt{\frac{3,14 \cdot 19,1}{3\sqrt{3}(19,5 - 19,1)}} = 1,6 \text{ м};$$

$$l_{\text{max}} = \frac{a_{\text{max}}}{2 \cos 45} = \frac{1,6}{2 \cdot 0,71} = 1,15 \text{ м}.$$

Определяется минимальная толщина буферной подушки из песчано-щебеночной смеси ($E_{t,6} \geq 20\text{МПа}$ и допустимой $s_u \leq 0,0015\text{м}$)

по (7):
$$h_{t,6.\text{min}} = \frac{s_u \cdot E_{6.\text{п}} \cdot \sum A_{\text{св}}}{p_{\text{max}}} = \frac{0,0015 \cdot 20 \cdot 1,2}{0,15} \approx 25 \text{ см}$$

Длину крайних свай для геомассива типа 2 по рис. 1в назначаем $L = 4$ м и проверяем все принятые параметры из критериев: о не превышении осадки геомассива критического значения $s_r < s_u$ по формуле (8) и давление геомассива на нижележащий грунт $\sigma_{zpi} < R$, где R расчетного сопротивления подстилающего грунта по ТКП 45-5,01-67 [8].

Литература

1. Сеськов, В.Е. Упрочнение оснований методом вертикального армирования грунтобетонными микросваями в пробитых скважинах / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, С.А. Якуненко // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции : сборник трудов международной конференции / редкол. : Р.А. Мангушев (отв. ред.) [и др.]. – СПб. : СПбГАСУ, 2010. – С. 295–300.

2. Рекомендации по проектированию и устройству грунтобетонных свай в бурораздвижных скважинах. – Минск : МАиС Респ. Беларусь, 2005. – 51 с.

3. Кравцов, В.Н. Исследование и особенности применения грунтобетона для свайных фундаментов и упрочнение грунтов / В.Н. Кравцов, Н.А. Назаров // Вестник Брестского государственного технического университета строительства и архитектуры / гл. ред. В.В. Тур. – 2004. – С. 200–203.

4. Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь. – Минск : МАиС РБ, 2012. – 65 с.

5. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги; под. ред. проф. Н.А. Цытовича. – М. : Госстройиздат, 1961. – 450 с.

6. Флорин, В.А. Основы механики грунтов : в 2 т. / В.А. Флорин. – Л-М. : Госстройиздат, 1959.

7. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2012. – 164 с.

8. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. – Минск : МАиС РБ, 2007. – 144 с.