

**ОБОСНОВАНИЕ ДОПУСКАЕМОГО ДАВЛЕНИЯ НА
НЕЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМЫЕ ОСНОВАНИЯ
ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В
СООТВЕТСТВИИ С НАЦИОНАЛЬНЫМИ
НОРМАМИ И ЕВРОКОДАМИ**

Трегуб А. В., Киричек Ю.А.

Приднепровская государственная академия
строительства и архитектуры
г. Днепропетровск, Украина

АНОТАЦІЯ: Порівняні допустимі навантаження на фундаменти мілко-го закладання, що визначені з урахуванням нелінійної залежності між напруженнями та деформаціями в ґрунті згідно із національними будівельними нормами та Єврокодами.

АННОТАЦИЯ: Выполнено сравнение допускаемых нагрузок на фундаменты мелкого заложения, рассчитанных с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте согласно национальным строительными нормам и Еврокодам.

ABSTRACT: The article is devoted to comparison between the safe design loading on shallow foundations with non-linear stress strain behaviour determined according to the national standards and Eurocodes.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: фундаменты мелкого заложения, допускаемое давление, нелинейно-деформируемое основание, Еврокод.

ВВЕДЕНИЕ

Имплементация Еврокодов [1] и одновременное действие строительных норм, разработанных на основе национальных технологических традиций и строительных норм, гармонизированных с нормативными документами Европейского Союза, в том числе в области геотехники [2], требуют всестороннего анализа их соответствия местному опыту проекти-

рования и оценки возможных последствий. Принципиальным вопросом проектирования фундаментов является обоснование допускаемого давления на грунт под фундаментами, особенно с учетом нелинейности основания. Последствия перехода на новые нормы проектирования строительных конструкций связаны с изменениями в конечном продукте, которые желательно понимать проектировщикам.

Согласно положениям национальных строительных норм [2] давление на грунт, как правило, ограничено величиной расчетного сопротивления R , которое принято считать безопасным. Результаты ряда исследований [3-7] свидетельствуют о существенных недостатках такого подхода, при котором для прочных грунтов имеют место излишний запас несущей способности, а для слабых – недостаточный. В результате принятые согласно национальным нормам [2] проектные решения фундаментов могут быть неэкономичными или недостаточно надежными [8].

Современные методы проектирования фундаментов, широко применяемые в Европе, не ограничивают нагрузки линейной стадией деформации оснований [1, 9, 10]. С внедрением их в отечественную практику проектирования представляет интерес сравнительный анализ различия параметров, обеспечивающих безопасность проектного решения согласно национальным строительным нормам.

Цель исследований - сопоставление допускаемого давления на грунт, удовлетворяющего расчётам по несущей способности и деформациям согласно методикам национальных строительных норм [2] и Еврокод [1] с учетом нелинейности деформирования грунтов, параметров грунта, фундаментов и наземных конструкций зданий.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ

В данной работе рассматриваются расчеты фундаментов мелкого заложения при действии постоянных вертикальных нагрузок. Основное требование предельного напряженного состояния в [1] сформулировано условием:

$$V_d \leq R_d, \quad (1)$$

где V_d – расчетная величина вертикальной нормальной к подошве полной нагрузки;

R_d – расчетная величина сопротивления основания действующим на него нагрузкам.

V_d определяется по формуле:

$$V_d = \gamma_F \cdot F_{rep}, \quad (2)$$

где F_{rep} – репрезентативное значение вертикальной нормальной к подошве полной нагрузки;

γ_F – частный коэффициент надежности по нагрузке.

На основании формулы (2.7) [1] для предельного напряженного состояния основания фундамента мелкого заложения при действии постоянной вертикальной нагрузки расчетная величина сопротивления основания составляет:

$$R_d = R\{X_k / \gamma_M\} / \gamma_R, \quad (3)$$

где X_k – характеристическая величина свойства грунта, определяемая испытаниями с доверительной вероятностью 0,95;

γ_M – частный коэффициент для характеристик грунта;

γ_R – частный коэффициент по сопротивлению.

Расчетные значения свойства грунта определяются:

$$X_d = X_k / \gamma_M. \quad (4)$$

Расчеты предельного напряженного состояния выполнены по трём проектным подходам [1] с использованием прямого метода аналитического решения. Репрезентативная величина нагрузки соответствует максимальной допустимой нагрузке из расчёта по предельному напряженному состоянию, которая согласно проектному подходу 1 при сочетании коэффициентов надежности 1 составит:

$$F_{\text{rep}(1,1)} = R\{X_k\} / \gamma_F. \quad (5)$$

При сочетании коэффициентов надежности 2 допускаемая нагрузка составит:

$$F_{\text{rep}(1,2)} = R\{X_k / \gamma_M\}. \quad (6)$$

Согласно проектному подходу 2 допускаемая нагрузка составит:

$$F_{\text{rep}(2)} = \frac{R\{X_k\}}{\gamma_R \cdot \gamma_F}. \quad (7)$$

Согласно проектному подходу 3 допускаемая нагрузка составит:

$$F_{\text{rep}(3)} = \frac{R\{X_k / \gamma_M\}}{\gamma_F}. \quad (8)$$

Предельное состояние по пригодности к эксплуатации сформулировано условием по деформациям:

$$E_d \leq C_d. \quad (9)$$

где E_d – расчетная величина результата воздействия;

C_d – предельная величина результата воздействия.

Решение поставленной задачи реализовано при помощи составленных программ и исходных характеристик, полученных для прочных и слабых грунтов (табл. 1). Выборка характеристик грунтов смоделирована приближенным законном нормального распределения с коэффициентом

вариации $v \approx 0,15$. В табл. 2, 3 приведены результаты расчета несущей способности оснований и осадок квадратных фундаментов при действии вертикальных постоянных нагрузок согласно национальным строительным нормам [2] и Еврокода [1].

Таблица 1

Характеристики грунтов

Нормативные характеристики				Характеристики при доверит. вероятности							
				$\alpha=0,95$				$\alpha=0,85$			
E_n , МПа	φ_n , град	c_n , кПа	γ_n , кН/м ³	E_k , МПа	$\varphi_I = \varphi_k$, град	$c_I = c_k$, кПа	$\gamma_I = \gamma_k$, кН/м ³	φ_{II} , град	c_{II} , кПа	γ_{II} , кН/м ³	
Песок мелкий плотный маловлажный											
48,8	35,7	6,10	19,19	44,5	32,6	5,6	17,53	33,8	5,8	18,19	
Супесь пластичная											
31,3	27,5	20,1	20,9	28,9	25,1	18,4	19,09	26,1	19,1	19,81	
Суглинок мягкопластичный											
17,1	18,7	25,3	19,34	15,7	17,1	23,2	17,66	17,8	24	18,33	
Глина мягкопластичная											
7,0	7,0	28,9	17,25	6,4	6,4	26,5	15,75	6,6	27,5	16,35	

На основании выполненных расчетов по формуле К. Терцаги отмечены отличия в значениях сопротивления основания по [1] ($R\{X_k\}$) и по [2] (P_u) для одинаковых параметров. Нормы [2] показали более высокую несущую способность оснований: $P_u/R\{X_k\}=1,2\dots 1,6$. Несоответствие P_u и $R\{X_k\}$ тем больше, чем больше глубина заложения фундаментов d . Расчет по предельному напряженному состоянию согласно проектному подходу 1 обуславливается сочетанием коэффициентов надежности 2. Наименьшее допускаемое давление из условия по предельному напряженному состоянию получено расчетом по проектному подходу 3.

Согласно строительным нормам [1] при расчете осадок используют общепринятые линейные или нелинейные модели деформирования грунта. В данной работе реализован метод послойного суммирования. За пределами пропорциональности в зависимости «напряжения - деформации» известным нелинейным методом [3] вычислены давления по подошве P_b , соответствующие предельной осадке для железобетонных каркасных зданий: согласно требованию ДБН [2] (п. Е10в) $0,8S_u=8$ см, согласно [1] – 5 см. В расчетах осадок по нормам [1] и [2] используются различные величины деформационных параметров, соответствующие разным доверительным вероятностям, поэтому отклонения осадок в линейном диапазоне нагрузок составили 6...18%. С увеличением неоднородности грунтов разница осадок будет больше.

Таблица 2

Результаты расчетов по ДБН В.2.02.01–2009

Грунт	Размеры ф-та		Линейный расчёт		Нелинейный расчет			P _u , МПа	P _u *γ _n /γ _c , МПа	Доп. давл. P _{доп} , МПа	k=P _u /P _{доп}
	b, м	d, м	R, МПа	S _R , см	1,2R, МПа	S _{nl} при 1,2R, см	P _b при 0,8S _u , МПа				
<i>l</i>	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Песок мелкий плотный маловлажный	1	1	0,249	0,5	0,299	0,6	1,242	1,692	1,47	0,299	5,67
	3	2	0,468	1,9	0,561	2,3	1,363	3,370	2,93	0,561	6,00
	5	3	0,687	4,3	0,824	5,3	1,144	5,049	4,39	0,687	7,35
	7	4	0,906	7,8	1,087	9,6	0,926	6,727	5,85	0,906	7,43
	10	5	1,158	14,0	1,389	17,1	0,702	8,672	7,54	1,158	7,49
Супесь пластичная	1	1	0,258	0,8	0,309	1,0	0,830	1,102	0,96	0,309	4,28
	3	2	0,389	2,4	0,467	3,0	0,861	1,790	1,56	0,467	3,83
	5	3	0,521	5,0	0,625	6,2	0,740	2,478	2,15	0,521	4,76
	7	4	0,652	8,4	0,783	10,4	0,627	3,166	2,75	0,652	4,85
	10	5	0,802	14,3	0,963	17,7	0,493	3,940	3,43	0,802	4,91
Суглинок мягкопластичный	1	1	0,184	0,9	0,221	1,1	0,493	0,626	0,54	0,221	2,84
	3	2	0,249	2,7	0,298	3,4	0,477	0,898	0,78	0,298	3,01
	5	3	0,314	5,1	0,376	6,4	0,427	1,171	1,02	0,314	3,73
	7	4	0,378	8,2	0,454	10,4	0,372	1,443	1,25	0,378	3,81
	10	5	0,451	13,0	0,541	16,5	0,308	1,742	1,51	0,451	3,86

Продолжение таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Глина мягкопластичная	1	1	0,129	1,6	0,155	2,0	0,246	0,317	0,28	0,155	2,04
	3	2	0,156	3,8	0,187	4,9	0,229	0,396	0,34	0,187	2,11
	5	3	0,183	5,6	0,220	7,3	0,225	0,475	0,41	0,183	2,59
	7	4	0,210	8,1	0,252	10,8	0,209	0,554	0,48	0,210	2,63
	10	5	0,239	11,6	0,287	15,6	0,187	0,637	0,55	0,239	2,66

Таблица 3

Результаты расчетов по ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010

Грунт	Размеры ф-та		$R\{X_k\}$ А МПа	$F_{rep1.1}$ А МПа	$R\{X_d\}$ А МПа	$F_{rep1.2}$ А МПа	F_{rep2} А МПа	F_{rep3} А МПа	S_L $f(E_k)$ см	Нелинейный расчет осадок		Допуст. давл. $R_{доп}$, МПа	$k = R\{X_k\} / R_{доп}$
	b, м	d, м								S_{nL} при F_{rep3} , см	P_b при $S_u=5$ см, МПа		
<i>I</i>	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Песок мелкий плотный	1	1	1,185	0,878	0,579	0,579	0,627	0,429	0,6	1,2	0,816	0,429	2,76
	3	2	2,231	1,652	1,074	1,074	1,180	0,796	2,1	4,1	0,864	0,796	2,80
	5	3	3,277	2,427	1,569	1,569	1,734	1,162	4,8	9,2	0,709	0,709	4,62
	7	4	4,322	3,202	2,064	2,064	2,287	1,529	8,6	16,4	0,577	0,577	7,49
	10	5	5,556	4,115	2,637	2,637	2,939	1,953	15,4	29,4	0,437	0,437	12,70

Продолжение таблицы 3

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>	<i>14</i>
Су- песь пла- стич- ная	1	1	0,918	0,680	0,522	0,522	0,486	0,387	0,9	1,5	0,628	0,387	2,37
	3	2	1,333	0,987	0,754	0,754	0,705	0,559	2,7	4,3	0,577	0,559	2,39
	5	3	1,748	1,295	0,986	0,986	0,925	0,730	5,5	8,5	0,487	0,487	3,59
	7	4	2,164	1,603	1,218	1,218	1,145	0,902	9,3	14,1	0,408	0,408	5,31
	10	5	2,640	1,956	1,478	1,478	1,397	1,095	15,8	23,6	0,320	0,320	8,24
Су- глинок мягко- пла- стич- ный	1	1	0,519	0,385	0,339	0,339	0,275	0,251	1,0	1,5	0,380	0,251	2,07
	3	2	0,659	0,488	0,432	0,432	0,348	0,320	3,0	4,2	0,331	0,320	2,06
	5	3	0,798	0,591	0,524	0,524	0,422	0,388	5,7	7,6	0,289	0,289	2,76
	7	4	0,937	0,694	0,617	0,617	0,496	0,457	9,0	11,7	0,256	0,256	3,66
	10	5	1,091	0,808	0,717	0,717	0,577	0,531	14,7	18,4	0,211	0,211	5,17
Глина мягко- пла- стич- ная	1	1	0,263	0,195	0,200	0,200	0,139	0,148	1,7	2,0	0,195	0,148	1,78
	3	2	0,296	0,219	0,228	0,228	0,157	0,169	4,2	4,7	0,169	0,169	1,75
	5	3	0,329	0,244	0,256	0,256	0,174	0,190	6,8	7,1	0,158	0,158	2,08
	7	4	1,343	0,995	0,891	0,891	0,711	0,660	9,5	9,5	0,153	0,153	2,37
	10	5	0,396	0,294	0,314	0,314	0,210	0,232	14,0	13,4	0,140	0,140	2,84

Еврокод 7 предупреждает о том, что расчеты осадок нельзя считать точными, т. к. они дают лишь приблизительную оценку. Кроме того, величина неравномерных осадок может достигать 50...60% от средней осадки, поэтому эти нормы рекомендуют ограничение осадок до 5 см для типовых зданий и сооружений.

Расчет осадок фундаментов шириной до 5...7 м не связан с назначением допускаемого давления по [2], поскольку осадки не реализуются в полной мере. Допускаемые нагрузки по [1] для фундаментов $b \leq 5$ м могут соответствовать нелинейной стадии деформаций. На неоднородных и нелинейно-деформируемых основаниях известные инженерные нелинейные методы могут быть применены с использованием коэффициентов надежности, учитывающие неточности расчетных моделей осадок и жесткости конструктивной схемы здания [11].

Выполненные расчеты свидетельствуют о том, что европейские нормы [1] для фундаментов шириной подошвы до 3 м и глубиной заложения до 2 м на песках и супесях допускают нагрузку на основание больше по сравнению с национальными строительными нормами [2], а на слабых глинистых грунтах или при ширине фундамента более 3...5 м - меньше. Коэффициенты запаса несущей способности составили: по [1] – $k=1,8...12,7$, по [2] – $k=2,0...7,5$.

ВЫВОДЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1. В рассмотренных нормативных документах [1, 2] применен различный подход к назначению допускаемого давления. Еврокод 7 для фундаментов мелкого заложения с шириной подошвы до 3 м на прочных грунтах допускает более высокую нагрузку на фундаменты, а для фундаментов больших размеров или на слабых грунтах – меньшую по сравнению с требуемой национальными нормами.

2. Отказ от использования расчетного сопротивления основания и переход к расчету несущей способности согласно требованиям Еврокод 7 позволяет сэкономить средства за счет необоснованных резервов несущей способности оснований и повысить надежность при проектировании фундаментов большой площади и на слабых грунтах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Еврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила. ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 (EN 1997-1:2004, IDT). - [Чинний від 2013-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 194 с. – (Національний стандарт України).

2. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.02.01–2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. – (Будівельні норми України).
3. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 202 с.
4. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / Кушнер С.Г. – Запорожье: «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
5. Лучковский И.Я. К вопросу о расчетном сопротивлении грунта основания / Лучковский И.Я. – Х.: Коллегиум, 2010. – 48 с.
6. Киричек Ю. Рациональное использование несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения / Киричек Ю., Трегуб А. // Polish – Ukraine Transactions Theoretical foundations of civil engineering. – Warsaw: Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. – 2013. – Т. 21. – С. 365 – 370.
7. Kirichek Y., Bolshakov V., Tregub A. Safety concepts for shallow foundations. Proc. of XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. - ICE Publishing. – 2015. - Vol.3. - P. 967 – 972.
8. Kirichek Y., Tregub A. Limit State Design of Shallow Foundation. Proc. Fifth International Symposium on Geotechnical and Risk (ISSGR).- Rotterdam.- IOS Press. - 2015. – P. 374 – 379.
9. Braja M. Das. Advanced soil Mechanics. Third edition – New York: Taylor and Francis, – 2008. – 563 p.
10. Manjriker A., Gunarante I. Foundation Engineering. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.
11. Трегуб А.В. Усовершенствование метода проектирования фундаментов мелкого заложения с учетом нелинейности деформирования грунтов: дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.02 / Александр Викторович Трегуб. – Днепрпетровск, 2014. – 223 с.

REFERENCES

1. Êvrokod 7. Geotehnične projektuvannâ. Častina 1. Zagal'ni pravila. DSTU-N B EN 1997-1:2010 (EN 1997-1:2004, ÌDT) [Dejstvuûšij s 2013-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 194 с. – (Nacional'nyj standart Ukrainy).
2. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.02.01–2009. – [Dejstvuûšij s 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. – (Nacional'nyj standart Ukrainy).
3. Klepikov S.N. Rasčet sooruženij na deformiruemom osnovanii. – К.: NIISK, 1996. – 202 p.
4. Kušner S.G. Rasčet deformacij osnovanij zdaniy i sooruženij. – Zaporož'e: «IPO Zaporož'e», 2008. – 496 s.
5. Lučkovskij I.Â. K voprosu o rasčetnom soprotivlenii grunta osnovaniâ. – H.: Kollegium, 2010. – 48 s.
6. Kiriček Ū., Tregub A. Racional'noe ispol'zovanie nesušej sposobnosti osnovanij fundamentov melkogo založenîâ // Polish – Ukraine Transactions Theoretical

- foundations of civil engineering. –Warsaw: Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. – 2013.- Vol.21. p.p.– 365 – 370.
7. Kirichek Y., Bolshakov V., Tregub A. Safety concepts for shallow foundations. Proc. of XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. - ICE Publishing. – 2015. - Vol.3. - P. 967 – 972.
 8. Kirichek Y., Tregub A. Limit State Design of Shallow Foundation. Proc. Fifth International Symposium on Geotechnical and Risk (ISSGR).- Rotterdam.- IOS Press. - 2015. – P. 374 – 379.
 9. Braja M. Das. Advanced soil Mechanics. – Third edition – New York: Taylor and Francis, – 2008. – 563 p.
 10. Manjriker A., Gunarante I. Foundation Engineering. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.
 11. Tregub A.V. Usoveršenstvovanie metoda proektirovaniâ fundamentov melkogo založeniâ s učetom nelinejnosti deformirovaniâ gruntov: dis. ... kand. tehn. nauk : spec. 05.23.02 / Aleksandr Viktorovič Tregub. – Dnepropetrovsk, 2014. – 223 p.

Статья поступила в редакцию 11.08.2016 г.