

*Банников Сергей Николаевич, канд. техн. наук, доц.
Белорусского национального технического университета,
г. Минск, Беларусь*

***Деформативность и устойчивость подпорных конструкций
из армированного грунта***

Deformation and stability of reinforced soil retaining walls

В статье рассматривается методика определения давления армированного грунта на подпорную стенку. По полученным формулам были проведены расчеты, устанавливающие распределение горизонтальных давлений на ограждение, а также вертикальных напряжений и деформаций под подошвой фундамента в зависимости от коэффициента механической анизотропии.

Stress-strain state of soil retaining wall of reinforced soil are discussed. Received decisions are determinated distribution vertical and horizontal stresses matations on retaining wall. The influence of mechanical anisotropy and Poisson's ratios on distribution vertical and horizontal stresses on retaining wall has been determined.

В последние десятилетия в строительстве подпорные конструкции занимают сравнительно большой объем. Возведение таких сооружений требует значительных трудозатрат и материалов. Соответственно проблема снижения стоимости и трудоемкости весьма актуальна. Большое преимущество в данном случае имеют методы армирования грунта, посредством которых грунт превращается фактически в новый материал с более высокими физико-механическими характеристиками.

Для уменьшения давлений на подпорные конструкции прибегают к усилению оснований различными способами. Среди них есть и такие, как усиление грунтов нагельным и мембранным способом. Рассмотрим напряженно-деформативное состояние таких оснований с точки зрения их влияния на ограждающие конструкции и осадки фундаментов. При исследовании работы таких оснований грунтовую

среду с нагелями рассматривали как трансверсально-изотропную среду [1] со следующими граничными условиями (рис. 1).

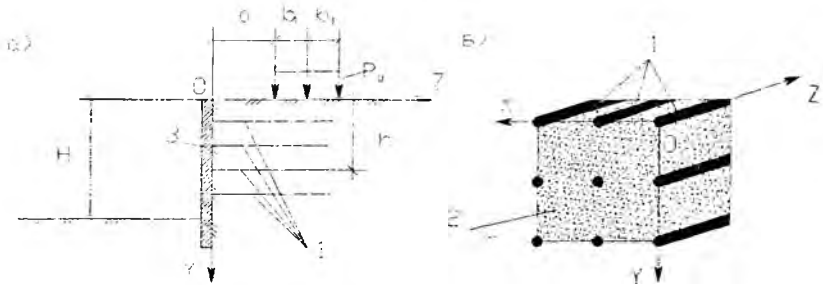


Рис. 1. Расчетная схема:
1 - нагель; 2 - грунт; 3 - ограждающая конструкция

В результате решения уравнений равновесия и неразрывности нами были получены выражения для определения напряжений в виде

$$\sigma_x = \frac{P_0 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_1}{\pi(\gamma_2 - \gamma_1)} \left[\gamma_2 \left(\operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left(\operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_1} \right) + \gamma_2 \left(\operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left(\operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_1} \right) \right]; \quad (1)$$

$$\sigma_z = \frac{P_0}{\pi(\gamma_2 - \gamma_1)} \left[\gamma_2 \left(\operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left(\operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_1} \right) + \gamma_2 \left(\operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left(\operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_1} \right) \right]; \quad (2)$$

Здесь γ_1 и γ_2 – корни характеристического уравнения, которые для нашего случая определялись по следующим формулам:

$$\gamma_1 = \sqrt{\frac{S_{66} + 2S_{13} - \sqrt{(S_{66} + 2S_{13})^2 - 4S_{11}S_{33}}}{2S_{11}}}; \quad (3)$$

$$\gamma_z = \sqrt{\frac{S_{66} + 2S_{13} + \sqrt{(S_{66} + 2S_{13})^2 - 4S_{11}S_{33}}}{2S_{11}}}, \quad (4)$$

где

$$S_{11} = \frac{1}{E}(1 - \nu^2); \quad S_{13} = -\frac{\nu_3}{E_3}(1 + \nu); \quad S_{33} = \frac{1}{E_3}\left(1 - \nu_3^2 \frac{E}{E_3}\right);$$

$$S_{66} = \frac{E(1 + 2\nu_3) + E_3}{EE_3};$$

E , E_3 – модули деформации соответственно для сжатия-растяжения в направлении плоскости изотропии (ХОУ) и нормальном к ней;

ν – коэффициент Пуассона, характеризующий отношение относительных поперечных деформаций в плоскости изотропии (ХОУ);

ν_3 – коэффициент Пуассона для плоскости (YOZ) перпендикулярной плоскости изотропии.

При рассмотрении задачи устойчивости ограждающих конструкций важна оценка давлений грунта на ограждение в активном состоянии от действия собственного веса и дополнительной нагрузки при различных схемах армирования грунта. Как показывают эксперименты и натурные наблюдения величина давления грунта σ на сооружение существенно зависит от направления, величины и характера смещения вертикальных или наклонных контактных граней сооружения, по которым происходит взаимодействие с грунтовым массивом.

Под действием давления грунта могут возникнуть смещения сооружения в сторону от грунта. Это способствует образованию поверхности скольжения и постепенному формированию области обрушения и пластических деформаций армированного грунта. Возникающие в зоне смешивающегося грунта силы сопротивления сдвигу приводят к уменьшению давления грунта, которое при определенной величине смещения сооружения и окончании формирования призмы обрушения достигает предельного минимального давления, называемого активным давлением σ_a .

При наличии на поверхности грунта дополнительной нагрузки q (рис. 2) общее активное давление на ограждающую стенку будет определяться по следующей формуле:

$$\sigma_a = (\sigma_{a,\gamma} + \sigma_{a,q}) = (q + \gamma_{ap}z) \xi_{ap} = (q + \gamma_{ap}z) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{ap}}{2} \right), \quad (5)$$

где $\xi_{ap} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{ap}}{2} \right)$ – коэффициент активного давления армированного грунта на стенку;

q – удельная нагрузка за подпорной стенкой на уровне поверхности земли;

b – ширина приложения нагрузки q ;

a – расстояние от ограждающей стенки до нагрузки q ;

γ_{ap} – удельный вес армированного грунта;

z – текущая координата в которой рассматривается предельное напряженное состояние.

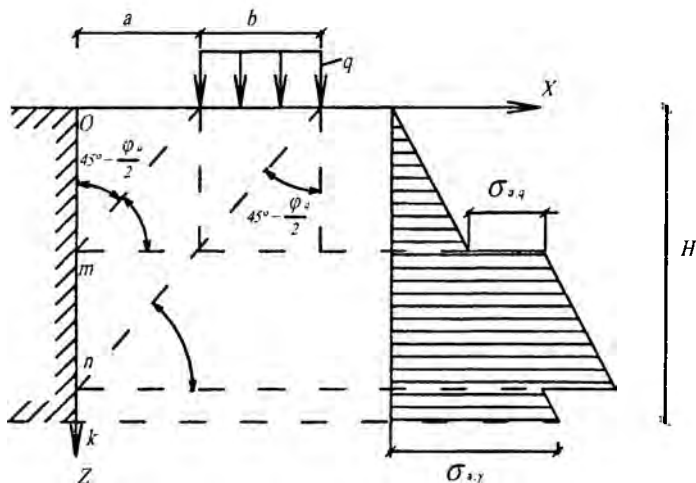


Рис. 2. Расчетная схема для определения активного давления на подпорную стенку от полосовой нагрузки

Горизонтальная составляющая активного давления ($\sigma_{a,q}$) армированного грунта от этой нагрузки определяется:

- при $a/\operatorname{tg}\theta \leq z \leq (a+b)/\operatorname{tg}\theta$ по формуле (5);
- при $0 \leq z \leq a/\operatorname{tg}\theta$ и $z > (a+b)/\operatorname{tg}\theta$ по формуле (5) при $q = 0$ и $\theta = \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$.

При использовании формулы (5) необходимо обеспечить внутреннюю устойчивость армированного массива грунта возле каждого отдельного армирующего элемента. Это достигается при следующих условиях:

- проверки на проскальзывание грунта по армирующим элементам

$$T_a \leq 2 \gamma_{ap} z \operatorname{tg}\psi l_{ap}; \quad (6)$$

- проверки армирующих элементов на разрыв

$$T_a \leq R_s \delta_{ap} b_{ap}, \quad (7)$$

где T_a – растягивающее усилие в арматуре, которое определяется по формуле

$$T_a = \xi_{ap} \sigma_z h_v h_u; \quad (8)$$

$\operatorname{tg}\psi$ – угол сдвига грунта по армирующим элементам;

R_s – расчетное сопротивление армирующих элементов на разрыв;

l_{ap} – длина армирующих элементов;

δ_{ap} – толщина армирующих элементов;

b_{ap} – ширина армирующих элементов.

Для определения активного давления, необходимо знать также механические характеристики армогрунта, такие как коэффициент активного бокового давления грунта (ξ_a), удельная сила сцепления (C) и угол внутреннего трения (φ).

Для определения этих характеристик нами разработан и изготовлен прибор КПА-2 [2].

При проведении испытаний армированный грунт загружали следующими ступенями нагрузки: $\sigma_z = \sigma_3 = 0, 1 \dots 0,5$ МПа с шагом через 0,1 МПа. Для каждой ступени вертикальной нагрузки в стабилизированном состоянии фиксировали горизонтальное давление σ_x . За

условную стабилизацию принимали скорость осадки армогрунта равной $v = 0,1$ мм/ч. Испытания считались оконченными, если последние две ступени нагрузки не изменяли коэффициент бокового давления. На графиках функции $\xi = f(\sigma_z)$ появляются горизонтальные площадки, а значения вертикальных (σ_z) и горизонтальных (σ_x) напряжений соответствующие этим площадкам называются главными и они соответствуют предельному напряженному состоянию армированного грунта. Отношение этих напряжений

$$\xi_{ad} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3},$$

определяет коэффициент бокового давления (ξ_{ad}) для предельного состояния грунта.

Результаты испытаний армированного грунта представлены в табл. 1 и на рис. 3.

Таблица 1

Результаты определения коэффициента бокового давления армогрунта ξ_{ad} и его прочностных характеристик (φ , C) при его равномерном усилении отдельными металлическими стержнями

Вертикальные напряжения σ_1 , МПа	Боковые напряжения σ_3 , МПа	Коэффициент бокового давления ξ_{ad}	Относительный объем армирования $\alpha = V_{ад}/V_{гр}$	Прочностные характеристики армогрунта	
				φ , градус	C , кПа
0,3	0,09	0,3	0	32	-
0,4	0,12				
0,5	0,15				
0,3	0,078	0,26	0,02	36	-
0,4	0,104				
0,5	0,13				
0,3	0,063	0,21	0,05	41	-
0,4	0,084				
0,5	0,105				
0,3	0,051	0,17	0,07	45	-
0,4	0,068				
0,5	0,085				

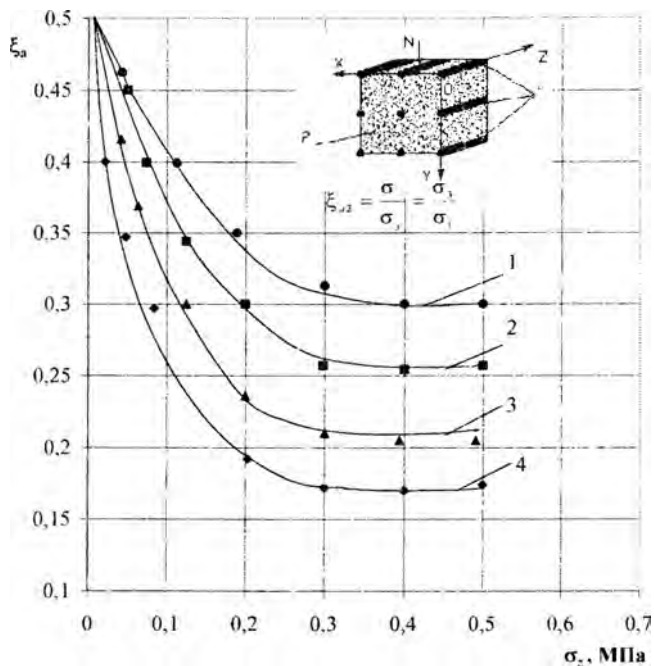


Рис. 3. Графики изменения коэффициента бокового давления ξ_{sa2} при нагельном способе армирования в зависимости от относительной величины объема стержней (V_{ap}/V_{cp}):

$$1 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0; \quad 2 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0.02; \quad 3 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0.05; \quad 4 - \frac{V_{ap}}{V_{cp}} = 0.07;$$

1 – армирующие элементы; 2 – грунт

Для проверки адекватности предлагаемой математической модели армированного песчаного основания с натурными данными были проведены сопоставительные расчеты для следующих исходных данных: песок средней крупности, средний, $h_v = h_n = 0.5$ м, угол сдвига грунта по железобетонным нагелям $\psi = 27^\circ$; модуль деформации грунта $E = 35$ МПа; длина нагеля $l_n = 3$ м; диаметр стержня нагеля $d = 32$ мм; диаметр нагеля $d_n = 0.114$ м; класс арматуры S400; расчетное сопротивление на разрыв $f_{vd} = 365$ МПа.

Усилие, приходящееся на нагель верхнего яруса (рис. 4):

– для армированного грунта определяли по формуле (1):

$$N_z = 0,5 \times h_v \times \sigma_{z,v} = 0,5 \times 0,5 \times 0,048 = 0,012 \text{ МН};$$

– для неармированного грунта по формуле (1) при $\gamma_1 = \gamma_2 = 1$:

$$N_z = 0,5 \times 0,5 \times 0,203 = 0,05 \text{ МН.}$$

Несущую способность нагеля для армированного основания определяют по формуле

$$F_{du} = \sigma_v \times \pi \times d \times l_H \times \text{tg}\psi = 0,11 \times 3,14 \times 0,114 \times 3 \times 0,51 = 0,06 \text{ МН.}$$

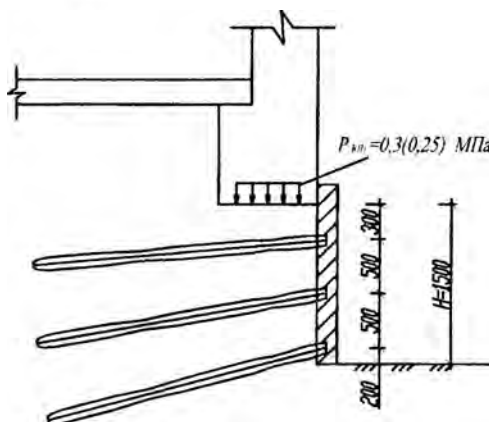


Рис. 4. Расчетная схема для определения устойчивости подпорной стенки

Проверку нагелей по несущей способности грунта производили по формуле

$$N_z < F_{du} \cdot \quad (9)$$

Как видно из приведенных расчетных данных, устойчивость подпорной конструкции будет обеспечена только для армированного грунта и в дальнейшем неармированное основание не рассматриваем.

Проверку нагелей на разрыв производили по СНБ 5.03.01-02 используя следующую формулу:

$$N_{sd} \leq F_{Rd}, \quad (10)$$

где $F_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}$;

f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении

$$A_{s,tot} = 8,043 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$N_{sd} = N_z$ – расчетная продольная сила от внешнего воздействия.

Подставляя в формулу (10) исходные данные, получили

$$0,012 \text{ МН} \leq 365 \cdot 8,043 \cdot 10^{-4} = 0,29 \text{ МН}.$$

Условие по прочности на разрыв арматуры обеспечивается.

Расчет осадки армированного основания производили по формуле

$$S_{ap} = \beta \sum_{i=1}^{15} \frac{\sigma_{yp,i} \cdot \Delta h_i}{E}, \quad (11)$$

где β – коэффициент, учитывающий боковое расширение в грунтах (для армированных оснований $\beta = 1$);

$\sigma_{yp,i} = \sigma_{z,i}$ – вертикальные напряжения армированного основания (табл. 2);

Δh_i – толщина расчетного слоя ($\Delta h_i = (0,4 \div 0,2) \cdot b$);

E – модуль деформации армированного слоя грунта ($E=35$ МПа).

После подстановки исходных данных в формулу (11) получили осадку

$$S_{ap} = 8 \text{ мм}.$$

Сравнивая полученное значение расчетной осадки с фактическими данными получили их несколько завышенными. Это связано с разуплотнением грунта при устройстве нагелей.

Анализируя полученные данные, мы пришли к следующим выводам:

1. Проведенные исследования показали, что предлагаемые выражения для определения бокового давления более достоверно описывают напряженно-деформационные процессы в армированных грунтах по сравнению с существующими зависимостями для изотропных сред.

2. Расчетные осадки фундаментов по предложенным выражениям при учете механической анизотропии хорошо согласуются с результатами натуральных измерений и дают расхождение не свыше 10 %.

3. Наши экспериментальные и теоретические исследования свидетельствуют, что армирование оснований горизонтальными элементами (нагелями) позволяет существенно уменьшить боковое давление и практически исключить боковые деформации ограждающих конструкций.

Таблица 2

Расчетные значения давлений на ограждающую стенку σ_z и грунта σ_y ниже подошвы фундамента

Армированное основание		Неармированное основание		у, м
σ_y , МПа	σ_z , МПа	σ_y , МПа	σ_z , МПа	
0,24	0,052	0,234	0,234	0,1
0,23	0,05	0,218	0,219	0,2
0,22	0,048	0,203	0,203	0,3
0,211	0,046	0,188	0,188	0,4
0,201	0,044	0,174	0,174	0,5
0,192	0,042	0,16	0,16	0,6
0,183	0,04	0,147	0,147	0,7
0,174	0,038	0,134	0,135	0,8
0,166	0,036	0,123	0,123	0,9
0,158	0,035	0,112	0,113	1,0
0,151	0,033	0,103	0,103	1,1
0,143	0,031	0,094	0,094	1,2
0,137	0,03	0,085	0,086	1,3
0,13	0,028	0,078	0,078	1,4
0,124	0,027	0,071	0,071	1,5

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лехницкий, С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий. – М., 1977. – 415 с.
2. Банников, С.Н. Методика определения механических характеристик армированного грунта подпорных стенок / С.Н. Банников, Аль Махамид Файез // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инж. кадров Республики Беларусь: сб. научн. трудов Междунар. научно-методич. межвуз. семинара. – Могилев, 2005. – С.82–86.