

раскрытия трещин в бетоне железобетонных балок в зависимости от частоты действия переменных нагрузок свидетельствует, что эти процессы взаимосвязаны.

Рассмотрев влияние частоты приложения повторной нагрузки на развитие деформаций в обычных и предварительно напряженных элементах и анализируя данные ряда авторов, исследовавших влияния повторяющихся нагружений на поведение железобетонных элементов, получили зависимости, учитывающие влияние частоты приложения нагрузки на развитие деформаций бетона сжатой зоны, растянутой арматуры и ширины раскрытия трещин.

Значение коэффициента α , характеризующего изменение деформаций бетона, арматуры в зависимости от частоты переменной нагрузки для обычных железобетонных элементов можно представить в следующем виде:

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot f_{rep} \quad (1)$$

где α_0 , α_1 , α_2 – коэффициенты, учитывающие изменение деформаций бетона, арматуры и ширины раскрытия трещин в зависимости от частоты применения повторяющейся нагрузки;

f_{rep} – частота приложения повторной нагрузки.

В выражении (1) постоянные коэффициенты А, В, С были вычислены путем анализа экспериментальных данных. При этом выражение (1) применительно к определению деформаций бетона и арматуры приняло следующий вид:

$$\alpha = 0,66 \cdot f_{rep}^{-0,18} + 0,35, \quad (2)$$

$$\alpha_s = 0,87 \cdot f_{rep}^{-0,18} + 0,15. \quad (3)$$

Таким образом, полученные деформации бетона сжатой зоны и арматуры при действии повторяющейся нагрузки умножаются на значение коэффициентов α_c , α_s , учитывающих влияние частоты:

$$\alpha_c = \alpha_{c,rep} \cdot \alpha_c, \quad (4)$$

$$\alpha_s = \alpha_{s,rep} \cdot \alpha_s. \quad (5)$$

Выражение для определения коэффициента, учитывающего влияние частоты на ширину раскрытия трещин при повторяющейся нагрузке имеет вид:

$$w_{rep} = 0,6 \cdot f_{rep}^{-0,15} + 0,3. \quad (6)$$

Ширина раскрытия трещин W_{rep} , при действии повторяющейся нагрузки учетом частоты ее приложения:

$$W_{rep} = w \cdot \alpha W_{rep} \quad (7)$$

Заключение. Выполненный анализ экспериментальных исследований различных авторов и приведенные исследования автора позволяют заключить, что задача оценки влияния частоты приложения повторяющейся нагрузки требует более подробного изучения и разработки дальнейших методов расчета, наиболее полно учитывающих напряженно-деформируемое состояние железобетонных элементов при действии повторных нагрузок.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Богушевский, Л.А. Исследование предварительно напряженных железобетонных балок при длительном воздействии постоянной и многократно повторяющейся нагрузок // Железобетонные конструкции. – Челябинск, 1971. – С. 66–71.
2. Кавладзе, Л.И. Исследование жесткости и деформативности железобетонных балок при длительном воздействии статических и динамических нагрузок. – М., 1983. – 20 с.
3. Казанков, А.П. О деформациях изгибаемых элементов при действии постоянных и многократно повторяющихся нагрузок // Строительные конструкции. – Минск, 1976. – С. 110–114.
4. Камайтис, З.А. Трещиностойкость предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов при действии многократно повторяющихся нагрузок. – Каунас, 1965. – 21 с.
5. Леввич, В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов при многократно повторяющихся нагрузках // Вопросы современного строительства. – Львов, 1973. – № 1. – С. 111–113.
6. Пиневиц, С.С. Исследование выносливости стабилизированных и отпущенных семипроволочных канатов и работы армированных ими железобетонных преднапряженных изгибаемых элементов при многократно повторном нагружении. – Ростов-на-Дону, 1981. – 20 с.
7. Самбор, Ю.В. Особенности развития деформаций (прогибов) железобетонных балок при многократно повторяющихся нагрузках // Строительные конструкции. – Киев, 1971. – Вып. XV. – С. 122–133.

18.01.10

BRANCEVICH V.P. About influence of frequency of repeating loading at an estimation of deformations and width of disclosing of cracks in ferro-concrete beams

The executed analysis of experimental data of the carried out researches and researches of other authors has allowed to define influence of frequency of the appendix of repeating loading on deformation of concrete, fixture and width of disclosing of cracks.

624.15+624.131.6:551.5

.

Введение. Как было отмечено ранее [1, 2], сегодня в строительной практике достаточно широкое применение имеют свайные фундаменты из свай заводского изготовления. Это обусловлено сложными инженерно-геологическими условиями большинства строительных площадок.

При погружении свай в грунтах происходят разнообразные процессы, приводящие к значительным изменениям их структуры. При этом, если с поверхности (до 1–1,5 м) грунты чаще всего несколько разуплотняются за счет формирования воронки раскачивания и бокового выпора, то на большей глубине как вокруг ствола сваи, так и под ее острием наблюдается значительное уплотнение [2].

Результатом проявления этих, а возможно и некоторых других процессов, является недобивка свай до проектной отметки.

На рис. 1 приведены общие виды свайных полей на строительных площадках г. Бреста.

Как видно из рис.1, недобивка свай в равной степени характерна для большинства строительных площадок. А это определяет как актуальность, так и насущную необходимость проведения комплексных исследований для уточнения и корректировки методики расчета несущей способности забивных свай на базе результатов достоверных прогнозов изменений деформационно-прочностных характеристик грунтов, происходящих в процессе погружения свай.

Шведовский Петр Владимирович, к.т.н., профессор кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

Пойта Петр Степанович, доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии, ректор Брестского государственного технического университета.

Дроневич Александр Юрьевич, аспирант кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

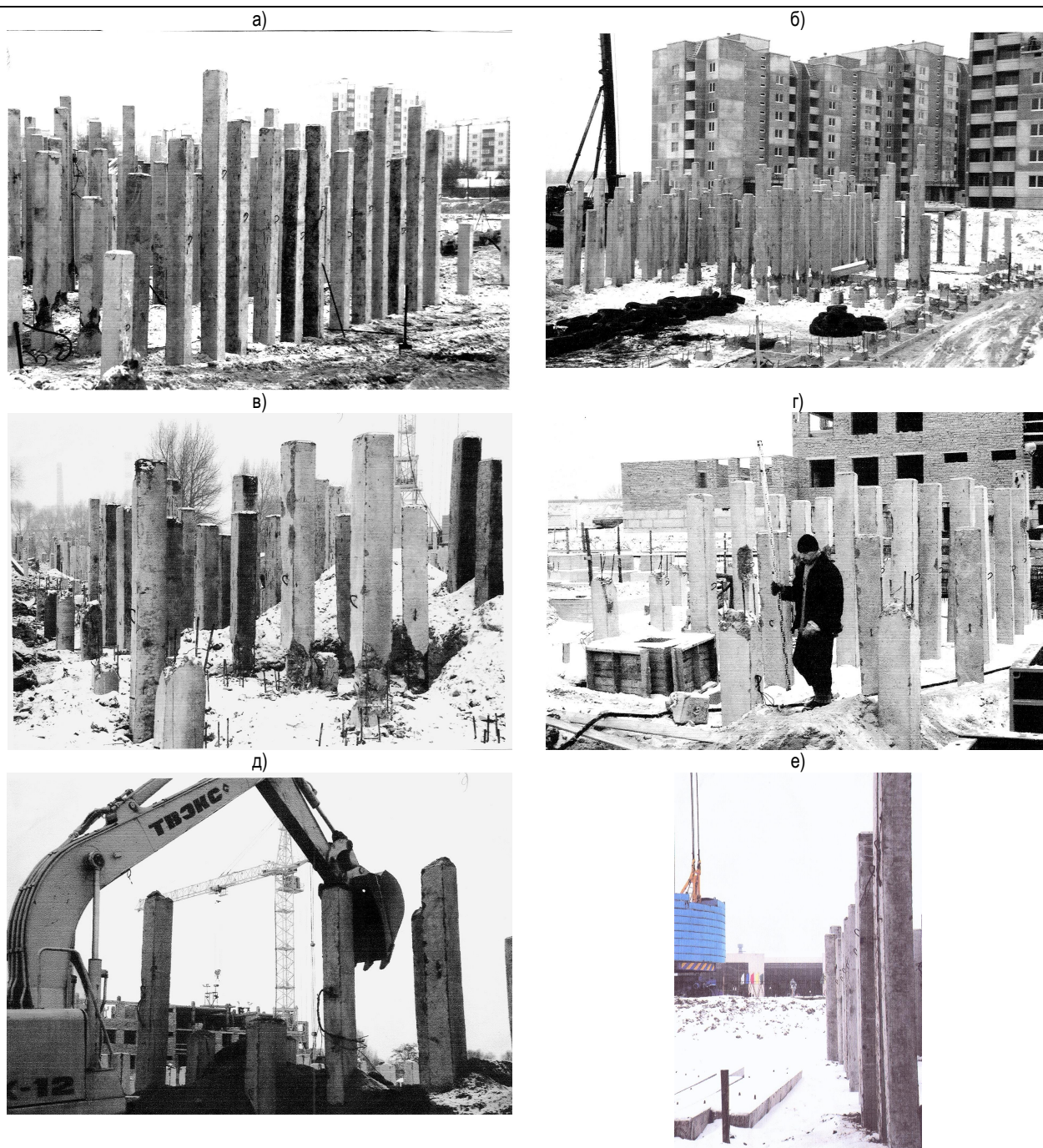


Рис. 1. Общие виды свайного поля под гражданские (жилые и спортивные) объекты: а, б – микрорайон «Вулька»; в, г – микрорайон «Восток-б»; д, е- Дворец водных видов спорта

Экспериментальные исследования и результаты. Экспериментальные исследования проводились совместно с ОАО «СУМ-96» и ОАО «Стройтрест № 25» на стройплощадке по ул. Кирова в г. Барановичи, где осуществляется строительство 107 квартирного жилого дома на три подъезда.

В геологическом строении площадки участвуют техногенные образования, представленные отвалами грунта, состоящими из песков различной крупности, перемешанных с супесью с включением (до 5%) гравия, гальки и строительного мусора. Давность отсыпки более 10 лет, что и обуславливает их в достаточной степени уплотненное состояние. Мощность слоя от 0,4 до 3,0 м. Коренные отложения представлены песками, супесями, суглинками и мергелями. Пески мелкие и средние, на отдельных участках глинистые с прослойками супеси и включениями (до 10%) гравия и гальки. Мощность песчаной толщи от 6 до 11 м. Супеси и суглинки мощностью 0,4–3,0 м залега-

ют на глубине до 0,3 м. Ниже песчаной толщи, с глубины 9,5–11,0 м, залегают мергели с прослойками и линзами (мощностью до 0,2 м) водонасыщенных песков.

Грунтовые воды – напорно-безнапорные с местным напором до 1,3 м. Установившийся их уровень в диапазоне глубин 1,3–2,9 м. Водовмещающие грунты – пески мелкие, средние, прослойки и линзы песков в глинистых грунтах и мергелях.

Инженерно-геологические условия стройплощадки с графиками статического зондирования представлены на рис. 2 и 3.

В качестве несущего слоя свайных фундаментов выбраны пески средней прочности (ИГЭ-7.8) и прочные (ИГЭ-5.9). Это и определило необходимость забивки свай на глубину до 4–5 м в зоне отсутствия слабых грунтов и до 6 м в зоне их наличия, но с погружением свай сечением 30х30 см в лидерные скважины диаметром не более 250 мм.

Осредненные физико-механические характеристики грунтов и их статистика (min и max – соответственно минимальные и максимальные значения характеристик; $\bar{\sigma}$ – среднее значение характеристик; σ – среднее квадратическое отклонение; ν – коэффициент вариации) представлены в табл. 1

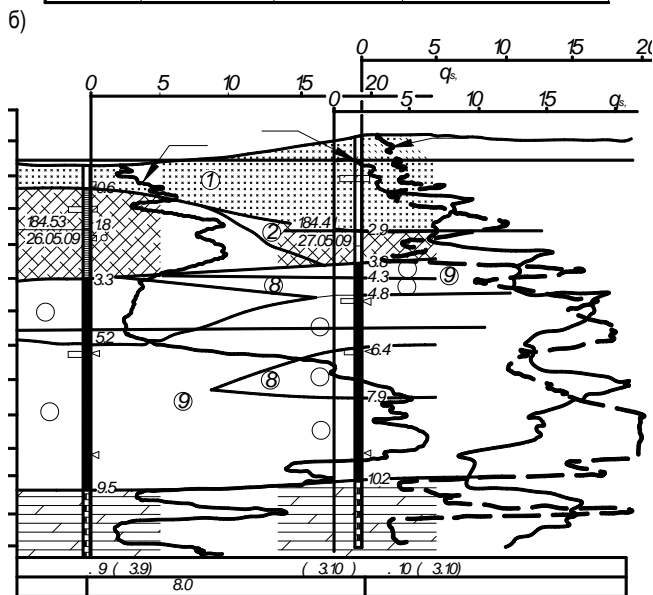
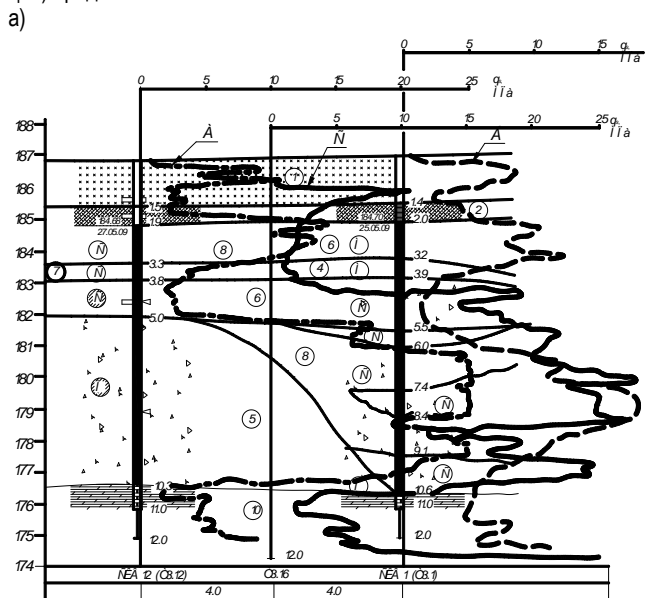


Рис. 2. Инженерно-геологические условия и графики зондирования: а – в зоне наличия слабых грунтов (ИГЭ-6); б – в зоне отсутствия слабых грунтов: А и Б – до забивки, С – после забивки свайного поля

Общий вид свайного поля после забивки представлен на рис. 3. По всему полю характерна массовая недобивка свай, составляющая от 2,5 до 3,6 м.

Для выявления несущей способности забивных свай, абсолютное большинство которых не опирается на проектный несущий слой грунта, проводились штамповые испытания грунтов в скважине, полевые испытания грунтов забивными сваями статической вдавливающей нагрузкой и статическое зондирование в точках, расположенных в непосредственной близости от забитых свай.

При этом штамповые испытания проводились только для слабых грунтов. Площадь штампа – 600 см², расчетный интервал давлений – 0,2–0,3 МПа, осадок 0,18–0,48 см. При расчетном давлении 0,375 МПа полная осадка достигла 2,1 см.



Рис. 3. Общий вид свайного поля на экспериментальном объекте

Полевые испытания грунтов забивными сваями статической вдавливающей нагрузкой осуществлялись установкой с гидравлическим домкратом, системой балок и забивными анкерными сваями.

Глубина погружения четырех анкерных свай СП40.30 составила 2,3 м. Максимальная нагрузка на сваю при испытаниях создавалась до 620 кН при расчетной – 510 кН.

Графики зависимости осадки S от нагрузки P представлены на рис. 4. Нагружение осуществлено в восемь ступеней, а разгрузка – в пять ступеней.

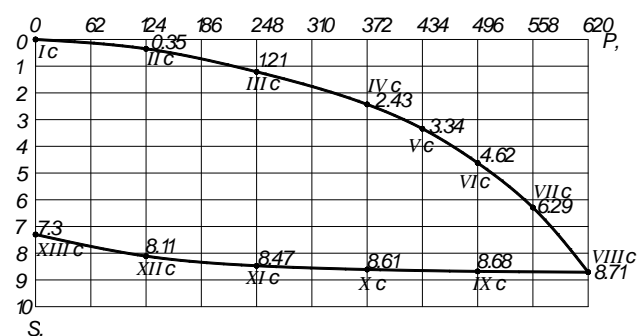


Рис. 4. График зависимости осадки S от нагрузки P

Результаты статического зондирования представлены в табл. 2. Зондирование осуществлялось зондом II типа диаметром 36 мм без стабилизации (Geomil).

Анализ экспериментальных данных. Результаты штамповых испытаний и испытаний статической нагрузкой сваи позволяет отметить, что все сваи обеспечивают восприятие расчетных нагрузок 510 кН с осадкой не более 5,0 мм.

По результатам статического зондирования были рассчитаны значения предельного сопротивления свай по глубине и представлены на рис. 5.

Анализируя данные предельного сопротивления свай, следует отметить, что минимальная глубина забивки свай в зоне наличия слабых грунтов должна быть не менее 5,5 м, а при их отсутствии – не менее 4,5 м.

За счет уплотнения грунтов в околосвайной зоне и под острием забитых свай эти глубины после забивки составляют соответственно 2,8 м и 3,7 м.

При этом следует отметить проявление следующих особенностей:

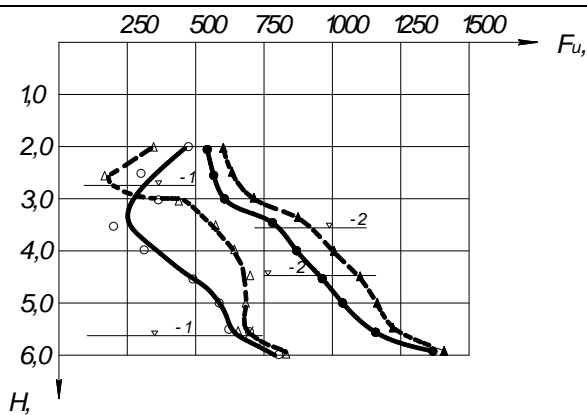
- при наличии в околосвайной зоне слабых грунтов возможно даже разуплотнение не только с поверхности, но и в зоне распространения слабых грунтов на глубину до 2,5–3,0 м. Ниже острия сваи на глубину до 1,5 м происходит уплотнение грунтов, в степени значительно превышающей обычное уплотнение;
- при отсутствии в околосвайной зоне слабых грунтов, и когда свойства грунтов улучшаются по глубине, характерно уплотнение грунта как в околосвайной зоне, так и под острием сваи на глубину до 1,8 м. При этом степень уплотнения ниже острия сваи несколько больше, чем в околосвайной зоне.

Таблица 1. Обобщенные значения физико-механических характеристик грунтов

Грунт, ИГЭ	Статистика	Характеристики						E, МПа
		γ , кН/м ³	e	q_s , МПа	f_s , кПа	C, кПа	φ , град	
Супесь средней прочности, ИГЭ-2	min	=19,5		4,7	63	C =18	=28	16,0
	max			0,5	177			
		$\mu=19,3$	0,66	6,6	123	$C_{II}=18$	$\mu=28$	
				1,19	21,8			
Песок мелкий средней прочности, ИГЭ-4	min	=9,9		3,5	52	C =2	=32	18,0
	max			6,5	101			
		$\mu=9,9$	0,66	4,4	76	$C_{II}=2$	$\mu=32$	
				0,09	13,9			
Песок мелкий прочный, ИГЭ-5	min	=10,7		8,7	62	C =3,0	=35	32,0
	max		0,54	23,6	307			
		$\mu=10,7$		14,5	184	$C_{II}=3,0$	$\mu=35$	
				4,07	57,51			
Песок средний малопрочный, ИГЭ-6	min	=9,4		0,9	18	-	=30	7,8
	max			2,6	41			
		$\mu=9,4$	0,74	1,9	30		$\mu=30$	
				0,66	9,12			
Песок средний средней прочности, ИГЭ-7, ИГЭ-8, ИГЭ-9	min	=10,5		2,9	107	C =2,0	=37	32,0
	max			6,9	212			
		$\mu=10,5$	0,64	4,9	158	$C_{II}=2,0$	$\mu=37$	
				1,64	25,90			
				0,28	0,27	$C_I=1,3$	$\mu=34$	

Таблица 2. Результаты статического зондирования грунтов

Место расположения точки зондирования	q_c , f_s ,						
	Зона наличия слабых грунтов: естественное состояние Т3-12	1	2	8	7	6	5
2,7		6,8	11,9	7,2	2,6	22,4	3,1
83		134	142	118	4,1	206	76
Т3-1	1	2	6	4	5	8	8
	6,2	4,6	9,9	3,5	1,5	5,6	11,7
	109	119	133	52	24	45	116
После забивки свайного поля Т3-16	1	2	6	4	8	5	5
	4,5	1,8	1,7	2,9	13,0	17,1	5,8
	44	11	9	19	176	201	101
Зона отсутствия слабых грунтов: естественное состояние Т3-9	1	2	2	2	8	8	9
	1,6	3,3	10,6	6,2	13,5	8,6	18,0
	24	83	100	86	163	138	239
Т3-10	1	2	9	8	9	8	9
	3,6	7,1	8,6	15,2	22,8	28,2	22,1
	52	127	159	168	286	425	359
После забивки свайного поля Т3-10а	1	2	9	8	9	8	9
	4,3	10,4	12,5	18,6	23,4	16,7	17,6
	48	147	176	202	310	385	402



- , ● — без учета уплотнения грунтов при забивке свай;
 △, ▲ — с учетом уплотнения грунтов при забивке свай;
 ▽ -1 — отметка острия сваи после забивки;
 ▽ -1 — проектная отметка острия сваи;

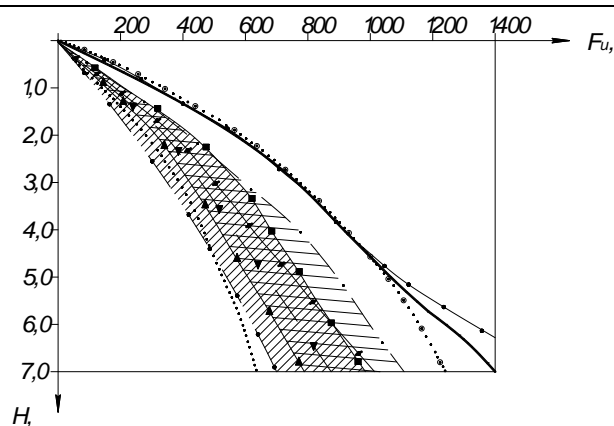
Рис. 5. График изменения предельного сопротивления свай: А — при наличии слабых грунтов в околосвайной зоне; Б — при отсутствии их

Что касается абсолютных величин изменения предельного сопротивления свай, то, как видно из графиков (рис. 5 А), за счет разуплотнения грунтов оно уменьшилось в среднем с 450 до 350 кН (22%), а за счет уплотнения увеличилось для слабых грунтов с 320 до 540 кН (69%), для грунтов плотных и средней плотности — с 510 до 760 кН (49%). При отсутствии в толще слабых грунтов (рис. 5Б) изменение предельного сопротивления свай в сторону увеличения произошло как в околосвайной зоне с 610 до 720 кН (18%), так и под острием сваи — с 950 до 1100 кН (16%).

Однако полагать эти особенности закономерными, считаем неправомерным, так как для стройплощадки характерно высокое стояние УГВ.

Следует также отметить и тот факт, что в зоне свайного поля, где на глубине 3,0 м замечают слабые грунты (пески средние слабые), уплотнение грунтов произошло не непосредственно под острием сваи, а на 0,3 м ниже острия сваи. Однако полевые испытания этой сваи статической вдавливающей нагрузкой (рис. 4) показали, что даже при нагрузке на сваю 620 кН при расчетной 510 кН осадка сваи, забитой на глубину 2,7 м, не превышает 9 мм при допустимой 20 мм. Эти результаты могут быть объяснимы либо попаданием под острие сваи крупных включений, либо незавершенностью процесса осадки [3, 4, 5, 6]. Бесспорно, это требовало бурения в непосредственной близости от сваи контрольной скважины, статического зондирования и проведения контрольных испытаний длительной нагрузкой (≥ 750 кН, ≥ 15 суток), однако по ряду технических причин не было осуществлено. Все это указывает на факт проявления специфических процессов изменения структуры грунта, обуславливающих как улучшение, так и ухудшение деформационно-прочностных характеристик (σ , φ , m_v), в зависимости от определенных инженерно-геологических условий.

С целью отыскания основополагающих подходов к прогнозированию изменения предельных сопротивлений свай F_u были построены графики границ изменения F_u по глубине для песков мелких (плотных и средней плотности), песков средних (плотных и средней плотности) и супесей средней прочности и прочных, с учетом и без учета уплотнения от забивки (рис. 6), и сравнительные графики изменения F_u для песков мелких и средних по расчетным данным согласно [7, 8, 9] и экспериментальным результатам (рис. 7).



- А: без учета уплотнения; Б: с учетом уплотнения:
- — пески мелкие средней плотности;
 - — пески мелкие плотные;
 - ▼ — пески средние средней плотности;
 - ◆ — пески средние плотные;
 - — супеси средней прочности;
 - — супеси прочные;
 - ▲ — пески мелкие средней плотности;
 - — пески мелкие плотные
 - — пески средние средней плотности;
 - — пески средние плотные;
 - ▨ — зона F_u для песков мелких без учета уплотнения;
 - ▨ — соответственно с учетом уплотнения

Рис. 6. Графики границ изменения предельных сопротивлений свай F_u по глубине H и от изменения структуры грунта при забивке

Анализ графиков границ изменения F_u позволяет отметить, что наиболее существенно увеличение F_u для песков средней плотности и тем больше, чем они крупнее. Что касается пылеватоглинистых грунтов, то выявить особенности влияния их уплотнения на F_u не представляется возможным из-за недостаточного объема экспериментальных данных.

Однако сравнительный анализ изменения F_u по глубине для супесчаных и песчаных грунтов позволяет предположить, что увеличение F_u для супесчаных грунтов при уплотнении будет примерно такого же порядка, как и для песчаных.

Сравнительный график изменения F_u (рис. 7) наглядно показывает, почему на экспериментальном объекте и других строительных площадках наблюдается массовая недобивка свай от 1,5 до 3,5 м и более.

Глубина забивки сваи в песках мелких средней плотности под максимальную нагрузку 700 кН, согласно [8, 9] составляет 5,5 м. С учетом уплотнения грунта от забивки сваи эти глубины соответственно равны: для песков средней плотности — 4,3 м, песков плотных — 3,1 м.

В песках средних глубина забивки сваи должна быть 4,5 м, а с учетом уплотнения максимальная нагрузка может быть воспринята и свай, забитой на глубину до 3,0 м.

Это и подтверждается на экспериментальном объекте, где практически все сваи забиты на глубину 2,8–3,5 м, кроме сваи С505, для которой и были проведены испытания статической нагрузкой.

Заключение

1. Действующие нормативные документы как в нашей республике, так и в странах СНГ практически не учитывают изменений структуры и свойств грунтов в околосвайной зоне при забивке свай.

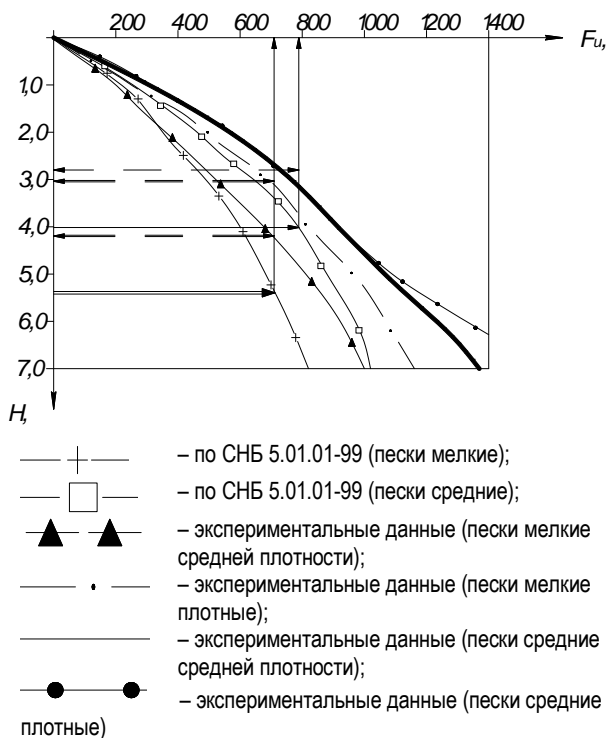


Рис. 7. Сравнительные графики изменения предельного сопротивления сваи (F_u)

2. Неучет этих изменений завышенную проектную глубину забивки свай, что приводит их к массовой недобивке до 1/3–1/5 их длины.
3. Имеющиеся исследования не позволяют в полной мере произвести оценку и прогноз изменения показателей плотности и других деформационно-прочностных характеристик грунтов от динамических воздействий, обусловленных забивкой свай.

SHVEDOVSKIY P.V., POYTA P.S., DRONEVICH A.Yu. Influence of processes of immersing of piles on structure and properties грунтов окосвайного of space

In work the analysis of experimental data on influence of condensation грунтов, caused забивкой of a pile, on their bearing ability is given. The major factors of change деформационно-прочностных of the characteristics грунтов are revealed and the technique of forecasting of a degree of their display is given.

624.1+624.15:725.4

· ·

· ·

· ·

· ·

Введение. Как показывает строительная практика, сегодня, когда большинство жилищных массивов и отдельных зданий и сооружений проектируется и возводится на территориях и стройплощадках со сложными и зачастую неблагоприятными инженерно-геологическими условиями, применение свайных фундаментов становится безальтернативным как по экономичности, так и по индустриальности. При этом наиболее экономичными являются буронабивные сваи, для которых, по сравнению с забивными, характерны соответственно в 1,26, 1,35 и 3 раза меньшие стоимость, трудозатраты и расход металла [1, 2].

Некоторый перерасход бетона (до 1,3–1,5 раза) несколько уменьшает экономическую эффективность, но это характерно только при использовании обычных тяжёлых бетонов. Использование же

напрягающих бетонов, как показывают исследования [3, 4, 5], позволяет и по этому показателю обеспечить эффективность применения буронабивных свай.

Ранее проведенные нами модельные испытания и компьютерное моделирование работы буронабивных свай из напрягающих бетонов [5] позволили выявить следующее:

- за счёт более плотного контакта бетона с грунтом значительно увеличиваются силы трения грунта по боковой поверхности свай;
- уплотнение грунта под пятой сваи обуславливает увеличение на 15–30% лобового сопротивления;
- изменение длины участка сваи, на котором используется напрягающий бетон, позволяет регулировать величину несущей способности сваи.

Клебанюк Дмитрий Николаевич, магистрант кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

Шалобыта Татьяна Петровна, кандидат технических наук, доцент кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

4. Результаты проведенных исследований позволяют в значительной мере (до 15–20%) снизить себестоимость работ по нулевому циклу.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пойта, П.С. Оценка методов несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Вестник БрГТУ. – 2009. – №1(55): Строительство и архитектура. – С. 30–32.
2. Пойта, П.С. Современные подходы определения несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, А.Н. Невейков, А.Ю. Дроневиц // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь / Сб. трудов XVI Международного научно-методического семинара 28–30 мая 2009. – Ч. II. – Брест: БрГТУ, 2009. – С. 156–160.
3. Бабичев, З.В. Совершенствование методов проектирования свайных фундаментов в промышленном и гражданском строительстве / З.В. Бабичев, Г.С. Колесник, И.Б. Рыжков // Обзорн.инф. – М.: ЦБНТИ, 1976. – 94 с.
4. Борликов, Г.М. Исследование зоны уплотнения в лессовом грунте вокруг забивной сваи / Г.М. Борликов, В.М. Илишкин // Исследования по механике грунтов, основаниям и фундаментам. – Элиста, 1974. – С. 14–19.
5. Meyerhof G.G. Scale effects of ultimate pile capacity. JGED, ASCE, GT6, 1988, – 206 pp.
6. Ekstrom J.A. A field study of model pile behaviour in non-cohesive soils. Ph. D/ - Chalmers University of Technology, 1989, – 311 pp.
7. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратовского университета, 1979. – 152 с.
8. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99. – Минск: Минстрой-архитектуры РБ, 1999. – 36 с.
9. Проектирование забивных свай: П-4 2000 к СНБ 5.01.01-99. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.

02.01.10