СОВРЕМЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Основания и фундаменты

Методические указания
к выполнению курсового проекта

Рязань
2018

УДК72.01
ББК 85.11
Б24

Основания и фундаменты. Методические указания к выполнению курсового проекта : учебное пособие/ сост. Бурмина Е.Н, Барановский А.В.
Совр. техн. универ-т. – Рязань, 2018. – 70 с. – 50 экз..

Рецензент: директор строительной организации ООО «Звездный» Чибизов В.Б.

В пособии изложены основы проектирования оснований и фундаментов с функционально-технологическими и конструктивно-технологическими требованиями.

Учебное пособие составлено для студентов-бакалавров вузов, , а также для проектировщиков, индивидуальных застройщиков, работников строительных организаций и фирм.

.

Печатается по решению Ученого Совета

Современного технического университета.

УДК72.01
ББК 85.11
Б24

© Е.Н. Бурмина, А.В. Барановский
© Современный технический университет, 2018

1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

1.1. Основные положения

Основания для фундаментов в соответствии с ГОСТ 27751-88 следует рассчитывать по методу предельных состояний, основные положения которого должны быть направлены на обеспечение безотказной работы конструкций и оснований с учётом изменчивости свойств материалов, грунтов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также степени ответственности проектируемых объектов, определённой материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности. При этом необходимо учитывать следующие нормативные положения по проектированию оснований и фундаментов. Основание рассчитывается по деформациям во всех случаях, а по несущей способности – если:

а) на основание передаются значительные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение, расположенное на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми и биогенными грунтами;

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчёт самого фундамента осуществляется в основном по первой группе предельных состояний и в необходимых случаях по второй.

Проектирование оснований и фундаментов является многофакторной задачей в связи с множеством конструктивных схем надземной части сооружения и разнообразием строительных свойств грунтов основания. Проектирование оснований и фундаментов рекомендуется производить в следующей последовательности:

1. Выполнить анализ местных условий строительства;
2. Проанализировать технологическое назначение и конструктивное решение сооружения;
3. Определить нагрузки, передаваемые на фундамент;
4. Наметить возможные варианты оснований и фундаментов;
5. Произвести по группам предельных состояний расчёт оснований и фундаментов под характерную или наиболее нагруженную надземную конструкцию;
6. Выбрать оптимальный вариант оснований и фундаментов;
7. Разобрать рабочие чертежи, сметную документацию, проекты производства работ и организации строительства. В случае необходимости составить пояснительную записку.

1.2. Анализ местных условий строительства

Местные условия являются исходными данными для проектирования оснований и фундаментов и оказывают на него существенное влияние. Основными факторами, подлежащими анализу, являются: инженерные изыскания для строительства; инженерно-гидрометеорологические условия; технико-экономические условия региона; границы строительной площадки; опыт строительства в данной местности.

В проектной документации грунты должны именоваться и обозначаться в соответствии с ГОСТ 25100-95, ГОСТ 21.302-96. Обозначения основных видов грунтов на разрезах представлены в таблице 1.

Таблица 1

Условные графические обозначения основных видов грунтов по ГОСТ 21.302-96

Наименование	Обозначение	Наименование	Обозначение
Валуны		Песок гравелистый	
Галька		Песок крупный	
Глина		Песок мелкий	
Гравий		Песок пылеватый	
Известняк		Песок средний	
Ил		Слой почвенно-растительный	
Лесс		Щебень	
Пылеватые глинистые несцементированные грунты		Песчаные несцементированные грунты	
Насыпные с включением отходов		Уплотненные в природном состоянии	
Суглинок		Супесь	

По общему характеру структурных связей грунты подразделяются на четыре класса:

- природные скальные грунты с жёсткими структурными связями;
- природные мёрзлые грунты с криогенными (ледяными) связями;
- природные дисперсные грунты с водноколлоидными и механическими структурными связями;
- техногенные (скальные, дисперсные и мёрзлые) грунты с различными структурными связями, образованными в результате деятельности человека.

Классы грунтов подразделяют на группы, подгруппы, типы, виды и разновидности в зависимости от структуры, состава, характеристик грунта и т.д.

Таблица 2

Основные характеристики грунтов

Наименование	**Обозначение**	**Размерность**	**Физический смысл, способ определения**
1	2	3	4
Плотность	ρ	т/м^3 г/см^3	Отношение массы грунта к его объему (ГОСТ 5 180-84)
Влажность	W		Отношение массы воды в объеме грунта к массе этого грунта, высушенного до постоянной массы (ГОСТ 5 180-84)
Плотность частиц грунта	ρ_S	т/м^3 г/см^3	Отношение массы частиц грунта к их объему (ГОСТ 5 180-84)
Влажность на границе текучести	W_L		Влажность грунта, при которой грунт находится на границе пластичного и текучего состояния (ГОСТ 5 180-84)
Влажность на границе пластичности	W_P		Влажность грунта, при которой грунт находится на границе твердого и пластичного состояния (ГОСТ 5 180-84)
Плотность сухого грунта	ρ_d	т/м^3 г/см^3	Отношение массы частиц грунта к объему всего грунта $\rho_d = \rho/(1+W)$
Удельный вес грунта	γ	кН/м^3	Отношение веса грунта к его объему $\gamma = \rho \cdot g$
Пористость	n	%	Отношение объема пор ко всему объему грунта $n = (1-\rho_d/\rho_S)\cdot 100\%$
Коэффициент пористости	e		Отношение объема пор к объему частиц грунта $e = (\rho_S - \rho_d)/\rho_d$
Коэффициент водонасыщения	S_r		Степень заполнения пор водой $S_r = (W \cdot \rho_S / e \cdot \rho_W)\cdot 100\%$
Число пластич-	I_p	%	Косвенно характеризует количество

ности			глинистых частиц в грунте $I_p = (W_L - W_p) \cdot 100\%$
Показатель текучести	I_L		Указывает степень подвижности частиц грунта $I_L = (W - W_p)/(W_L - W_p)$

Продолжение таблицы 2

1	2	3	4
Удельный вес грунта во взвешенном состоянии	γ_{sb}	кН/м^3	Учитывает уменьшение удельного веса грунта ниже уровня подземных вод $\gamma_{sb} = g(\rho_S - \rho_w)/(1+e)$
Удельное сцепление	C	кПа, МПа	Параметр прямой зависимости сопротивления грунта от вертикального давления (ГОСТ 12248-96; ГОСТ 20276-99)
Угол внутреннего трения	φ	град	Параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как угол наклона этой прямой к оси абсцисс (ГОСТ 12248-96; ГОСТ 20276-99)
Модуль деформации	E	кПа, МПа	Коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на образец и его деформаций (ГОСТ 12248-96; ГОСТ 20276-99)
Коэффициент поперечного расширения (Пуассона)	ν		Показатель деформируемости (ГОСТ 12248-96)
Относительная просадочность	ε_{sl}	кПа, МПа	Отношение разности высот образцов, соответственно, природной влажности и после его полного водонасыщения при определенном давлении – к высоте образца природной влажности (ГОСТ 23161)
Начальное давление просадочности	ρ_{sl}		Давление, при котором относительная просадочность $\varepsilon_{sl} = 0.01$
Предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов	R_c	кПа, МПа	Отношение приложенной к образцу вертикальной нагрузи, при которой происходит разрушение образца, к площади его первоначального поперечного сечения (ГОСТ 12248-96)

Как правило, характеристики грунтов основания должны определяться по результатам непосредственных лабораторных и полевых испытаний. В то же время в некоторых оговорённых нормами случаях расчётные показатели грунтов могут находиться по их физическим характеристикам с использованием табличных значений по ГОСТам и СНиПам. Приведём таблицы, термины и определения, наиболее часто применяемые при классификации грунтов и проектировании оснований.

Таблица 3

Классификация природных дисперсных грунтов

Группа	Подгруппа	Тип		Вид	Разновидности
Связные	Осадочные	Минеральные	Силикатные, карбонатные, железистые и полиминеральные	Глинистые грунты	Выделяются по: 1. Гранулометрическому составу (крупнообломочные грунты и пески); 2. Числу пластичности и гранулометрическому составу (глинистые грунты и илы); 3. Степени неоднородности гранулометрического состава (пески); 4. Относительной деформации набухания без нагрузки (глинистые грунты); 5. Показателю текучести (глинистые грунты); 6. Относительной деформации просадочности (глинистые грунты); 7. Коэффициенту водонасыщения (крупнообломочные грунты и пески); 8. коэффициенту пористости (пески); 9. Степени плотности (пески); 10. Коэффициенту выветрелости (крупнообломочные грунты); 11. Коэффициенту истираемости (крупнообломочные грунты); 12. Относительному содержанию органического вещества (пески и глинистые грунты); 13. Степени разложения (торфы); 14. Степени зольности (торфы); 15. Степени засоленности; 16. относительной деформации пучения; 17. Температуре.
		Органо-миниральные		Илы, сапропели, заторфованные грунты	
		Органические		Торфы и др.	
Несвязные		Минеральные	Силикатные, карбонатные, полиминеральные	Пески, крупнообломочные грунты	

	Класс	Дисперсные (с механическими и водно-коллоидными структурными связями)

Термины и определения

Грунт – горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многообразную геологическую систему и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

Грунты могут служить:

1) материалом оснований зданий и сооружений;
2) средой для размещения в них сооружений;
3) материалом самого сооружения.

Грунт скальный – грунт, состоящий из кристаллитов одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи кристаллизационного типа.

Грунт полускальный – грунт, состоящий из одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи цементационного типа. Условная граница между скальными и полускальными грунтами принимается по прочности на одноосное сжатие (R_c > 5 МПа - скальные грунты, R_c < 5 МПа - полускальные грунты).

Грунт дисперсный – грунт, состоящий из отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера, слабосвязанных друг с другом; образуется в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым путем и их отложения.

Грунт глинистый (пылевато-глинистый) – связный минеральный грунт обладающий числом пластичности I_p >1.

Песок - несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером меньше 2 мм составляет более 50% (I_p = 0).

Грунт крупнообломочный – связный минеральный грунт, в котором масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50%.

Ил – водонасыщенный современный осадок преимущественно морских акваторий, содержащий органическое вещество в виде растительных остатков и гумуса.

Сапропель – пресноводный ил, образовавшийся на дне застойных водоёмов из продуктов распада растительных и животных организмов и содержащий более 10% (по массе) органического вещества в виде гумуса и растительных остатков. Сапропель имеет высокую дисперсность – содержание частиц крупнее 0,25 мм обычно не превышает 5% по массе.

Торф – органический грунт, образовавшийся в результате естественного отмирания и неполного разложения болотных растений в условиях повышенной влажности при недостатке кислорода и содержащий 50% (по массе) и более органических веществ.

Грунт заторфованный – песок и глинистый грунт, содержащий в своем составе в сухой навеске от 10 до 50% (по массе) торфа.

Почва – поверхностный плодородный слой дисперсного грунта, образованный под влиянием биогенного и атмосферного факторов.

Грунт набухающий – грунт, который при замачивании водой или другой жидкостью увеличивается в объеме и имеет относительную деформацию набухания (в условиях свободного набухания) ε_{sw} > 0,04.

Грунт просадочный – грунт, который под действием внешней нагрузки и собственного веса или только от собственного веса при замачивании водой или другой жидкостью претерпевает вертикальную деформацию (просадку) и имеет относительную деформацию просадки ε_{sl} > 0,01.

Грунт пучинистый – дисперсный грунт, который при переходе из талого в мерзлое состояние увеличивается в объеме вследствие образования кристаллов льда и имеет относительную деформацию морозного пучения ε_{fn} > 0,01.

Гранулометрический состав – количественное соотношение частиц различной крупности, в дисперсных грунтах. Определяется по ГОСТ 12536.

Техногенные грунты – естественные грунты, измененные и перемещенные в результате производственной и хозяйственной деятельности человека, и антропогенные образования.

Антропогенные образования – твердые отходы производственной и хозяйственной деятельности человека, в результате которой произошло коренное изменение состава, структуры и текстуры природного, минерального или органического сырья.

Природные перемещенные образования – природные грунты, перемещенные с мест их естественного залегания, подвергнутые частично производственной, переработке в процессе их перемещения.

Природные образования, измененные в условиях естественного залегания – природные грунты, для которых средние значения показателей химического состава изменены не менее чем на 15%.

Грунты, измененные физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие (уплотнение, замораживание, тепловое воздействие и т. д.) изменяет строение и фазовый состав.

Грунты, измененные химико-физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие изменяет их вещественный состав, структуру и текстуру.

Насыпные грунты – техногенные грунты, перемещение и укладка которых осуществляются с использованием транспортных средств, взрыва.

Намывные грунты – техногенные грунты, перемещение и укладка которых осуществляются с помощью средств гидромеханизации.

Бытовые отходы – твердые отходы, образованные в результате бытовой деятельности человека.

Промышленные отходы – твердые отходы производства, полученные в результате химических и термических преобразований материалов природного происхождения.

Таблица 5

Подразделение дисперсных и скальных грунтов по степени водопроницаемости

Разновидность грунтов	**Коэффициент фильтрации $K_ф$, м/сут.**
Водонепроницаемый	<0,005
Слабоводопроницаемый	0,005-0,30
Водопроницаемый	0,30-3
Сильноводопроницаемый	3-30
Очень сильноводопроницаемый	>30

Таблица 6

Подразделение крупнообломочных грунтов и песков по гранулометрическому составу

Разновидность грунтов	**Размер зерен частиц d, мм**	**Содержание зерен, частиц, % по массе**
Крупнообломочные:		
- валунный (при преобладании неокатанных частиц – глыбовой)	>200	>50
- Галечниковый (при неокатанных гранях – щебенистый)	>10	>50
- Гравийный (при неокатанных гранях – дресвяный)	>2	>50
Пески:		
- гравелистый	>2	>25
- крупный	>0,50	>50
- средней крупности	>0,25	>50
- мелкий	>0,10	>75
- пылеватый	>0,10	>75

Примечание. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40%, или глинистого заполнителя более 30% от общей массы

воздушно-сухого грунта, в наименовании крупнообломочного грунта добавляется наименование вида заполнителя и указывается характеристика его состояния. Вид заполнителя устанавливается после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм.

Таблица 7

Подразделение глинистых грунтов по числу пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	1-7
Суглинок	7-17
Глина	>17

Таблица 8

Подразделение глинистых грунтов по числу пластичности и гранулометрическому составу

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности	Содержание песчаных частиц (2-0,5 мм), % по массе
Супесь:		
- песчаная	1-7	≥50
- пылеватая	1-7	<50
Суглинок:		
- легкий песчанистый	7-12	≥40
- легкий пылеватый	7-12	<40
- тяжелый песчанистый	12-17	≥40
- тяжелый пылеватый	12-17	<40
Глина:		
- легкая песчанистая	17-27	≥40
- легкая пылеватая	17-27	<40
- тяжелая	>27	Не регламентируется

Таблица 9

Подразделение глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести
Супесь:	
- твердая	<0
- пластичная	0-1
- текучая	>1
Суглинки и глины:	
- твердые	<0
- полутвердые	0-0,25
- тугопластичные	0,25-0,50

- мягкопластичные	0,50-0,75
- текучепластичные	0,75-1,00
- текучие	>1,00

Таблица 10

Подразделение крупнообломочных грунтов и песков по коэффициенту водонасыщения (степени влажности)

Разновидность грунтов	**Коэффициент водонасыщения**
Малой степени водонасыщения	0 - 0,50
Средней степени водонасыщения	0,50 - 0,80
Насыщенные водой	0,80 - 1,00

Таблица 11

Подразделение песчаных грунтов по коэффициенту пористости

Разновидность песков	**Коэффициент пористости**		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	**Пески мелкие**	**Пески пылеватые**
Плотный	<0,55	<0,60	<0,60
Средней плотности	0,55-0,70	0,60-0,75	0,60-0,80

Рыхлый	>70	>0,75	>0,80

Таблица 12

Нормативные значения модуля деформации пылевато-глинистых нелессовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов	**Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести**	**Модуль деформации грунтов при коэффициенте пористости равном**						
		0,45	**0,55**	**0,65**	**0,75**	**0,8**	**0,95**	**1,05**
Четвертичные	Супеси $0 \le J_L \le 0.75$	32	24	16	10	7	-	-
Аллювиальные	$0 \le J_L \le 0.25$	34	27	22	17	14	11	-
Делювиальные	Суглинки $0.25 \le J_L \le 0.5$	32	25	19	14	11	8	-
Озерные	$0.5 \le J_L \le 0.75$	-	-	17	12	8	6	5
	$0 \le J_L \le 0.25$	-	28	24	21	18	15	12
Озерно-аллювиальные	Глины $0.25 \le J_L \le 0.5$	-	-	21	18	15	12	9
	$0.5 \le J_L \le 0.75$	-	-	-	15	12	9	7
Четвертичные	Супеси $0 \le J_L \le 0.75$	33	24	17	11	7	-	-
	$0 \le J_L \le 0.25$	40	32	27	21	-	-	-

Флювиогляциальные	$0.25 \le J_L \le 0.5$	35	28	22	17	14	-	-
	$0.5 \le J_L \le 0.75$	-	-	14	13	10	7	-

Таблица 13

Нормативные значения удельного сцепления c_n, кПа, угла внуреннего трения φ_n, град., и модуля деформации *E*, МПа, песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	**Обозначения характеристик грунтов**	**Характеристика грунтов при коэффициенте пористости равном**			
		0,45	**0,55**	**0,65**	**0,75**
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	-	-
	φ_n	43	40	38	-
	E	50	40	30	-
Средней крупности	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Мелкие	c_n	6	4	2	-
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

В результате анализа инженерно-геологических, гидрогеологических условий должны быть определены: номенклатура грунтов, слагающих толщу; их физические и механические свойства; толщина слоев; наличие грунтов со специфическими свойствами; возможность проявления опасных инженерно-геологических процессов; расположение и состав подземных вод; возможность изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий в процессе эксплуатации проектируемого сооружения; рельеф строительной площадки и т. д.

Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных характеристик грунтов *X*, определяемых по формуле:

$$X = X_n / \gamma_g$$

где: X_n – нормативное значение данной характеристики;

γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления *c*, угла внутреннего трения и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c), а также плотности грунта ρ устанавливаются по ГОСТ 20522-96 в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значений доверительной вероятности α. Для прочих характеристик грунта допускается принимать $\gamma_g = 1$.

Таблица 14

Нормативные значения удельного сцепления c_n, кПа, угла внутреннего трения φ_n, град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \le I_L \le 0.25$	c_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	59	27	24	-	-	-
	$0.25 \le I_L \le 0.75$	c_n	19	15	13	11	9	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 \le I_L \le 0.25$	c_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0.25 \le I_L \le 0.5$	c_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0.5 \le I_L \le 0.75$	c_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0 \le I_L \le 0.25$	c_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0.25 \le I_L \le 0.5$	c_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0.5 \le I_L \le 0.75$	c_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Доверительная вероятность α расчетных характеристик грунтов принимается при расчетах оснований по несущей способности $\alpha = 0{,}95$, по деформациям $\alpha = 0{,}85$. Расчетные значения характеристик грунтов *c*, φ и γ для расчетов по несущей способности обозначаются c_I, φ_I и γ_I, а по деформациям c_{II}, φ_{II} и γ_{II}.

При анализе инженерно-гидрометеорологических условий рекомендуется использовать сведения из таблиц 15 и 16.

Таблица 15

Сумма абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму *Mt*, снеговые и ветровые районы, средняя скорость ветра за зимний период

Город	*Mt*	Снеговой район	Районы по давлению ветра	Средняя скорость ветра, м/с
Астрахань	16,1	I	III	5
Белгород	22,6	III	II	5
Владимир	40,0	III	I	4
Волгоград	26,3	II	III	5
Вологда	42,4	IV	I	5
Воронеж	30,4	III	II	5
Иваново	42,1	IV	I	4
Калуга	33,9	III	I	4
Кострома	41,7	IV	I	5
Краснодар	2,7	II	III	5
Курск	27,5	III	II	5
Липецк	32,8	III	II	5
Москва	34,3	III	I	4
Нижний Новгород	42,0	IV	I	5
Новгород	28,5	III	I	4
Орел	31,0	III	II	5
Пенза	42,2	III	II	5
Псков	23,6	III	I	4
Ростов-на-Дону	13,9	II	III	6
Рязань	37,7	III	I	6
Самара	48,4	IV	III	5
Санкт-Петербург	25,4	III	II	4
Саратов	39,5	III	III	5
Смоленск	27,7	III	I	5

Ставрополь	7,8	II	V	5
Тамбов	35,8	III	II	5
Тула	33,7	III	I	5
Ульяновск	48,3	IV	II	5
Уфа	53,2	V	II	4
Чебоксары	46,5	IV	II	5
Челябинск	59,1	III	II	3
Ярославль	41,4	IV	I	5

Таблица 16

Расчетные значения веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы Российской Федерации	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**	**VIII**
S_g, кПа (кгс/м^2)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

При анализе технико-экономических условий необходимо выяснить техническую оснащенность местных строительных организаций, расположение строительной площадки относительно магистралей железнодорожного и автомобильного транспорта, наличие местных строительных материалов, цены на строительные материалы в данном экономическом районе и т. д.

1.3. Анализ технологического назначения и конструктивного решения здания. Сбор нагрузок

При анализе технологического назначения здания выясняют:

- уровень ответственности здания или сооружения;
- технологическое назначение здания;
- температурный режим в здании;
- значения нагрузок от сырья, материалов, изделий и т.д. на полы, примыкающие к проектируемым фундаментам;
- наличие, расположение и размеры технологических заглубленных помещений и фундаментов под технологическое оборудование;
- группы режимов работы мостовых и подвесных кранов, их грузоподъемность и т. д.

Эти сведения приводятся в задании на проектирование, составляемом специалистом-технологом на основании технологических нормативных документов и паспортов технологического оборудования.

Назначение уровня ответственности зданий и сооружений и коэффициентов надежности по ответственности γ_n должно производиться в соответствии с

ГОСТ 27751-88 (с изм. 1999). Для учета ответственности зданий и сооружения устанавливаются три уровня: I – повышенный, II – нормальный, III – пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 м^3 и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения.

При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n принимаемый равным для I уровня ответственности – более 0.95, но не более 1.2; для II уровня – 0.95, для III уровня – менее 0.95, но не менее 0.8.

На коэффициент надежности по ответственности γ_n следует умножать нагрузочный эффект (усилия, напряжения, деформации, раскрытия трещин, вызванные силовыми воздействиями).

При анализе конструктивной схемы здания, которая разрабатывается инженером-проектировщиком, выясняют:

- размеры, материалы, планово-высотную привязку конструкций, под которые проектируются фундаменты;
- конструкцию полов;
- гибкая или жесткая конструктивная схема здания;
- чувствительность здания к деформациям основания (задают предельные деформации, обеспечивающие нормальную эксплуатацию здания).

К зданиям с жесткой конструктивной схемой следует относить:

- здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены - при малом их шаге;
- сооружения типа башен, силосных корпусов, дымовых труб, домен и др;
- здания и сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации основания.

Определение нагрузок на фундамент производят в невыгодных сочетаниях в уровне его обреза или поверхности планировки раздельно для 1 и II групп предельных состояний в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 (с изм. 2003). При этом необходимо учитывать дополнительные требования СНиП 2.02.01-83*.

Нагрузки и воздействия на основание, передаваемые фундаментами сооружений, должны устанавливаться расчетом, как правило, исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания. Нагрузки на перекрытия и

снеговые нагрузки, которые согласно СНиП по нагрузкам и воздействиям могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете по несущей способности считаются кратковременными (с полными значениями), а при расчете по деформациям – длительными (с пониженными значениями). Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования считаются кратковременными. В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складируемых материалов и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов.

1.4. Назначение вариантов оснований и фундаментов

При большом различии инженерно-геологических условий площадок строительства на территории Российской Федерации, а также разнообразии конструкций зданий и сооружений, применяемых в массовом строительстве, используются в основном фундаменты мелкого заложения на естественном или искусственно преобразованном основании и фундаменты глубокого заложения. Необходимо отметить, что наиболее часто из фундаментов глубокого заложения в строительстве применяются сваи различных модификаций. Более сложные конструкции (оболочки, опускные колодцы, кессоны, стена в грунте) используются для специальных сооружений или в сложных инженерно-геологических условиях.

К фундаментам мелкого заложения относятся столбчатые, ленточные фундаменты. Их основными характерными особенностями являются следующие (рис. 1):

- фундаменты устраиваются в открытых котлованах или полостях заданной формы, создаваемых в массиве грунта;
- соотношение размеров (высоты h_f и ширины b) не превышает 4;
- нагрузка на основание передается преимущественно через подошву фундамента.

Фундаменты глубокого заложения, как правило, применяются в случае необходимости прорезки слабых грунтов или для сооружений, передающих на основание значительные нагрузки. Такие фундаменты имеют следующие характерные особенности:

- для их устройства необязательно вскрытие котлована;
- отношение глубины заложения подошвы или погружения свай к ширине фундамента (сваи) более 4;
- нагрузка на основание передается через подошву (давлением) и боковые поверхности (трением).

В качестве материала для фундаментов наиболее часто применяются железобетон, бетон, каменные материалы (кирпич, бут, блоки из природных камней). В качестве рабочей арматуры, как правило, используют горячекатаную арматурную сталь класса А-III. Для конструктивной и монтажной арматуры используют различные классы.

Фундаменты могут выполняться в монолитном варианте непосредственно на строительной площадке или в сборном варианте из заранее изготовленных на заводе элементов. Возможно применение сборно-монолитных конструкций.

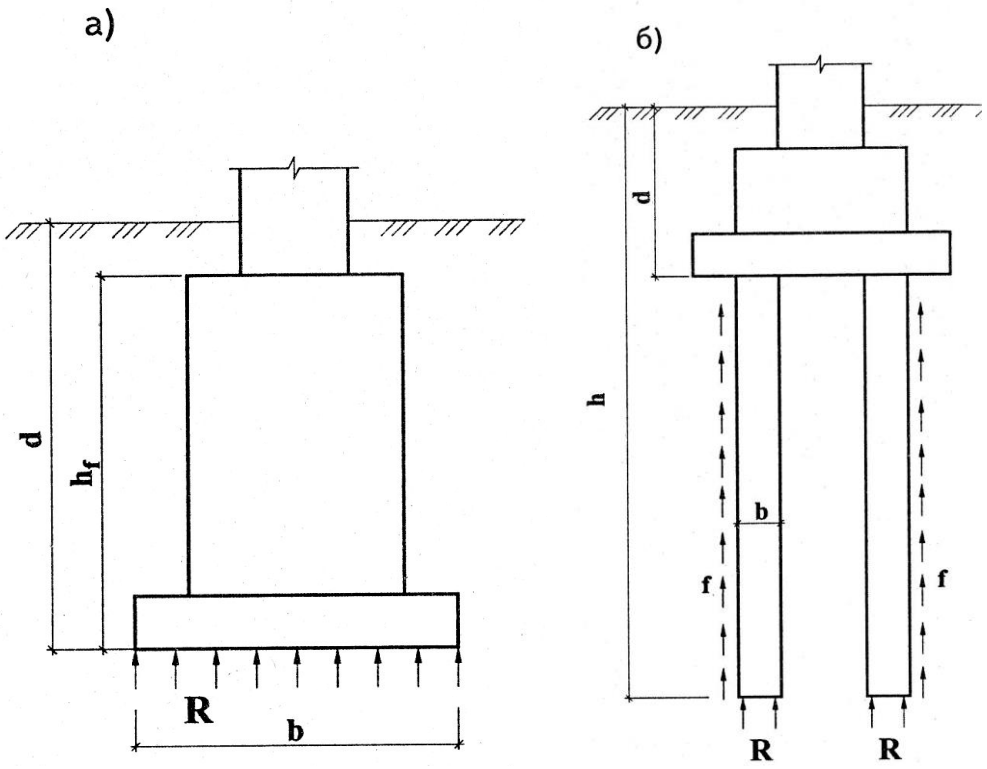


Рис. 1. **Схемы фундаментов: а) мелкого заложения; б) глубокого заложения**

При проектировании фундаментов используются ГОСТы, серии и индивидуальные решения конструкций.

Сборные ленточные фундаменты рекомендуется проектировать из отдельных железобетонных плит по ГОСТ 13580-85 (1994). Форма и размеры плит, а также их показатели материалоемкости должны соответствовать указанным на рисунке 2 и в таблице 17.

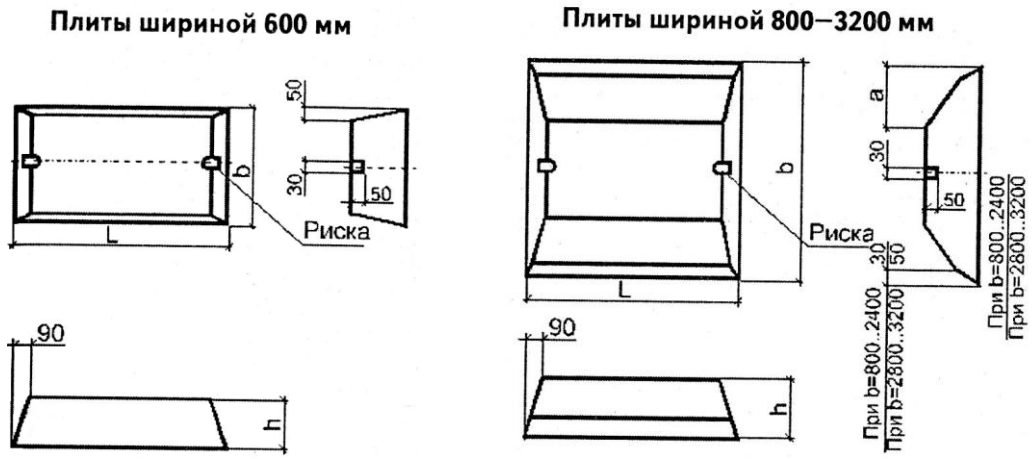


Рис. 2 **Форма плит ленточных фундаментов**

Таблица 17

Номенклатура плит ленточных фундаментов

Марка плиты	Основные размеры плиты				Расход бетона, м^3	Группа по несущей способности	Масса плиты, т
	b	*l*	*h*	*a*			
ФЛ6.24-1 ФЛ6.12-4	600	2380 1180	300	-	0,37 0,18	1 4	0,93 0,45
ФЛ8.24	800	2380 1180		150	0,46	1, 3, 4	1,15
ФЛ8.12					0,22	1, 3, 4	0,55
ФЛ10.30	1000	2980 2380 1180 780		350	0,69	1-4	1,75
ФЛ10.24					0,55	1-4	1,38
ФЛ10.12					0,26	1-4	0,65
ФЛ10.8					0,17	1-4	0,42
ФЛ12.30	1200	2980 2380 780			0,82	1-4	2,05
ФЛ12.24					0,65	1-4	1,63
ФЛ12.8					0,2	1-4	0,5
ФЛ14.30	1400	2980 2380 1180 780		400	0,96	1-4	2,4
ФЛ14.24					0,76	1-4	1,90
ФЛ14.12					0,36	1-4	0,91
ФЛ14.8					0,23	1-4	0,58
ФЛ16.30	1600	2980 2380 1180 780		500	1,09	1-4	2,71
ФЛ16.24					0,86	1-4	2,15
ФЛ16.12					0,41	1-4	1,03
ФЛ16.8					0,26	1-4	0,65
ФЛ20.30	2000	2980 2380	500	700	2,04	1-4	5,10
ФЛ20.24					1,62	1-4	4,05

ФЛ20.12		1180 780			0,78	1-4	1,95
ФЛ20.8					0,50	1-4	1,25
ФЛ24.30	2400	2980 2380 1180 780		900	2,39	1-4	5,98
ФЛ24.24					1,90	1-4	4,75
ФЛ24.12					0,91	1-4	2,30
ФЛ24.8					0,58	1-4	1,45
ФЛ28.24	2800	2380 1180 780		1000	2,36	1-4	5,90
ФЛ28.12					1,13	1-4	2,82
ФЛ28.8					0,72	1-4	1,80
ФЛ32.12	3200	1180 780		1200	1,29	1, 2, 3	3,23
ФЛ32.8					0,82	1, 2, 3	2,05

Примечание. Группа по несущей способности в марке плиты проставляется последней через дефис. Для удобства эти группы в таблице представлены в сжатой форме. Например, плиты ленточных фундаментов шириной 3,2 м и длиной 1,2 м имеют маркировку ФЛ32.8-1, ФЛ32.8-2, ФЛ32.8-3.

Последняя цифра в марке указывает на группу по несущей способности плиты. Плиты каждой группы характеризуют наибольшей допускаемой величиной давления на основание под подошвой фундамента, указанной в табл. 18 в зависимости от толщины опирающихся на плиты стен.

Таблица 18

К выбору группы фундаментных плит

Ширина плиты, мм	**Толщина стены не менее, мм**	**Наибольшее допускаемое давление на основание, МПа (кгс/кв.см), для групп по несущей способности**			
		1	**2**	**3**	**4**
600	160	0,45 (4,5)			
	300	0,60 (6,0)			
800	160	0,15 (1,5)	0,35 (3,5)		0,45 (4,5)
	300	0,25 (2,5)	0,57 (5,7)		0,60 (6,0)
	500	0,60 (6,0)			
1000	160	0,15 (1,5)	0,25 (2,5)	0,35 (3,5)	0,45 (4,5)
	300	0,22 (2,2)	0,36 (3,6)	0,45 (4,5)	0,50 (5,0)

1200 - 3200	160	0,15 (1,5)	0,25 (2,5)	0,35 (3,5)	0,45 (4,5)

Примечание. Расчетное давление на основание под подошвой фундамента определяют делением расчетной вертикальной равномерной погонной нагрузки (при коэффициенте надежности по нагрузке γ_f =1) на ширину плиты.

Стены подвалов из сборных блоков рекомендуется проектировать с использованием ГОСТ 13579-78 (1994). Блоки подразделяются на три типа:

ФБС – сплошные;

ФБВ – сплошные с вырезом для укладки перемычек и пропуска коммуникаций под потолками подвалив технических подпольев;

ФБП – пустотные (с открытыми вниз пустотами).

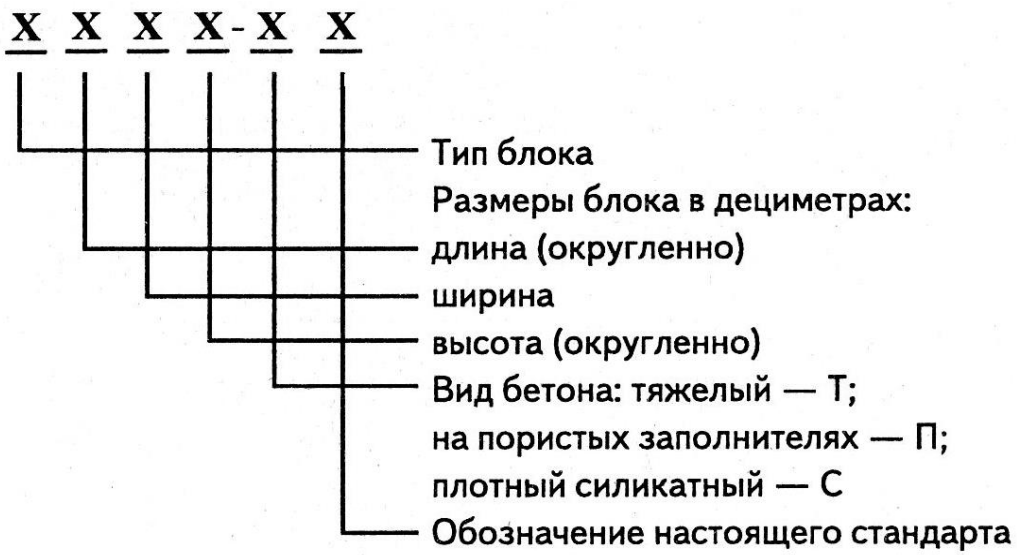
Форма и размеры блоков должны соответствовать указанным в таблице 19.

Таблица 19

Параметры блоков

<table>
<tr><th rowspan="2">Тип блока</th><th colspan="3">Основные размеры блоков, мм</th></tr>
<tr><th>Длина</th><th>Ширина</th><th>Высота</th></tr>
<tr><td rowspan="4">ФБС</td><td>2380</td><td>300; 400; 500; 600</td><td rowspan="2">580</td></tr>
<tr><td rowspan="2">1180</td><td>400; 500; 600</td></tr>
<tr><td>400; 500; 600</td><td>280</td></tr>
<tr><td rowspan="2">880</td><td>300; 400; 500; 600</td><td rowspan="2">580</td></tr>
<tr><td>ФБВ</td><td>400; 500; 600</td></tr>
<tr><td>ФБП</td><td>2380</td><td>400; 500; 600</td><td>580</td></tr>
</table>

Структура условного обозначения (марок) блоков следующая:



Пример условного обозначения блока типа ФБС, длиной 2380 мм, шириной 400 мм и высотой 580 мм, из тяжелого бетона:

ФБС 24.4.6-Т ГОСТ 13579-78

В качестве примера в таблице 20 приведены марки и характеристики блоков из тяжелого бетона.

Таблица 20

Характеристики блоков из тяжелого бетона

Марка блока	Класс бетона по прочности на сжатие	Монтажная петля		Расход материалов		Масса блока, т
		Марка	Количество	Бетон, $м^3$	Сталь, кг	
ФБС24.3.6-Т ФБС24.4.6-Т	В7,5	П2а	2	0,406 0,543	1,46	0,97 1,30
ФБС24.5.6-Т ФБС24.6.6-Т		П3		0,679 0,815	2,36	1,63 1,96
ФБС12.4.6-Т ФБС12.5.6-Т ФБС12.6.6-Т		П2		0,265 0,331 0,398	1,46	0,64 0,76 0,96
ФБС12.4.3-Т ФБС12.5.3-Т ФБС12.6.3-Т		П4		0,127 0,159 0,191	0,74	0,31 0,38 0,46

ФБС9.3.6-Т ФБС9.4.6-Т ФБС9.5.6-Т		П1		0,127 0,159 0,191	0,76	0,31 0,38 0,46
ФБС9.6.6-Т	В7,5	П2		0,293	1,46	0,70
ФБВ9.4.6-Т ФБВ9.5.6-Т ФБВ9.6.6-Т	В7,5	П1		0,161 0,202 0,243	0,76	0,39 0,49 0,58
ФБП24.4.6-Т ФБП24.5.6-Т ФБП24.6.6-Т	В12,5	П2		0,439 0,526 0,583	1,46	1,05 1,26 1,40

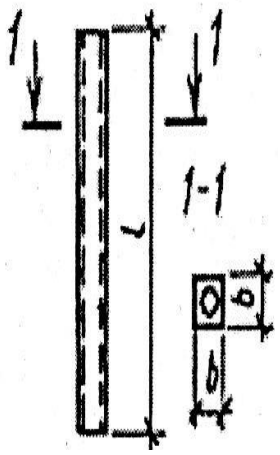
Примечание. Масса блоков приведена для тяжелого бетона средней плотности 2400 кг/м^3.

Железобетонные забивные, буроопускные и опускные сваи, изготавливаемые из тяжелого бетона и предназначенные для свайных фундаментов зданий и сооружений, необходимо назначать в соответствии с ГОСТ 19804-91. Указанные сваи (табл. 21) подразделяются на следующие типы.

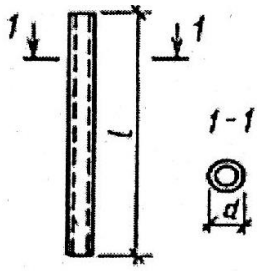
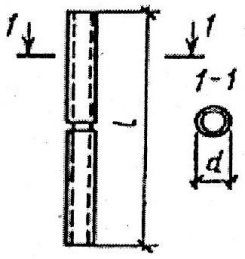
Таблица 21

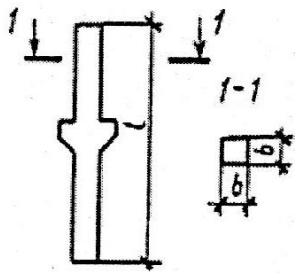
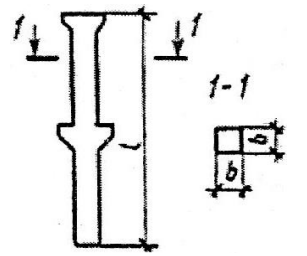
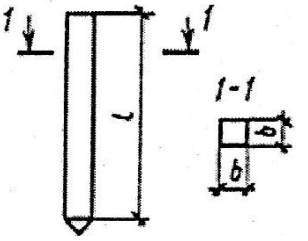
Форма и основные размеры свай

Тип и характеристика сваи	**Эскиз сваи**	**Основные размеры сваи, мм**		**Обозначение стандарта или серии рабочих чертежей**
		b или d	***l***	
1	**2**	**3**	**4**	**5**
Тип С. Цельная с ненапрягаемой арматурой		200 250 300 350 400	3000-6000 4500-6000 3000-12000 4000-16000 4000-18000	Серия 1.011.1-10, вып. 1; УД-40-88; 3500.1-1
Тип С. Цельная с напрягаемой арматурой		200 250 300 350 400	3000-6000 4500-6000 3000-15000 8000-20000 13000-20000	Гост 19804.2 Серия 3.500.1-1
Тип С. Составная с ненапрягаемой арматурой		300 350 400	14000-24000 14000-	Серия 1.011.1-10, вып. 8

			20000	
Тип С. Составная с напрягаемой арматурой		300 350 400	14000-20000 14000-24000 14000-28000	Серия 1.011.1-9
Тип СП. Цельная с ненапрягаемой и ненапрягаемой арматурой		300 400	3000-12000	ГОСТ 19804.3

Продолжение таблицы 21

1	2	3	4	5
Тип СК. Цельная с ненапрягаемой арматурой		400 500 600 800	4000-18000 4000-12000	ГОСТ 19804.5 Серия 3.501.1
Тип СО. Цельная с ненапрягаемой арматурой		1000 1200 1500 1600 3000	6000-12000	
Тип СК. Составная с ненапрягаемой арматурой		400 500 600 800	14000-26000 14000-30000 14000-40000 14000-48000	ГОСТ 19804.6 Серия 3.501.1
Тип СО. Составная с ненапрягаемой арматурой		1000 1200 1500 1600 3000	14000-48000	

Тип 1СД		200 300	5000-6000 5000-7500	ГОСТ 19804.7
Тип 2СД		300	5000-7500	
Тип СЦ		250 300	5000-6000 3000-9000	ГОСТ 19804.4

Сваи обозначают марками в соответствии с требованиями ГОСТ 2.5009. Марка сваи состоит из буквенно-цифровых групп, разделенных дефисами.

В первой группе указывают обозначение типа сваи, ее длину в дециметрах и размер стороны (диаметр) поперечного сечения в сантиметрах; для сваи типа СД после длины дополнительно указывают размер от верха сваи до ее консоли в дециметрах.

Во второй группе указывают: для предварительно напряженной сваи – класс напрягаемой арматурной стали; для сваи с ненапрягаемой арматурой – порядковый номер варианта армирования в соответствии с рабочими чертежами.

В третьей группе указывают:

- для сваи типа СК или СО – наличие наконечника, обозначаемое строчной буквой «н»;

- для составной сваи – тип стыка, обозначаемый строчными буквами:

б - болтовой стык, св – сварной стык, с – стаканный стык;

- для свай всех типов (при необходимости) – дополнительные характеристики, отражающие особые условия применения или конструктивные особенности.

В массовом строительстве наиболее часто применяют сваи квадратного, сплошного сечения, цельные с поперечным армированием ствола. По условиям погружения такие сваи длиной 7 м и более подразделяются на два вида обычной и повышенной ударостойкости. Необходимость применения свай повышенной ударостойкости определяет организация, проектирующая свайные

фундаменты на основании инженерно-геологических изысканий, а также пробных забивок.

Сваи изготавливаются из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие не ниже: для свай сечением 200х250, 250х250 и 300х300 мм длинной 3...7 м – В15; сечением 350Х350 мм длиной 4...6 м и сечением 400х400 м длиной 4...12 м – В20; сечением 300х300 мм длиной 8...12 м, сечение 350Х350 мм длиной 7... 12м – В20 для свай обычной ударостойкости и В2 для свай повышенной ударостойкости; сечением 400х400 мм длиной 13...16 м – В25 для свай обычной ударостойкости и ВЗО для свай повышенной ударостойкости.

Сваи армируются четырьмя продольными стержнями различного диаметра и класса. Подразделение свай по продольному армированию представлено в таблице 22.

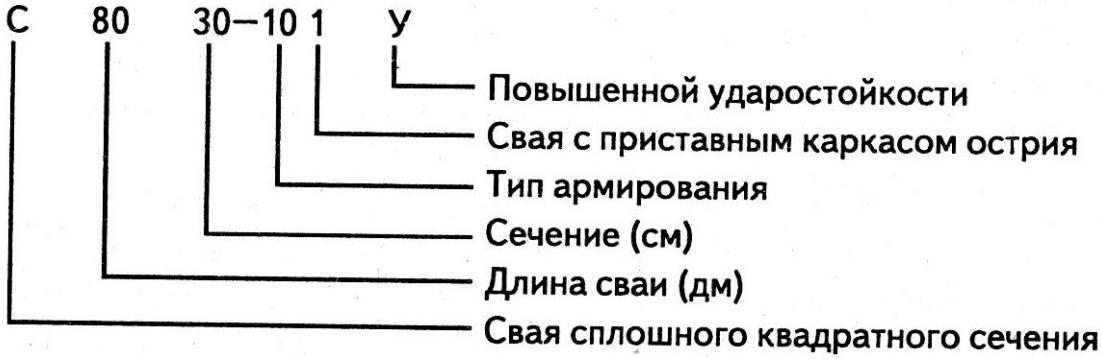
Таблица 22

Условное обозначение армирования свай

Условное обозначение армирования	**Диаметр и класс продольной арматуры**
1	10А I
2	10А II
3	10А III
4	12А I
5	12А II
6	12А II
7	14А II
8	14А III
9	16А III
10	18А III
11	20А III
12	22А III

13	25А III

Пример маркировки сваи:



Для сваи обычной ударостойкости буква «У» не проставляется, без приставного каркаса острия цифра «Ч» не проставляется. Например, марка сваи С 80.30 - 6 обозначает – свая сплошного квадратного сечения 30 × 30 см длиной 8 м шестого типа армирования 4 Ó 12 AIII. В качестве примера в таблице 23 представлены сведения о сваях сплошного квадратного сечения обычной ударостойкости без приставного каркаса острия.

Таблица 23

Параметры свай квадратного сечения обычной ударостойкости

Марка сваи	Длина сваи, м	Сечение сваи, см	Тип армирования	Масса сваи, т
С 30.20	3	20×20	1-3	0,33
С 40.20	4	20×20	1-2	0,43
С 50.20	5	20×20	1-6	0,53
С 60.20	6	20×20	1-6	0,63
С 30.25	3	25×25	1-3	0,50
С 40.25	4	25×25	1-3	0,65
С 50.25	5	25×25	1-6	0,80
С 60.25	6	25×25	1-6	0,95
С 30.30	3	30×30	1-3	0,70
С 40.30	4	30×30	1-3	0,93
С 50.30	5	30×30	1-6	1,15
С 60.30	6	30×30	2-8	1,38
С 70.30	7	30×30	4-9	1,60
С 80.30	8	30×30	4-11	1,83
С 90.30	9	30×30	5-11	2,05
С 100.30	10	30×30	6-13	2,28
С 110.30	11	30×30	8-13	2,50
С 120.30	12	30×30	8-13	2,73
С 40.35	4	35×35	1-3	1,30

С 50.35	5	35×35	1-3	1,50
С 60.35	6	35×35	1-3;6	1,90
С 70.35	7	35×35	4-6; 8-10	2,20
С 80.35	8	35×35	5,6,8-11	2,50
С 90.35	9	35×35	5,6,8-12	2,80
С 100.35	10	35×35	6,8-13	3,10
С 110.35	11	35×35	8-13	3,43
С 120.35	12	35×35	8-13	3,73
С 130.35	13	35×35	8-13	4,03
С 140.35	14	35×35	9-13	4,33
С 150.35	15	35×35	10-13	4,65
С 160.35	16	35×35	10-13	4,95
С 40.40	4	40×40	1,2,5,6	1,65
С 50.40	5	40×40	1,2,5,6	2,05
С 60.40	6	40×40	1,2,5-8	2,45
С 70.40	7	40×40	5,6,8-12	2,85
С 80.40	8	40×40	5,6,8-13	3,25
С 90.40	9	40×40	5,6,8-13	3,65
С 100.40	10	40×40	6,8-13	4,05
С 110.40	11	40×40	8-13	4,45
С 120.40	12	40×40	8-13	4,85
С 130.40	13	40×40	9-13	5,25
С 140.40	14	40×40	9-13	5,65

Примечание. Для удобства тип армирования в таблице представлен в сжатой форме. Например, сваи длиной 6 м сечением 35х35 имеют маркировку С 60.35-1; С 60.35-2; С 60.35-3; С 60.35-6.

Кроме забивных свай в строительстве используются:

- набивные бетонные и железобетонные, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважине образованной в результате принудительного отжатия (вытеснения) грунта;
- буровые железобетонные, устраиваемые в грунте путем заполнения скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов;
- винтовые.

Размеры таких свай определяются не только грунтовыми условиями и конструктивными особенностями здания, но и техническими характеристиками оборудования, используемого для их устройства. Для буровых свай такие характеристики предоставлены в таблице 24.

Таблица 24

Технические характеристики установок для устройства буровых свай

Рабочие параметры установки	**Марки установки**				
	С 0-2	**С 0-12001/2000**	**СП-45**	**МБС-1,7**	**УКС-20С**

Глубина бурения, м	31	24	60	28	300
Диаметр ствола, м	0,5…0,6	1,0…1,2	0,72…1,22	1,3 и 1,7	до 0,5
Диаметр уширения	до 1,8	до 3	-	до 3,5	-

Устройство искусственных оснований по СНиП 2.02.01-83* достигается преобразованием строительных свойств грунтов:

а) уплотнением грунтов (трамбованием тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых свай, вытрамбовыванием котлованов под фундаменты, предварительным замачиванием грунтов, использованием энергии взрыва, глубинным гидровиброуплотнением, вибрационными машинами, катками и т.п.);

б) полной или частичной заменой в основании (в плане и по глубине) грунтов с неудовлетворительными свойствами подушками из песка, гравия, щебня и т. п.;

в) устройством насыпей (отсыпкой или гидронамывом);

г) закреплением грунтов (химическим, электрохимическим, буросмесительным, термическим и другими способами);

д) введением в грунт специальных добавок (например, засолением грунта или пропиткой его нефтепродуктами для ликвидации пучинистых свойств);

е) армированием грунта (введением специальных пленок, сеток и т. п.).

Методы преобразования грунтов подробно описаны в СНиП 3.02.0-87 и пособии к нему, а также в справочнике проектировщика «Основания фундамента и подземные сооружения».

В последнее время в Южном федеральном округе разработаны и хорошо зарекомендовали в практике строительства и реконструкции зданий и сооружений основания и фундаменты повышенной несущей способности. Способы устройства таких оснований и фундаментов защищены патентами и изложены в ТСН-50-301-3-61 (РО).

На первом этапе проектирования к рассмотрению принимаются все варианты оснований и фундаментов, которые возможно осуществить в заданных местных условиях для проектируемого объекта с учетом всех его особенностей. Определяющими для назначения вариантов являются:

- технологическое назначение сооружения;
- конструктивная схема (каркас, несущие стены, смешанная схема и т. д.)
- вид конструкции, опирающейся на фундамент;
- величина и характер нагрузок, передаваемых на фундамент;
- инженерно-геологические условия строительной площадки (физико-механические характеристики грунтов, характер залегания, уровень подземных

вод, наличие грунтов со специфическими свойствами; возможность проявления опасных инженерно-геологических процессов и т. д.).

Каждый вариант, принятый к рассмотрению, рассчитывается по предельным состояниям. Расчет производится для характерных сечений сооружения или для всего нулевого цикла. При расчете необходимо применить оптимизацию каждого варианта. Так, например, для столбчатого фундамента под колонну необходимо проварьировать такими переменными параметрами оптимизации, как высота и размеры подошвы фундамента, размеры подколонника, число ступеней плитной части, размеры каждой ступени в плане, армирование плитной части и подколонника, класс бетона и стали. Для свайных фундаментов изменяют дополнительно размеры сечения и длину сваи, расстояние между сваями и т. д. На этом этапе проектирования целесообразно применять системы автоматизированного проектирования (САПР) с использованием ЭВМ.

Качество проектного решения (его оптимальность) рекомендуется оценивать по следующим целевым функциям (критериям качества):

- стоимостные критерии (приведенные затраты, сметная стоимость, капитальные вложения в материально-техническую базу строительства, эффект от ускорения строительства и т. д.);
- натуральные критерии (продолжительность строительства, затраты труда, расход материалов и т. д.).

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

Проектирование фундаментов мелкого заложения производится в следующей последовательности:

1. Выбирают глубину заложения;
2. Определяют размеры подошвы;
3. Рассчитывают деформации основания;
4. Конструируют фундамент;
5. Производят расчёт фундамента по прочности;
6. Армируют фундамент.

2.1. Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Глубина заложения фундамента d – это расстояние от поверхности планировки (при срезке грунта) или пола подвала до подошвы фундамента. Подошва фундамента должна опираться на достаточно прочные слои грунта, обеспечивающие восприятие нагрузки от фундамента и долговременную эксплуатационную надёжность сооружения. Не рекомендуется опирать фундаменты на свеженасыпанные, илистые и заторфованные грунты, рыхлые пески и грунты, содержащие растительные остатки. Для надёжной передачи нагрузки

на основание фундамент заглубляют в несущий слой грунта не менее чем на 10-20 см.

Глубина заложения фундамента принимается с учетом следующего:

1) вида сооружения и его конструктивных особенностей (наличие подвалов/фундаментов под оборудование);

2) значения и характера нагрузок, действующих на фундамент;

3) глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений;

4) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки;

5) возможности морозного пучения грунта основания при его промерзании.

Обычно наименьшая глубина заложения ленточного фундамента бесподвальных многоэтажных зданий составляет 1,0 м, а отдельностоящего под колонны промышленных каркасных зданий – 1,5 м. В зданиях с подвалами расстояние от пола подвала до подошвы фундамента должно составлять не менее 0,5 м.

Фундаменты сооружения или его отсека должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимая разность Δh определяется из условия:

$$\Delta h \le a\left(tg\varphi_1 + \frac{c_1}{p_1}\right),$$

где a - расстояние между фундаментами в свету;

φ_1, c_1, - расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;

p_1 - среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок для расчета основания по первой группе предельных состояний.

Важнейшим фактором, определяющим заглубление фундамента, является глубина сезонного промерзания грунта. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение определяют по формуле:

$$d_{fn} = d_0\sqrt{M_t}\ ,$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму. В данном районе по строительным нормам и правилам. Для отдельных пунктов значения M_t представлены в таблице 15.

d_0 – величина, принимаемая равной, м, для суглинков и глин – 0,23, супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28, песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30, крупнообломочных грунтов – 0,34.

В случае напластования грунтов неоднородного сложения значение d_0 определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Под сооружениями, имеющими производственные, жилые или иные помещения, грунты основания оказывает влияние внутренний тепловой режим. Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле:

$$d_f = k_h d_{fn},$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания грунта; k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима по таблице 25. Влияние глубины расположения уровня подземных вод d_w на глубину заложения фундамента отапливаемых сооружений d оценивают по таблице 26. Для внутренних фундаментов таких сооружений глубина заложения принимается независимо от расчетной глубины промерзания.

Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями принимают по таблице 26, считая от пола подвала или технического подполья.

Таблица 25

Коэффициенты k_h

Особенности сооружения	**Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °с**				
	0	**5**	**10**	**15**	**20**
Без подвала с полами устраиваемыми:					
По грунту на лагах	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
По грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
По утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Таблица 26

Зависимость глубины заложения фундамента от расчетных глубин промерзания d_f и залегания уровня подземных вод d_w

Грунты под подошвой	**Глубина заложения фундаментов в зависимости от d_f и d_w, м, при**

	$d_w \le d_f + 2$	$d_w \ge d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчанным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $I_L \le 0$	То же	То же
То же, при $I_L \ge 0$	То же	Не менее d_f
Суглинки и глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнением при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \ge 0{,}25$	То же	То же
То же, при $I_L \le 0{,}25$	То же	Не менее $0.5d_f$

Примечание. В случаях, когда глубина заложения фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания d_f, соответствующие грунты должны залегать до глубины не менее d_{fn}. Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений назначается по таблице 26, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья – от уровня планировки, а при наличии – от пола подвала или технического подполья.

2.2. Определение расчетного сопротивления грунта основания

При расчете основания как линейно-деформируемой среды среднее давление под подошвой фундамента *p* не должно превышать расчетного сопротивления грунта *R*, при котором под краями фундамента в основании образуются зоны разрушения грунта на глубину ниже подошвы, равную 0,25*b*. Здесь *b* – ширина (меньшая сторона) подошвы фундамента. Расчетное сопротивление грунта определяют по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}^{\bullet} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma_{II}^{\bullet} + M_c \cdot c_{II}\right],$$

где γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 27. Значения даны для сооружений с жесткой конструктивной схемой, приспособленных к восприятию усилий от деформаций основания. Для сооружений с гибкой конструктивной схемой коэффициент принимается равным единице;

k – коэффициент, принимаемый равным: *k* = 1, если прочностные характеристики грунта определены непосредственно испытаниями, и *k* = 1,1, если они приняты по таблицам СНиП или региональным нормативам.

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения φ_{II} по таблице 28.

Таблица 27

Коэффициенты условий работы γ_{c1}, γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	**1,5 и менее**
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	 1,25 1,1	 1,0 1,0	 1,2 1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \le 0{,}25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0{,}25 \le I_L \le 0{,}5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L \ge 0{,}5$	1,0	1,0	1,0

Таблица 28

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c

φ_{II}, **град**	**Коэффициенты**			φ_{II}, **град**	**Коэффициенты**		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24

19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,46	14,64

k_z – коэффициент, принимаемый равным:

при $b < 10$ *м* - $k_z = 1$, при $b >. 10$ *м* – $k_z z = z_0/b+0,2$ (здесь $z_0 = 8$ *м*);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3;

$\gamma_{II}^{\bullet}$ – то же, залегающих выше подошвы;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf}\gamma_{cf} / \gamma_{II},$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной B< 20 м и глубиной свыше 2 м принимается d_b= 2 м, при ширине подвала B > 20 м – d_b= 0)

Предварительные размеры фундамента назначаются по конструктивным соображениям или исходя из табличных значений расчетного сопротивления грунтов основания *R,* в соответствии с таблицами 29, 30, 31, 32.

Таблица 29

Расчетные сопротивления *Ro* крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение R_o, кПа
Галечниковые с заполнителем:	
Песчаным	600
Пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \le 0,5$	450
$0,5 \le I_L \le 0,75$	400
Гравийные с заполнителем:	
Песчаным	500

Пылевато-глинистым при показателе текучести	
$I_L \le 0{,}5$	400
$0{,}5 \le I_L \le 0{,}75$	350

Таблица 30

Расчетные сопротивления R_o песчаных грунтов

Пески	**Значения Ro, кПа, в зависимости от плотности сложения песков**	
	Плотные	**Средней плотности**
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 31

Расчетные сопротивления *Ro* пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	**Коэффициент пористости**	**Значения Ro, кПа, при показателе текучести грунта**	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5 0,7 0,5	300 250 300	300 200 250
Суглинки	0,7 1,0 0,5	250 200 600	180 100 400
Глины	0,6 0,8 1,1	500 300 250	300 200 100

Таблица 32

Расчетные сопротивления *Ro* просадочных грунтов

Грунты	**Ro, кПа, грунтов**	
	Природного сложения с	Утопленных с плотно-

	плотностью в сухом состоянии p_d, т/м³		стью в сухом состоянии p_d, т/м³	
	1,35	**1,55**	**1,60**	**1,70**
Супеси	300 150	350 180	200	250
Суглинки	350 180	400 200	250	300

Примечание. В числителе приведены значения R_0, относящейся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности S_r < 0,5; в знаменателе – значения R_0, относящиеся к таким же грунтам с S_r > 0,8, а также к замоченным просадочным грунтам.

2.3. Проектирование столбчатых фундаментов стаканного типа под сборную железобетонную колонну

Сопряжение сборных колонн осуществляется с помощью стакана (рис. 3).

Размеры в плане подошвы (*b,l*), ступеней (b_1, b_2, l_1, l_2), подколенника (b_{uc}, l_{uc}) высоты фундамента (h_f) и плитной части (h_{pl}), высота ступеней (h_1, h_2, h_3) принимаются кратными 0,3 м.

Модульные размеры фундамента, м, следующие:

h_f ..... 1,5 — 12,0;
h_{pl} ..... 0,3— 1,8;
h_1 ..... 0,3 — 0,6;
h_2 ..... 0,3 — 0,6;
h_3 ..... 0,3 — 0,6;
b ..... 1,5 — 5,4;
l ..... 1,8 — 6,0;
b_{uc} ..... 0,6 — 2,1;
l_{uc} ..... 0,6 — 2,7.

Для монолитных фундаментов применяют тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В12,5 и В15; при соответствующем обосновании допускается применение бетона класса В20.

Замоноличиванне колонн в стакане осуществляется бетоном класса не ниже В12.5. Подготовка под подошвой фундамента выполняется из бетона классов В3,5 – В10.

Рекомендуется, для армирования фундаментов применять горячекатаную арматуру периодического профиля класса А-III по ГОСТ 5781-82*.

Для слабонагруженных сечении, где прочность арматуры используется неполностью (конструктивные сетки армирования подколенника, сетки косвенного армирования дна стакана и т. п.), а также в тех случаях, когда прочность арматуры класса А-III не используется полностью, допускается применять арматуру классов А-III по ГОСТ 5781-82* и Вр-1 по ГОСТ 6727-80.

При центральной нагрузке подошву фундамента принимают квадратной. При внецентренной нагрузке, соответствующей основному варианту нагружения подошву фундамента проектируют прямоугольной с соотношением сторон *b/l* = 0,6 - 0,85.

Высота фундамента h_f, должна назначаться для надежного крепления колонны к фундаменту. При стаканном сопряжении фундамента со сборной железобетонной колонной глубина заделки колонны в фундамент d_c принимается (рис. 3):

- для колонн прямоугольного сплошного сечения

$$d_c \geq l_c$$

- для двухветвевых колонн

$$d_c \geq 0.5 + 0.33 l_c$$
$$d_c \geq l_c \left(1 - 0.8\left(l_c - 0.9\right)\right)$$

Высота фундамента из условия заделки колонны, м

$$h_f \geq d_c + h_g + 0.05,$$

где h_g – расстояние от дна стакана до подошвы фундамента, принимаемое не менее 0.2 м,

0,05 – расстояние между торцом колонны и дном стакана, м.

Высота фундамента h_f, назначается с учетом глубины заложения подошвы и уровня обреза фундамента, который в случае применения железобетонных колонн следует принимать на отметке – 0,15. С учетом модульных размеров наименьшее значение h_f, = 1,5 м.

Площадь подошвы фундамента в первом приближении определяется конструктивными соображениями или вычисляется по формуле:

$$A = bl = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d},$$

где N_{II} – сумма вертикальных нагрузок в обрезе фундамента для расчетов по второй группе предельных состояний, кН;

R_0 – табличное значение расчетного сопротивления грунта, кПа;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемое в расчетах равным 20 кН/м^3;

d – принятая глубина заложения подошвы фундамента, м.

При внецентренной нагрузке проверяется форма эпюры контактных давлений по условию:

$$\varepsilon_i \le \varepsilon_u, (i = 1,2,3...n)$$

где ε_i – расчетные значения относительных эксцентриситетов для каждого *i*-го сочетания нагрузок относительно центра тяжести в подошве фундамента при проектировании по второй группе предельных состояний;

n – число сочетаний нагрузок,

ε_u - предельный эксцентриситет, который рекомендуется принимать следующим:

ε_u = 1/10 – для фундаментов под колонны производственных зданий с остовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, для высоких сооружений (трубы, здания башенного типа и т. п.), а также при расчетном сопротивлении грунта R<150кПа;

ε_u = 1/6 – для остальных производственных зданий и открытых крановых, эстакад с грузоподъемностью кранов до 15 т;

ε_u = 1/4 – для бескрановых зданий и производственных зданий с подвесным крановым оборудованием.

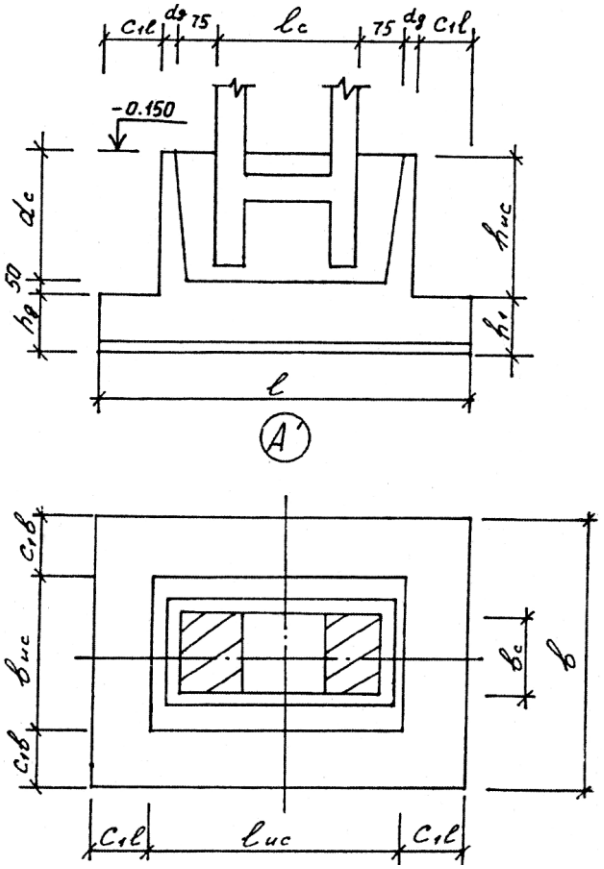


Рис. 3. **Схема к формированию габаритов фундамента**

Относительный эксцентриситет вертикальной нагрузки для каждого сочетания нагрузок вычисляется

$$\varepsilon_i = e_i / a,$$

где e – эксцентриситет вертикальной нагрузки, приложенной к подошве фундамента;

a – сторона подошвы фундамента ($a = l$ или $a = b$), вдоль которой действуют моменты.

При действии изгибающих моментов в двух плоскостях должны соблюдаться условия по подошве фундамента:

среднее давление $p < R$,

краевое давление $p_{\max} < 1.2R$,

давление в угловой точке $p^c{}_{\max} < 1.2R$.

Здесь R – расчетное сопротивление грунта, уточненное по формуле, среднее давление $p = \sum N_{II} / b \cdot l$ и $p_{\max} = p(1 + 6\varepsilon_i)$.

Размеры b и l считаются удачно подобранными, если хотя бы в одном из условий отклонения составляют: перенапряжения не более 5%, недонапряжения – до 10%.

В последующем размеры проверяются из условия расчета основания по деформациям.

$$S \le S_u,$$

где S – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом (см. ниже);

S_u – предельные значения совместной деформации основания и сооружения согласно СНиП 2.02.01-83*, представленные в таблице 33.

Конструирование железобетонного фундамента стаканного типа ведут с учетом размеров и типа принятых железобетонных колонн.

Стороны подколенника должны составлять, м:

$$l_{uc} \ge l_c + 2d_g + 0.15,$$
$$b_{uc} \ge b_c + 2d_g + 0.15,$$

где l_c и b_c – соответственно большая и меньшая сторона сечения колонны;

d_g – толщина стенки стакана, принимаемая для неармированного – не менее 200 мм, для армированного – не менее 150 мм. Для армированного стакана толщина стенки в плоскости действия изгибающего момента принимается также $d_g > 0{,}2\ l_c$.

Зазоры между стенками стакана и колонной принимаются 75 мм по верху и 50 мм по низу стакана.

Назначают число ступеней фундамента и проверяют расчетом на продавливание высоту плитной части фундамента h_{pl}. Наибольший допускаемый вынос нижней ступени c_l определяется по формуле:

$$c_l = Kh_{ol},$$

где K – коэффициент по табл. 44, принимаемый в зависимости от краевого давления $p_{l\max}$ на грунт по подошве фундамента при расчете по первой группе предельных состояний, без учета веса фундамента и грунта на его уступах;

h_{ol} – рабочая высота нижней ступени, равная, $h_{ol} = h_1 - d$ при наличии бетонной подготовки под фундаментом толщина защитного слоя бетона d = 0,035 м.

Расчет на продавливание фундамента колонной от дна стакана производится на действие расчетной вертикальной силы N_{lc} в уровне торца колонн в случае соблюдения неравенства (см. рис. 4).

$$h_{uc} - d_p \le 0.5(l_{uc} - l_c)$$

Проверка на продавливание выполняется исходя из условия:

$$N_{lc} = \frac{b \cdot l \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{og}}{A_0},$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие, кПа;

A_0 – площадь, многоугольника *a b c d e g*, м^2 (см. рис..5.4);

h_{og} – рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры, м;

$$b_m = b_p + h_{og},$$

где b_p – соответственно глубина и размер меньшей стороны по низу стакана, м.

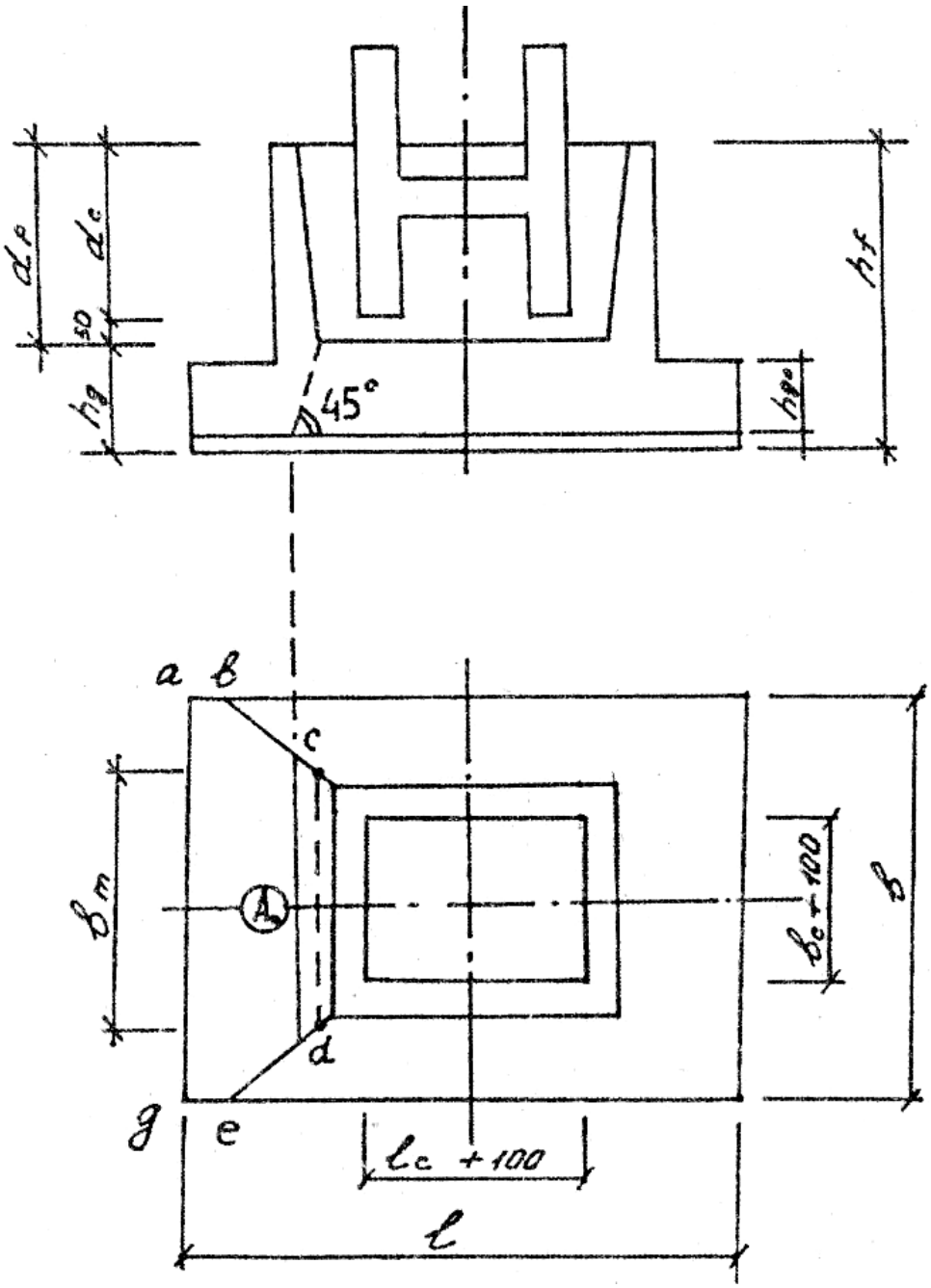


Рис. 4. **Схема к расчету фундамента на продавливание дна стакана колонной**

Таблица 33

Предельные деформации основания

	Предельные деформации основания		
Сооружения	Относительная разность осадок	Крен	Средняя (в скобках максимальная) осадка

1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	-	(8)
стальным	0,004	-	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов их железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30

Таблица 34

Значения коэффициента К для определения выноса нижней ступени

Схема фундамента и соотношение размеров	**Класс бетона по прочности на сжатие**	**Значение коэффициента К при давлении на грунт**						
		200	**250**	**300**	**350**	**400**	**450**	**500**
	В 12,5	3	3	3	3	2,7	2,5	2,3
	В15	3	3	3	3	3	2,8	2,7

$b=b_1$	B20	3	3	3	3	3	3	3
$b-b_1<2h_{01}$	B 12,5 B15 B20	3 3 3	3 3 3	3 3 3	2,9 3 3	2,7 3 3	2,5 2,7 3	2,3 2,6 3
$b-b_1=2h_{01}$	B 12,5 B15 B20	3 3 3	3 3 3	2,8 3 3	2,6 2,7 3	2,4 2,7 3	2,2 2,5 3	2,1 2,3 2,8
$b-b_1>2h_{01}$	B 12,5 B15 B20	3 3 3	3 3 3	2,4 2,6 3	2,2 2,4 2,9	2 2,2 2,6	1,9 2,1 2,5	1,8 2 2,3

Площадь сечения рабочей арматуры, расположенной параллельно стороне b или l, в i-м сечении на всю ширину или длину подошвы фундамента, м^2, определяется по формуле:

$$A_{si} = \frac{M_{ij}}{R_s \sigma_j h_{0j}}.$$

где M_{ij} – расчетный изгибающий момент в j-м – сечении фундамента от действия реактивного давления грунта по его подошве без учета нагрузки от собственного веса фундамента и грунта на уступах, кНм;

h_{0j} – рабочая высота рассматриваемого сечения, м;

σ_j – коэффициент, принимаемый равным σ_j = 0,9.

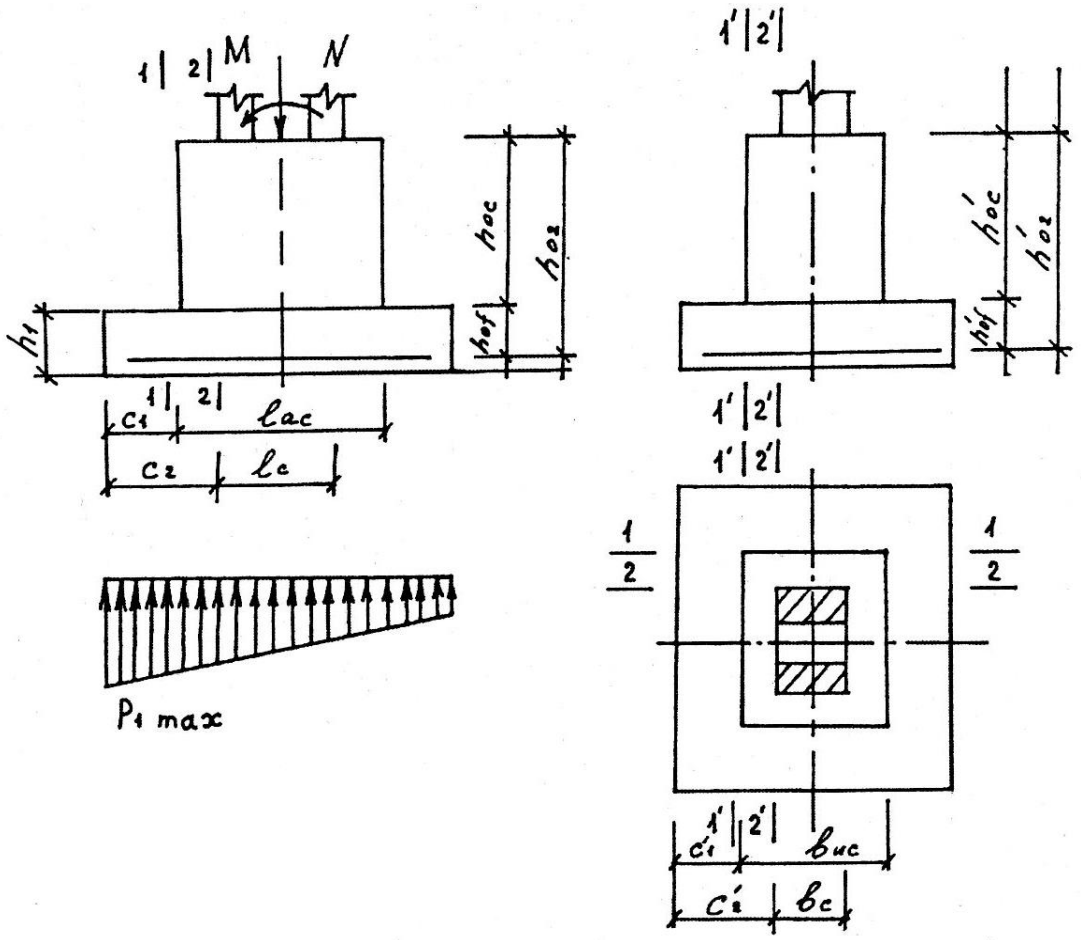


Рис. 5. Расчетные схемы для определения рабочей арматуры внецентренно нагруженного фундамента

Площадь рабочей арматуры определяют в направлении обеих сторон подошвы фундамента (рис. 5.5), армирование осуществляют в каждом направлении по наибольшему значению $A_{sj\max}$ с учетом следующего. Шаг рабочих стержней принимается равным 200 мм. Если меньшая сторона подошвы b < 3 м, то применяют сетку с рабочей арматурой в двух направлениях. При b >3 м применяются отдельные сетки с рабочей арматурой в одном направлении, укладываемые в двух плоскостях; рабочая арматура, параллельная большей стороне подошвы l, укладывается снизу.

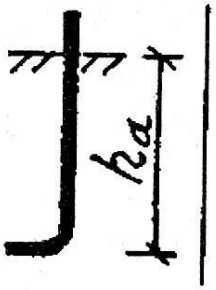
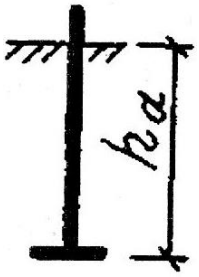
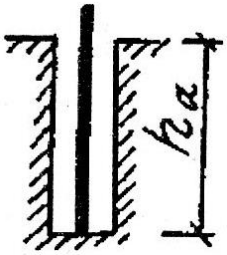
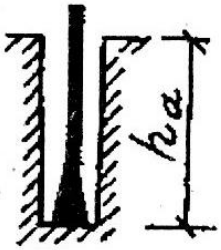
Шаг стержней конструктивной арматуры равен 600 мм. Минимальный диаметр рабочей арматуры принимается равным 10 мм вдоль стороны l < 3 м и 12 мм при l >3 м.

2.4. Проектирование железобетонного фундамента под металлическую колонну

Основные размеры плитной части фундамента и подколенника по прочности определяется также, как и для фундаментов под железобетонные колонны. Отметка верха подколонника и размеры его в плане определяются в зависимости от габаритов и принятого способа опирания башмака и метода монтажа металлических колонн. Минимальные размеры подколенников стальных колонн определяются расположением анкерных болтов для крепления колонн, расстоянием от оси болта до края фундамента согласно таблице 35 и размерами опорных плит башмаков.

Таблица 35

Основные размеры при установке анкерных болтов крепления металлических колонн

Болты	С отгибом	С анкерной плитой	Прямые	Конические
Диаметр (по резьбе)	12-48	12-90	12-48	12-48
Эскиз				
Глубина заделки	25d	15d	10d	10d
Расстояние между осями болтов	6d	8d	5d	10d
Расстояние от оси болта до грани	4d	6d	5d	10d

Болты с отгибом и анкерной плитой могут применяться для крепления строительных конструкций без ограничений. Болты, устанавливаемые в скважины, не следует применять для крепления несущих колон зданий и сооружений, оборудованных мостовыми кранами, а также для высотных зданий, ветровая нагрузка для которых является основной.

Минимальная глубина заделки h_a в фундамент из бетона класса В12,5 болтов стали марки Вст3кп2 принимается по таблице 35. Для других марок сталей болтов или классов бетона глубину заделки болтов h_a определяют по формуле:

$$h_a \geq h_a m_1 m_2,$$

где m_1 – отношение расчетного сопротивления растяжению бетона класса В12,5 к расчетному сопротивлению бетона принятого класса, m_2 – отношение расчетного сопротивления растяжению металла болтов принятой марки стали к расчетному сопротивлению стали марки Вст3кп2. Для конструктивных болтов с отгибами глубину заделки в бетон допускается принимать равной $15d_a$ для болтов: с анкерными плитами – $10d_a$, для болтов, устанавливаемых в скважины – $5d_a$.

Расстояние от оси болта до грани фундамента не должно быть меньше, мм:

100	для болтов	диаметром до	30 мм	включ
150	-"-	-"-	48"	"-"
200	-"-	-"- свыше	48"	"-"

В зависимости от способа монтажа стальных колонн требуется устройство подливки под плитой башмака, которая предопределяет отметку верха фундамента и имеет толщину 50-150 мм.

2.5. Проектирование ленточных фундаментов под стены здания с подвалом

Глубина заложения подошвы фундамента здания с подвалом принимается с расчетом глубины промерзания грунтов основания и их физико-механических характеристик, конструктивных соображений – высоты подвального помещения, глубины заложения фундаментов, расположенных вблизи соседних зданий, глубины залегания подземных вод и их сезонных колебаний. Из условия недопущения выпирания грунта из-под подошвы ленточный фундамент рекомендуется заглублять со стороны подвала не менее чем на 0,5 м ниже пола подвала (рис 6).

Предварительное значение ширины ленточного фундамента, м, определяется по формуле:

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d},$$

где N_{II} – погонная вертикальная (суммарная) нагрузка для расчета по второй группе предельных состояний в уровне поверхности планировки, кН/м;

d – глубина заложения подошвы, м,

R_0 – расчетное сопротивление грунта основания по таблицам 29 – 32;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемое равным 20 кН/м^3.

При определении нагрузки N_{II} учитывается также временная нагрузка на внешней стороне фундамента q, которая при отсутствии данных о ее значениях принимается q = 10 кПа.

Соотношение толщины стены подвала b' и ширины подошвы фундамента b предопределяет в дальнейшем расчетную схему:

а) при $b'/b > 0,7$ расчетная схема стены подвала принимается в виде однопролетной вертикальной балки АВ (см. рис. 6), шарнирно опертой на опоре А (нижней – на уровне подошвы фундамента) и на опоре В (верхней – на уровне низа перекрытия над подвалом).

В этом случае производится проверка среднего давления p под подошвой фундамента, который рассматривается как центрально нагруженный.

$$p = \frac{\sum N_{IIi}}{1 \cdot b} \le R,$$

где $\sum N_{IIi}$ – погонная суммарная вертикальная нагрузка на уровне подошвы фундамента, кН/м.

b – принятая ширина фундаментной ленты (сборной подушки), м,

R – уточненное расчетное сопротивление грунта, залегающего под подошвой фундамента по формуле (рис .4).

Отклонения: перенапряжение основания не более 5%, недонапряжение – до 10%.

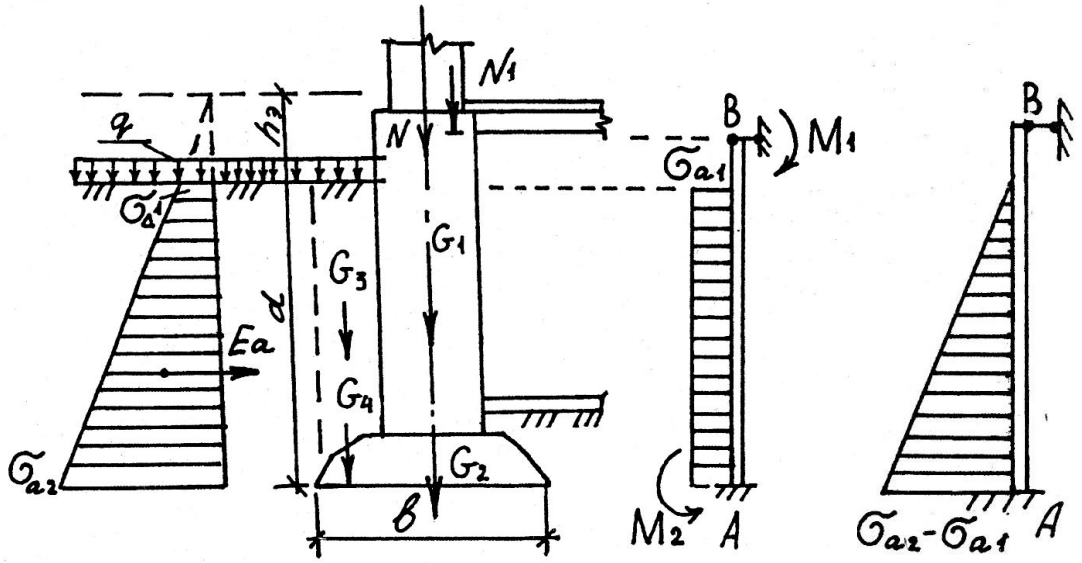


Рис. 6. **Расчетные схемы ленточного фундамента здания с подвалом**

б) при $b'/b < 0,7$ расчетная схема стены подвала принимается в виде однопролетной балки АВ, нижний конец которой в уровне подошвы фундамента упруго защемлен, а верхний конец в уровне низа перекрытия над подвалом шарнирно оперт (см. рис. 6).

Активное боковое давление грунта на стенку подвала при определенных допущениях и отсутствии подземных вод определяется по формулам:

на уровне поверхности планировки

$$\sigma_{a1} = \gamma_{II} \cdot h_э tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right),$$

на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{a2} = \gamma_{II} \cdot [h_э + d] tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right),$$

где γ_{II} – удельный вес грунта засыпки, уплотненного с коэффициентом уплотнения не менее 0,95 природного сложения, кН/м^3;

$h_э$ – высота эквивалентной нагрузки q слоя грунта, равная

$$h_э = q / \gamma_{II}$$

В запас надежности может быть использован прием расчета стены подвала как балки, жестко защемленной нижним концом и шарнирно опертой другим. Эксцентриситет приложения равнодействующей относительно геометрической оси подошвы фундамента равен:

$$e = \frac{\sum M_{II}}{\sum N_{II}}$$

где $\sum M_{II}$ – сумма моментов относительно точки А на подошве фундамента, определенная расчетом на погонный метр длины фундамента, кНм/м;

$\sum N_{II}$ – то же, что в формуле (24).

При определении $\sum M_{II}$ учитывается действие моментов не только от горизонтального активного давления грунта, но и от моментов нагрузки грунта и нагрузки q на консольный вынос фундаментной подушки M_2 (см. рис. 6).

Зная среднее давление по подошве фундамента p и относительный эксцентриситет ε, определяют максимальное краевое давление в подошве фундамента по формуле:

$$p_{\max} = p(1 + 6\varepsilon),$$

которое должно удовлетворять условию $p_{\max} < 1{,}2R$.

Для стадии незавершенного строительства осуществляют проверки фундамента на сдвиг в плоск ости подошвы и опрокидывание.

Конструирование сборных фундаментов стен зданий с подвалом выполняют с использованием фундаментных плит по таблице 18, и блоков по таблице 20.

2.6. Расчет осадки основания фундамента

Совместная деформация основания и сооружения определяется расчетом с использованием расчетной схемы основания в виде

- линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщины H_c согласно СНиП 2 02 01-83*;

- линейно-деформируемого слоя, если:

а) в пределах сжимаемой толщи основания H_c, определенной как для линейно-деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации E_1 > 100 МПа и толщиной h_1, удовлетворяющей условию:

$$h_1 \geq H_c\left(1-\sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}}\right),$$

где E_2 – модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1;

б) ширина (диаметр) фундамента b >10 м и модуль деформации грунтов основания E >10 МПа.

Осадка основания S с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле:

$$s = \beta\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zp},h_i}{E_i}$$

где β – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8;

σ_{zp} – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней и нижней границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (рис. 7);

h_i - высота i-то слоя грунта, залегающего ниже подошвы фундамента в пределах сжимаемой толщи, принимается h_i< 0.4b для каждого выделенного вида грунта;

E_i – модуль деформации i-го слоя грунта;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания. В методе послойного суммирования приняты следующие допущения:

- осадка основания обусловлена действием дополнительного вертикального давления p_0, равного:

$$p_0 = p - \sigma_{zg},$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента от действия нагрузок для расчета по второй группе предельных состояний;

σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg} = \alpha p_0$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 36 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной: $\zeta = 2z/b$

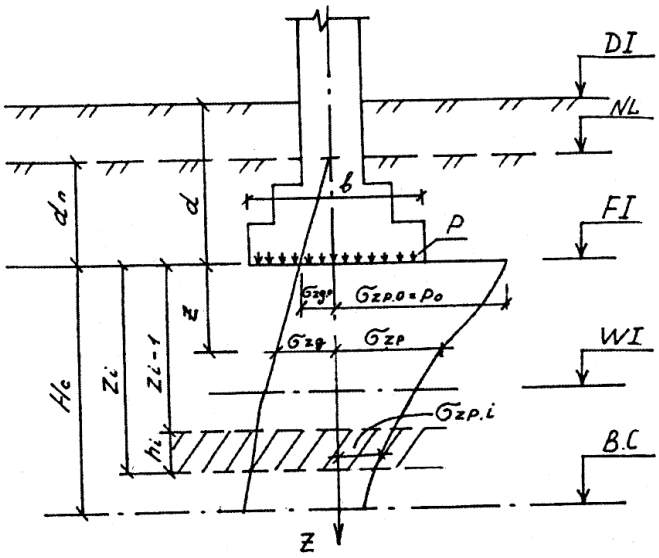


Рис. 7. **Схема распределения вертикальных напряжений в основании при расчете осадки методом послойного суммирования**

- при расчете осадка основание делится на однородные элементарные слои, сжатие которых определяется от дополнительного вертикального нормального напряжения σ_{zg}, действующего по оси фундамента в середине рассматриваемого слоя**;**

- сжимаемая толща основания ограничивается глубиной *Z =Hc,* где выполняется условие:

$$\sigma_{zg} = 0.2\sigma_{zg}$$

Если определенная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем E < 5МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины *Z =Hc,* нижняя граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия: $\sigma_{zg} = 0.1\ \sigma_{zg}$.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} на границе слоя, расположенного на глубине *Z* от подошвы фундамента, определяются по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma d_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \ ,$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина *i-го* слоя грунта.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, принимается с учетом взвешивающего действия воды. При определении σ_{zg} водоупорном слое учитывают давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Осадка основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя определяется по СНиП 2.02.01-83* или по нормативно-справочным документам.

Таблица 36

Коэффициент α

$\zeta = 2z/b$	**Коэффициент α для фундаментов**							
	Круглых	**Прямоугольных с соотношением сторон, равным**						**Ленточных**
		1,0	**1,4**	**1,8**	**2,4**	**3,2**	**5**	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,249	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания. 1. *b* – ширина или диаметр фундамента, *l* – длина фундамента. 2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью *A,* значения принимаются для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$ **.**

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Свайные фундаменты следует проектировать на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий строительной площадки, а также на основе данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности проектируемых зданий и сооружений, условия их эксплуатации, нагрузки, действующие на фундаменты, с учётом местных условий строительства.

По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяются на сваи-стойки висячие. К сваям-стойкам относятся сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того – на малосжимаемые грунты. К малосжимаемым грунтам относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней плотности и плотным, а также глины твёрдой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации E >50 МПа. Силы сопротивления грунтов, за исключением отрицательных (негативных) сил трения, на боковой поверхности свай-стоек в расчётах их несущей способности по грунту основания на сжимающую нагрузку не учитываются.

К висячим относят сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания боковой поверхностью и нижним концом.

Отрицательные силы трения возникают на боковой поверхности сваи при осадке или просадки околосвайного грунта и направлены вертикально вниз.

Забивные сваи принимаются в соответствии с ГОСТ 19804-91.

Набивные сваи по способу устройства разделяются на:

а) набивные, устраиваемые путём погружения инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунту башмаком или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью;

б) набивные (виброштамповочные), устраиваемые в пробитых скважинах путём заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заострённым нижним концом и закреплённым на ней вибропогружателем;

в) набивные в выштампованном ложе, устраиваемые путём выштамповки в грунте скважин пирамидальной или конусной формы с последующим заполнением их бетонной смесью.

Буровые сваи по способу устройства подразделяются на:

а) буронабивные сплошного сечения с уширениями и без них, бетонируемые в пробуренных скважинах:

б) буронабивные полые круглого сечения, устраиваемые с применением многосекционного вибросердечника;

в) буронабивные с уплотненным забоем, устраиваемым путём втрамбовывания в забой скважины щебня;

г) буронабивные с камуфлетной пятой, устраиваемые путём бурения скважин с последующим образованием уширения взрывом и заполнения скважин бетонной смесью;

д) буроинъекционные диаметром 0,15 – 0,25 м, устраиваемые путём нагнетания (инъекции) мелкозернистой бетонной смеси или цементно-песчаного раствора в пробуренные скважины;

е) сваи-столбы, устраиваемые путём бурения скважин, укладки в них омоноличивающего цементно-песчаного раствора и опускания в скважины цилиндрических или призматических элементов сплошного сечения со сторонами или диаметром 0,8 м и более;

ж) буроопускные сваи с камуфлетной пятой, устраиваемые путём бурения скважин с последующим образованием уширения взрывом; после его заполнения бетонной смесью в скважину опускают железобетонную сваю.

3.1. Определение длины и несущей способности свай

Выбор длины свай производится в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учётом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Нижний конец свай следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание под их нижние концы, должно быть: в крупноблочные, гравелистые, крупные и средней крупности песчаные, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0{,}1$ – не менее 0,5 м, а в прочие нескальные грунты – не менее 1,0 м. Нижний конец набивных и буронабивных свай с уширением и без уширения и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, при пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L = 0\ldots0{,}6$ заглубляют не менее чем на диаметр сваи (или уширения для сваи с уширением) и не менее 2м.

На длину сваи оказывает влияние глубина заложения подошвы свайного ростверка, которая принимается в зависимости от конструктивного решения подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья) и проекта планировки территории (срезкой или подсыпкой), а также высоты ростверка, определяемой расчетом.

Несущая способность сваи определяется расчетом по формулам СНиП 2.02.03 – 85 и уточняется по результатам полевых испытаний. Количество полевых исследований для определения несущей способности свай для каждого здания или сооружения должно составлять не менее:

статических испытаний свай и свай-штампов	2;
динамических испытаний свай	6;
испытание грунтов эталонной сваей	6;
испытаний свай-зондов	6;
испытаний статическим зондированием	6.

Несущая способность F_d, кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой свай, опирающихся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на молосжимаемый грунт, определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c RA,$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый γ_c = 1;

A – площадь опирания на грунт сваи, м², применяемая для свай сплошного сечения равной площади поперечного сечения, а для свай круглого сечения и свай-оболочек – равной площади поперечного сечения при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения при заполнении этой полости на высоту не менее трёх её диаметров.

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, принимаемое:

а) для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, *R* = 20 000 кПа;

б) для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в невыветрелый скальный грунт не менее чем на 0,5 м – по формуле:

$$R = \frac{R_{cn}}{\gamma_g}\left(\frac{l_d}{d_f} + 1.5\right),$$

где R_{cn} – нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа;

γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый γ_g = 1,4;

l_d – расчетная глубина заделки набивной и буровой свай и сваи-оболочки в скальный грунт, м;

d_f – наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой свай и сваи-оболочки, м.

Несущая способность сваи-стойки корректируется расчетом по прочности материала свай в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84*.

Несущая способность F_d, кН, висячей забивной сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c\left(\gamma_{cR} RA + u\sum \gamma_{cf} f_i h_i\right),$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый γ_c = 1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 37;

A – площадь опирания на грунт сваи, м^2, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади сваи-оболочки нетто;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_1 – расчетное сопротивление *1-го* слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 36;

h_i – толщина *i*-го слоя грунта (не более 2 м), соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи по таблице 39.

Таблица 37

Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай

Глубина погружения нижнего конца сваи	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных сваи и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести, равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	1300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	800	6000	4100	2250	140

			0				0

Таблица 38

Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина расположения слоя грунта	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести, равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	34	21	12	9	8	7
30	93	66	47	36	22	13	9	8	7

В случае опирания забивных свай на рыхлые песчаные грунты или пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0{,}6$ несущую способность определяют только по результатам статических испытаний свай.

Несущая способность F_d, кН, набивной и буровой свай с уширением и без уширения, а также сваи-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right),$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи; в случае опирания ее на пылевато-глинистые грунты со степенью влажности S_r < 0,9 и на лессовые грунты γ_c = 0,8, в остальных случаях γ_c = 1;

γ_{cR} – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; γ_{cR} = 1 во всех случаях, за исключением некоторых видов свай с уширениями, γ_{cR} = 1,3 для свай с камуфлетным уширением, γ_{cR} = 0,9 для свай с уширением, бетонируемым подводным способом;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое:

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песчаных грунтов в основании набивной и буровой свай с уширением и без уширения, сваи-оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра по формуле:

$$R = 0.75\alpha_4\left(\alpha_1\gamma_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h\right),$$

где α_1 – безразмерные коэффициенты;

γ_1 – расчетное значение удельного веса грунта, кН/м^3 в основании сваи;

γ_1 – усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м^3, расположенных выше нижнего конца сваи (при водонасыщённых грунтах γ_1 ‘ и γ_1 принимаются с учётом взвешивающего действия воды);

d – диаметр, м, набивной и буровой свай, диаметр уширения (для сваи с уширением);

h – лубина заложения, м, нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой);

A – площадь опирания на грунт сваи, м^2, принимаемая равной: для набивных и буровых свай без уширения – площади поперечного сечения сваи; для набивных и буровых свай с уширением – площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра;

u – периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

γ_{cf} – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи;

f_i – расчетное сопротивление *1-го* слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, кПа, принимаемое по таблице 38;

h_i – то же, что в формуле (37);

б) для пылевато-глинистых грунтов оснований по таблице 40.

3.2. Размещение свай в подошве ростверка

Для обеспечения совместной работы свай и грунта основания применяют железобетонные ленты или плиты-ростверки. Свайный куст объединяет небольшое количество свай и применяется для фундаментов под отдельные колонны, стойки малоразвитых в плане сооружений (рис. 8).

Для фундаментов под стены обычно используются рядовое расположение свай и ленточные ростверки, имеющие значительную протяженность в одном

направлении. При проектировании высоких зданий и сооружений (например, многоэтажных гражданских зданий, дымовых труб, элеваторов и т. п.) используют свайное поле, объединяемое железобетонной плитой в единый фундамент (рис 8).

Таблица 39

Коэффициенты условий работы для расчета несущей способности забивных свай

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициент условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	Под нижним концом	На боковой поверхности
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \le 0.5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L \le 0.5$	1,0	1,0

Сваи размещаются рядами или в шахматном порядке. Расстояние между осями забивных висячих свай без уширений в плоскости их нижних концов принимается не менее 3 b_p (где b_p – диаметр круглого или сторона квадратно-

го, большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек – не менее $1.5b_p$.

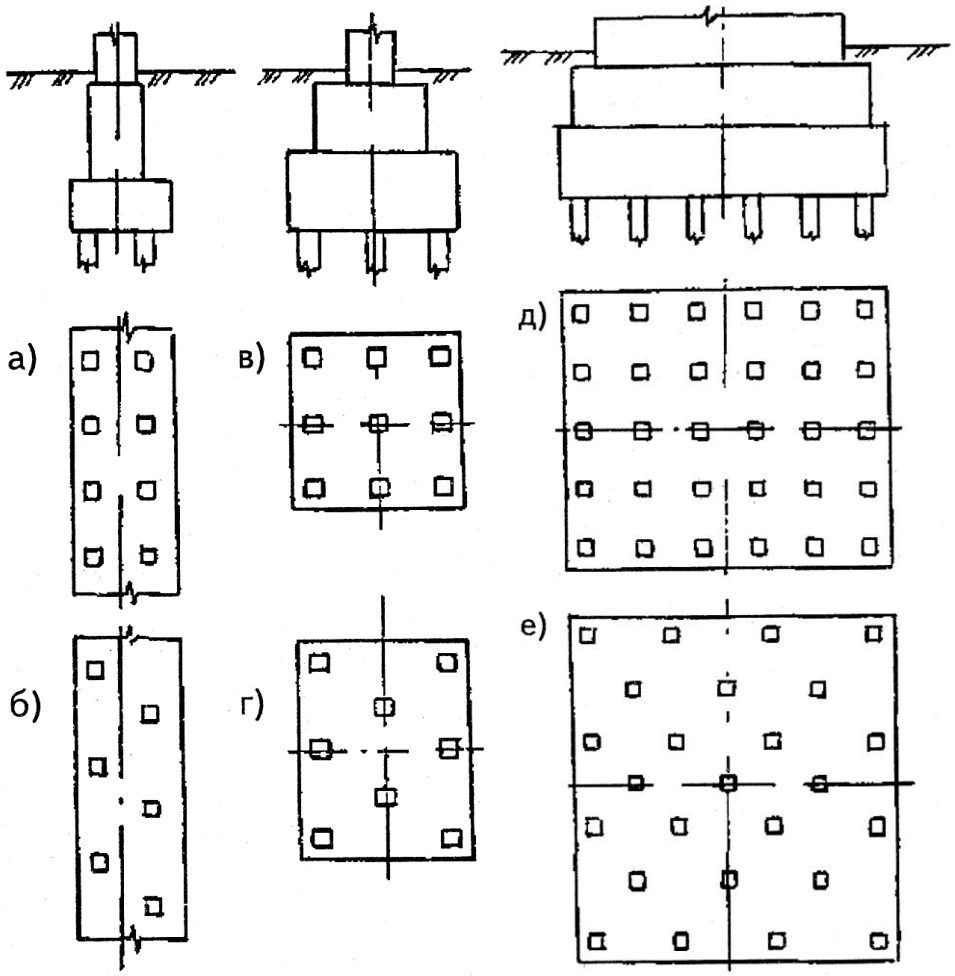


Рис. 8 **Схемы фундаментов с расположением свай:**
а, б – рядовым и шахматным в ленте; в, г – рядовым и шахматным в кусте; д, е – рядовым и шахматным в свайном поле

Таблица 40

Расчетные сопротивления под нижним концом набивных и буровых свай

Глубина заложения нижнего конца сваи, м	Расчетное сопротивление под нижним концом набивных и буровых всай с уширением и без уширения и свай-оболочек при пылевато-глинистых грунтах, за исключением лесовых, с показателем текучести, равным						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600

12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных сваи и свай-оболочек, а также между скважинами свай-столбов должно быть не менее 1,0 м, расстояний в свету между уширениями при устройстве их в твердых и полутвердых пылевато-глинистых грунтах – 0.5 м. в других нескальных грунтах – 1,0 м.

3.3. Проектирование свайного фундамента под колонну

Определив несущую способность сваи F_d, рассчитывают расчетную нагрузку, допускаемую на сваю P по формуле:

$$P = F_d / \gamma_k,$$

где γ_k – коэффициент надежности, принимаемый при определении F_d расчетным методом γ_k =1,4.

Количество свай в кусте, состоящем из двух, четырех и более свай, рассчитывается по формуле:

$$n = \frac{\sum N_1 + G_{1r}}{p} \cdot 1.2,$$

где $\sum N_1$ – максимальная для всех сочетаний сумма вертикальных нагрузок в обрезе ростверка для расчета по первой группе предельных состояний, кН;

G_{lr} – ориентировочный вес ростверка, приближенно принимаемый на начальном этапе проектирования $G_{lr} = 0.1\sum N_I$

Количество свай округляется до целого числа, причем свайные фундаменты из двух свай рекомендуется применять только в каркасных бескрановых зданиях. Размеры подошвы ростверка и ступеней в плане принимаются кратными 300 мм, они обусловлены размещением свай и расстоянием от края плиты ростверка до ближайших граней свай, равным не менее 100 мм.

Принятое количество свай и их размещение проверяются расчетом. Для фундаментов с вертикальными сваями фактическую нагрузку на сваю при действии момента 5 одном направлении определяют по формуле:

$$N_{If} = \frac{N_{d1}}{n} + \frac{|M_{\gamma i}| \cdot x}{\sum x_i^2},$$

где N_{d1} – вертикальная нагрузка в подошве ростверка, включающая нагрузку от колонны и стены, и уточненный вес ростверка *GIr,* кН,

M_{yi} – расчетный изгибающий момент относительно оси OY, проходящей в плоскости подошвы ростверка через центр тяжести куста свай, кН м;

x – расстояние от оси OY до оси сваи, для которой вычисляется фактическая нагрузка, м,

$\sum x_i^2$ – сумма квадратов расстояний от оси OY до каждой 1-й сваи, м^2.

Значение N_{d1} сравнивается с расчетной нагрузкой *P,* допускаемой на сваю. Допускается недоиспользование несущей способности сваи до 15%, а перегрузка не должна превышать при учете постоянных и длительных нагрузок - 5%, при учете кратковременных нагрузок – 20%.

Высота ростверка принимается из условия заделки сборной железобетонной колонны, аналогично фундаментам мелкого заложения, при этом толщина дна стакана должна составлять не менее 250 мм. Размеры ростверка по высоте плитной части, ступеней и подколенника должна быть кратной 150 мм. Железобетонный ростверк рассчитывается на продавливание колонной, продавливание угловой сваей, поперечную силу в наклонных сечениях, изгиб, местное сжатие под, торцом сборной колонны; прочность стаканной части, раскрытие трещин. Проектный класс бетона по прочности на сжатие рекомендуется В12,5 и выше. Армирование осуществляется стержневой горячекатаной арматурой периодического профиля класса А-III и круглой (гладкой) класса А-I.

3.4. Расчет осадки основания из куста свай

Расчет осадки фундамента из куста висячих свай производится как для условного фундамента с применением схемы основания в виде линейнодеформируемого полупространства и условным ограничением глубины сжимаемой толщи *Hc* по методу послойного суммирования. Границы условного фундамента определяются (рис. 9):

- снизу – плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай,

- с боков – вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных сваи на расстоянии $(h-d)tg\frac{\varphi_{IIt}}{4}$, но не более $2b_p$ в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$ (b_p – диаметр или сторона поперечного сечения сваи);

- сверху - поверхностью планировки грунта ВГ.

Здесь φ_{IIt} – осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта в пределах глубины *h* (см. рис. 9).

Осадку рассчитывают на среднее давление по подошве условного фундамента, учитывающего в дополнение к внешней нагрузке и собственный вес условного фундамента.

Значение осадки S основания свайного фундамента не должно превышать предельных значений S_u.

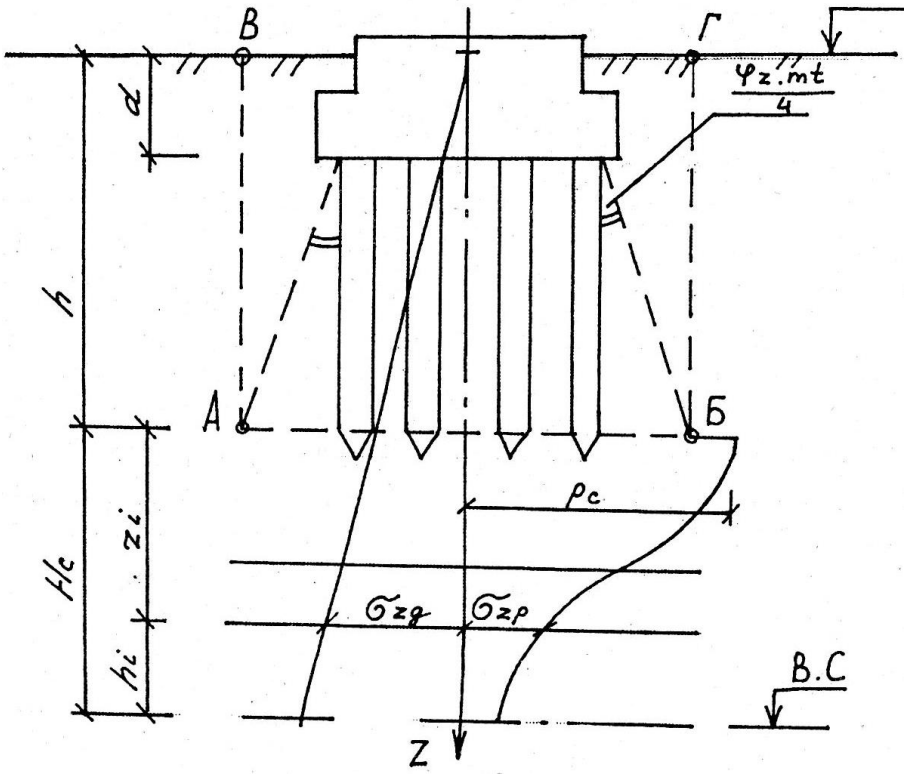


Рис. 9. **Схема к расчету осадки свайного фундамента как условного фундамента**

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2 02.01-83*. Основания зданий и сооружении. - М.. Минстрой России, 1995 - 49 с.

2 СНиП 2 02 03-85 Свайные фундаменты. - М.. ЦИТП Госстроя СССР.1986 - 48 с.

3. СНиП 2.02 04-88 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах, - М.: Стройиздат, 1990.-46 с.

4. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. - М. Стройиздат, 1988.-41с.

5. ГОСТ 25100-82. Грунты. Классификация- - М: Изд-во стандартов, 1982. - 10 с.

6. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. - М.: Изд-во стандартов. 1985. – 24 с.

7. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонные зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84.). - М.: ЦИТП.Госстроя.СССР, 1985. - 52 с.

8. Пособие по проектированию оснований зданий, и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). -М, Стройиздат,-1986.-415с.

9. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружение (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83).- М.:.ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 113 с.

10. Руководство по выбору проектных решений - фундаментов //НИИОСП им.Герсеванова, НИИЭС, ЦНИЙПроект Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1984. - 192 с.

11.Руководство по проектированию плитных фундаментов, каркасных зданий и сооружений' башенного типа НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. -М.: Стройиздат, 1984. - 263 с.

12. Руководство по проектированию фундаментов на естественном, основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. ~ М.: Стройиздат, 1978. -109 с.

13. Руководство по проектированию свайных фундаментов //НИИОСП Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1980. - 151 с.

14. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками НИИОСП. Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1982. – 207 с.

15. Основания и фундаменты. Справочник/Г.И. Швецов, И. В- Носков, А.Д.Слободян, Г.С.Госькова - Под ред. Г.И.Швецова. -М.: Высшая школа, 1991. -384с.

16. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения // Под общ.ред.Е.А.Сорочанаи, Ю.Г.Трофименкова. -М,; Стройиздат. - 480с.

17. Долматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - Л.: Стройиздат, 1988. ~ 415 с.

18. Долматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов, зданий промышленных сооружений. -М.: Высшая школа, 1986. -240 с.

19. Лапшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании: Учебное пособие для вузов - Саратов. Изд-во Саратун-та,1986. - 224 с.

20. Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. - М.: Стройиздат, 1986. – 303 с.

21. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных грунтах. - М.: Стройиздат, 1979. - 272 с.

22. Кругов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах - Киев: Будвельник, 1982 - 224с.

23. Гильман Я.Д. Основания и фундаменты на лессовых просадочных грунтах. - Ростов-на-Дону. Изд. СевкавНИПИагропрома, 1991. - 217с.

24. Е.А Сорочан. Строительство сооружений на набухающих грунтах. - М.: Стройиздат. - 1989. – 312 с.

25. Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. - Киев: Будвельник. - 1987. - 200 с.

26. СНиП 11-60-75* Планировка и застройка городов, поселков, и сельских населенных пунктов. - М.: Стройиздат, 1984. - 80 с.

27. СНиП 2.0.1.01-82. Строительная климатология и геофизика. - М.: Стройиздат,1983. -136 с.

28. СНиП 2.01.07-85. Карты районирования территории СССР по климатическим характеристикам. Приложение 5 (обязательное). - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. - 479 с.

29. СНиП 2.01.02-85. Противопожарные нормы. - М. - ЦИТП Госстроя СССР, 1986.- 16 с.

30. СНиП П-3-79**. Строительная теплотехника. - М.: Стройиздат, 1979. - 32 с.

31. СНиП П-4-79. Естественное и искусственное освещение. - М.: Стройиздат, 1980. - 48 с.

32. СНиП 11-8-78. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях - М.: Стройиздат, 1979.-23с.

33. СНиП П-26-76. Кровли. - М.: Стройиздат, 1978. - 23 с.

34. СНиП 2.03.13-88. Полы. Нормы проектирования. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. -16 с.

35. СНиП 2.08.02-85. Общественные здания и сооружения, - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. -13 с.

36. СНиП П-79-78. Гостиницы. - М.; Стройиздат, 1978. -17 с.

37. СНиП П-76-78*. Спортивные сооружения. - М.: Стройиздат, 1979.-84с.

38. СНиП 2.08.01-85. Жилые здания.- М. - ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 13 с.

39. СНиП П-80-80. Генеральные планы промышленных предприятий. - М.. Стройиздат, 1980.-33с.

40. СНиП 2.09.02-85. Производственные здания. - М. - ЦИТП Госстроя СССР, 198,6. - 16 с.

41- СНиП Н-79-76. Генеральные планы сельскохозяйственных предприятий. - М.: Стройиздат, 1977. -13 с.

42. СНиП 2.10.02-84. Здания и помещения для хранения и переработки сельскохозяйственной продукции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1984 - 4 с.

43. СНиП 2.10.03-84. Животноводческие, птицеводческие и звероводческие здания и помещения. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1984. - 8 с.

44. СНиП 2.10.05-85. Предприятия, здания и сооруженною хранению и переработке зерна. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985, - 24с.

45. СНиП 2.11.04-85, Подземныехранилища нефти, нефтепродуктов и сжиженных газов. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 37 с.

46. СНиП 2 09 03-85 Сооружения промышленных предприятий. - М. ЦИТП Госстроя СССР, 1986.-56 с.

47. СТ СЭВ 1405-78. Здания жилые и общественные Геометрические параметры. - М. Из-во стандартов,1979 - 3 с.

48. ГОСТ 23838-79 (СТ СЭВ 1404-78). Здания промышленных предприятий одноэтажные. Параметры. - М.: Издательство стандартов, 1980. -12 с.

49. ГОСТ 23837-79. Здания промышленных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы. - М.: Издательство стандартов, 19.80..-8с.

50. ГОСТ 24337-80. Здания производственные, вспомогательные и складские многоэтажные. Габаритные схемы. -М.: Издательство стандартов, 1981. -15с.

51. ГОСТ 24436-80 (СВ СЭВ 1404-78,СТСЭВ1408-78). Здания производственные, вспомогательные и складские многоэтажные. Параметры. - М.: Издательство стандартов, 1981..- 5с.

52. ГОСТ 23839-79, Здания сельскохозяйственных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы. - М.: Издательство стандартов, 1980. -4с.

53. ГОСТ 23840-79 (СТ СЭВ 1408-78). Здания сельскохозяйственных предприятий одноэтажные. Параметры. - М.: Издательство стандартов, 1981. -10с.

54. Рекомендации по реконструкции и расширению предприятий машиностроительной легкой и пищевой промышленности. ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1988. - НО с.

55. Пособие по строительной климатологии (к СНиП 2.01.01-82) / НИИСФ. - М.: Стройиздат, 1987.-136 с.

56- Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.З. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08,01-85). М-: Стройиздат, 1989. - 303 с.

57. Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружении похранению и переработке зерна (к СНиП 2.10.05-85) - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 145 с.

58. Архитектура гражданских и промышленныхзданий: Учебник для вузов в 5-тит.Т.З. Жилые здания/Л.Б. Великовский.А.С. Ильяшев.Т.Г . Маклаковаидр.: Под общ. ред. К. К. Шевцова. - М.: Стройиздат, 1983. - 239 с.

59. Архитектура гражданских и промышленных зданий: Учебник для вузов в 5-ти т. Т.5. Промышленные здания/Л.Ф.Шубин. -М.: Стройиздат, 1986. -335с.

60.Андерсен Б., Бентфельд Г., Бенеке П. и др. Гаражи. Проектирование и строительство. - М. Стройиздат, 1986.-391с.

61. Ашфорд И., Райт П.Х. Проектирование аэропортов. М.: Транспорт, 1988. - 328 с.

62. Ким Н.Н., Маклакова Т.Г. Архитектура гражданских и промышленных зданий. - М.: Стройиздат, 1987. - 287с.

63. Кистяковский А. Ю. Проектирование спортивных сооружений. -Высшая школа, 1980.

64. Миловидов Н.Н., Орловский Б. Я. Белкин А.Н. Архитектура гражданских и промышленных зданий'. Гражданские здания. -М.: Высшая школа, 1987. -352 с.

65. Моисеев Ю.М., Шимко В.Т. Общественные центры / Под обще.ред Н.Н.Миловидова, Б.Я. Орловского - М.: Высшая школа, 1987. - 96 с.

66. Ольхова А.П. Гостиницы. - М.: Стройиздат, 1983. -175 с.

67. Орловский Б.Я., Орловский Я.Б. Архитектура гражданских и промышленных зданий. - М.: Высшая школа, 1985. - 287 с.

68. Сельскохозяйственные здания и сооружения. - М.: Агропромиздат, 1985.- 480 с.

69. Степанов В.Э. Основы проектирования агропромышленных комплексов: Учеб. пособие для вузов. - М.; Агропромиздат. 1985. - 303 с.

70.Уренев В.П. Предприятия общественного питания. - М.: Стройиздат, 1986. - 176с.

71. Федосеева И.Р., Токмаджян А.Г., Васильева И.П. Торговые центры. -М:Стройиздвт,1988,- 192 с;

72. Ясный Г.В. Спортивные бассейны. - М.: Стройиздат, 1988. - 271с.

73. ТП 101-81. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов. - М-: Стройиздат, 1983 - 41с.

74. Дыховичный Ю.А., Жуковский Э.З. Пространственные составные конструкции. - М.: Высшая школа, 1989. - 320 с.

75. Дыховичный Ю.А: Максименко В.А. Сборный железобетонный унифицированный каркас. - М.: Стройиздат. 1985. ~ 296 с.

76. Ильяшев А.С. Специальные вопросы архитектурно-строительного проектирования.- М.:- Стройиздат; 1985. - 165 с.

77. Каммерер Ю.Ю., Кутырев, А.К. Харкевич А.Е. Защитные сооружения гражданской обороны, -..М.: Энергоатомиздат, 1985. – 231 с.

78. Реконструкция зданий: Учеб. пос. для вузов,- М.: Высшая школа, 1981. - 263 с.

79. Кутухтин Н.Г.; Коробков В.А. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных произ. Бедственных зданий и сооружений. - М.; Стройиздат, 1982. – 206 с.

80. Резниченко Е.И. Конструкции крупнопанельных зданий с несущими объемными блоками.

СОДЕРЖАНИЕ

1.	ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ	3
1.1.	Основные положения	3
1.2.	Анализ местных условий строительства	3
1.3.	Анализ технологического назначения и конструктивного решения зданий. Сбор нагрузок	17
1.4.	Назначение вариантов оснований и фундаментов	19
2.	ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ	32
2.1.	Выбор глубины заложения подошвы фундамента	32
2.2.	Определение расчетного сопротивления грунта основания	35
2.3.	Проектирование столбчатых фундаментов стаканного типа под сборную железобетонную колонну	38
2.4.	Проектирование железобетонного фундамента под металлическую колонну	47
2.5.	Проектирование ленточных фундаментов под стены здания с подвалом	48
2.6.	Расчет осадки основания фундамента	51
3.	ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	54
3.1.	Определение длинны и несущей способности сваи	55
3.2.	Размещение свай в подошве ростверка	59
3.3.	Проектирование свайного фундамента под колонну	62
3.4.	Расчет осадки основания из куста свай	63
	РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА	65
	Содержание	69

Подписано в печать 25.05.18. Формат 84х108/32
Гарнитура Таймс. Печать офсетная.
Бумага мелованная. Усл. Печ. л. – 3.46.
Тираж 50 экз.

Издательство Современного технического университета
390048, г. Рязань, ул. Новоселов, 35А.
(4912) 30-06-30, 30 08 30