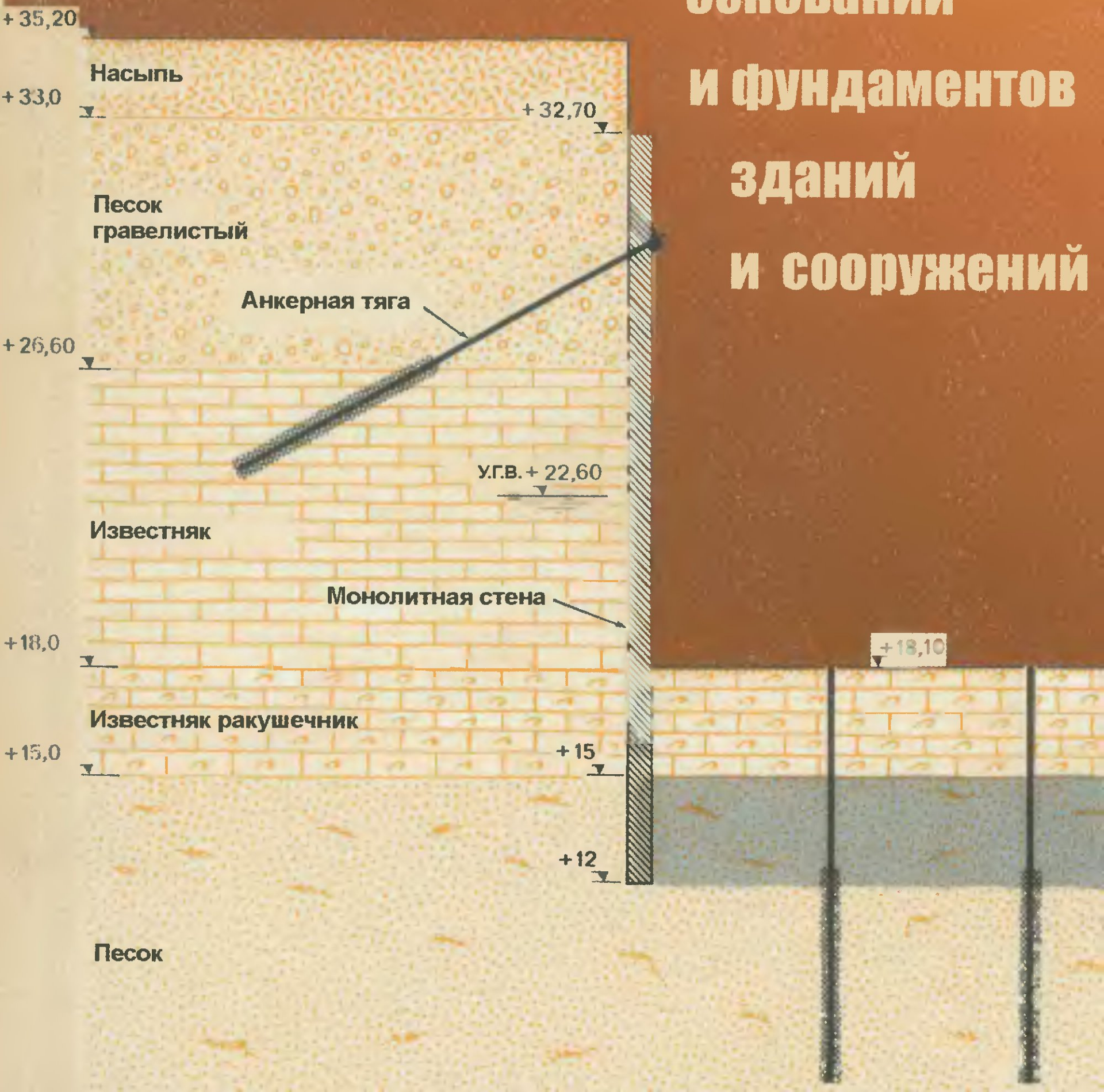


А.В. Пилягин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

оснований
и фундаментов
зданий
и сооружений



А.В. Пилягин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов
РФ по образованию в области строительства в качестве
учебного пособия для студентов, обучающихся
по направлению 653500 «Строительство»



Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва 2006

УДК 624.15

ББК 38.58

П 32

Рецензенты:

кафедра «Подземные сооружения, основания и фундаменты»
Санкт-Петербургского государственного университета
зав. кафедрой, доктор технических наук, профессор *А.К. Бугров*;
доцент кафедры «Механика грунтов, основания и фундаменты»
Московского государственного строительного университета,
кандидат технических наук, доцент *М.В. Прошин*.

Пилягин А.В.

Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Учебное пособие. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 248 с.

ISBN 5-93093-312-X

В учебном пособии приведены методы проектирования оснований и фундаментов различных типов при различных схемах загрузки, способствующие повышению экономической эффективности проектных решений.

ISBN 5-93093-312-X

© Пилягин А.В., 2006

ISBN 5-93093-312-X

© Издательство АСВ, 2006



Учебное пособие

Алексей Васильевич Пилягин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Компьютерная верстка: *Е.В. Орлов*
Дизайн обложки: *Н.С. Кузнецова*
Корректор: *А.Н. Хрулева*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 18.03.04.
Подписано к печати 14.10.04. Формат 60х90/16.
Гарнитура Таймс. Печать офсетная. Бумага газетная
Усл.-печ. л. 15,5. Заказ № 2197. II завод. Тираж 1000 экз.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, оф. 706 (отдел реализации оф. 511)
тел., факс: (495)183-56-83; e-mail: iasv@mgsu.ru

Отпечатано в полном соответствии с качеством
предоставленных диапозитивов в ОАО «Дом печати — ВЯТКА»
610033, г. Киров, ул. Московская, 122

Предисловие

Настоящее учебное пособие предназначено для изучения курса «Основания и фундаменты» студентами, обучающимся по направлению 653500 «Строительство» и инженеров-проектировщиков, занятых проектированием оснований и фундаментов.

В соответствии со стандартом специальности и типовыми программами изучению данного курса предшествует изучение дисциплин: инженерная геология, гидрогеология и механика грунтов.

Данное пособие содержит необходимые материалы по оценке напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов различной формы (лента, прямоугольник, квадрат, кольцо, круг и т. д.) при различных схемах их загрузки (нагрузка центральная, внецентренная, горизонтальная) и различных случаев их приложения (поверхность, заглубление).

В пособии наряду с известными методами расчета и проектирования оснований и фундаментов приводятся разработки автора для случаев, наиболее часто встречаемых в реальной практике проектирования, в том числе с учетом упругопластических свойств грунтов.

Для лучшего усвоения практических навыков проектирования многие разделы пособия содержат числовые примеры.

В пособие также включены многие разработки автора, ранее вошедшие в территориальные строительные нормы ТСН 50-301-99 РМЭ, отмеченные высшей наградой Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению медалью профессора Н. М. Герсегова.

Автор выражает искреннюю признательность рецензентам: заведующему кафедрой «Подземные сооружения, основания и фундаменты» Санкт-Петербургского государственного политехнического университета д.т.н., проф. А. К. Бутрову и к.т.н., доценту кафедры «Механика грунтов, основания и фундаменты» Московского государственного строительного университета М. В. Пронину за ценные замечания, которые были учтены при доработке рукописи пособия.

Автор также благодарен инженеру И. С. Смоленцевой за подготовку материалов при оформлении рукописи.

Замечания и отзывы на пособие просьба направлять по адресу: 424000, Республика Марий Эл, г. Йошкар-Ола, пл. Ленина, 3. Марийский Государственный технический университет, кафедра «Строительные конструкции и основания».

Введение

Проектирование оснований и фундаментов является одной из основных частей проектирования зданий и сооружений в целом. Выбор конструктивного и объемно-планировочного решений зданий в значительной степени зависит от инженерно-геологических условий площадки строительства и возможных вариантов фундаментов.

Важной задачей в области фундаментостроения является изучение возможности дальнейшей экономии материалов за счет резервов несущей способности оснований и создания наиболее эффективных методов расчета, в наибольшей степени отражающих действительную работу строительных конструкций.

Как известно, проектирование оснований фундаментов зданий и сооружений ведется по двум группам предельных состояний.

Целью расчета по I группе предельных состояний является определение несущей способности оснований, обеспечение прочности и устойчивости фундаментов на сдвиг по подошве и опрокидывание.

Расчет по II группе предельных состояний должен ограничить абсолютные и относительные перемещения фундаментов предельными величинами, гарантирующими нормальную эксплуатацию сооружений.

При проектировании фундаментов необходимо выполнять расчет их оснований по деформациям с соблюдением условия, чтобы расчетные осадки были меньше предельно допустимых значений, указанных в строительных нормах.

Для выполнения такого расчета среднее давление по подошве фундаментов ограничивается величиной расчетного сопротивления грунта основания, являющегося пределом применения принципа линейной деформируемости.

Методика определения расчетного сопротивления оснований приводимая в СНиП 2.02.01-83 разработана для случая приложения равномерно распределенной полосовой нагрузки на поверхности грунта.

В данном пособии приводится общая методика вычисления расчетного сопротивления грунта оснований различных типов фундаментов (ленточный, прямоугольный, прерывистый, кольцевой, гибкий, жесткий и т.д.) и при различных схемах их загрузки (нагрузка центральная, внецентренная, горизонтальная).

В настоящее время особую актуальность приобрела проблема устройства фундаментов новых зданий в непосредственной близости к существующим зданиям и сооружениям из-за опасности повреждения последних. Поэтому в пособии приводятся известные и новые методы учета взаимного влияния фундаментов при определении расчетного сопротивления грунтов оснований, размеров подошвы фундаментов и в расчетах по деформациям.

Другой более результативный, эффективный и принципиально новый путь повышения экономической эффективности фундаментостроения – широкое использование нелинейных методов расчета оснований, в частности на основе решения смешанных упругопластических задач и оптимизация проектных решений фундаментов с использованием ЭВМ.

Как известно, в основании в процессе загрузки одновременно существуют зоны предельного равновесия, взаимодействующие с областью грунта, находящейся в допредельном состоянии. В случае, если все основание находится в предельном напряженном состоянии, расчет ведется с использованием теории предельного равновесия.

В пособии приведены инженерные методы расчета оснований различных фундаментов по деформациям с учетом их упругопластических свойств, в том числе и при давлениях превышающих расчетное сопротивление.

Для упрощения такого расчета полученные зависимости представлены в виде номограмм.

Указанные приемы проектирования оснований и фундаментов способствуют повышению экономической эффективности проектных решений.

1. Основные положения проектирования оснований и фундаментов по предельным состояниям

Проектирование оснований и фундаментов является комплексной задачей, зависящей от: конструктивных особенностей зданий и сооружений, инженерно-геологических условий строительной площадки и способа производства работ. Кроме того, при проектировании оснований и фундаментов необходимо обеспечить прочность и эксплуатационную пригодность строительных конструкций, максимальное использование прочностных показателей материалов и грунтов основания при минимальной стоимости затрат на устройство оснований и фундаментов.

Проектирование оснований включает обоснованный выбор типа оснований. Основание может быть естественным и искусственным. Проектирование фундаментов включает выбор типа фундаментов (мелкого заложения, свайные и т.д.) и их конструирование [38].

В соответствии с действующими нормами основания рассчитываются по двум группам предельных состояний:

I группа предельных состояний – расчет по прочности и устойчивости на сдвиг и опрокидывание;

II группа предельных состояний – расчет по деформациям (осадка, прогиб, крен, набухание и т.д.).

Расчеты по указанным предельным состояниям изложены ниже.

Для учета совместной работы сооружение и основание должны рассматриваться совместно.

В связи с трудностями учета изменения жесткости надземных конструкций в процессе развития неравномерных осадок в большинстве случаев основание рассчитывается с ориентировочной оценкой совместной работы «сооружение - основание».

Поэтому действующие нормы проектирования оснований и фундаментов вводят ограничения на величины предельно допустимых значений осадок и их неравномерностей.

1.1. Особенности сбора нагрузок при проектировании фундаментов

Нагрузки и воздействия на основания и фундаменты делятся на постоянные, временные, длительные и кратковременные [36].

Постоянные нагрузки и воздействия (собственный вес конструкций, давление грунта и т.д.) действуют с начала строительства и весь период эксплуатации.

Воздействие временных нагрузок может проявляться в отдельные периоды строительства или эксплуатации. Различают временные нагрузки следующих видов: длительно действующие, кратковременные и особые.

Длительно действующими называются нагрузки, действующие длительное время (вес складываемых материалов, оборудования и т.д.).

К кратковременным относятся нагрузки, действующие непродолжительное время (снег, ветер, транспортные нагрузки и т.д.).

Особые виды нагрузок проявляются при сейсмических воздействиях, в аварийных ситуациях (взрыв, просадка основания от замачивания и т.д.).

Временные нагрузки на покрытие (снег) и перекрытия могут быть кратковременными и длительными.

При определении размеров фундаментов на естественном основании и при расчетах по деформациям любых типов фундаментов данные нагрузки считаются длительными и принимаются с пониженным нормативным значением.

При расчете фундаментов по I группе предельных состояний (прочность, устойчивость) определении числа свай, степени их загруженности в свайных фундаментах эти нагрузки считаются кратковременными и принимаются с полными нормативными значениями.

Нагрузки от подвижного надземно-транспортного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными.

Расчеты оснований должны проводиться на расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности γ_f , учитывающий возможное отклонение нагрузок.

В расчетах по деформациям значение γ_f принимается равным единице. При выполнении расчетов на прочность и устойчивость значения γ_f принимаются по табл. 1.1. - 1.3.

Таблица 1.1.

Коэффициент надежности γ_f для постоянных нагрузок

Вид грунтов и конструкции сооружений	γ_f
Конструкции:	
– металлические	1,05
– бетонные (со средней плотностью $>1600\text{кг/м}^3$), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,10
– бетонные (со средней плотностью $\leq 1600\text{кг/м}^3$), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои, засыпки, стяжки выполненные:	1,20
в заводских условиях	1,30
на строительной площадке	
Грунты:	
– ненарушенной структуры	1,10
– насыпные	1,15

Примечание: Если снижение веса конструкций и грунтов ведет к снижению запаса прочности или устойчивости оснований и фундаментов, то в расчет следует вводить $\gamma_f=0,90$.

Коэффициент надежности γ_f для временных нагрузок

Вид нагрузки	γ_f
Временная на перекрытие при полном значении	
менее 2000Па	1,3
2000Па и более	1,2
Снеговая	1,4

Таблица 1.3.

Коэффициент надежности γ_f для веса оборудования

Вес	γ_f
Стационарного оборудования	1,05
Изоляции стационарного оборудования	1,20
Заполнителей оборудования (в то числе резервуаров и трубопроводов): жидкость	1,00
суспензия, шлам, сыпучие материалы	1,10
Погрузчиков и электрокаров (с грузом)	1,20

Постоянные нагрузки от веса строительных конструкций определяют по каталогам, рабочим чертежам и паспортным данным заводов изготовителей, а массу изоляционных материалов, выравнивающих слоев, засыпок и т.д. вычисляют по проектным размерам и плотности. Значения плотностей различных материалов приведены в таблице 1.4.

Таблица 1.4.

Плотность основных строительных материалов

№	Наименование материалов	Плотность ρ , кг/м ³	Масса 1 м ² , кг/м ²
Бетоны			
1	Асфальтобетон	2000-2200	
2	Бетон тяжелый	2200-2500	
3	Бетон ячеистый	400-1200	
4	Железобетон на тяжелом бетоне	2500	
5	Керамзитобетон	900-1200	
6	Шлакобетон	1600-1800	
Каменная кладка			
Кладка на тяжелом растворе из:			
1	обыкновенного глиняного кирпича	1800	
2	целевого кирпича	1300-1400	
3	силикатного кирпича	1900	
Железобетонные изделия			
Ребристые плиты покрытий:			

1	длинной до 6 м		150-170
2	длинной до 12 м		200-220
3	Многopустотные плиты перекрытий		250
4	Ребристые плиты перекрытий промышлен- ных зданий при длине 6 м: высотой 350 мм высотой 400 мм		260 300
Кровельные и гидроизоляционные материалы			
1	Асбестоцементная кровля из волнистых листов: обыкновенного профиля усиленные		15,0 22,0
2	Асфальтобетон (в стяжках)	1800	
3	Битум	1050	
4	Гидроизол		0,8
5	Деревянная кровля из досок в 2 слоя		30,0
6	Железо кровельное (из листовой стали)		6,0-7,5
7	Пергамин кровельный		0,7
8	Рубероид		1,7
9	Рубероид на битумной мастике (1 слой)		3,0-5,0
10	Толь гидроизоляционная и кровельная		1,2
11	Черепичная кровля		50,0
Теплоизоляционные и звукоизоляционные материалы			
1	Стекланная и минеральная вата	200	
2	Вата шлаковая	200-300	
3	Войлок строительный	150-250	
4	Керамзит	500-900	
5	Пахла	50-100	
6	Пенопласт	20-100	
7	Опилки древесные	200-300	
8	Плиты: минераловатные	300-500	
	стекловатные	50-150	
	цементно-фибrolитовые	300-500	
9	Фибролит	350-550	
10	Шлак: гранулированный	400-700	
	котельный	700-1100	
Растворы			
1	Известково-песчаный	1800-2000	
2	Цементно-песчаный	2000	
3	Цементно-шлаковый	1200-1400	
Материалы для покрытия пола			
1	Линолеум: толщиной 2,5 мм		3,3
	толщиной 3 мм		4,0
	толщиной 5 мм		6,0

2	Ковер на войлочной основе однослойный (линолеум-пластикат) толщи- ной 2 мм резиновый (релин)		6,0 3,3 4,0
3	Паркет: штучный щитовой		10,0 20,0
4	Плиты керамические поливинилхлоридные		25,0 3,6
5	Плиты древесно-стружечные для полов: толщиной 19 мм толщиной 16 мм толщиной 10 мм		5,7 4,8 3,0
Деревянные изделия			
1	Береза, дуб, лиственница	800	
2	Ель, сосна	600	
3	Плиты древесно-волоконистые: твердая толщиной 6 мм то же, 4 мм		6,4 4,3
4	Изоляционно-отделочная, толщиной 12,5 мм		15,7
5	Полутвердая, толщиной 6 мм		6,4
6	Фанера клеёная	700	

Расчет оснований и фундаментов выполняется на различные сочетания постоянных и временных нагрузок.

Различают следующие сочетания нагрузок:

- основное, составленное из постоянных, временных длительно действующих и одной из кратковременных нагрузок наиболее существенно влияющей на работу основания;

- особое, дополнительно включающее особые нагрузки и воздействия.

Вероятность одновременного действия нагрузок максимальной величины по всем грузовым площадям мала, поэтому нормы [36] рекомендуют вводить коэффициенты снижения.

Так, если основное сочетание нагрузок включает две и более временные нагрузки (на перекрытие и покрытие), то их расчетные значения необходимо умножить на коэффициент сочетания ψ равный: $\psi_1=0,95$ – для длительных нагрузок; $\psi_2=0,9$ – для кратковременных.

Полные значения временных нагрузок на перекрытия в зависимости от назначения зданий, числа этажей и размеров грузовых площадей вычисляются по следующим зависимостям.

Для помещений, указанных в п. 1,2,12а
при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,6}{0,33\sqrt{A \cdot n}}, \quad (1.1)$$

$$A > A_2 = 36 \text{ м}^2$$

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{0,5}{0,166\sqrt{A \cdot n}}, \quad (1.2)$$

где A , n – соответственно размер грузовой площади и число перекрытий, передающих нагрузку на рассчитываемый фундамент.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированных материалов и оборудования, расположенного вблизи фундаментов.

При сборе нагрузок необходимо выделить часть здания (грузовая площадь), которая передает нагрузку на рассчитываемый фундамент. Грузовые площади выделяются для покрытий, перекрытий и стен.

Нормативные значения равномерно-распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий приведены в таблице 1.5.

Таблица 1.5.

Нормативная нагрузка

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок ρ , кПа (кгс/м ²)	
	полное	пониженное
1. Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5 (150)	0,3 (30)
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0 (200)	0,7 (70)
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	Не менее 2,0 (200)	Не менее 1,0 (100)
4. Залы:		
а) читальные	2,0 (200)	0,7 (70)
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0 (300)	1,0 (100)
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0 (400)	1,4 (140)
г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0 (400)	Не менее 1,4 (140)
5. Книгохранилища; архивы	Не менее 5,0 (500)	Не менее 5,0 (500)

6. Сцены зрелищных предприятий	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)
7 Трибуны:		
а) с закрепленными сиденьями	4,0 (400)	1,4 (140)
б) для стоящих зрителей	5,0 (500)	1,8 (180)
8. Чердачные помещения	0,7 (70)	—
9. Покрытия на участках.		
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п.)	4,0 (400)	1,4 (140)
б) используемых для отдыха	1,5 (150)	0,5 (50)
в) прочих	0,5 (50)	—
10. Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:		
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0 (400)	1,4 (140)
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой неблагоприятнее, чем определяемое по поз. 10, а	2,0 (200)	0,7 (70)
11. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	Не менее 1,5 (150)	—
12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях:		
а) 1, 2 и 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 и 11	4,0 (400)	1,4 (140)
в) 7	5,0 (500)	1,8 (180)
13. Перроны вокзалов	4,0 (400)	1,4 (140)
14. Помещения для скота:		
мелкого	Не менее 2,0 (200)	Не менее 0,7 (70)
крупного	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)

Примечания: 1. Нагрузки, указанные в поз. 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами.

2 Нагрузки, указанные в поз. 9, следует учитывать без снеговой нагрузки.

Коэффициенты надежности для временных равномерно-распределенных нагрузок на перекрытия приведены в таблице 1.6.

Таблица 1.6.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для временных равномерно распределенных нагрузок

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Полезная при полном нормативном значении: менее 2000 Па	1,3
200 Па и более	1,2

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия S следует определять по формуле:

$$S = S_g \cdot \mu, \quad (1.1)$$

где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, зависящий от профиля покрытия и схемы загрузки снеговой нагрузкой;

S_g – значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, (таблица 1.7)

Таблица 1.7.

Значение S_g

Снеговой район		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g	кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6
	кгс/м ²	80	120	180	240	320	400	480	560

При составлении сочетаний нагрузок, включающих более двух временных (снег, перекрытие), их расчетные значения должны умножаться для длительных нагрузок на $\psi=0,95$, для кратковременных - $\psi=0,9$. Следует иметь ввиду, что длительно действующая временная нагрузка учитывается при вычислении N_{if}^p , а кратковременная – при N_f^p .

Если в сочетании нагрузок учитывается только одна временная нагрузка, то коэффициенты сочетаний ψ_1, ψ_2 не вводятся.

Коэффициенты $\psi_{A1}, \psi_{A2}, \psi_{n1}, \psi_{n2}$ [36] или объединенные в общие формулы ψ_{An1}, ψ_{An2} учитываются при учете полных нормативных нагрузок на перекрытие, следовательно, только при вычислении нагрузок применительно к I группе предельных состояний (N_f^p).

В общем случае сбор нагрузок, передаваемых на грунт основания должен приводиться исходя из фактической статической схемы сооружения (неразрезная балка, арка, свод и т.д.). Иногда для упрощения расчета по деформациям и определения размеров подошвы фундаментов нормы допускают проведение расчета без учета статической схемы сооружения. Однако в большинстве случаев при вычислении моментов сил, действующих в плоскости подошвы фундаментов и напряжений под краями фундаментов учет фактической схемы сооружения необходим. Это наглядно видно из следующего примера.

При рассмотрении балок на двух опорах (рис.1.1, а) реакции опор $R_A=R_B=0,5 \cdot q \cdot L$, то есть одна половина пролета балки передает нагрузку на левую опору, вторая – на правую.

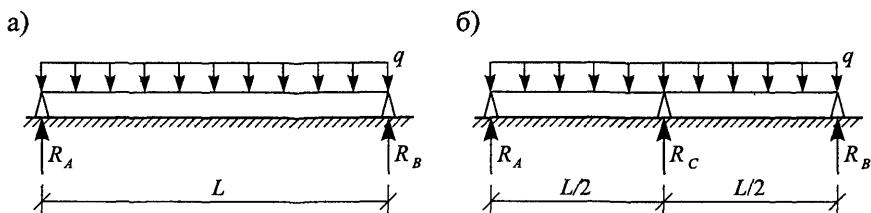


Рис.1.1. Схема определения реакций опор: а) балка разрезная, б) балка неразрезная

Если для балки той же длины L ввести ещё опору в её середине, сделав балку неразрезной, то произойдет перераспределение реакций между опорами. Исходя из общего представления о грузовых площадях, на среднюю опору будет передаваться нагрузка с длиной балки $L/2$, однако реакции опор будут иными, а именно: $R_A=R_B=0,1875 \cdot q \cdot L$, $R_C=0,625 \cdot q \cdot L$, то есть произошла разгрузка крайних опор и увеличение нагрузки на среднюю опору. Без учета неразрезности балки $R_A=R_B=0,25 \cdot q \cdot L$, $R_C=0,5 \cdot q \cdot L$, то есть увеличение значений $R_A=R_B$ составляет 38% и снижение R_C – 25%.

Ещё большее различие отмечается при вычислении величины момента сил, действующих на рассчитываемый фундамент.

Сравнение величин моментов в заделке фундаментов, подсчитанных для рам с различным числом этажей и пролетов точным и приближенным методами при отношении жесткости ригеля к жесткости стойки, равном 2, приведены в таблице 1.8.

Таблица 1.8.

Момент в заделке фундаментов крайней опоры в долях от $q \cdot l^2$ (тм)

Число пролетов	Число этажей	Приближенный метод	Точный метод
1	1	$0,5 l_0$	0,0208
	2	$1 l_0$	0,0110
	3	$1,5 l_0$	0,0130
	4	$2 l_0$	0,0130
2	1	$0,5 l_0$	0,0140
	2	$1 l_0$	0,0100
	3	$1,5 l_0$	0,0100
3	1	$0,5 l_0$	0,0150

	2	$1 \ell_0$	0,0100
	3	$1,5 \ell_0$	0,0100

Примечание: q – равномерно распределенная нагрузка, т/п. м; l – пролет рамы, м; ℓ_0 – эксцентриситет приложения нагрузки.

Из таблицы 1.8. видно, что величина момента, вычисленная с учетом статической схемы (рама), уменьшается с увеличением числа этажей, а при вычислении приближенным методом – возрастает и зависит от величины эксцентриситета приложения нагрузки. Эта разница существенно зависит от равномерности загрузки отдельных пролетов сооружения и возрастает с увеличением отношения погонной жесткости ригеля к жесткости стойки.

Следовательно, при определении величины момента в заделке фундамента, в особенности под крайней опорой, нельзя использовать рассмотренные выше упрощения. В данном случае наиболее экономичные размеры фундаментов могут быть подобраны только на усилия, вычисленные с учетом статической схемы работы сооружения.

Ниже в примерах излагаются общие правила сбора нагрузки.

Пример 1.1. Провести сбор нагрузки на 1 м длины ленточного фундамента под наружную стену по оси В здания указанного на рис. 1.2. Конструкции кровли и перекрытия показаны на схемах.

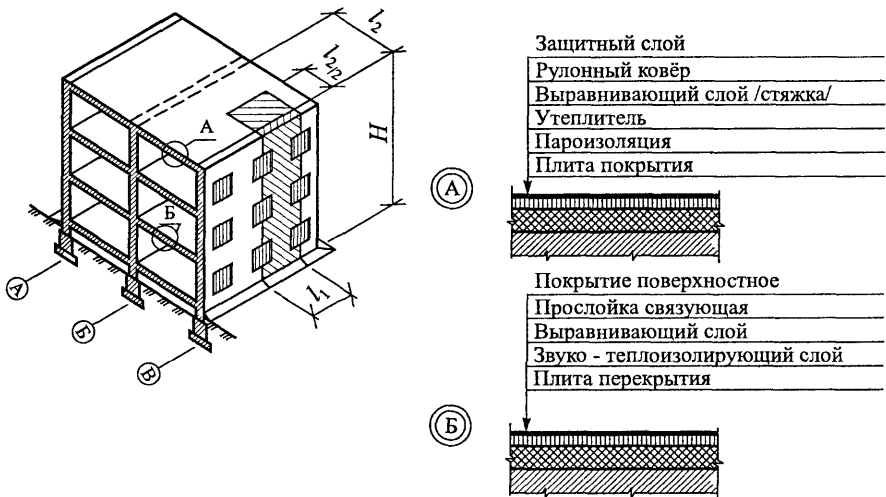


Рис. 1.2. Схема сбора нагрузок для зданий с несущими стенами:
А – конструкция покрытия, Б – конструкция перекрытия

Грузовая площадь покрытия и перекрытия составляет $A_n = l_1 \cdot l_2 / 2$,
 стены - $A_{cm} = l_1 \cdot H$. В данном примере крыша принята с парапетом, если
 здание имеет крышу с карнизом, то размер l_2 следует брать до края карниза.
 Размер l_1 принят равным расстоянию между осями оконных проемов. Для
 вычисления погонной нагрузки, полученную величину от сбора нагрузок
 необходимо поделить на длину l_1 .

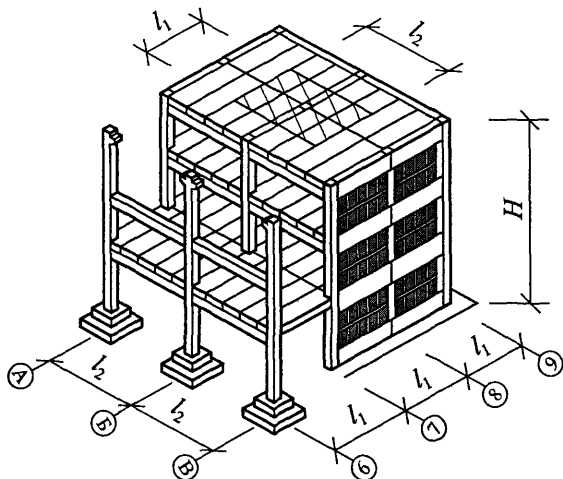


Рис. 1.3. Схема сбора нагрузок для каркасных зданий

Таблица 1.9.

Сбор нагрузок

№	Вид нагрузки	Подсчет нагруз- ки	На- грузка норма тив- ная, Н	Ко- эффи- циент надеж- ности γ_f	$N_t^p = q^n \cdot \gamma_f$	$N_{II}^p = N^n$
I	<u>Постоянная</u> 1) покрытие. - защитный слой	$t A_n \rho 10$ t - толщина слоя, м, A_n - грузовая площадь покры- тия, м ² ,	q_t^n	1,3	q_t^p	

	– рулонный ковер	ρ – плотность материала, кгс/см ³ (таблица 1.4.); 10 – ускорение свободного падения. $n \cdot t \cdot A_n \cdot 10$	q_2^H	1,3	q_2^P	
	– выравнивающий слой	n – число слоев рулонного покрытия; t – масса 1м ² (таблица 1.4.). $t \cdot A_n \cdot \rho \cdot 10$	q_3^H	1,3	q_3^P	
	– теплоизоляция	$t \cdot A_n \cdot \rho \cdot 10$	q_4^H	1,3	q_4^P	
	– пароизоляция	$n \cdot t \cdot A_n \cdot 10$	q_5^H	1,3	q_5^P	
	– ж/б плита покрытия	$t \cdot A_n \cdot 10$	q_6^H	1,1	q_6^P	
	Итого		$N_1^H = \sum_1^6 q_i^H$		$N_1^P = \sum_1^6 q_i^P$	
I	2) перекрытие – покрытие поверхностное	$t \cdot A_n \cdot 10$	q_1^H	1,3	q_1^P	
		A_n – грузовая площадь перекрытия, м ² ;				
	– связующая прослойка	$t \cdot A_n \cdot \rho \cdot 10$	q_2^H	1,3	q_2^P	
	– выравнивающий слой	$t \cdot A_n \cdot \rho \cdot 10$	q_3^H	1,3	q_3^P	
	– звуко – теплоизолирующий слой	$t \cdot A_n \cdot \rho \cdot 10$	q_4^H	1,3	q_4^P	
	– плита перекрытия	$t \cdot A_n \cdot 10$	q_5^H	1,1	q_5^P	
	Итого		$N_2^H = \sum_1^5 q_i^H$		$N_2^P = \sum_1^5 q_i^P$	
I	3) стена из силикатного кирпича	$t \cdot A_c \cdot \rho \cdot 10$	q_1^H	1,1	q_1^P	

		t — толщина стены, м; A_c — площадь стены, м ² ; $A_c = l \cdot H$				
Итого		$N_3^H = q_1^H$	$N_3^P = q_1^P$			
Всего: постоянные		$N_g^H = N_1^H + n \cdot N_2^H + N_3^H$	$N_g^P = N_1^P + n \cdot N_2^P + N_3^P$			N_g^H
I	<u>Временная</u>					
I	1) снеговая — при полном значении — при пониженном значении	$S_0 \cdot \mu \cdot A_n$ $k \cdot S_0 \cdot \mu \cdot A_n$ S_0 — нормативный вес снегового покрова на 1 м ² горизонтальной поверхности земли (см. приложение [36])	q_{c1}^H q_{c2}^H	1,4 1,0	q_{c1}^P —	q_{c2}^P
		μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на перекрытие (см. приложение [36])				
		k — коэффициент снижения снеговой нагрузки (см. приложение [36])				
II	2) на перекрытие — при полном значении — при пониженном значении	$P \cdot A_n$ $P_n \cdot A_n$ P — полная полезная нагрузка P_n — пониженная (см. приложение [36])	q_{n1}^H q_{n2}^H	1,2 (1,3) 1,0	q_{n1}^P —	q_{n2}^P

Полная нагрузка на 1 п. м. фундамента:

– при пониженном значении временных нагрузок (для определения размеров подбывы фундаментов на естественном основании и расчетов по деформациям всех видов фундаментов)

$$N_{II}^P = \frac{N_q^H + (q_{c2}^p + n \cdot q_{n2}^p) \cdot \psi_1}{l_1}$$

– при полном значении временных нагрузок (для расчетов по I группе предельных состояний (прочность, устойчивость) и определения фактической нагрузки, действующей на сваи в свайных фундаментах)

$$N_I^P = \frac{N_q^P + (q_{c1}^p + n \cdot q_{n1}^p \cdot \psi_{An}) \cdot \psi_2}{l_1}$$

Особенности сбора нагрузок от конструкций двухскатной крыши и горизонтального перекрытия приведены ниже.

Пример 1.2. Подсчитать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б от крыши и горизонтального перекрытия (рис.1.4.).

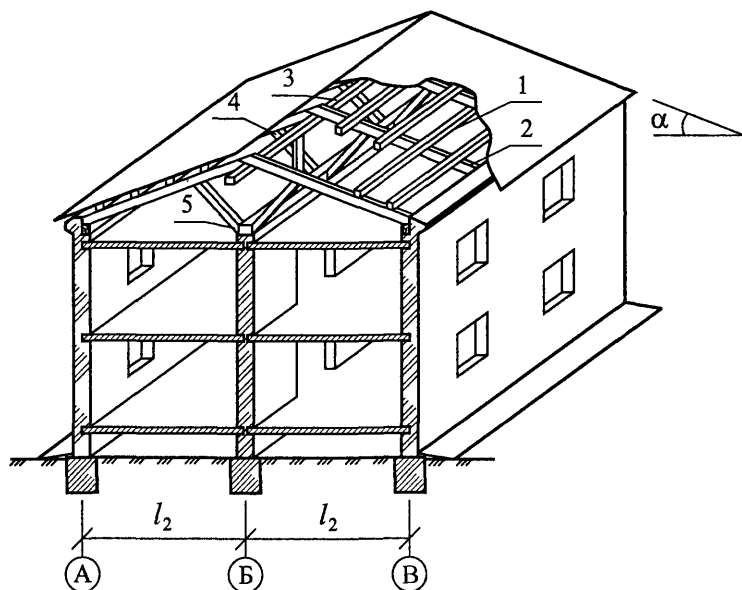


Рис.1.4. Схема сбора нагрузок от кровли и чердачного перекрытия:
1 - обрешетка, 2 - стропильная нога, 3 - коньковый прогон, 4 - стойка, 5 - лежень

Грузовая площадь покрытия и перекрытия равна $A=l_2 \cdot l_1$.

Сбор нагрузок

№	Вид нагрузки	Подсчет нагруз- ки	На- груз- норма тив- ная, Н	Ко- эффи- циент надеж- ности γ_f	$N_I^P = q^n \cdot \gamma_f$	$N_{II}^P = N^n$
I	<p><u>Постоянные</u></p> <p>1) покрытие</p> <p>- асбестоце- ментные листы</p> <p>- деревянная обрешетка сечением $b \times h$ и шагом l_3</p> <p>- стропильные ноги сечением A_1 и шагом l_1</p>	$\frac{m \cdot A \cdot 10}{\cos \alpha}$ <p>m – масса 1 м^2 асбестоцемент- ных листов A – грузовая площадь покры- тия α – уклон кровли</p> $\frac{b \cdot h \cdot \rho \cdot A \cdot 10}{l_3 \cdot \cos \alpha}$ <p>ρ – плотность дерева кг/м^3</p> $\frac{A_1 \cdot \rho \cdot A \cdot 10}{l_1 \cdot \cos \alpha}$	<p>q_1^n</p> <p>q_2^n</p> <p>q_3^n</p>	<p>1,1</p> <p>1,1</p> <p>1,1</p>		
	<p>- коньковый прогон сече- нием A_2</p> <p>- стойки сече- нием A_c высо- той h_1 и ша- гом l_c</p> <p>- лежень сече- нием A_s</p>	<p>A_1 – площадь сечения стро- пильной ноги, м^2</p> <p>$A_2 \cdot \rho \cdot 1\text{ м} \cdot 10$</p> $\frac{A_c \cdot \rho \cdot h_1 \cdot 1\text{ м} \cdot 10}{l_c}$ <p>$A_s \cdot \rho \cdot 1\text{ м} \cdot 10$</p>	<p>q_4^n</p> <p>q_5^n</p> <p>q_6^n</p>	<p>1,1</p> <p>1,1</p> <p>1,1</p>		
Итого		$N_I^n = \sum_1^6 q_i^n$		$N_{II}^P = \sum_1^6 q_i^P$		

2) чердачное перекрытие - стяжка	$t \cdot A \cdot \rho \cdot 10$ t – толщина слоя, м	q_1''	1,3		
- утеплитель	$t \cdot A \cdot \rho \cdot 10$	q_2''	1,3		
- пароизоляция	$m \cdot n \cdot \rho \cdot 10$ n – число слоев пароизоляции	q_3''	1,3		
- плита перекрытия	$m \cdot A \cdot 10$	q_4''	1,1		
Итого	$N_2'' = \sum_1^4 q_i''$		$N_2^p = \sum_1^4 q_i^p$		

Сечение обрешетки принимается не менее 50x50 мм. Шаг установки обрешетки под кровлю из асбестоцементных волнистых листов обычно принимают: для обыкновенного профиля – 530 мм, унифицированного – 620 мм.

Сечение стропильных ног принимается:

- из брусьев (ширина 60 - 140 мм, высота 180 - 200 мм, шаг 1,5 - 2 м)
- из бревен – диаметр не менее 120 мм. Стойки принимаются с шагом 4 - 6 м, сечение лежней можно принимать из брусьев 140x160мм.

Пример 1.3. Выполнить сбор нагрузок на фундаменты наружной и внутренней стен жилого 6-ти этажного дома с подвалом (рис. 1.5.)

Исходные данные. Стены кирпичные. Толщина наружных стен I этажа – 64 см, внутренних – 51 см. Во всех остальных этажах: наружных – 51 см, внутренних – 38 см. Высота этажа 3 м. Кровля плоская из ж/б плит по стропильным балкам с техническим чердаком.

Постоянные нагрузки.

- вес покрытия на 1 м² горизонтальной проекции (гидроизоляционный ковер, кровельный настил) 1,8 кПа;
- вес чердачного перекрытия с утеплителем 3,8 кПа;
- вес междуэтажного перекрытия 3,6 кПа;
- вес перегородок (приведенный к 1 м²) 1,0 кПа;
- вес ж/б карниза на 1 м стены 2,5 кН/м;
- вес 1 м² наружной стены со второго этажа и выше 9,2 кН/м²;
- вес 1 м² цоколя и наружной стены 1 этажа 11,5 кН/м²;
- вес 1 м² внутренней стены со 2 этажа и выше 6,8 кН/м²;
- вес 1 м² внутренней стены 1 этажа 9,2 кН/м².

$F_a = 2,53 \cdot 2,08 = 7$ м. Грузовая площадь для фундамента по оси Б равна $F_6 = (2,8 + 2,8) \cdot 1 = 5,6$ м

При определении нагрузок на фундаменты, воспринимающие нагрузки от двух и более перекрытий, полные нормативные значения нагрузок снижаются на коэффициент ψ_{n1} , ψ_{A1} .

Для фундамента по оси А:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{7}{9}}} = 0,88;$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,88 - 0,4}{\sqrt{6}} = 0,59.$$

Для фундамента по оси Б:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{5,6}{9}}} = 1,17;$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,17 - 0,4}{\sqrt{6}} = 0,71.$$

Подсчет нагрузок на фундаменты приведен в таблице 1.11

Таблица 1.11.

Нагрузка на фундамент (ось А)

№	Вид нагрузки	Подсчет нагрузки (кН)	γ_f	N_{II}^P	N_I^P
		<u>Постоянные нагрузки</u>			
1	Вес:				
2	покрытия чердачного перекрытия	$N_n = q_n \cdot A_n = 18,7 \cdot 7 = 12,6$ $N_q = q_q \cdot A_n = 3,8 \cdot 7 = 26,6$	1,1	12,6	13,86
3	6 междуэтажных перекрытий	$N_{пер} = q_{пер} \cdot A_n \cdot n = 3,6 \cdot 7 \cdot 6 = 151,5$	1,1	151,5	166,65
4	перегородок на 6 этажах	$N_{пр} = q_{пр} \cdot A_n \cdot n = 0,75 \cdot 7 \cdot 6 = 31,5$	1,1	31,5	34,65
5	карниза и стены выше чердачного перекрытия	$(0,25 + 0,6 \cdot 51 \cdot 18) \cdot 2,53 = 20,3$	1,1	20,3	22,33

6	наружной стены со 2 этажа и выше при 40 % остеклении	$N_{ст} = q_{ст} \cdot b \cdot h_n \cdot 0,6 = 9,2 \cdot 2,53 \cdot 15 \cdot 0,6 = 209,5$	1,1	209,5	230,45
7	наружной стены I этажа и цоколя при 40% остеклении	$N_{ст} = q_{ст} \cdot b \cdot h_n \cdot 0,6 = 11,5 \cdot 2,53 \cdot 4,05 \cdot 0,6 = 70,7$	1,1	70,7	77,77
8	остекления	$N_{ост} = q_{ост} \cdot b \cdot h_n \cdot 0,4 = 0,4 \cdot 2,53 \cdot 19,05 \cdot 0,4 = 7,7$	1,1	7,7	8,47
Итого:				530,4	583,44
<u>Временные нагрузки</u>					
1	снеговая нагрузка:				
	– полное значение	$N_{сн} = S \cdot A_n = 1,5 \cdot 7 = 10,5$	1,4	–	14,7
	– пониженное значение	$N_{сн} = S_1 \cdot A_n = 0,75 \cdot 7 = 5,25$	1,0	5,25	–
2	полезная нагрузка на перекрытия:				
	– полная	$N_n = q_n \cdot A_n \cdot n \cdot \psi_1 = 1,5 \cdot 7 \cdot 6 \cdot 0,59 = 37,54$	1,2	–	45,05
	– пониженная	$N_n' = 0,3 \cdot 7 \cdot 6 = 12,6$	1	12,6	–

$$N_{II}^P = \frac{530,4 + (5,25 + 12,6) \cdot 0,95}{2,53} = 216,34 \text{ кН};$$

$$N_I^P = \frac{583,44 + (14,7 + 45,05) \cdot 0,9}{2,53} = 251,18 \text{ кН}.$$

На нагрузку N_I^P подсчитывается число свай в свайном фундаменте и ведутся прочностные расчеты всех видов фундаментов.

На нагрузку N_{II}^P подбираются размеры подошвы фундаментов на естественном основании и ведутся расчеты по деформациям всех видов фундаментов.

Таблица 1.12

Нагрузка на фундамент (ось Б)

№	Вид нагрузки	Подсчет нагрузки (кН)	γ_f	N_{II}^P	N_I^P
<u>Постоянные нагрузки</u>					
1	Вес:				
	покрытия	$N_n = q_n \cdot A_n = 1,8 \cdot 5,6 = 10,2$	1,1	10,2	11,22
2	чердачного перекрытия	$N_q = q_q \cdot A_n = 3,8 \cdot 5,6 = 21,3$	1,1	21,3	23,43
3	6 междуэтажных перекрытий	$N_{пер} = q_{пер} \cdot A_n \cdot n = 3,6 \cdot 5,6 \cdot 6 = 121,5$	1,1	121,0	033,1

4	перегородок на 6 этажах	$N_{пр} = q_{пр} \cdot A_b \cdot n =$ $= 0,75 \cdot 5,6 \cdot 6 = 25,2$	1,1	25,2	27,72
5	внутренней стены со 2 этажа и выше, включая чердак при площади дверных проемов 7,5% от площади кладки	$N_{ст} = q_{ст} \cdot h_b \cdot 0,925 =$ $= 6,8 \cdot 15,6 \cdot 0,925 = 96,1$	1,1	96,1	105,71
6	стены I этажа за вычетом дверных проемов	$N_{ст} = q_{ст} \cdot h_b \cdot 0,925 =$ $= 9,2 \cdot 4,05 \cdot 0,925 = 34,5$	1,1	34,5	37,95
Итого:				308,3	339,13
<u>Временные нагрузки</u>					
1	снеговая нагрузка:				
	– полное значение	$N_{сн} = S \cdot A_n = 1,5 \cdot 5,6 = 18,4$	1,4	–	11,76
	– пониженное значение	$N_{сн} = 0,75 \cdot 5,6 = 4,2$	1,0	4,2	–
2	полезная нагрузка на перекрытия:				
	– полная	$N_n = q_n \cdot A_b \cdot n \cdot \psi_1 =$ $= 1,5 \cdot 5,6 \cdot 6 \cdot 0,71 = 35,77$	1,2	–	42,93
	– пониженная	$N_n' = 0,3 \cdot 5,6 \cdot 6 = 10,08$	1	10,08	–

$$N_{II}^P = 308,3 + (4,2 + 10,08) \cdot 0,95 = 357,77 \text{ кН};$$

$$N_I^P = 339,13 + (11,76 + 42,93) \cdot 0,9 = 388,35 \text{ кН}.$$

1.2. Оптимизация проектных решений фундаментов

В настоящее время при традиционном проектировании фундаментов зданий и сооружений выбор их типа и конструирование во многом зависят от интуиции и опыта проектировщиков. В одних и тех же грунтовых условиях для конкретного объекта всегда можно наметить несколько возможных и технически осуществимых вариантов. При этом без детального расчета принятых вариантов фундаментов трудно выбрать наиболее экономичный. Данная задача может быть успешно решена с использованием вычислительной техники.

Задачей оптимального проектирования фундаментов является нахождение наилучшего варианта по принятому критерию оптимизации (стоимость, расход материалов, продолжительность строительства) при одновременном учете всех требований и ограничений строительных норм при расчете по предельным состояниям.

Следовательно, оптимизация достигается выбором варианта фундаментов, наилучшим образом удовлетворяющего действующим строительным нормам и правилам. Причем выбор наилучшего варианта фундамента обоснован логически и формализован математически в отличие от обычных методов проектирования.

Полученный оптимальный вариант фундаментов не может быть далее улучшен в смысле наилучшего удовлетворения принятым в расчете критериям до появления новых конструкций фундаментов или более современных методик их проектирования.

Имеющиеся на кафедре Строительные конструкции и основания программы оптимального проектирования ленточных фундаментов на естественном основании и свайных фундаментов составлены в соответствии с действующими строительными нормами.

Указанные программы оптимального проектирования позволяют также прогнозировать влияние различных факторов (положение УГВ, изменение характеристики грунтов, изменение глубины заложения подошвы фундаментов и т.д.) на изменение размеров фундаментов и ожидаемых осадок. Очень важно, что выбор оптимального типа фундаментов производится минуя стадию разработки чертежей, что ведет к сокращению процесса проектирования.

2. Распределение напряжений в основании зданий и сооружений

При приложении нагрузки к грунтам возникают силы взаимодействия одних частиц на другие, а нагрузка, приложенная к поверхности основания, распределяется на большую площадь. При увеличении глубины и при удалении в стороны от оси приложения нагрузки происходит рассеивание или затухание напряжений.

В отличие от сплошных тел грунт представляет собой дисперсную среду, поэтому напряжения на контактах частиц грунта и внутри их будут различны.

Учитывая, что размеры частиц грунта значительно меньше размеров фундаментов, под напряжениями в основании принято считать отношение сил к единице площади массива.

При этом реальные силы, действующие на отдельные частицы грунта заменяются силами, распределенными по всему объему грунта, включая поры.

Полезность такого представления грунта обуславливается возможностью использования математического аппарата дифференциального и интегрального исчисления.

Условием корректности использования модели сплошной среды оправдывается тем, что размер частиц грунта значительно меньше размеров фундамента.

Для того, чтобы бесконечно малый объем грунта обладал всеми свойствами сплошной грунтовой среды, должно выполняться неравенство

$$\sqrt[3]{\Delta V} \leq L, \quad (2.1)$$

где L – характерный размер массива грунта, например, ширина подошвы фундамента.;

ΔV – малый объем грунта, м³.

При оценке напряженно-деформированного состояния оснований следует учитывать историю его загрузки, то есть последовательность изменения силовых факторов так как законы деформирования грунта при загрузке и разгрузке разные.

При таких предпосылках для определения напряжений в грунтах используются решения теории упругости со следующими ограничениями:

- грунт рассматривается не как упругая, а как линейно-деформируемая среда с деформационными характеристиками (μ – коэффициент Пуассона, E_0 – модуль общей деформации грунта);

- оценка напряженного состояния оснований с использованием теории линейно-деформируемой среды, применима при развитии зон пластических деформаций на незначительную величину;

- напряжения, вычисленные с учетом указанных предпосылок, будут соответствовать стабилизации деформаций оснований, то есть случаю, когда все давление от сооружения будет передано на скелет грунта.

Ниже рассматриваются задачи распределения напряжений в основании при различных схемах загрузки поверхности грунта.

Первыми задачи по оценке напряженного состояния были:

- задача Буссинеска (1885 г.) о действии единичной сосредоточенной силы P на поверхности полупространства;

- задача Фламана (1892 г.) о действии линейной нагрузки на поверхности полупространства, интенсивностью q ;

- задача Мичелла (1902 г.) о действии полосовой равномерно распределенной нагрузки, интенсивностью q .

2.1 Напряженное состояние оснований от собственного веса грунта

Природное напряженное состояние, то есть напряженное состояние от собственного веса грунта, действующее до приложения нагрузки от веса зданий и сооружений, необходимо знать для правильного прогноза деформированного состояния оснований, оценки расчетного сопротивления грунтов и расчета по первому предельному состоянию (прочности, устойчивости).

Обычно, при горизонтальной поверхности грунта, напряжение от его собственного веса вычисляют по формулам:

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma \cdot d_z = \gamma z; \quad (2.2)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z; \quad (2.3)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{zx} = 0,$$

где γ – удельный вес грунта;
 μ – коэффициент Пуассона грунта.

На глубине h от горизонтальной поверхности грунта вертикальные напряжения (рис. 2.1.) определяются по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i \cdot h_i, \quad (2.4)$$

где n – число слоев грунта с различным удельным весом от поверхности грунта до глубины h ;

γ_i – удельный вес грунта i -го слоя;

h_i – толщина i -го слоя.

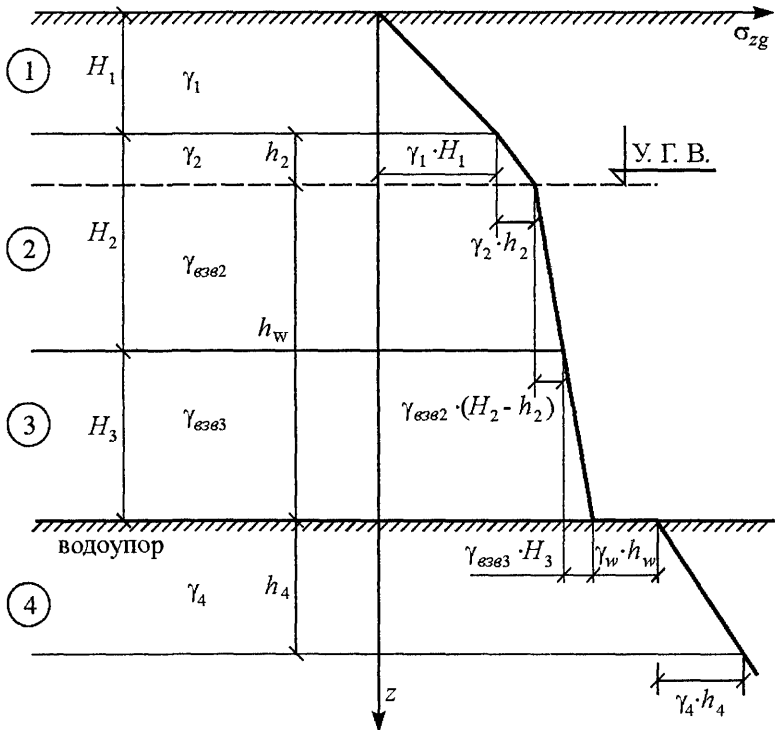


Рис. 2.1. Вертикальные нормальные напряжения от собственного веса грунта:
 у.г.в. – уровень грунтовых вод

Водонасыщенный грунт (песок) ниже уровня грунтовых вод испытывает взвешивающее действие воды, поэтому его удельный вес принимается пониженным, вычисляемым по формуле

$$\gamma_{\text{взв}} = (\gamma_s - 1) \cdot (1 - n), \quad (2.5)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта;
 n – пористость грунта.

Первое слагаемое формулы (2.5) представляет вес скелета грунта в единице объема пространства, второе – усилие взвешивающее этот грунт.

Если все поры грунта заполнены водой, то есть при степени водонасыщения $S_r \approx 1,0$, удельный вес грунта с учетом фактора взвешивания может быть вычислен по формуле

$$\gamma_{\text{взв}} = \gamma - \gamma_w = \gamma - 1, \quad (2.6)$$

где γ_w – удельный вес воды.

Водонепроницаемые глинистые грунты не испытывают взвешенного действия воды и рассматриваются как водоупоры, воспринимающие давление воды,

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_w, \quad (2.7)$$

где h_w – высота столба воды.

Компоненты напряжений от собственного веса грунта, вычисляемые по формуле (2.4), будут изменяться в зависимости от отклонения его поверхности от горизонтальной (вскрытие котлована, образование насыпи и т.д.).

Для точного учета данного факта необходимо получить выражение для вычисления нормальных и касательных напряжений от полубесконечных нагрузок.

Значения нормальных и касательных напряжений в любой точке основания можно получить проинтегрировав решение Фламана для линейной нагрузки в пределах от 0 до $-\infty$, от 0 до $+\infty$ и от $-\infty$ до $+\infty$.

Полученные в результате интегрирования выражения приведены ниже [23]

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \int_{-\infty}^0 \frac{z^3 d \cdot \xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} = \frac{\gamma \cdot h}{\pi} \cdot \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x \cdot z}{x^2 + z^2} - \arctg \frac{x}{z} \right];$$

$$\sigma_x = \frac{2q}{\pi} \int_{-\infty}^0 \frac{(x-\xi)^2 z \cdot d \cdot \xi}{[(x-\xi)^2 + z^2]^2} = \frac{\gamma \cdot h}{\pi} \cdot \left[\frac{\pi}{2} + \frac{x \cdot z}{x^2 + z^2} - \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right]; \quad (2.8)$$

$$\sigma_{xz} = \frac{2q}{\pi} \int_{-\infty}^0 \frac{(x-\xi)^2 z^2 \cdot d \cdot \xi}{[(x-\xi)^2 + z^2]^2} = \frac{\gamma \cdot h}{\pi} \cdot \frac{z^2}{x^2 + z^2}.$$

При интегрировании в пределах от 0 до ∞ значения напряжений от собственного веса грунта или любой полубесконечной нагрузки (пригрузки) могут быть вычислены по формулам:

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot h}{\pi} \cdot \left[\frac{\pi}{2} + \frac{x \cdot z}{x^2 + z^2} + \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right];$$

$$\sigma_x = \frac{\gamma \cdot h}{\pi} \cdot \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x \cdot z}{x^2 + z^2} + \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right]; \quad (2.9)$$

$$\tau_{xz} = -\frac{\gamma \cdot h}{\pi} \cdot \frac{z^2}{x^2 + z^2}.$$

При интегрировании решения Фламана в пределах от $-\infty$ до $+\infty$ $\sigma_z = \sigma_x = \gamma \cdot h$, а $\tau_{zx} = 0$.

Полученные формулы позволяют учесть влияние вскрытия котлована на изменение природного напряженного состояния.

Некоторые результаты вычисления вертикальных напряжений для двух расчетных схем (рис. 2.2.) приведены в таблицах 2.1. – 2.3.

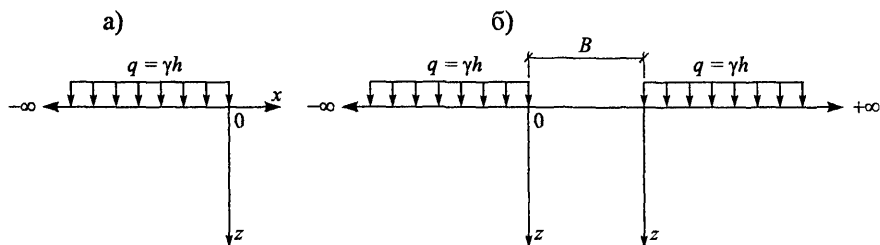


Рис 2.2 Схема определения напряжений от собственного веса грунта а) односторонняя пригрузка, б) двухсторонняя пригрузка (вскрытый котлован)

Значения σ_z/q (рис. 2.2. а)

z, м	Значения x, м							
	-20	-10	-6	-4	-2	-1	-0,5	0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,50
0,4	1,000	1,000	1,000	1,000	0,998	0,989	0,940	0,50
0,8	1,000	1,000	1,000	0,998	0,984	0,940	0,821	0,50
1,2	1,000	1,000	0,998	0,995	0,968	0,878	0,739	0,50
1,6	1,000	0,999	0,996	0,989	0,940	0,821	0,687	0,50
2,0	1,000	0,998	0,993	0,980	0,909	0,775	0,653	0,50
2,4	1,000	0,997	0,989	0,968	0,878	0,739	0,629	0,50
2,8	0,999	0,996	0,983	0,955	0,848	0,710	0,611	0,50
3,2	0,999	0,994	0,976	0,940	0,821	0,687	0,548	0,50
3,6	0,999	0,991	0,968	0,925	0,797	0,668	0,587	0,50
4,0	0,998	0,989	0,960	0,909	0,775	0,653	0,579	0,50
4,4	0,998	0,985	0,950	0,893	0,756	0,640	0,572	0,50
4,8	0,997	0,982	0,940	0,878	0,739	0,629	0,566	0,50
5,2	0,997	0,978	0,930	0,863	0,724	0,620	0,561	0,50
5,6	0,996	0,973	0,920	0,848	0,710	0,611	0,557	0,50
6,0	0,995	0,968	0,909	0,834	0,698	0,604	0,553	0,50
6,4	0,994	0,963	0,899	0,821	0,687	0,598	0,550	0,50
6,8	0,993	0,958	0,888	0,808	0,677	0,592	0,547	0,50
7,2	0,991	0,952	0,878	0,797	0,668	0,587	0,544	0,50
7,6	0,990	0,946	0,868	0,785	0,660	0,583	0,542	0,50
8,0	0,989	0,940	0,858	0,775	0,653	0,579	0,540	0,50
8,4	0,987	0,934	0,848	0,765	0,646	0,575	0,538	0,50
8,8	0,985	0,928	0,839	0,756	0,640	0,572	0,536	0,50
9,2	0,984	0,922	0,830	0,747	0,634	0,569	0,535	0,50
9,6	0,982	0,916	0,821	0,739	0,629	0,566	0,533	0,50
10,0	0,980	0,909	0,812	0,731	0,624	0,563	0,532	0,50
10,4	0,978	0,903	0,804	0,724	0,620	0,561	0,531	0,50
10,8	0,975	0,896	0,797	0,717	0,615	0,559	0,529	0,50
11,2	0,973	0,890	0,789	0,710	0,611	0,557	0,528	0,50
11,6	0,971	0,884	0,782	0,704	0,608	0,555	0,527	0,50
12,0	0,968	0,878	0,775	0,698	0,604	0,553	0,526	0,50

Значения σ_z/q (рис. 2.2, а)

z (м)	Значения x (м)						
	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	20,0
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,060	0,011	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,8	0,179	0,060	0,011	0,002	0,000	0,000	0,000
1,2	0,261	0,122	0,032	0,005	0,002	0,000	0,000
1,6	0,313	0,179	0,060	0,011	0,004	0,001	0,000
2,0	0,347	0,225	0,091	0,020	0,007	0,002	0,000
2,4	0,371	0,261	0,122	0,032	0,011	0,003	0,000
2,8	0,389	0,290	0,152	0,045	0,017	0,004	0,001
3,2	0,402	0,313	0,179	0,060	0,024	0,006	0,001
3,6	0,413	0,332	0,203	0,075	0,032	0,009	0,001
4,0	0,421	0,347	0,225	0,091	0,040	0,011	0,002
4,4	0,428	0,360	0,244	0,107	0,050	0,015	0,002
4,8	0,434	0,371	0,261	0,122	0,060	0,018	0,003
5,2	0,439	0,380	0,276	0,137	0,070	0,022	0,003
5,6	0,443	0,389	0,290	0,152	0,080	0,027	0,004
6,0	0,447	0,396	0,302	0,166	0,091	0,032	0 005
6,4	0,450	0,402	0,313	0,179	0,101	0,037	0,006
6,8	0,453	0,408	0,323	0,192	0,112	0,042	0,007
7,2	0,456	0,413	0,332	0,203	0,122	0,048	0,009
7,6	0,458	0,417	0,340	0,215	0,132	0,054	0,010
8,0	0,460	0,421	0,347	0,225	0,142	0,060	0,011
8,4	0,462	0,425	0,354	0,235	0,152	0,066	0,013
8,8	0,464	0,428	0,360	0,244	0,161	0,072	0,015
9,2	0,465	0,431	0,366	0,253	0,170	0,078	0,016
9,6	0,467	0,434	0,371	0,261	0,179	0,084	0,018
10,0	0,468	0,437	0,376	0,269	0,188	0,091	0,020
10,4	0,469	0,439	0,380	0,276	0,196	0,097	0,022
10,8	0,471	0,441	0,385	0,283	0,203	0,104	0,025
11,2	0,472	0,443	0,389	0,290	0,211	0,110	0,027
11,6	0,473	0,445	0,392	0,296	0,218	0,116	0,029
12,0	0,474	0,447	0,396	0,302	0,225	0,122	0,032

Значения σ_z/q (рис. 2.2)

$\xi=2z/b$	Отношение x/b							
	0	0.25	0.5	1	2	3	5	10
0,0	0,500	0,000	0,000	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,502	0,063	0,023	0,502	0,999	1,000	1,000	1,000
0,8	0,511	0,203	0,119	0,511	0,990	0,999	1,000	1,000
1,2	0,532	0,321	0,245	0,532	0,974	0,996	1,000	1,000
1,6	0,560	0,414	0,353	0,560	0,952	0,992	0,999	1,000
2,0	0,591	0,490	0,450	0,591	0,929	0,987	0,999	1,000
2,4	0,622	0,550	0,523	0,622	0,909	0,980	0,998	1,000
2,8	0,652	0,600	0,580	0,652	0,893	0,972	0,996	1,000
3,2	0,679	0,640	0,626	0,679	0,880	0,964	0,995	1,000
3,6	0,703	0,674	0,663	0,703	0,972	0,957	0,993	1,000
4,0	0,725	0,702	0,694	0,725	0,866	0,949	0,991	0,999
4,4	0,744	0,726	0,720	0,744	0,862	0,943	0,989	0,999
4,8	0,761	0,747	0,742	0,761	0,861	0,937	0,987	0,999
5,2	0,776	0,765	0,761	0,776	0,861	0,932	0,984	0,999
5,6	0,790	0,781	0,777	0,790	0,862	0,929	0,982	0,999
6,0	0,802	0,794	0,792	0,802	0,864	0,925	0,890	0,998
6,4	0,813	0,806	0,804	0,813	0,866	0,922	0,977	0,998
6,8	0,823	0,817	0,815	0,823	0,869	0,920	0,975	0,998
7,2	0,832	0,827	0,825	0,832	0,872	0,919	0,973	0,997
7,6	0,840	0,836	0,834	0,840	0,875	0,918	0,971	0,997
8,0	0,847	0,844	0,842	0,847	0,878	0,917	0,969	0,996
8,4	0,854	0,851	0,850	0,854	0,881	0,917	0,967	0,996
8,8	0,860	0,857	0,857	0,860	0,884	0,917	0,965	0,995
9,2	0,866	0,863	0,803	0,866	0,887	0,917	0,964	0,995
9,6	0,871	0,869	0,868	0,871	0,890	0,918	0,962	0,994
10,0	0,876	0,874	0,874	0,876	0,893	0,918	0,961	0,994
10,4	0,880	0,879	0,878	0,880	0,896	0,919	0,960	0,993
10,8	0,885	0,883	0,883	0,885	0,899	0,920	0,959	0,993
11,2	0,889	0,887	0,887	0,889	0,901	0,921	0,958	0,992
11,6	0,892	0,891	0,891	0,892	0,904	0,922	0,957	0,992
12,0	0,896	0,895	0,894	0,896	0,906	0,923	0,956	0,991

Ниже отметки дна котлована напряжения от собственного веса грунта вычисляются обычным образом, то есть $\sigma_z = \sigma_x = \gamma \cdot z$. Указанные на-

пряжения должны суммироваться с напряжениями, вычисленными для логаного контура.

2.2. Определение напряжений от вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности основания

Задача о распределении напряжений от сосредоточенной силы была решена Буссинеском (1885 г.). Решение данной задачи позволило затем получить формулы вычисления всех компонент напряжений при различных схемах загрузки оснований.

При действии сосредоточенной силы в основании возникает сложное напряженное состояние, характеризуемое тремя нормальными (σ_x , σ_y , σ_z) и тремя касательными (τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx}) напряжениями (рис. 2.3)

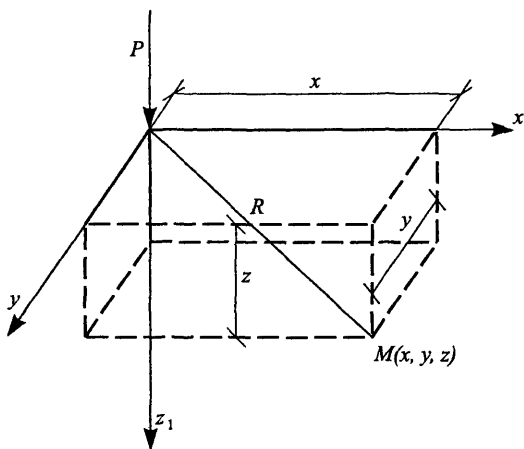


Рис. 2.3 Схема к задаче Буссинеска

Нормальные напряжения могут быть вычислены по формулам:

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \cdot \left[\frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \cdot \left(\frac{1}{R \cdot (R+z)} - \frac{(2R+z) \cdot x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right];$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \cdot \left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \cdot \left(\frac{1}{R \cdot (R+z)} - \frac{(2R+z) \cdot y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right]; \quad (2.10)$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5};$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}.$$

Значения вертикальных напряжений по оси z на различных расстояниях от точки приложения силы приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.4.

Напряжения σ_z

z, м	Напряжение σ_z при l равном				
	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0,5	0.3462	0.0356	0.0016	0.0002	0.0000
1,0	0.2761	0.0866	0.0086	0.0015	0.0001
1,5	0.1639	0.0859	0.0167	0.0038	0.0004
2,0	0.1029	0.0690	0.0213	0.0063	0.0008
2,5	0.0694	0.0531	0.0223	0.0082	0.0014
3,0	0.0496	0.0410	0.0213	0.0094	0.0019
3,5	0.0371	0.0322	0.0193	0.0098	0.0024
4,0	0.0287	0.0257	0.0171	0.0098	0.0029
4,5	0.0229	0.0210	0.0151	0.0094	0.0032
5,0	0.0186	0.0173	0.0132	0.0089	0.0034
5,5	0.0155	0.0146	0.0116	0.0082	0.0035
6,0	0.0130	0.0124	0.0102	0.0076	0.0036
6,5	0.0111	0.0107	0.0090	0.0070	0.0035
7,0	0.0096	0.0093	0.0080	0.0064	0.0035
7,5	0.0084	0.0081	0.0072	0.0059	0.0034
8,0	0.0074	0.0072	0.0064	0.0054	0.0033
8,5	0.0066	0.0064	0.0058	0.0049	0.0032
9,0	0.0059	0.0057	0.0052	0.0045	0.0030
9,5	0.0053	0.0051	0.0047	0.0042	0.0029
10,0	0.0047	0.0047	0.0043	0.0039	0.0027
10,5	0.0043	0.0042	0.0040	0.0036	0.0026
11,0	0.0039	0.0039	0.0036	0.0033	0.0025
11,5	0.0036	0.0035	0.0034	0.0031	0.0023
12,0	0.0033	0.0033	0.0031	0.0028	0.0022
12,5	0.0030	0.0030	0.0029	0.0027	0.0021
13,0	0.0028	0.0028	0.0027	0.0025	0.0020
13,5	0.0026	0.0026	0.0025	0.0023	0.0019
14,0	0.0024	0.0024	0.0023	0.0022	0.0018
14,5	0.0023	0.0022	0.0022	0.0020	0.0017
15,0	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019	0.0016

Значения вертикальных напряжений могут быть также вычислены по формуле (2.10) приведенной к виду

$$\sigma_z = \frac{k \cdot P}{z^2} \quad (2.11)$$

$$\text{где } k = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}.$$

Таблица 2.5.

Значение коэффициента «*k*» для вычисления σ_z от сосредоточенной силы

<i>r/z</i>	<i>k</i>	<i>r/z</i>	<i>k</i>	<i>r/z</i>	<i>k</i>	<i>r/z</i>	<i>k</i>
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251
0,02	0,4770	0,52	0,2625	1,02	0,0803	1,25	0,0240
0,04	0,4756	0,54	0,2518	1,04	0,0764	1,54	0,0229
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0727	1,56	0,0219
0,08	0,4669	0,58	0,2313	1,08	0,0691	1,58	0,0209
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191
0,14	0,4548	0,64	0,2024	1,14	0,0595	1,64	0,0183
0,16	0,4482	0,66	0,1934	1,16	0,0567	1,66	0,0175
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
0,22	0,4242	0,72	0,1681	1,22	0,0489	1,72	0,0153
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,74	0,0147
0,26	0,4054	0,76	0,1527	1,26	0,0443	1,76	0,0141
0,28	0,3954	0,78	0,1455	1,28	0,0422	1,78	0,0135
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,80	0,0129
0,32	0,3742	0,82	0,1320	1,32	0,0384	1,82	0,0124
0,34	0,3632	0,84	0,1257	1,34	0,0365	1,84	0,0119
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	1,86	0,0114
0,38	0,3408	0,88	0,1138	1,38	0,0332	1,88	0,0109
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	1,90	0,0105
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	1,92	0,0101
0,44	0,3068	0,94	0,0981	1,44	0,0288	1,94	0,0097
0,46	0,2955	0,96	0,0933	1,46	0,0275	1,96	0,0093
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	1,98	0,0089

2.3. Распределение напряжений от линейной нагрузки

Расчетная схема загрузки основания по линии приведена на рис. 2.4.

Областью линейно-деформируемой среды является полупространство $0 \leq z \leq \infty$. Граница области $z=0$ свободна от напряжений везде, кроме оси «у», вдоль которой приложена линейная нагрузка интенсивностью P . Задача определения напряжений в основании относится к категории задач плоской деформации так как все плоскости перпендикулярные оси «у» являются равноценными. Поэтому формулы определения напряжений на должны содержать компоненты «у».

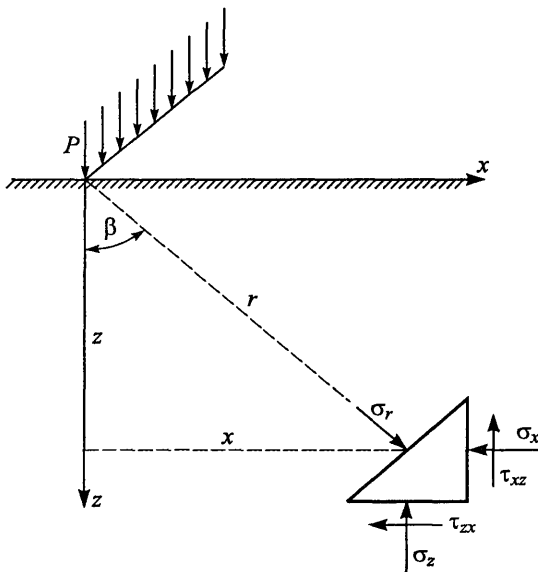


Рис. 2.4. Схема определения напряжений от линейной нагрузки

Решение данной задачи дает следующие значения величин напряжений:

$$\sigma_z = \sigma_r \cdot \cos^2 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \cos^3 \beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^{3/2}};$$

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \sin^2 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \sin \beta \cdot \sin 2\beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 \cdot z}{(x^2 + z^2)^{3/2}}; \quad (2.12)$$

$$\tau_{zx} = \sigma_r \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta = \frac{P}{\pi \cdot r} \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2)^{3/2}}.$$

Напряжения σ_z

z, м	Напряжение σ_z , при x равном, м					
	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0	10,0
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,5	0,3183	0,0509	0,0044	0,0009	0,0001	0,0000
1,0	0,4074	0,1592	0,0255	0,0064	0,0009	0,0001
1,5	0,3438	0,2034	0,0550	0,0170	0,0029	0,0002
2,0	0,2820	0,2037	0,0796	0,0301	0,0061	0,0005
2,5	0,2354	0,1892	0,0947	0,0428	0,0102	0,0009
3,0	0,2009	0,1719	0,1017	0,0531	0,0149	0,0014
3,5	0,1747	0,1555	0,1034	0,0604	0,0197	0,0022
4,0	0,1543	0,1410	0,1019	0,0652	0,0242	0,0030
4,5	0,1380	0,1285	0,0986	0,0678	0,0283	0,0040
5,0	0,1248	0,1177	0,0946	0,0688	0,0318	0,0051
5,5	0,1139	0,1085	0,0903	0,0688	0,0347	0,0062
6,0	0,1046	0,1004	0,0859	0,0679	0,0370	0,0074
6,5	0,0986	0,0935	0,0817	0,0666	0,0387	0,0086
7,0	0,0900	0,0873	0,0777	0,0649	0,0399	0,0098
7,5	0,0841	0,0819	0,0740	0,0631	0,0407	0,0110
8,0	0,0790	0,0771	0,0705	0,0612	0,0412	0,0121
8,5	0,0744	0,0729	0,0672	0,0592	0,0413	0,0132
9,0	0,0703	0,0690	0,0642	0,0573	0,0413	0,0142
9,5	0,0666	0,0656	0,0614	0,0554	0,0411	0,0151
10,0	0,0633	0,0624	0,0589	0,0536	0,0407	0,0159
10,5	0,0604	0,0595	0,0565	0,0518	0,0403	0,0167
11,0	0,0576	0,0569	0,0542	0,0501	0,0398	0,0173
11,5	0,0551	0,0545	0,0522	0,0485	0,0392	0,0179
12,0	0,0529	0,0523	0,0502	0,0470	0,0385	0,0185
12,5	0,0508	0,0503	0,0484	0,0455	0,0378	0,0189
13,0	0,0488	0,0484	0,0467	0,0441	0,0372	0,0193
13,5	0,0470	0,0466	0,0452	0,0428	0,0365	0,0197
14,0	0,0454	0,0450	0,0437	0,0416	0,0358	0,0199
14,5	0,0438	0,0435	0,0423	0,0404	0,0351	0,0202
15,0	0,0423	0,0421	0,0410	0,0392	0,0344	0,0203
15,5	0,0410	0,0407	0,0397	0,0382	0,0337	0,0205
16,0	0,0397	0,0395	0,0386	0,0371	0,0330	0,0206
16,5	0,0385	0,0383	0,0375	0,0362	0,0324	0,0206
17,0	0,0374	0,0372	0,0364	0,0352	0,0317	0,0207
17,5	0,0363	0,0361	0,0354	0,0343	0,0311	0,0207
18,0	0,0353	0,0352	0,0345	0,0335	0,0305	0,0207
18,5	0,0344	0,0342	0,0336	0,0327	0,0299	0,0206
19,0	0,0335	0,0333	0,0328	0,0319	0,0293	0,0205
19,5	0,0326	0,0325	0,0320	0,0312	0,0287	0,0205
20,0	0,0318	0,0317	0,0312	0,0304	0,0282	0,0204

2.4. Напряжения от вертикальной нагрузки, распределенной по полосе

При приложении к поверхности грунта равномерно распределенной нагрузки в виде полосы (рис. 2.5.) напряженное состояние оснований определяется тремя составляющими напряжений: нормальными напряжениями σ_z , σ_x и касательным τ_{xz} .

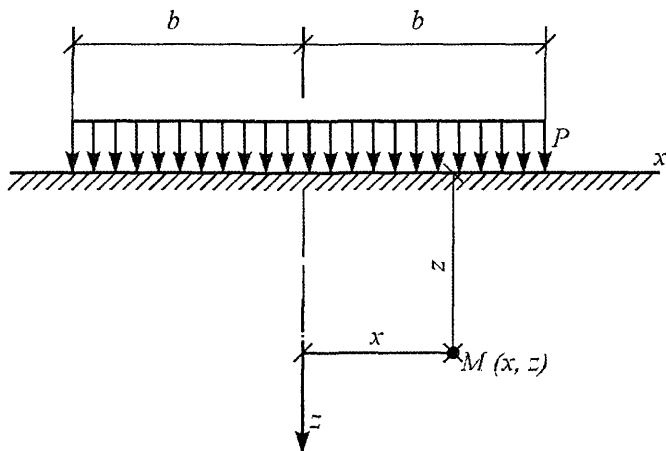


Рис. 2.5. Схема действия полосовой нагрузки

Рассматриваемая задача относится к классу задач плоской деформации. Компоненты напряжений могут быть вычислены из выражений:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right) - \frac{2b \cdot P}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot z^2};$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right) + \frac{2b \cdot P}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot z^2}$$

(2.13)

$$\tau_{xz} = \frac{4b \cdot P}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot z^2}.$$

Значения напряжений σ_z , σ_x

$m=z/b$	$x=0$		$x=0,5b$		$x=b$	
	σ_z	σ_x	σ_z	σ_x	σ_z	σ_x
0,0	1,000	1,000	1,000	1,010	0,500	0,500
0,4	0,977	0,538	0,9368	0,468	0,468	0,376
0,8	0,881	0,260	0,7971	0,246	0,475	0,269
1,2	0,755	0,129	0,6792	0,142	0,460	0,187
1,6	0,641	0,069	0,5856	0,086	0,435	0,129
2,0	0,550	0,040	0,5105	0,055	0,406	0,090
2,4	0,477	0,025	0,449	0,036	0,375	0,064
2,8	0,420	0,0167	0,4000	0,025	0,346	0,047
3,2	0,374	0,0116	0,359	0,018	0,319	0,034
3,6	0,336	0,008	0,326	0,013	0,269	0,026
4,0	0,306	0,006	0,297	0,010	0,274	0,020
4,4	0,279	0,005	0,273	0,007	0,255	0,016
4,8	0,258	0,003	0,253	0,006	0,238	0,013
5,2	0,239	0,003	0,235	0,005	0,223	0,010
5,6	0,223	0,002	0,219	0,004	0,209	0,008
6,0	0,208	0,002	0,205	0,003	0,197	0,007
6,4	0,196	0,0016	0,193	0,002	0,187	0,006
6,8	0,184	0,0013	0,182	0,002	0,177	0,005
7,2	0,174	0,0011	0,173	0,002	0,168	0,004
7,6	0,165	0,0009	0,164	0,002	0,160	0,004
8,0	0,157	0,0008	0,156	0,001	0,152	0,003
8,4	0,150	0,0007	0,149	0,001	0,146	0,003
8,8	0,143	0,0006	0,142	0,001	0,140	0,002
9,2	0,137	0,0005	0,136	0,001	0,134	0,002
9,6	0,131	0,0005	0,131	0,000	0,129	0,001
10,0	0,126	0,0004	0,126	0,000	0,124	0,001
10,4	0,121	0,0004	0,121	0,000	0,119	0,001
10,8	0,117	0,0003	0,116	0,000	0,115	0,001
11,2	0,113	0,0003	0,112	0,000	0,111	0,001
11,6	0,109	0,0003	0,108	0,000	0,107	0,001
12,0	0,105	0,0002	0,105	0,000	0,104	0,001

2.5. Распределение напряжений в основании прямоугольной площадки, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой

Распределение напряжений в основании прямоугольной площадки нагруженной в равномерно-распределенной нагрузкой было получено Короткиным В Г [6] В Виду громоздкости выражений формулы вычисления напряжений не приводятся

Для практических расчетов в таблице 2 8 приведены значения нормальных напряжений σ_z по вертикальной оси, проходящей через центр подошвы фундаментов при единичном давлении ($q=1$).

Напряжения σ_z/P

$m=2z/b$	Напряжения σ_z/P при n равном								
	$n=1,0$	$n=1,2$	$n=1,4$	$n=1,6$	$n=1,8$	$n=2,0$	$n=3,0$	$n=5,0$	$n=10,0$
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,4	0,9604	0,9678	0,9717	0,9737	0,9750	0,9757	0,9769	0,9772	0,9773
0,8	0,7994	0,8300	0,8480	0,8589	0,8658	0,8703	0,8784	0,8806	0,8810
1,2	0,6064	0,6514	0,6821	0,7030	0,7174	0,7274	0,7478	0,7542	0,7553
1,6	0,4492	0,4962	0,5317	0,5583	0,5780	0,5927	0,6266	0,6391	0,6416
2,0	0,3361	0,3789	0,4136	0,4414	0,4634	0,4807	0,5254	0,5451	0,5445
2,4	0,2568	0,2937	0,3251	0,3516	0,3735	0,3916	0,4432	0,4700	0,4768
2,8	0,2007	0,2320	0,2595	0,2835	0,3042	0,3218	0,3766	0,4096	0,4191
3,2	0,1603	0,1867	0,2105	0,2318	0,2507	0,2672	0,3223	0,3602	0,3727
3,6	0,1305	0,1528	0,1734	0,1921	0,2090	0,2242	0,2727	0,3193	0,3349
4,0	0,1081	0,1271	0,1448	0,1612	0,1764	0,1901	0,2410	0,2848	0,3034
4,4	0,0908	0,1071	0,1225	0,1369	0,1504	0,1628	0,2105	0,2554	0,2768
4,8	0,773	0,0914	0,1048	0,1176	0,1295	0,1407	0,1851	0,2302	0,2542
5,2	0,0665	0,0788	0,0906	0,1019	0,1125	0,1226	0,1635	0,2083	0,2342
5,6	0,0578	0,0686	0,0790	0,0890	0,0986	0,1076	0,1455	0,1892	0,2174
6,0	0,0507	0,0603	0,0695	0,0784	0,0878	0,0952	0,1301	0,1724	0,2022

Продолжение таблицы 2.8.

6,4	0,0448	0,0533	0,0616	0,0696	0,0773	0,0847	0,1166	0,1577	0,1888
6,8	0,0399	0,0457	0,0549	0,0621	0,0691	0,0758	0,1054	0,1446	0,1767
7,2	0,0357	0,0425	0,0492	0,0558	0,0621	0,0682	0,0955	0,1330	0,1658
7,6	0,0321	0,0383	0,0444	0,0503	0,0561	0,0617	0,0869	0,1226	0,1559
8,0	0,0291	0,0347	0,0402	0,0456	0,0509	0,0561	0,0794	0,1133	0,1469
8,4	0,0264	0,0366	0,0366	0,0416	0,0464	0,0511	0,0728	0,1050	0,1387
8,8	0,0241	0,0288	0,0335	0,0380	0,0425	0,0468	0,0669	0,0957	0,1311
9,2	0,0221	0,0264	0,0307	0,0349	0,0390	0,0430	0,0617	0,0908	0,1242
9,6	0,0204	0,0243	0,0283	0,0321	0,0359	0,0397	0,0571	0,0846	0,1177
10,0	0,0188	0,0225	0,0261	0,0297	0,0332	0,0367	0,0529	0,0791	0,1117
10,4	0,0174	0,0208	0,0242	0,0275	0,0308	0,0340	0,0492	0,0741	0,1062
10,8	0,0161	0,0193	0,0224	0,0255	0,0286	0,0316	0,0459	0,0695	0,1010
11,2	0,0150	0,0180	0,0209	0,0238	0,0267	0,0295	0,0429	0,0653	0,0962
11,6	0,0140	0,0168	0,0195	0,0222	0,0249	0,0275	0,0401	0,0614	0,0917
12,0	0,0131	0,0157	0,0183	0,0208	0,0233	0,0258	0,0376	0,0579	0,0875

2.6. Распределение напряжений от действия равномерно распределенных касательных сил

При приложении к фундаменту горизонтальных сил по его подошве будут возникать касательные силы (рис. 2.6.).

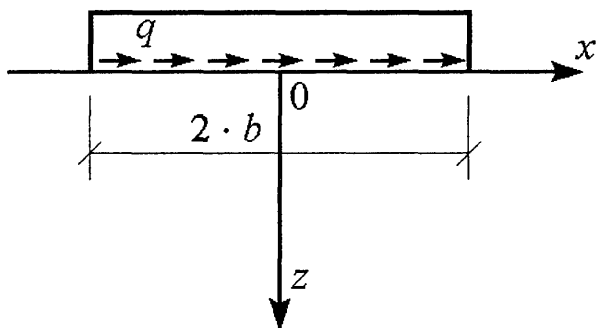


Рис. 2.6. Схема действия касательных сил по подошве фундаментов

При таком силовом воздействии в основании фундамента возникнут нормальные и касательные напряжения. Значения данных напряжений могут быть вычислены по формулам (плоская задача):

$$\sigma_z = \frac{4 \cdot b \cdot q \cdot x \cdot z^2}{\pi \cdot \left[(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 \cdot b^2 \cdot z^2 \right]};$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \cdot \left[\ln \frac{(x+b)^2 + z^2}{(x-b)^2 + z^2} - \frac{4 \cdot b \cdot x \cdot z^2}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 \cdot b^2 \cdot z^2} \right]; \quad (2.14)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \cdot \left[\operatorname{arctg} \frac{z}{x-b} - \operatorname{arctg} \frac{z}{x+b} - \frac{2 \cdot b \cdot z \cdot (x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 \cdot b^2 \cdot z^2} \right].$$

Наибольший практический интерес представляет задача нахождения вертикальных напряжений. Значения σ_z для различных вертикальных сечений приведены в таблице 2.9.

Значения σ_z от горизонтальной нагрузки $q=1 \text{ кг/см}^2$

$m=2z/b$	значение x/b				
	0,00	0,25	0,500	0,75	1,00
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,4	0,0060	0,1584	0,2734	0,1993	0,1030
0,8	0,0051	0,1206	0,1925	0,1974	0,1584
1,2	0,0032	0,0761	0,1280	0,1524	0,1470
1,6	0,0021	0,0497	0,0881	0,1130	0,1205
2,0	0,0014	0,0343	0,0626	0,0845	0,0958
2,4	0,0010	0,0249	0,0762	0,0645	0,0761
2,8	0,0007	0,0188	0,0353	0,0503	0,0611
3,2	0,0006	0,0146	0,0278	0,0402	0,0497
3,6	0,0005	0,0117	0,0223	0,0327	0,0410
4,0	0,00038	0,0095	0,0183	0,027	0,0349
4,4	0,00032	0,0079	0,0153	0,0227	0,0290
4,8	0,00027	0,0067	0,0129	0,0193	0,0249
5,2	0,00023	0,0057	0,0111	0,0166	0,0215
5,6	0,00020	0,0049	0,0096	0,0144	0,0187
6,0	0,00017	0,0043	0,0084	0,0126	0,0165

Значения напряжений σ_z при отрицательных значениях x численно равны соответствующим значениям, полученным для положительных значений x , но являются растягивающими.

2.7. Распределение напряжений от нагрузки, меняющейся по закону треугольника

Данная задача была решена Польшиным Д. Е. [31]. Значения компонент напряжений для данной схемы загрузения приведены ниже.

$$\sigma_z = -\frac{P \cdot x}{2 \cdot \pi \cdot a} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{x-2a}{z} - \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right) - \frac{P \cdot z}{\pi} \cdot \frac{x-2a}{(x-2a)^2 + z^2};$$

$$\sigma_y = \frac{P \cdot z}{2 \cdot \pi \cdot a} \cdot \ln \frac{(x-2a)^2 + z^2}{x^2 + z^2} - \frac{x \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot a} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{x-2a}{z} - \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right) +$$

$$+ \frac{P \cdot z}{\pi} \cdot \frac{x-2a}{(x-2a)^2 + z^2}; \quad (2.15)$$

$$\tau_{xz} = \frac{P \cdot z^2}{\pi(x-2a)^2 + z^2} + \frac{P \cdot z}{2 \cdot \pi \cdot a} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{x-2a}{z} - \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right).$$

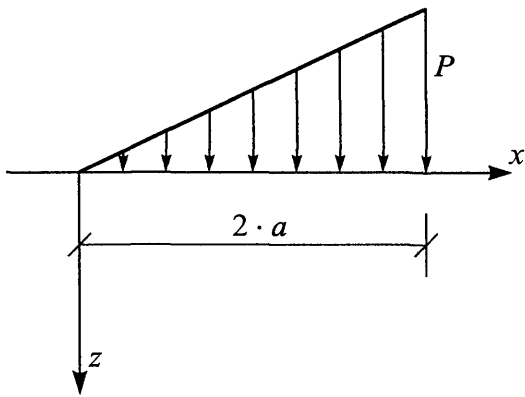


Рис. 2.7. Расчетная схема определения напряжений

Таблица 2.10.

Вертикальные напряжения σ_z

$m=2z/b$	Вертикальные напряжения σ_z , при x равном						
	$x=0,000$	$x=0,125$	$x=0,250$	$x=0,375$	$x=0,500$	$x=0,750$	$x=1,000$
0,0	0,0000	0,1250	0,2500	0,3750	0,5000	0,7500	0,5000
0,4	0,0612	0,1449	0,2548	0,3719	0,4886	0,6820	0,4372
0,8	0,1048	0,1779	0,2626	0,3540	0,4405	0,5344	0,3789
1,2	0,1404	0,1952	0,2580	0,3219	0,3777	0,4212	0,3280
1,6	0,1553	0,1977	0,2429	0,2556	0,3209	0,3427	0,2852
2,0	0,1592	0,1913	0,2235	0,2526	0,2749	0,2870	0,2500
2,4	0,1565	0,1807	0,2039	0,2239	0,2387	0,2459	0,2211
2,8	0,1506	0,1688	0,1857	0,1998	0,2100	0,2147	0,1974
3,2	0,1431	0,1570	0,1695	0,1798	0,1570	0,1902	0,1778
3,6	0,1351	0,1459	0,1554	0,1630	0,1683	0,1706	0,1614
4,0	0,1273	0,1358	0,1431	0,1489	0,1529	0,1545	0,1476
4,4	0,1199	0,1266	0,1324	0,1369	0,1399	0,1412	0,1358
4,8	0,1130	0,1184	0,1230	0,1265	0,1289	0,1299	0,1257
5,2	0,1066	0,1110	0,1147	0,1176	0,1195	0,1203	0,1169
5,6	0,1008	0,1044	0,1075	0,1098	0,1113	0,1119	0,1092
6,0	0,0955	0,0985	0,1010	0,1029	0,1042	0,1047	0,1024
6,4	0,0906	0,0931	0,0952	0,0968	0,0979	0,0983	0,0966
6,8	0,0862	0,0883	0,0901	0,0914	0,0923	0,0926	0,0910
7,2	0,0821	0,0839	0,0854	0,0865	0,0873	0,0876	0,0862
7,6	0,0783	0,0799	0,0812	0,0822	0,0828	0,0830	0,0819
8,0	0,0749	0,0762	0,0774	0,0782	0,0787	0,0789	0,0780
8,4	0,0717	0,0729	0,0739	0,0746	0,0751	0,0753	0,0744
8,8	0,0688	0,0698	0,0707	0,0713	0,0717	0,0719	0,0711
9,2	0,0660	0,0670	0,0677	0,0683	0,0686	0,0688	0,0681
9,6	0,0635	0,0643	0,0650	0,0655	0,0658	0,0659	0,0653
10,0	0,0612	0,0619	0,0625	0,0629	0,0632	0,0633	0,0628

10,4	0,0590	0,0596	0,0602	0,0605	0,0608	0,0609	0,0604
10,8	0,0569	0,0575	0,0580	0,0583	0,0586	0,0587	0,0582
11,2	0,0550	0,0556	0,0560	0,0563	0,0565	0,0566	0,0562
11,6	0,0532	0,0537	0,0541	0,0544	0,0546	0,0546	0,0543
12,0	0,0516	0,0520	0,0523	0,0526	0,0527	0,0528	0,0525

2.8. Определение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента при внецентренном нагружении

Рассмотренные выше закономерности распределения напряжений в основании при различных схемах нагружения соответствуют случаю передачи нагрузки через гибкий фундамент, когда реакция грунта соответствует интенсивности и характеру приложения нагрузки на фундамент.

В фундаментах обладающих жесткостью происходит перераспределение реакций в контактной плоскости фундамента.

Компоненты нормальных и касательных напряжений для данной схемы нагружения могут быть вычислены по формулам [5].

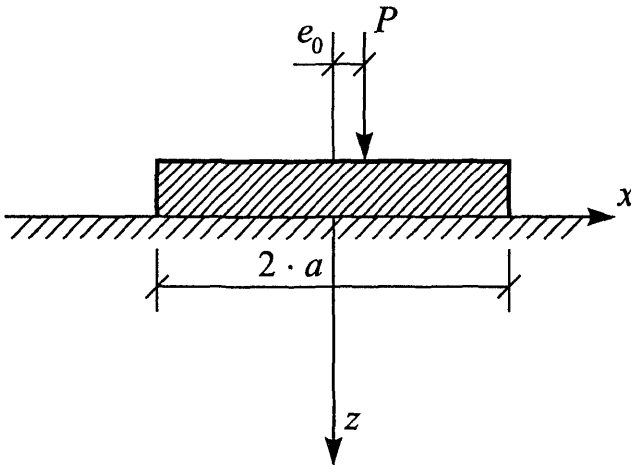


Рис.2.8. Схема нагружения жесткого фундамента

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{2 \cdot A \cdot B}} \left\{ B + \frac{z^2}{A} \cdot [2x^2 \cdot (a^2 - x^2 - z^2) + (a^2 + x^2 + z^2) \cdot B] + \right. \\ \left. + 2 \frac{e_0 \cdot x}{a^2} \cdot \left[B - 2z^2 + \frac{2 \cdot a^2 \cdot z^2}{A} \cdot (a^2 - x^2 + z^2 + B) \right] \right\};$$

Значения напряжений под наиболее нагруженным краем фундамента ($x=a$)

$m=z/b$	$\ell_0=0,00$			$\ell_0=0,10$			$\ell_0=0,20$			$\ell_0=0,33$		
	σ_x	σ_z	τ_{zx}	σ_x	σ_z	τ_{zx}	σ_x	σ_z	τ_{zx}	σ_x	σ_z	τ_{zx}
0,01	1,603	4,778	1,594	1,174	5,254	1,752	1,814	5,730	1,810	2,116	6,350	2,116
0,4	0,305	0,785	0,284	0,310	0,852	0,300	0,316	0,918	0,316	0,324	1,060	0,338
0,8	0,219	0,583	0,223	0,216	0,613	0,228	0,212	0,664	0,232	0,208	0,716	0,238
1,2	0,163	0,408	0,190	0,156	0,526	0,190	0,141	0,552	0,190	0,144	0,588	0,190
1,6	0,119	0,447	0,163	0,114	0,465	0,160	0,108	0,484	0,158	0,101	0,508	0,144
2,0	0,087	0,406	0,138	0,082	0,420	0,134	0,078	0,432	0,130	0,072	0,450	0,126
2,4	0,064	0,362	0,116	0,060	0,382	0,112	0,056	0,391	0,108	0,052	0,403	0,104
2,8	0,047	0,342	0,098	0,044	0,348	0,094	0,042	0,356	0,091	0,038	0,365	0,086
3,2	0,036	0,316	0,082	0,033	0,321	0,078	0,031	0,326	0,076	0,028	0,332	0,072
3,6	0,027	0,292	0,070	0,025	0,296	0,067	0,024	0,300	0,064	0,022	0,305	0,060
4,0	0,021	0,271	0,060	0,020	0,274	0,057	0,018	0,276	0,054	0,016	0,281	0,051
4,4	0,016	0,252	0,052	0,015	0,254	0,049	0,014	0,256	0,047	0,012	0,260	0,044
4,8	0,012	0,226	0,044	0,012	0,238	0,042	0,011	0,238	0,040	0,010	0,242	0,038
5,2	0,011	0,221	0,038	0,010	0,222	0,037	0,009	0,224	0,036	0,008	0,226	0,032
5,6	0,009	0,208	0,034	0,008	0,208	0,0033	0,007	0,210	0,031	0,007	0,212	0,029
6,0	0,007	0,196	0,031	0,007	0,196	0,029	0,006	0,199	0,028	0,006	0,198	0,026

Продолжение таблицы 2.12.

6,4	0,006	0,185	0,027	0,006	0,186	0,026	0,005	0,186	0,025	0,005	0,188	0,023
6,8	0,005	0,176	0,024	0,005	0,176	0,023	0,004	0,176	0,022	0,004	0,178	0,020
7,2	0,004	0,166	0,022	0,004	0,168	0,021	0,004	0,168	0,020	0,003	0,168	0,018
7,6	0,003	0,158	0,020	0,003	0,158	0,019	0,003	0,160	0,018	0,003	0,160	0,016
8,0	0,003	0,152	0,018	0,003	0,152	0,017	0,003	0,152	0,016	0,002	0,152	0,014
8,4	0,003	0,145	0,016	0,002	0,145	0,016	0,002	0,146	0,014	0,002	0,146	0,014
8,8	0,002	0,138	0,014	0,002	0,138	0,014	0,002	0,140	0,013	0,002	0,140	0,012
9,2	0,002	0,132	0,014	0,002	0,134	0,013	0,002	0,134	0,012	0,002	0,134	0,011
9,6	0,002	0,128	0,012	0,002	0,128	0,012	0,001	0,128	0,012	0,001	0,128	0,011
10,0	0,001	0,122	0,012	0,001	0,123	0,011	0,001	0,124	0,010	0,001	0,124	0,010
10,4	0,001	0,118	0,011	0,001	0,118	0,010	0,001	0,118	0,010	0,001	0,118	0,009
10,8	0,001	0,114	0,010	0,001	0,1174	0,009	0,001	0,114	0,009	0,001	0,114	0,008
11,2	0,001	0,111	0,009	0,001	0,110	0,009	0,001	0,111	0,008	0,001	0,111	0,008
11,6	0,001	0,106	0,009	0,001	0,106	0,008	0,001	0,106	0,008	0,000	0,106	0,007
12,0	0,001	0,102	0,008	0,001	0,104	0,008	0,000	0,102	0,007	0,000	0,104	0,007

Значения напряжений под наименее нагруженным краем фундамента ($x = -a$)

$m=z/b$	$\ell_0=0,10$			$\ell_0=0,20$			$\ell_0=0,33$		
	σ_x	σ_z	$-t_{zx}$	σ_x	σ_z	$-t_{zx}$	σ_x	σ_z	$-t_{zx}$
0,01	1,446	4,302	1,436	1,292	3,862	1,278	1,088	3,200	1,074
0,4	0,298	0,766	0,268	0,292	0,650	0,251	0,284	0,562	0,230
0,8	0,222	0,542	0,218	0,227	0,252	0,214	0,230	0,448	0,208
1,2	0,168	0,472	0,180	0,174	0,444	0,192	0,180	0,410	0,192
1,6	0,124	0,428	0,166	0,133	0,410	0,168	0,134	0,386	0,172
2,0	0,091	0,394	0,142	0,096	0,381	0,145	0,101	0,364	0,150
2,4	0,067	0,362	0,120	0,070	0,354	0,124	0,076	0,342	0,128
2,8	0,050	0,336	0,101	0,052	0,328	0,104	0,056	0,320	0,108
3,2	0,038	0,310	0,086	0,040	0,306	0,088	0,042	0,298	0,092
3,6	0,029	0,288	0,072	0,031	0,284	0,076	0,033	0,278	0,080
4,0	0,022	0,268	0,062	0,024	0,265	0,064	0,025	0,260	0,068
4,4	0,0180	0,250	0,054	0,019	0,248	0,056	0,020	0,244	0,058
4,8	0,014	0,234	0,046	0,015	0,232	0,049	0,016	0,230	0,052
5,2	0,011	0,210	0,040	0,012	0,218	0,042	0,012	0,216	0,044
5,6	0,009	0,206	0,016	0,011	0,205	0,038	0,011	0,204	0,040
6,0	0,008	0,194	0,032	0,008	0,019	0,032	0,009	0,019	0,035

Продолжение таблицы 2.13.

6,4	0,006	0,184	0,028	0,007	0,018	0,030	0,007	0,018	0,031
6,8	0,006	0,174	0,026	0,006	0,017	0,026	0,006	0,017	0,028
7,2	0,005	0,166	0,022	0,005	0,016	0,024	0,005	0,016	0,025
7,6	0,004	0,158	0,020	0,004	0,016	0,022	0,005	0,015	0,0234
8,0	0,004	0,150	0,0192	0,003	0,016	0,020	0,004	0,015	0,021
8,4	0,003	0,144	0,016	0,003	0,015	0,018	0,003	0,014	0,019
8,8	0,003	0,138	0,016	0,003	0,013	0,016	0,002	0,014	0,017
9,2	0,002	0,132	0,014	0,002	0,013	0,015	0,002	0,013	0,016
9,6	0,002	0,128	0,013	0,002	0,012	0,014	0,002	0,012	0,015
10,0	0,002	0,121	0,012	0,002	0,012	0,012	0,002	0,012	0,014
10,4	0,002	0,118	0,012	0,001	0,012	0,012	0,001	0,012	0,012
10,8	0,001	0,114	0,011	0,001	0,011	0,011	0,001	0,011	0,012
11,2	0,001	0,110	0,011	0,001	0,011	0,010	0,000	0,011	0,010
11,6	0,001	0,106	0,009	0,001	0,010	0,010	0,000	0,010	0,010
12,0	0,001	0,102	0,008	0,001	0,010	0,009	0,000	0,010	0,010

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{2 \cdot A \cdot B}} \left\{ B - \frac{z^2}{A} \cdot [2x^2 \cdot (a^2 - x^2 - z^2) + (a^2 + x^2 + z^2) \cdot B] + \right. \\ \left. + 2 \frac{e_0 \cdot x}{a^2} \cdot \left[B - 2z^2 - \frac{2 \cdot a^2 \cdot z^2}{A} \cdot (a^2 - x^2 + z^2 + B) \right] \right\}; \quad (2.16)$$

$$\tau_{zx} = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{a \cdot z}{A \sqrt{2 \cdot A \cdot B}} \left\{ \frac{x}{a} \cdot [2z^2 \cdot (a^2 + x^2 + z^2) - (a^2 - x^2 - z^2) \cdot B] + \right. \\ \left. + 2 \frac{e_0}{a} \cdot [4x^2 \cdot z^2 - (a^2 - x^2 + z^2) \cdot B] \right\};$$

$$A = (a^2 - x^2 + z^2)^2 + 4x^2 \cdot z^2;$$

$$B = a^2 - x^2 + z^2 + \sqrt{A},$$

где e_0 – эксцентриситет приложения нагрузки P .

Значения нормальных и касательных напряжений для различных вертикалей приведены в таблицах 2.11-2.13.

Таблица 2.11.

Значения напряжений по оси жесткого фундамента

$m=z/a$	Нормальные напряжения		Касательные напряжения			
	$\zeta_0=0,00$		$\zeta_0=0,00$	$\zeta_0=0,10$	$\zeta_0=0,21$	$\zeta_0=0,33$
	σ_z	σ_x	τ_{zx}	$-\tau_{zx}$	$-\tau_{zx}$	$-\tau_{zx}$
0,1	0,636	0,636	0,000	0,0006	0,0012	0,0020
0,4	0,671	0,508	0,000	0,0203	0,0410	0,0670
0,8	0,690	0,303	0,000	0,0240	0,0484	0,0800
1,2	0,648	0,166	0,000	0,0200	0,0400	0,0661
1,6	0,580	0,094	0,000	0,0150	0,0302	0,0501
2,0	0,510	0,056	0,000	0,0112	0,0227	0,0374
2,4	0,452	0,036	0,000	0,0086	0,0162	0,0286
2,8	0,404	0,024	0,000	0,0067	0,0124	0,0222
3,2	0,362	0,016	0,000	0,0054	0,0108	0,0169
3,6	0,328	0,012	0,000	0,0044	0,0086	0,0144
4,0	0,290	0,009	0,000	0,0036	0,0072	0,0118
4,4	0,274	0,006	0,000	0,0030	0,0031	0,0100

4,8	0,254	0,005	0,000	0,0026	0,0050	0,0085
5,2	0,230	0,004	0,000	0,0022	0,0044	0,0073
5,6	0,220	0,003	0,000	0,0018	0,0038	0,0064
6,0	0,203	0,002	0,000	0,0016	0,0034	0,0056
6,4	0,194	0,002	0,000	0,0014	0,0030	0,0049
6,8	0,182	0,001	0,000	0,0013	0,0026	0,0044
7,2	0,172	0,001	0,000	0,0012	0,0023	0,0038
7,6	0,164	0,001	0,000	0,0010	0,0021	0,0034
8,0	0,156	0,001	0,000	0,0009	0,0018	0,0032
8,4	0,148	0,001	0,000	0,0008	0,0016	0,0028
8,8	0,142	0,000	0,000	0,0008	0,0016	0,0026
9,2	0,136	0,000	0,000	0,0006	0,0014	0,0024
9,6	0,130	0,000	0,000	0,0006	0,0013	0,0022
10,0	0,126	0,000	0,000	0,0006	0,0012	0,0020
10,4	0,120	0,000	0,000	0,0005	0,0011	0,0018
10,8	0,116	0,000	0,000	0,0005	0,0010	0,0017
11,2	0,112	0,000	0,000	0,0004	0,0010	0,0016
11,6	0,108	0,000	0,000	0,0004	0,0009	0,0014
12,0	0,106	0,000	0,000	0,0004	0,0008	0,0014

2.9. Определение напряжений в основании ленточного фундамента загруженного горизонтальной и вертикальной силами и моментом

При проектировании фундаментов рамных конструкций или высотных сооружений (трубы, башни и т.д.) необходимо учитывать не только горизонтальные и вертикальные воздействия, но и моментные нагрузки.

Ниже приводятся формулы для вычисления напряжений в любой точке основания ленточного жесткого фундамента, загруженного вертикальной и горизонтальной нагрузками и изгибающим моментом [8].

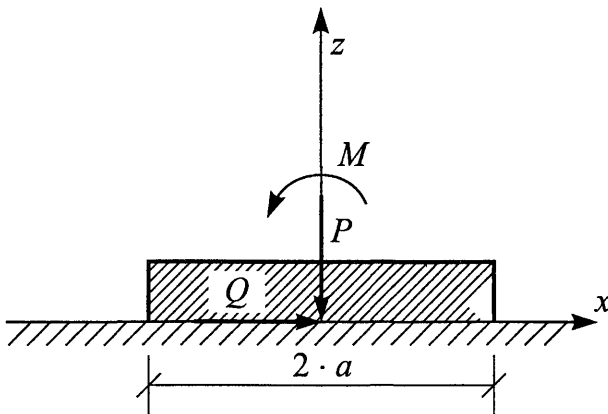


Рис 2.9. Схема нагружения жесткого ленточного фундамента силами P , Q и моментом M

Значения напряжений в основании от действия сосредоточенной нагрузки, направленной сверху вниз могут быть вычислены по формулам.

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{P}{\pi \cdot a} \left\{ \frac{\xi \cdot \eta \cdot [A + 2\eta \cdot (\eta - 2\beta)]}{A^2 + 4 \cdot \xi^2 \eta^2} \cdot c_1 - \right. \\ &\quad \left. - \left[\frac{1}{2} - \frac{\eta \cdot A \cdot (\eta - 2\beta) - 2 \cdot \xi^2 \eta^2}{A^2 + 4 \cdot \xi^2 \eta^2} \right] \cdot S_1 + \frac{S_2}{2} \right\}; \\ \sigma_x &= -\frac{P}{\pi \cdot a} \left\{ \frac{\xi \eta [A + 2\eta(\eta - 2\beta)]}{A^2 + 4 \cdot \xi^2 \eta^2} \cdot c_1 + \right. \\ &\quad \left. + \left[\frac{3}{2} + \frac{\eta \cdot A(\eta - 2\beta) - 2\xi^2 \eta^2}{A^2 + 4 \cdot \xi^2 \eta^2} \right] S_1 + \frac{S_2}{2} \right\}; \end{aligned} \quad (2.17)$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= -\frac{P}{\pi \cdot a} \left\{ \left[\frac{1}{2} + \frac{\eta \cdot A(\eta - 2\beta) - 2 \cdot \xi^2 \eta^2}{A^2 + 4 \cdot \xi^2 \eta^2} \right] \cdot c_1 - \right. \\ &\quad \left. - \frac{\xi \cdot \eta \cdot [A + 2\eta(\eta - 2\beta)]}{A^2 + 4 \cdot \xi^2 \eta^2} \cdot S_1 - \frac{c_2}{2} \right\}, \end{aligned}$$

где $\xi = \frac{x}{a}$; $\eta = -\frac{y}{a}$; $\beta = \frac{\ln(3-4\mu)}{2\pi}$; $A = \xi^2 - \eta^2 - 1$;

$$c_1 = \frac{e^{-\beta(\varphi_1 - \varphi_2)}}{\sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}} \cdot \cos \left[\beta \cdot \ln \frac{\rho_2}{\rho_1} + \frac{1}{2} \cdot (\varphi_1 + \varphi_2) \right];$$

$$c_2 = \frac{e^{\beta(\varphi_1 - \varphi_2)}}{\sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}} \cdot \cos \left[\beta \cdot \ln \frac{\rho_2}{\rho_1} - \frac{1}{2} \cdot (\varphi_1 + \varphi_2) \right];$$

$$s_1 = \frac{e^{-\beta(\varphi_1 - \varphi_2)}}{\sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}} \cdot \sin \left[\beta \cdot \ln \frac{\rho_2}{\rho_1} + \frac{1}{2} \cdot (\varphi_1 + \varphi_2) \right];$$

$$s_2 = \frac{e^{\beta(\varphi_1 - \varphi_2)}}{\sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}} \cdot \sin \left[\beta \cdot \ln \frac{\rho_2}{\rho_1} - \frac{1}{2} \cdot (\varphi_1 + \varphi_2) \right];$$

$$\varphi_1 = \arctg \frac{\eta}{\xi - 1}; \quad \varphi_2 = \arctg \frac{\eta}{\xi + 1};$$

$$\rho_1 = \sqrt{(\xi^2 - 1)^2 + \eta^2}; \quad \rho_2 = \sqrt{(\xi^2 + 1)^2 + \eta^2}$$

Компоненты напряжений от горизонтальной силы Q вычисляются по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_y = & -\frac{Q}{\pi \cdot a} \left\{ \left[\frac{1 - 4\beta \cdot \eta - 4\beta^2}{2 \cdot (1 + 4\beta^2)} - \frac{\eta \cdot A \cdot (\eta + 2\beta) - 2\xi^2 \cdot \eta^2}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot c_1 + \left[\frac{2 \cdot \beta \cdot \xi}{1 + 4\beta^2} + \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{\eta \cdot \xi \cdot A + 2\xi \cdot \eta^2 \cdot (\eta + 2\beta)}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot s_1 - \right. \\ & \left. + \frac{\eta \cdot \xi \cdot A + 2\xi \cdot \eta^2 \cdot (\eta + 2\beta)}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot s_1 - \frac{1}{2 \cdot (1 + 4\beta^2)} \left[(1 + 4\beta \cdot \eta - 4\beta^2) \cdot c_2 + 4\xi \cdot \beta \cdot s_2 \right]; \\ \sigma_x = & -\frac{Q}{\pi \cdot a} \left\{ \left[\frac{3 \cdot (1 - 4\beta \cdot \eta - 4\beta^2)}{2 \cdot (1 + 4\beta^2)} + \frac{\eta \cdot A \cdot (\eta + 2\beta) - 2\xi^2 \cdot \eta^2}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot c_1 + \left[\frac{6 \cdot \beta \cdot \xi}{1 + 4\beta^2} - \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{\eta \cdot \xi \cdot A + 2\xi \cdot \eta^2 \cdot (\eta + 2\beta)}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot s_1 + \right. \\ & \left. + \frac{1}{2 \cdot (1 + 4\beta^2)} \left[(1 + 4\beta \cdot \eta - 4\beta^2) \cdot c_2 + 4\xi \cdot \beta \cdot s_2 \right] \right\}; \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} = & -\frac{Q}{\pi \cdot a} \left\{ \left[\frac{2\beta \cdot \xi}{1 + 4\beta^2} - \frac{\xi \cdot \eta \cdot A + 2\xi \cdot \eta^2 \cdot (\eta + 2\beta)}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot c_1 - \right. \\ & \left. - \left[\frac{1 - 4\beta \cdot \eta - 4\beta^2}{2 \cdot (1 + 4\beta^2)} + \frac{\eta \cdot A \cdot (\eta + 2\beta) - 2\xi^2 \cdot \eta^2}{A^2 + 4\xi^2 \cdot \eta^2} \right] \cdot s_1 - \right. \end{aligned}$$

$$-\frac{1}{2 \cdot (1 + 4\beta^2)} \cdot [4\beta \cdot \xi \cdot c_2 - (1 + 4\beta \cdot \eta - 4\beta^2) \cdot s_2] \}$$

Значение напряжений в основании от действия момента вычисляются по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_x = & -\frac{M}{\pi \cdot a^2} \cdot \left\{ \left[\frac{3 \cdot (\eta + 2\beta)}{1 + 4\beta^2} - \frac{2\eta \cdot A}{A^2 + 4\xi^2 \eta^2} \right] c_1 - \right. \\ & - \left[\frac{3\xi}{1 + 4\beta^2} - \frac{4\xi \cdot \eta^2}{A^2 + 4\xi^2 \eta^2} \right] \cdot S_1 - \\ & \left. - \frac{1}{1 + 4\beta^2} \cdot [(\eta - 2\beta) \cdot c_2 + \xi \cdot S_2] \right\}; \\ \sigma_y = & -\frac{M}{\pi \cdot a^2} \cdot \left\{ \left[\frac{(\eta + 2\beta)}{1 + 4\beta^2} + \frac{2\eta \cdot A}{A^2 + 4\xi^2 \eta^2} \right] c_1 - \right. \\ & - \left[\frac{\xi}{1 + 4\beta^2} + \frac{4\xi \cdot \eta^2}{A^2 + 4\xi^2 \eta^2} \right] \cdot S_1 + \\ & \left. - \frac{1}{1 + 4\beta^2} \cdot [(\eta - 2\beta) \cdot c_2 + \xi \cdot S_2] \right\}; \quad (2.19) \\ \tau_{xy} = & \frac{M}{\pi \cdot a^2} \cdot \left\{ \left[\frac{\xi}{1 + 4\beta^2} - \frac{4\xi \cdot \eta^2}{A^2 + 4\xi^2 \eta^2} \right] c_1 + \right. \\ & + \left[\frac{\eta + 2\beta}{1 + 4\beta^2} - \frac{2\eta \cdot A}{A^2 + 4\xi^2 \eta^2} \right] \cdot S_1 - \\ & \left. - \frac{1}{1 + 4\beta^2} \cdot [\xi \cdot c_2 - (\eta - 2\beta) \cdot S_2] \right\}. \end{aligned}$$

2.10. Распределение контактных давлений под жестким фундаментом

Как указывалось выше, учет жесткости фундаментов приводит к перераспределению давлений по его подошве с отклонением от равномерного. Анализ имеющихся решений указывает на то, что на контуре фундамента контактные напряжения достигают бесконечно большой величины. Наибольшее отличие напряжений в массиве грунта под жестким и гибким фундаментами отмечается в зоне близкой к подошве фундамента.

Контактные вертикальные напряжения могут быть определены по следующим формулам:

Фундамент круглой формы при центральной нагрузке N [41]

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi \cdot r^2 \cdot 2\sqrt{1 - \rho^2 / r^2}}, \quad (2.20)$$

где r – радиус круглого жесткого фундамента,

ρ – расстояние от оси центра фундамента до рассматриваемой точки (при $\rho \leq r$).

Фундамент круглой формы при внецентренном загрузении (К. Е. Егоров)

$$\sigma_z = \frac{\left(\frac{3 \cdot e \cdot y}{r^2} + 1 \right) \cdot N}{2\pi \cdot r \cdot \sqrt{r^2 - x^2 - y^2}}, \quad (2.21)$$

где x и y – координаты рассматриваемой точки,

e – эксцентриситет приложения нагрузки N .

Фундамент ленточный при внецентренном загрузении [41]

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi \sqrt{a^2 - x^2}} \left(1 + 2 \frac{e \cdot x}{a^2} \right), \quad (2.22)$$

где a – полуширина ленточного фундамента.

2.11 Определение вертикальных напряжений в основании при других схемах загрузения

При загрузении оснований давлением в виде конуса (рис. 2.10.) вертикальные напряжения по оси, проходящей через центр поверхности загрузения, могут быть вычислены по формуле (2.23).

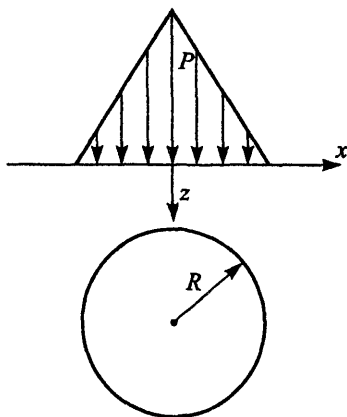


Рис. 2.10. Схема загрузки основания круговой площадки

$$\sigma_z = P \left(1 - \frac{z/R}{\sqrt{1 + (z/r)^2}} \right) \quad (2.23)$$

Значения σ_z для различных значений $m = z/R$ приведены в таблице 2.14.

Таблица 2.14.

Напряжение σ_{zP} по оси

$m = z/R$	σ_z	$m = z/R$	σ_z	$m = z/R$	σ_z
0,0	1,0000	4,0	0,0300	8,0	0,0078
0,4	0,6280	4,4	0,0250	8,4	0,0071
0,8	0,3750	4,8	0,0220	8,8	0,0064
1,2	0,2310	5,2	0,0180	9,2	0,0059
1,6	0,1600	5,6	0,0160	9,6	0,0054
2,0	0,1060	6,0	0,0140	10,0	0,0050
2,4	0,0770	6,4	0,0120	10,4	0,0046
2,8	0,0590	6,8	0,0107	10,8	0,0043
3,2	0,0460	7,2	0,0096	11,2	0,0040
3,6	0,0370	7,6	0,0086	11,6	0,0037

Вертикальные напряжения по оси площадок в форме круга вычисляются по следующим формулам:

фундамент гибкий, загруженный давлением P

$$\sigma_z = P \cdot \left[1 - \frac{1}{(1 + r^2/R^2)^{3/2}} \right]; \quad (2.24)$$

фундамент жесткий, загруженный силой N

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{0.5}{1 + (z/R)^2} + \frac{(z/R)^2}{[1 + (z/R)^2]^2} \right]. \quad (2.25)$$

Значения напряжений σ_z по оси круговой гибкой площадки приведены в таблице 2.15.

Таблица 2.15.

Значения напряжений σ_z

$m = z/r$	σ_z	$m = z/r$	σ_z	$m = z/r$	σ_z
0,0	1,000	4,4	0,073	8,8	0,019
0,4	0,949	4,8	0,062	9,2	0,017
0,8	0,756	5,2	0,053	9,6	0,016
1,2	0,547	5,6	0,046	10,0	0,015
1,6	0,390	6,0	0,040	10,4	0,014
2,0	0,285	6,4	0,036	10,8	0,013
2,4	0,214	6,8	0,031	11,2	0,012
2,8	0,165	7,2	0,028	11,6	0,011
3,2	0,130	7,6	0,024	12,0	0,100
3,6	0,106	8,0	0,024		
4,0	0,087	8,4	0,021		

2.12. Определение напряжений от сил, приложенных внутри полупространства

Наряду с задачей Буссинеска о сосредоточенной силе, приложенной к горизонтальной поверхности основания, есть аналитическое решение о силе, приложенной внутри полупространства на некоторой глубине (Миндлин, 1936). Полученное решение используют часто для оценки напряженно-го состояния заглубленных сооружений.

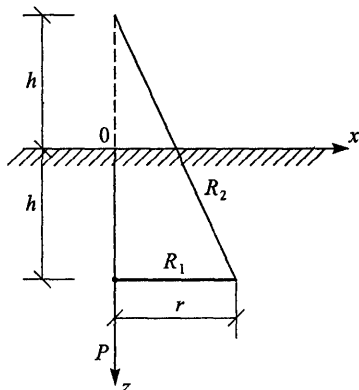


Рис. 2.11. Схема приложения сосредоточенной силы P внутри полупространства

Наибольший практический интерес представляет определение вертикальных напряжений σ_z при рассматриваемой схеме нагружения.

Вертикальные напряжения σ_z при приложении сосредоточенной силы на некоторой глубине полупространства могут быть вычислены по формуле:

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi \cdot (1-\mu)} \cdot \left[-\frac{(1-2\mu) \cdot (z-h)}{R_1^3} + \frac{(1-2\mu) \cdot (z-h)}{R_2^3} - \frac{3 \cdot (z-h)^3}{R_1^5} - \frac{3 \cdot (3-4\mu) \cdot z \cdot (z+h)^2 - 3h \cdot (z+h) \cdot (5z-h)}{R_2^5} - \frac{30h \cdot z \cdot (z+h)^3}{R_2^7} \right]; (2.26)$$

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-h)^2}; R_2 = \sqrt{r^2 + (z+h)^2},$$

где z – координата рассматриваемой точки,

h – глубина приложения сосредоточенной силы P ,

r – расстояние по горизонтали от линии действия сосредоточенной силы до рассматриваемой точки.

Значения нормальных напряжений σ_z в линейно-деформируемом полупространстве от действия сосредоточенной силы, приложенной на глубине h , могут быть вычислены по формуле

$$\sigma_{zh} = k \frac{P}{h^2} \quad (2.27)$$

где k – безразмерный коэффициент, зависящий от z/h и r/h .

Некоторые значения коэффициентов “ k ” приведены в таблице 2.16.

Таблица 2.16.

Значения коэффициента k

z/h	Величина r/h					
	0,0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0,0	0	0	0	0	0	0
0.2	-0.0960	-0.0719	-0.0289	-0.0020	0.0065	0.0066
0.4	-0.3709	-0.2582	-0.0880	-0.0024	0.0206	0.0202
0.6	-1.1057	-0.5906	-0.1170	0.0184	0.0400	0.0344
0.8	-4.9217	-0.8510	-0.0152	0.0590	0.0568	0.0440
1.0	-	0.1018	0.0917	0.0775	0.0619	0.0473

1.2	5.1378	0.6390	0.2012	0.0968	0.0666	0.0495
1.4	1.3360	0.8108	0.2518	0.1391	0.0813	0.0555
1.6	0.6234	0.4966	0.2901	0.1600	0.0959	0.0635
1.8	0.3689	0.3251	0.2344	0.1548	0.1014	0.0692
2.0	0.2480	0.2291	0.1847	0.1368	0.0982	0.0708

Примечание: Знак минус указывает на развитие растягивающих напряжений.

При определении напряжений в основании заглубленных сооружений равномерным давлением, передаваемым по его подошве, величины напряжений σ_z могут быть вычислены по формуле [42].

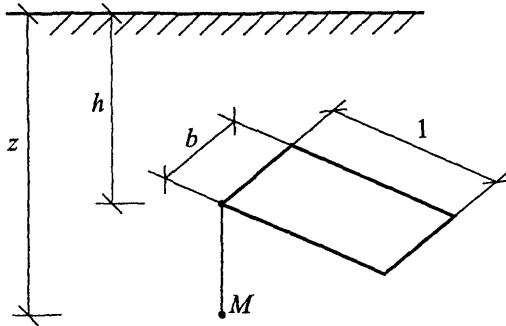


Рис. 2.12. Схема определения напряжений σ_z по вертикали, проходящей через угол заглубленной площадки

$$\begin{aligned}
 \sigma_z = & \frac{P}{4\pi \cdot (1-\nu)} \left[\left[(1-\nu) \left\{ \arctan \frac{b \cdot l}{(z-h) \cdot R_1} + \arctan \frac{b \cdot l}{(z+h) \cdot R_1} \right\} + \right. \right. \\
 & + \frac{(z-h) \cdot b \cdot R_1}{2 \cdot l \cdot r_1^2} - \frac{b \cdot (z-h)^3}{2 \cdot l \cdot r_3^2 \cdot R_1} + \frac{[(3-4\nu) \cdot z \cdot (z+h) - h \cdot (5z-h)] \cdot b \cdot R_2}{2 \cdot (z+h) \cdot l \cdot r_2^2} - \\
 & - \frac{[(3-4\nu) \cdot z \cdot (z+h)^2 - h \cdot (z+h) \cdot (5z-h)] \cdot b}{2 \cdot l \cdot r_4^2 \cdot R_2} + \frac{2 \cdot h \cdot z \cdot (z+h) \cdot b \cdot R_2^3}{l^3 \cdot r_2^4} + \\
 & \left. \left. + \frac{3 \cdot h \cdot z \cdot b \cdot R_2 \cdot r_5^2}{(z+h) \cdot l^3 \cdot r_2^2} - \frac{h \cdot z \cdot (z+h)^3 \cdot b}{l \cdot r_4^4 \cdot R_2} \cdot \left(\frac{2 \cdot l^2 - (z+h)^2}{l^2} - \frac{b^2}{R_2^2} \right) \right] \right], \quad (2.28)
 \end{aligned}$$

где $R_1^2 = b^2 + l^2 + (z - h)^2$; $R_2^2 = b^2 + l^2 + (z + h)^2$;
 $r_1^2 = b^2 + (z - h)^2$; $r_2^2 = b^2 + (z + h)^2$;
 $r_3^2 = l^2 + (z - h)^2$; $r_4^2 = l^2 + (z + h)^2$;
 $r_5^2 = l^2 - (z + h)^2$.

Значения вертикальных напряжений для вертикали, проходящей через центр площадки с различным отношением $n = l/b$, приведены в таблице 2.17.

Таблица 2.17.

Коэффициент σ/p

$\xi = 2z/b$	$h = 0.5b$												
	отношение $n = l/b$												
	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	5,0	10,0
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0.4	0,07	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
0.8	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,10
1.0	0,21	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
1.0	0,78	0,81	0,83	0,84	0,85	0,86	0,86	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
1.2	0,75	0,78	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85	0,85
1.6	0,64	0,68	0,70	0,72	0,74	0,75	0,75	0,76	0,76	0,77	0,77	0,78	0,78
2.0	0,50	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,66	0,67	0,68	0,68
2.4	0,38	0,42	0,46	0,48	0,51	0,52	0,54	0,55	0,55	0,56	0,57	0,58	0,59
2.8	0,29	0,33	0,36	0,39	0,41	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51
3,2	0,22	0,26	0,29	0,31	0,33	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,44	0,45
3,6	0,18	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,39	0,40
4,0	0,14	0,17	0,19	0,21	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30	0,34	0,35
4,4	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,30	0,32
4,8	0,10	0,11	0,13	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,27	0,29
5,2	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,24	0,27
5,6	0,07	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,17	0,22	0,24
6,0	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,15	0,20	0,23
6,4	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14	0,18	0,21
6,8	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10	0,11	0,12	0,12	0,16	0,20
7,2	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,10	0,11	0,15	0,18
7,6	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,14	0,17
8,0	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,13	0,16
8,4	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,12	0,15
8,8	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07	0,11	0,14
9,2	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,10	0,13
9,6	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,09	0,13
10,0	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,09	0,12

10.4	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.08	0.11
10.8	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.07	0.11
11.2	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.07	0.10
11.6	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.06	0.10
12.0	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.06	0.09
0,0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.8	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
1.2	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02
1.6	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04
2.0	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07
2.4	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11	0.12	0.12	0.12	0.152	0.12	0.11	0.10
2.8	0.11	0.013	0.014	0.15	0.15	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	0.13
3.2	0.16	0.18	0.19	0.20	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.20	0.18
3.6	0.23	0.25	0.26	0.27	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.27	0.27	0.25	0.24
4.0	0.32	0.34	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.34	0.34	0.32	0.30
4.4	0.42	0.43	0.43	0.43	0.42	0.42	0.42	0.42	0.41	0.41	0.41	0.38	0.37
4.8	0.47	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.44	0.44	0.42	0.40
5.0	0.48	0.47	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.44	0.42	0.40

5.0	0.51	0.52	0.52	0.52	0.53	0.53	0.53	0.54	0.54	0.54	0.55	0.57	0.59
5.2	0.51	0.51	0.52	0.52	0.53	0.53	0.53	0.53	0.54	0.54	0.54	0.56	0.58
5.6	0.46	0.47	0.48	0.48	0.49	0.49	0.50	0.50	0.50	0.51	0.51	0.53	0.55
6.0	0.36	0.38	0.40	0.41	0.42	0.43	0.43	0.43	0.44	0.44	0.45	0.47	0.49
6.4	0.27	0.30	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.37	0.37	0.38	0.40	0.42
6.8	0.20	0.23	0.25	0.26	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.32	0.32	0.35	0.37
7.2	0.15	0.18	0.20	0.21	0.23	0.24	0.25	0.25	0.26	0.27	0.27	0.30	0.32
7.6	0.12	0.14	0.16	0.17	0.18	0.20	0.21	0.21	0.22	0.23	0.23	0.26	0.29
8.0	0.10	0.11	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.19	0.20	0.23	0.26
8.4	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	0.14	0.15	0.15	0.16	0.17	0.17	0.21	0.23
8.8	0.06	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.13	0.14	0.15	0.15	0.19	0.21
9.2	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13	0.17	0.20
9.6	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11	0.11	0.12	0.15	0.18
10.0	0.04	0.05	0.06	0.06	0.7	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11	0.14	0.17
10.4	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.09	0.09	0.13	0.16
10.8	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.12	0.15
11.2	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.7	0.07	0.08	0.11	0.14
11.6	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.10	0.13
12.0	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.09	0.12

Примечание: В таблице 2.17 значения напряжений выше пунктирной линии растягивающие.

Выполненный нами анализ указывает на развитие растягивающих напряжений в пределах от поверхности грунта до глубины приложения нагрузки, причем с увеличением относительной глубины приложения нагрузки возрастает и доля давления, дающая растягивающие напряжения, достигая 50%, начиная с глубины $5b$ (b – ширина подошвы фундамента).

При приложении нагрузки по круговой площадке на некоторой глуби-

не h значение вертикальных напряжений по оси z (рис. 2.13.) вычисляются по формуле (2.29) (Nishida,1996).

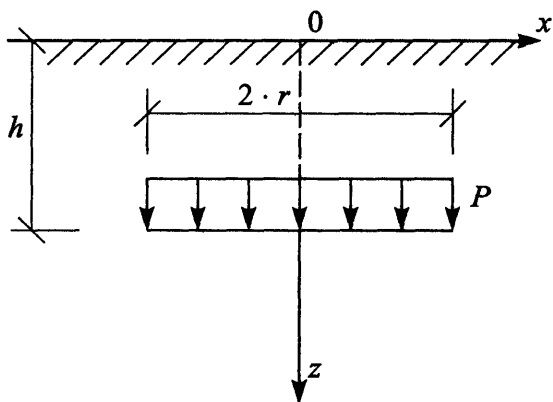


Рис. 2.13. Схема определения напряжений в основании при загрузении круговой площадки на глубине « h »

$$\sigma_z = \frac{P}{4 \cdot (1-\mu)} \left[(1-2\mu) \cdot (z-h) \cdot \left\{ \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+h)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-h)^2}} + \frac{1}{z-h} - \frac{1}{z+h} \right\} - \left\{ \left(\frac{z+h}{\sqrt{r^2 + (z+h)^2}} \right)^3 - 1 \right\} \cdot \frac{3 \cdot (3-4\mu) \cdot z \cdot (z+h)^2 - 3 \cdot h \cdot (z+h) \cdot (5z-h)}{3 \cdot (z+h)^3} + 1 - \left(\frac{z-h}{\sqrt{r^2 + (z-h)^2}} \right)^3 + \frac{6 \cdot h \cdot z}{(z+h)^2} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{z+h}{\sqrt{r^2 + (z-h)^2}} \right)^5 \right\} \right] \quad (2.29)$$

Таблица 2.18.

Напряжение $\sigma_{z/p}$

Z/r	μ	Напряжение $\sigma_{z/p}$ при h/r равном				
		0	1	2	3	8
0	0,00	1,00	0,70	0,56	0,54	0,50
1		0,64	0,35	0,30	0,27	0,25
2		0,28	0,17	0,13	0,12	0,10
4		0,09	0,06	0,05	0,04	0,03

Продолжение таблицы 2 18

0	0.25	1,00	0,71	0,57	0,53	0,50
1		0,64	0,46	0,39	0,29	0,26
2		0,28	0,18	0,15	0,13	0,11
4		0,09	0,07	0,06	0,04	0,03
0	0.50	1,00	0,75	0,58	0,54	0,50
1		0,64	0,45	0,38	0,35	0,34
2		0,28	0,22	0,18	0,15	0,14
4		0,09	0,08	0,07	0,04	0,04

Вертикальные напряжения разного знака (растяжение и сжатие) имеют место и при действии единичной сосредоточенной силы, а смена знака напряжений происходит на границе приложения нагрузки. Причем с увеличением коэффициента Пуассона величина вертикальных напряжений возрастает, такая же картина наблюдается при приложении единичных сосредоточенных сил по вертикали и при приложении давлений по боковой поверхности заглубленных фундаментов большой длины.

Существующие в настоящее время методы расчета заглубленных и свайных фундаментов по деформациям в качестве уплотняющего давления принимают среднее давление по его подошве без учета факта развития растягивающих напряжений, а следовательно, и развития вертикальных сжимающих напряжений от его полной величины, что в итоге ведет к завышению расчетных осадок и не соответствует исходным предпосылкам решения задачи Миндлина.

3. Расчетное сопротивление грунтов оснований

Основным расчетом оснований фундаментов зданий и сооружений является расчет по второму предельному состоянию, то есть по деформациям. При выполнении такого расчета среднее давление по подошве фундаментов ограничивают величиной расчетного сопротивления грунта являющегося пределом применимости принципа линейной деформируемости.

Нарушение линейной зависимости между деформациями и напряжениями в основании фундаментов возникает вследствие развития областей сдвигов с соблюдением соотношения между касательными и нормальными напряжениями по площадкам скольжения в виде

$$\tau \geq \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.1)$$

где τ и σ_n – касательное и нормальное напряжения;

φ – угол внутреннего трения грунта;

c – сцепление грунта.

Предельному напряженному состоянию соответствует знак равенства выражения (3.1).

Точное определение давления в основании, вызывающее развитие зон сдвигов на определенную глубину, представляет собой сложную задачу, так как в большей части основания еще сохраняется линейная зависимость между деформациями и напряжениями, появляются зоны, где данная зависимость не соблюдается.

В последнем случае мы не вправе использовать аппарат теории упругости для оценки напряженного состояния основания.

3.1. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований ленточных фундаментов при центральном нагружении

Существующую методику определения расчетного сопротивления оснований следует считать приближенной, базирующейся на следующих допущениях:

- при незначительном объеме зон пластических деформаций используется закономерность распределения напряжений линейнодеформируемого полупространства;

- факт заглубления фундамента учитывается приложением давления равного

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot (d + z), \quad (3.2)$$

γ – удельный вес грунта в пределах $(d+z)$;

- d – глубина заложения подошвы фундамента;
- z – допустимая глубина развития зон пластических деформаций.
- распределение напряжений от собственного веса грунта принимается по геостатическому закону, то есть $\sigma_{zg} = \sigma_{xg} = \gamma \cdot d$.

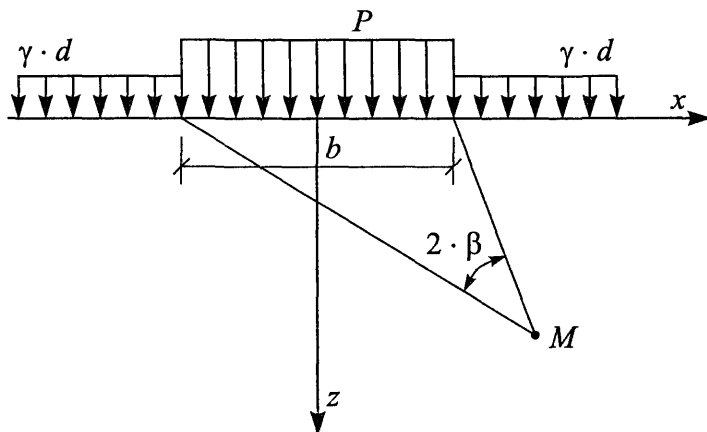


Рис 3.1. Расчетная схема определения расчетного сопротивления оснований

Главные напряжения σ_1 , σ_2 в любой точке основания с учетом напряжений от собственного веса грунта вычисляются по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma \cdot (d + z) \quad (3.3)$$

$$\sigma_2 = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma \cdot (d + z).$$

Для получения уравнения линий, описывающих области предельного равновесия, необходимо полученные значения напряжений σ_1 и σ_2 подставить в условие предельного равновесия

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c. \quad (3.4)$$

Совместное решение уравнений (3.3) и (3.4) относительно глубины развития зон пластических деформаций дает выражение

$$z = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - d - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi \quad (3.5)$$

Наибольший интерес представляет возможность нахождения максимальной (допустимой) глубины развития зон пластических деформаций.

Для этого необходимо взять производную $\frac{\partial z}{\partial \beta}$ и приравнять нулю

$$\frac{\partial z}{\partial \beta} = 2 \cdot \left(\frac{P - \gamma \cdot d}{\pi \cdot \gamma} \right) \cdot \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0, \quad (3.6)$$

откуда $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$, а максимальная глубина развития зон пластических деформаций будет равна

$$z_{\max} = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi \cdot \gamma} \cdot \left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - d - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi. \quad (3.7)$$

Решение выражения (3.7) относительно давления (P) по подошве фундамента при принятой глубине развития зон пластических деформаций дает выражение

$$P = \frac{\pi \cdot \gamma}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + d + \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi \right) + \gamma \cdot d. \quad (3.8)$$

или $P = M_\gamma \cdot b \cdot \gamma + M_q \cdot \gamma \cdot d + M_c \cdot c$,

где $M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$; $M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1$;

$$M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}.$$

Давление P , увеличенное на произведение $\frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}$, принято считать расчетным сопротивлением основания.

Расчетное сопротивление оснований рекомендуют вычислять по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (3.9)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3.1;

k – коэффициент, принимаемый равным: $k=1$, если прочностные характеристики грунта (c и φ) определены непосредственными испытаниями, и $k=1,1$, если они приняты по рекомендациям норм и справочников;

M_{γ}, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения грунта и схемы загрузки оснований;

k_z – коэффициент, принимаемый при $b > 10$ м равным $k_z = 8/b + 0,2$, при $b \leq 10$ м $k_z = 1$;

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – среднее расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

γ_{II} – то же, залегающего ниже подошвы фундамента до глубины $1/4b$;

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

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных зданий или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, м, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}},$$

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.

Коэффициенты γ_{c1} , γ_{c2}

№	Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при L/H	
			4 и более	1,5 и менее
1	Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески (кроме мелких и пылеватых)	1,40	1,20	1,40
2	Пески мелкие	1,30	1,10	1,30
3	Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,00	1,20
4	насыщенные водой	1,10	1,00	1,20
	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с I_L грунта или заполнителя			
	$I_L \leq 0,25$	1,25	1,00	1,10
	при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,20	1,00	1,10
	при $I_L > 0,5$	1,10	1,00	1,10

Для зданий с жесткой конструктивной схемой $\gamma_{c2}=1$.
 L , H – длина и высота сооружения соответственно.
Жесткая конструктивная схема применяется к зданиям, конструкции которых приспособлены к восприятию дополнительных усилий, возникающих при развитии деформаций оснований (устройство осадочных швов, железобетонных поясов, монолитных перекрытий и т.д.).

Принято считать, что расчетное сопротивление оснований соответствует среднему давлению по подошве фундаментов при глубине развития зон пластических деформаций (зон нарушения линейной зависимости деформаций от напряжений) равной $z_{max}=0,25 \cdot b$ (b – ширина подошвы фундамента).

Следует иметь в виду, что введение коэффициентов $\frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}$ приводит к увеличению R почти в 2 раза. При изменении допустимой глубины развития зон пластических деформаций в случае гибких фундаментов пропорционально изменяется только коэффициент M_γ , а коэффициенты M_q , M_c остаются постоянными. Следовательно, изменение R может быть достигнуто только значительным увеличением коэффициента M_γ . Поэтому следует говорить об условиях определения не R , а коэффициента M_γ , который фак-

тически вычислен при допустимой глубине развития зон пластических деформаций $z_{max}=0,25$ м.

Данная методика определения расчетного сопротивления разработана для ленточных центрально нагруженных гибких фундаментов, расположенных на поверхности грунта, то есть при отсутствии подвалов и не учитывает:

- внецентренности приложения нагрузки и жесткости фундаментов,
- формы подошвы фундаментов (квадрат, круг, кольцо, прямоугольник, прерывистые фундаменты, фундаменты с угловыми вырезами),
- одновременного воздействия горизонтальных и вертикальных нагрузок (подпорные стенки, стены подвалов, каркасные здания и т.д.),
- взаимное влияние фундаментов в местах пересечения стен, в местах устройства осадочных швов и при наличии вблизи фундаментов складываемых материалов,
- глубина развития зон пластических деформаций не является функцией ширины подошвы фундамента, поэтому следует считать достаточно условным ограничение $z_{max}=0,25 \cdot b$ (b – ширина подошвы фундамента).

Кроме того, для зданий с подвалами данная методика имеет следующие недостатки:

- горизонтальные и вертикальные напряжения от собственного веса грунта принимаются равными $\sigma_x=\sigma_z=\gamma z$ (γ – удельный вес грунта, z – глубина развития зон пластических деформаций), а касательные $\tau_{zx}=0$. Указанные предпосылки справедливы только при горизонтальной поверхности грунта. При наличии подвала поверхность грунта будет в виде ломанного контура (контур котлована) с напряжениями $\sigma_z \neq \sigma_x$ и $\tau_{zx} \neq 0$,
- при глубине подвала $d_b > 2$ м. Нормы рекомендуют $d_b = 2$ м, что ведет к завышению расчетного сопротивления грунта основания, а влияние боковой пригрузки от собственного веса грунта на величину расчетного сопротивления оснований будет зависеть от её соотношения с давлением по подошве фундаментов. Величина же пригрузки зависит не только от глубины котлована, но и от величины удельного веса грунта.

Таблица 3.2

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для гибких центрально-нагруженных фундаментов

Угол внутреннего трения φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c	Угол внутреннего трения φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55

10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04				

Ниже приводится методика определения расчетного сопротивления оснований различных типов фундаментов, при различных схемах загрузки, устраняющая указанные выше недостатки [11 – 13].

3.2. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований гибких и жестких ленточных фундаментов при внецентренном нагружении

При проектировании фундаментов с внецентренным приложением нагрузки действующие нормы рекомендуют вычислять расчетное сопротивление без учета эксцентриситета, ограничивая величину максимального давления σ_{\max} под наиболее нагруженным краем фундамента величиной $\sigma_{\max} \leq 1,2 \cdot R$, то есть нормы фактически допускают лишь незначительное отклонение трапециевидальной эпюры давления по подошве фундаментов от прямоугольной. Представляют практический интерес вычисления расчетного сопротивления оснований с учетом эксцентриситета приложения внешней нагрузки.

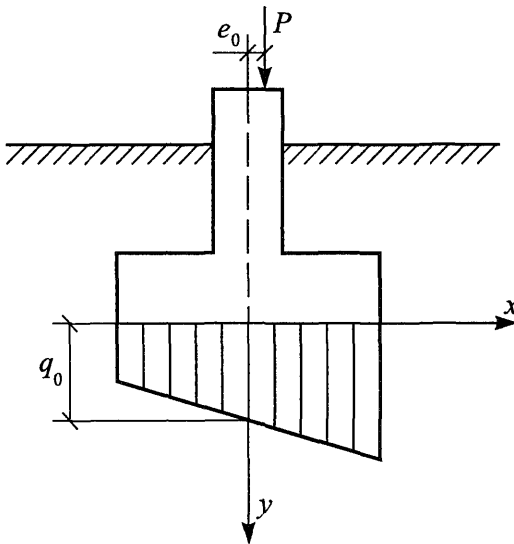


Рис. 3.2 Расчетная схема определения расчетного сопротивления грунтов оснований при внецентренном нагружении

Для вычисления коэффициентов M_p , M_q , M_c с учетом эксцентриситета приложения нагрузки необходимо на заданной глубине развития зон пластических деформаций (например, $z=0,25b$, b - ширина подошвы фундамента) вычислить компоненты нормальных и касательных напряжений и подставив их в условие предельного равновесия найти координату « x » максимума зон пластических деформаций. Значения компонент напряжений при приложении давления к основанию по закону трапеции вычисляются по формулам [41].

$$\sigma_x = \frac{z}{\pi} \left[k \ln \frac{(x-b)^2 + z^2}{(x+b)^2 + z^2} + 2b \frac{2kxz^2 + (kx+q_0)(x^2-b^2-z^2)}{(x^2-b^2-z^2)^2 + 4x^2z^2} \right] + \quad (3.10)$$

$$+ \frac{1}{\pi} (kx+q_0) \operatorname{arctg} \frac{2bz}{x^2-b^2+z^2};$$

$$\sigma_z = \frac{1}{\pi} (kx+q_0) \operatorname{arctg} \frac{2bz}{x^2-b^2+z^2} - \frac{2}{\pi} bz \frac{2kxz^2 + (kx+q_0)(x^2-b^2-z^2)}{(x^2-b^2-z^2)^2 + 4x^2z^2}; \quad (3.11)$$

$$\tau_{xz} = \frac{z}{\pi} \left[2bz \frac{2(kx+q_0)x - k(x^2-b^2-z^2)}{(x^2-b^2-z^2)^2 + 4x^2z^2} - k \operatorname{arctg} \frac{2bz}{(x^2-b^2-z^2)} \right]; \quad (3.12)$$

$$k=3/2 \frac{q_0 \alpha}{b}.$$

где b – полуширина фундамента,
 α – величина эксцентриситета приложения нагрузки,
 q_0 – среднее давление по подошве фундамента.

Изменения напряжений от собственного веса грунта принято определять по геостатическому закону, то есть $\sigma_{zg} = \sigma_{xg} = \gamma \cdot (d+z)$, d - глубина заложения подошвы фундамента.

Далее, используя условие предельного равновесия для плоского напряженного состояния

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2\gamma(d+z) + 2c \cdot \text{ctg} \varphi)} = \sin^2 \varphi \quad (3.13)$$

вычислялись координаты (x_{max}) – максимума зон пластических деформаций для различных значений угла внутреннего трения (φ) и величин эксцентриситета приложения нагрузки.

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c , учитывающих внецентренность приложения нагрузки, приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для гибких внецентренно-нагруженных ленточных фундаментов (e_0 – относительный эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки в долях ширины подошвы фундамента)

Угол внутреннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
		$e_0=0,000$			$e_0=0,050$	
0	0,000	1,000	3,141	0,000	1,000	2,701
4	0,061	1,245	3,509	0,052	1,210	3,011
8	0,138	1,553	3,932	0,118	1,473	3,367
12	0,235	1,939	4,420	0,201	1,803	3,780
16	0,357	2,430	4,989	0,305	2,222	4,262
20	0,514	3,059	5,657	0,439	2,757	4,829
24	0,717	3,871	6,449	0,612	3,450	5,504
28	0,983	4,933	7,398	0,839	4,358	6,315
32	1,335	6,342	8,549	1,140	5,563	7,302
36	1,810	8,240	9,965	1,547	7,189	8,519
40	2,461	10,845	11,733	2,107	9,428	10,044
44	3,375	14,502	13,981	2,894	12,578	11,989
	$e_0=0,100$			$e_0=0,166$		
0	0,000	1,000	2,347	0,000	1,000	1,981
4	0,045	1,182	2,611	0,038	1,153	2,198
8	0,101	1,409	2,915	0,086	1,344	2,448
12	0,173	1,694	3,267	0,145	1,582	2,738
16	0,263	2,055	3,679	0,220	1,882	3,078
20	0,379	2,516	4,165	0,316	2,226	3,479
24	0,528	3,112	4,744	0,440	2,762	3,957
28	0,723	3,893	5,441	0,602	3,410	4,533

32	0,982	4,930	6,290	0,818	4,272	5,236
36	1,333	6,332	7,339	1,109	5,436	6,105
40	1,816	8,264	8,656	1,509	7,039	7,198
44	2,496	10,986	10,341	2,075	9,300	8,595

Примечание. Значение $e_0=0,166$ соответствует схеме приложения нагрузки в виде треугольника

В приведенной выше задаче определения расчетного сопротивления оснований принималось, что давление следует за деформациями поверхности основания, то есть фундамент принимался гибким. В этом случае контактные напряжения по подошве фундамента равны интенсивности приложенного давления.

Если фундамент обладает определенной жесткостью, то по его подошве напряжения распределяются не равномерно, увеличиваясь к краям, теоретически достигая бесконечно больших значений по периметру фундамента (контактные напряжения).

Исследования, выполненные К. Е. Егоровым [5], показали, что разница в распределении напряжений в основании гибкого и жесткого ленточного фундаментов наблюдается на незначительную глубину. Поэтому вполне правомочна постановка задачи определения расчетного сопротивления оснований жестких фундаментов.

Значения нормальных и касательных напряжений для рассматриваемого случая с учетом эксцентриситета приложения нагрузки приведены в главе 2.

Для жесткого фундамента при внецентренном загрузении значение z_{max} принималось $z_{max}=0,6b$, то есть 0,3 полной ширины подошвы фундамента.

Увеличение допустимой глубины развития зон пластических деформаций для жестких фундаментов в сравнении с гибкими обосновано тем, что учет жесткости фундамента ведет к снижению его осадки, а следовательно к возможности догружения.

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c в зависимости от угла внутреннего трения φ и эксцентриситета приложения нагрузки приведены в таблице 3.4.

Таблица 3.4.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для жестких внецентренно-нагруженных ленточных фундаментов

Угол внутреннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$e_0=0,000$			$e_0=0,050$		
0	0,00	1,00	3,61	0,00	1,00	3,40

4	0,07	1,28	4,05	0,06	1,26	3,75
8	0,16	1,64	4,53	0,15	1,68	4,14
12	0,27	2,08	5,10	0,24	1,97	4,58
16	0,42	2,66	5,78	0,36	2,46	5,09
20	0,60	3,41	6,61	0,52	3,07	5,70
24	0,85	4,40	7,64	0,72	3,76	6,43
28	1,19	5,77	8,97	0,97	4,89	7,32
32	1,68	7,72	10,76	1,32	6,27	8,45
36	2,42	10,68	13,33	1,80	8,22	9,74
40	3,65	15,61	17,41	2,52	11,08	12,02
44	6,04	25,16	25,02	3,66	15,66	15,18
	$e_0=0,100$			$e_0=0,166$		
0	0,00	1,00	3,05	0,00	1,00	2,65
4	0,06	1,23	3,33	0,05	1,20	2,89
8	0,13	1,51	3,65	0,11	1,44	3,16
12	0,21	1,85	4,02	0,18	1,73	3,45
16	0,32	2,27	4,43	0,27	2,08	3,79
20	0,45	2,79	4,91	0,38	2,52	4,18
24	0,61	3,44	5,48	0,52	3,06	4,63
28	0,82	4,27	6,16	0,68	3,74	5,16
32	1,10	5,37	7,00	0,90	4,62	5,80
36	1,46	6,86	8,07	1,19	5,78	6,59
40	1,99	8,96	9,48	1,59	7,38	7,60
44	2,77	12,10	11,49	2,16	9,66	8,96

3.3. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований при одновременном воздействии вертикальных и горизонтальных нагрузок

Фундаменты каркасных зданий и сооружений, а также фундаменты зданий с подвалами и подпорные стенки наряду с вертикальными нагрузками воспринимают и горизонтальные (давление грунта, распор и т.д.).

При этом эпюра давления по подошве фундаментов будет иметь вид трапеции, как и при внецентренном загрузении, но компоненты напряжений в основании от действия горизонтальных нагрузок вычисляются по другим формулам. Следовательно, при вычислении расчетного сопротивления оснований необходимо учитывать реальную схему загрузения оснований.

Алгоритм вычисления коэффициентов M_r , M_q , M_c включает вычисление нормальных и касательных напряжений в основании от совместного действия вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Напряжения от воздействия горизонтальных нагрузок, можно вычислить по формулам (2.14) главы 2.

Используя указанный выше алгоритм были вычислены коэффициенты M_γ , M_q , M_c , значения которых приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для гибких фундаментов при действии вертикальной F_v и горизонтальной F_h нагрузок ($k = F_v/F_h$)

Угол внутреннего трения, град	$k=0,1$			$k=0,3$			$k=0,5$		
	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	2,91	0,00	1,00	2,48	0,00	1,00	2,16
4	0,05	1,22	3,23	0,04	1,19	2,73	0,04	1,16	2,35
8	0,12	1,50	3,61	0,10	1,42	3,01	0,09	1,36	2,58
12	0,21	1,86	4,05	0,17	1,71	3,33	0,15	1,60	2,83
16	0,32	2,31	4,56	0,26	2,06	3,71	0,22	1,89	3,12
20	0,47	2,88	5,17	0,37	2,51	4,15	0,31	2,26	3,47
24	0,65	3,62	5,88	0,51	3,07	4,66	0,43	2,72	3,80
28	0,89	4,58	6,74	0,70	3,80	5,27	0,57	3,30	4,33
32	1,21	5,85	7,77	0,93	4,74	5,99	0,76	4,05	4,88
36	1,64	7,56	9,03	1,24	5,98	6,88	1,00	5,02	5,54
40	2,22	9,89	10,59	1,60	7,66	7,93	1,33	6,32	6,34
44	3,03	13,14	12,57	2,23	9,93	9,27	1,76	8,07	7,32

3.4. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований прямоугольных фундаментов

Нормы СНиП 2.02.01-83 рекомендуют определять расчетное сопротивление оснований различных типов фундаментов по формуле (3.9). Для фундаментов прямоугольной формы расчетное сопротивление оснований будет зависеть не только от прочностных характеристик грунта (c , φ), но и от формы подошвы фундамента $\eta = \lambda/b$ и коэффициента Пуассона грунта (μ).

При рассмотрении задачи определения расчетного сопротивления грунтов оснований прямоугольных фундаментов необходимо использовать пространственное условие предельного равновесия

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\gamma(h+z) + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi, \quad (3.14)$$

где σ_1 и σ_3 – главные напряжения с соотношением $\sigma_1 \geq \sigma_3$.

Главные напряжения σ_1 и σ_3 могут быть вычислены решением кубиче-

ского уравнения связи между главными напряжениями и напряжениями по любой наклонной площадке в рассматриваемой точке основания

$$\sigma^3 - J_1\sigma^2 + J_2\sigma - J_3 = 0, \quad (3.15)$$

где

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z;$$

$$J_2 = \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y \cdot \sigma_z + \sigma_z \cdot \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2;$$

$$J_3 = \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z + 2\tau_{xy} \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2.$$

Выражения для компонент нормальных ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) и касательных ($\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) напряжений приведены в работе [6]. Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для вычисления расчетного сопротивления оснований прямоугольных фундаментов приведены в таблице 3.6.

Таблица 3.6.

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c ($\nu=0,5$) для прямоугольных центрально-нагруженных фундаментов

Угол внут- ренне- го тре- ния, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$\eta=1,0$			$\eta=1,4$			$\eta=2,0$		
0	0,000	1,000	3,267	0,000	1,000	3,190	0,000	1,000	3,157
4	0,064	1,256	3,657	0,062	1,250	3,577	0,062	1,247	3,537
8	0,145	1,582	4,145	0,142	1,567	4,085	0,140	1,560	3,987
12	0,250	2,001	4,710	0,243	1,973	4,578	0,240	1,960	4,518
16	0,385	2,543	5,380	0,374	2,496	5,218	0,368	2,475	5,143
20	0,562	3,248	6,177	0,543	3,175	5,977	0,535	3,141	5,882
24	0,893	4,751	7,131	0,766	4,064	6,882	0,753	4,012	6,764
28	1,101	5,405	8,285	1,059	5,289	7,972	1,039	5,159	7,822
32	1,515	7,060	9,698	1,453	6,812	9,300	1,422	6,691	9,108
36	2,080	9,322	11,454	1,987	8,950	10,942	1,942	8,768	10,691
40	2,868	12,474	13,674	2,728	11,914	13,006	2,658	11,634	12,673
44	3,992	16,972	16,539	3,778	16,113	15,650	3,669	15,678	15,199

	$\eta=3,0$			$\eta=5,0$			$\eta=10,0$		
0	0,000	1,000	3,145	0,000	1,000	3,142	0,000	1,000	3,141
4	0,061	1,246	3,522	0,061	1,246	3,518	0,061	1,245	3,517
8	0,139	1,557	3,968	0,139	1,557	3,963	0,139	1,556	3,962
12	0,238	1,955	4,494	0,238	1,954	4,488	0,238	1,953	4,487
16	0,366	2,466	5,113	0,366	2,464	5,106	0,366	2,463	5,104
20	0,532	3,128	5,847	0,531	3,124	5,836	0,531	3,128	5,834
24	0,747	3,990	6,717	0,746	3,984	6,703	0,745	3,988	6,701
28	1,032	5,127	7,762	1,029	5,117	7,743	1,028	5,115	7,740
32	1,410	6,642	9,028	1,504	6,626	9,004	1,406	6,624	9,000
36	1,923	8,615	10,586	1,917	8,668	10,554	1,916	8,664	10,548
40	2,628	11,515	12,531	2,619	11,478	12,487	2,617	11,471	12,479
44	3,623	15,491	15,006	3,607	15,431	14,944	3,605	15,421	14,983

3.5. Определение расчётного сопротивления грунтов оснований зданий с подвалами

Как указывалось выше, формула (3.9) вычисления расчетного сопротивления оснований рекомендуется нормами СНиП 2.02.01-83 для всех типов фундаментов, в том числе и для зданий с подвалами.

Однако следует иметь в виду, что она получена для частного случая приложения полосовой гибкой равномерно распределённой нагрузки на горизонтальной поверхности грунта.

Выполненный анализ показывает, что при выводе формулы (3.9) нормальные напряжения от собственного веса грунта принимались равными $\sigma_x = \sigma_z = \gamma z$ (γ – удельный вес грунта, z – вертикальная координата), а касательные $\tau_{xz} = 0$. Указанное допущение справедливо только для зданий без подвалов, то есть когда поверхность грунта горизонтальная.

Учёт же наличия подвала в здании путём вычитания из величины расчётного сопротивления величины $\gamma_{II} \cdot d_b$ не является корректным, так как коэффициенты M_r, M_q, M_c приняты для случая горизонтальной поверхности грунта.

Максимум зон пластических деформаций на заданной глубине их развития для зданий с подвалом и без подвала будет иметь разные координаты x_{\max} , следовательно, и коэффициенты M_r, M_q, M_c будут различными в зависимости от глубины и ширины подвала.

Следует иметь в виду, что при вскрытии котлована мы снижаем природное давление на величину $\gamma_{II} \cdot d_b$ только по оси, проходящей через центр котлована. На границе котлована с вертикальными стенками природное давление составит $0,5 \gamma_{II} \cdot d_b$.

Для зданий с подвалами, когда засыпка грунта с внешней стороны и со стороны подвала будет разной, напряжения от собственного веса грунта должны определяться по формулам, полученным для случая полубесконеч-

ных нагрузок, приложенных к горизонтальной поверхности основания, которые приведены в главе 2.

Формулы определения напряжений от собственного веса грунта для зданий с подвалами получены нами интегрированием компонент напряжений (задача Фламана) в пределах от $-\infty$ до 0 (пригрузка грунта $\gamma'_{II} d_b$ слева) и в пределах от 0 до $+\infty$ (пригрузка справа). Значения нормальных и касательных напряжений от собственного веса грунта для принятых схем загрузки могут быть вычислены по формулам [25]:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{\gamma'_{II} d_b}{\pi} \left(\frac{\pi}{2} \mu \frac{xz}{x^2 + z^2} \mu \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right); \\ \sigma_x &= \frac{\gamma'_{II} d_b}{\pi} \left(\frac{\pi}{2} \pm \frac{xz}{x^2 + z^2} \mu \operatorname{arctg} \frac{x}{z} \right); \\ \tau_{xz} &= \pm \frac{\gamma'_{II} d_b}{\pi} \cdot \frac{z^2}{x^2 + z^2}.\end{aligned}\quad (3.16)$$

Верхние знаки в выражении (3.16) соответствуют первому случаю загрузки слева, нижние – справа. При интегрировании в пределах от $-\infty$ до $+\infty$ (отсутствие подвала) значения напряжений равны $\sigma_x = \sigma_z = \gamma' z$, $\tau_{xz} = 0$. Компоненты напряжений от собственного веса грунта, вычисляемые по формулам (3.16), будут зависеть от координаты x , то есть будут влиять на положение максимума зон пластических деформаций $x_{\text{макс}}$.

Напряжение от собственного веса грунта ниже дна котлована (граница горизонтальной поверхности) вычисляется обычным образом, то есть $\sigma_z = \sigma_x = \gamma z$, $\tau_{xz} = 0$. Указанные напряжения должны суммироваться с напряжениями, вычисленными по приведённым выше формулам, для пригрузок с внешней стороны фундаментов.

Общий алгоритм вычисления расчётного сопротивления оснований зданий с подвалами следующий [15]. На принимаемой допустимой глубине развития зон пластических деформаций (например, $z = 0,25b$) вычисляются компоненты нормальных и касательных напряжений от собственного веса грунта (формулы 3.16) и от давления, передаваемого по подошве фундамента. Полученные суммированием компоненты напряжений затем подставляются в условия предельного равновесия для нахождения координаты x максимума зон пластических деформаций ($x_{\text{макс}}$).

При вычисленной координате $x_{\text{макс}}$, соответствующей максимальной допустимой глубине развития зон пластических деформаций, величина давления по подошве фундамента σ_z будет соответствовать величине расчётного сопротивления грунта.

Некоторые результаты вычисления расчётного сопротивления оснований для односторонне пригруженного фундамента (рис. 3.3, а), фундамента с симметричной пригрузкой, находящейся на различных расстояниях от оси

фундамента (ширина котлована) (рис. 3.3, б), однопролётных и двухпролётных зданий с подвалами и учётом взаимного влияния (рис 3.3, в) приведены в таблицах 3.7-3.11.

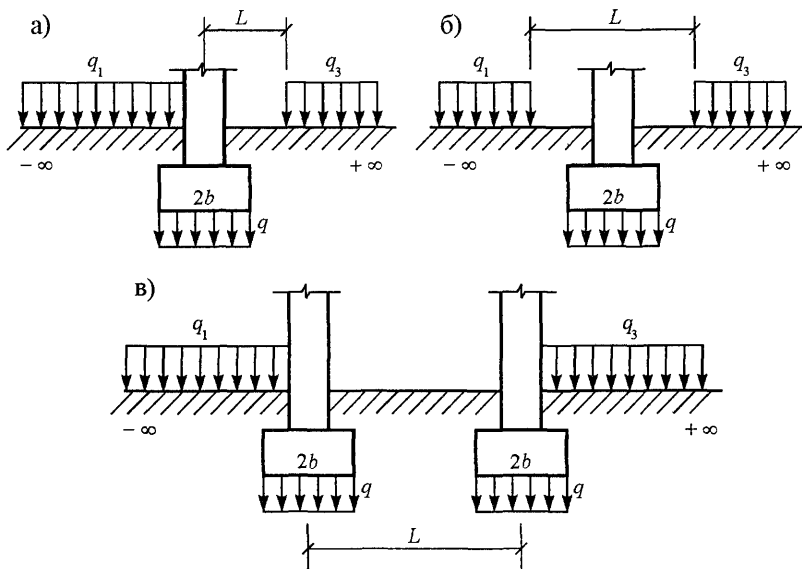


Рис. 3.3. Расчётные схемы вычисления расчётного сопротивления грунтов оснований зданий с подвалами:

а), б) одиночный фундамент с пригрузкой q_1 и q_3 на различных расстояниях L ;
в) однопролётное здание; b – полуширина фундамента

Таблица 3.7.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для вычисления расчётного сопротивления грунтов оснований ленточных фундаментов с пригрузкой слева q_1 и справа q_3 (рис. 3.3, а)

φ°	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$q_1 = q_3 = 0,1q$												
	$L=3b$			$L=5b$			$L=10b$			$L=30b$		
0	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,15	0,00	1,00	3,14	0,00	1,00	3,14
8	0,14	1,56	4,00	0,14	1,56	3,96	0,14	1,55	3,94	0,14	1,55	3,93
16	0,37	2,47	5,12	0,36	2,45	5,04	0,36	2,44	5,01	0,36	2,43	4,99
24	0,75	3,98	6,69	0,73	3,92	6,55	0,72	3,89	6,49	0,72	3,88	6,47
32	1,41	6,65	9,04	1,37	6,46	8,75	1,35	6,40	8,64	1,34	6,37	8,59
40	2,68	11,74	12,80	2,55	11,18	12,14	2,50	11,00	11,92	2,48	10,93	11,83
$q_1 = q_3 = 0,4q$												
	$L=3b$			$L=5b$			$L=10b$			$L=30b$		
0	0,00	1,00	3,15	0,00	1,00	3,09	0,00	1,00	3,07	0,00	1,00	3,05

8	0,14	1,56	3,99	0,14	1,55	3,88	0,14	1,54	3,84	0,13	1,54	3,83
16	0,37	2,47	5,14	0,36	2,42	4,95	0,35	2,40	4,89	0,35	2,39	4,86
24	0,76	4,03	6,80	0,72	3,87	6,45	0,71	3,82	6,34	0,70	3,80	6,29
32	1,47	6,86	9,38	1,35	6,41	8,66	1,32	6,27	8,44	1,31	6,22	8,36
40	2,90	12,60	13,88	2,54	11,16	12,11	2,45	10,79	11,67	2,41	10,65	11,50

Таблица 3.8.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для вычисления расчётного сопротивления грунтов оснований ленточных фундаментов с пригрузкой слева q_1 и справа q_3 (рис. 3.3, б)

φ°	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$q_1 = q_3 = 0,1q$												
	$L=3b$			$L=10b$			$L=20b$			$L=30b$		
0	0,00	1,00	3,20	0,00	1,00	3,16	0,00	1,00	3,15	0,00	1,00	3,15
8	0,14	1,57	4,04	0,14	1,56	3,96	0,14	1,55	3,94	0,14	1,55	3,94
16	0,37	2,48	5,17	0,36	2,44	5,03	0,36	2,44	5,01	0,36	2,43	5,00
24	0,75	4,01	6,77	0,73	3,90	6,52	0,72	3,89	6,48	0,72	3,88	6,47
32	1,43	6,72	9,15	1,35	6,42	8,67	1,34	6,38	8,61	1,34	6,37	8,59
40	2,73	11,90	12,99	2,51	11,04	11,96	2,48	10,94	11,84	2,48	10,91	11,81
$q_1 = q_3 = 0,4q$												
	$L=3b$			$L=10b$			$L=20b$			$L=30b$		
0	0,00	1,00	3,37	0,00	1,00	3,20	0,00	1,00	3,17	0,00	1,00	3,16
8	0,15	1,60	4,30	0,14	1,57	4,03	0,14	1,56	3,98	0,14	1,56	3,96
16	0,40	2,61	5,60	0,37	2,47	5,14	0,36	2,45	5,07	0,36	2,45	5,04
24	0,84	4,35	7,53	0,75	3,98	6,70	0,73	3,93	6,58	0,73	3,91	6,54
32	1,66	7,64	10,62	1,41	6,62	9,00	1,37	6,48	8,78	1,36	6,44	8,70
40	3,40	14,60	16,21	2,64	11,56	12,58	2,55	11,20	12,16	2,52	11,09	12,02

Таблица 3.9.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для вычисления расчётного сопротивления грунтов оснований фундаментов однопролётных зданий с подвалами и учётом взаимного влияния (рис. 3.3, в)

φ°	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$q_1 = q_3 = 0$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=12b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,22	0,00	1,00	3,17	0,00	1,00	3,16	0,00	1,00	3,15
8	0,14	1,57	4,07	0,14	1,56	3,98	0,14	1,56	3,96	0,14	1,55	3,94
16	0,37	2,50	5,22	0,36	2,45	5,07	0,36	2,44	5,03	0,36	2,43	5,00
24	0,76	4,05	6,86	0,73	3,93	6,59	0,73	3,90	6,52	0,72	3,88	6,47
32	1,46	6,83	9,33	1,37	6,50	8,80	1,35	6,42	8,67	1,34	6,37	8,59

40	2,80	12,21	13,36	2,56	11,26	12,23	2,51	11,04	11,97	2,48	10,91	11,80
$q_1 = q_3 = 0,2q$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=15b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,20	0,00	1,00	3,15	0,00	1,00	3,14	0,00	1,00	3,14
8	0,14	1,57	4,04	0,14	1,55	3,94	0,14	1,55	3,93	0,14	1,55	3,92
16	0,37	2,49	5,19	0,36	2,44	5,08	0,36	2,43	5,00	0,36	2,43	4,99
24	0,76	4,04	6,82	0,73	3,90	6,52	0,72	3,89	6,49	0,72	3,88	6,46
32	1,45	6,80	9,28	1,36	6,44	8,70	1,35	6,40	8,65	1,34	6,38	8,61
40	2,78	12,14	13,27	2,53	11,13	12,07	2,51	11,04	11,97	2,49	10,98	11,89
$q_1 = q_3 = 0,4q$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=15b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,11	0,00	1,00	3,08	0,00	1,00	3,07	0,00	1,00	3,06
8	0,14	1,55	3,92	0,14	1,54	3,87	0,13	1,54	3,84	0,13	1,54	3,83
16	0,36	2,44	5,02	0,35	2,41	4,92	0,35	2,40	4,88	0,35	2,40	4,87
24	0,73	3,93	6,57	0,71	3,85	6,40	0,70	3,82	6,33	0,70	3,81	6,31
32	1,39	6,55	8,83	1,34	6,35	8,55	1,32	6,26	8,42	1,31	6,24	8,39
40	2,63	11,53	12,55	2,49	10,98	11,89	2,44	10,76	11,63	2,43	10,70	11,57

Таблица 3.10.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для вычисления расчётного сопротивления грунтов основания среднего фундамента двухпролётного здания и учётом взаимного влияния

φ°	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$q_1 = q_3 = 0$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=12b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,24	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,16	0,00	1,00	3,15
8	0,28	1,57	4,09	0,28	1,56	3,99	0,28	1,55	3,97	0,27	1,55	3,94
16	0,75	2,51	5,26	0,73	2,46	5,09	0,72	2,44	5,04	0,71	2,43	5,01
24	1,54	4,08	6,92	1,47	3,95	6,63	1,45	3,91	6,54	1,44	3,88	6,48
32	2,94	6,89	9,43	2,77	6,54	8,87	2,72	6,45	8,72	2,64	6,38	8,61
40	5,67	12,34	13,51	5,18	11,37	12,36	5,06	11,12	12,06	4,97	10,94	11,85
$q_1 = q_3 = 0,4q$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=12b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,32	0,00	1,00	3,24	0,00	1,00	3,21	0,00	1,00	3,18
8	0,29	1,59	4,21	0,28	1,57	4,09	0,28	1,56	4,04	0,28	1,56	3,99
16	0,78	2,56	5,44	0,75	2,50	5,24	0,74	2,48	5,16	0,73	2,46	5,08
24	1,60	4,21	7,22	1,53	4,06	6,88	1,50	4,00	6,74	1,47	3,94	6,61
32	3,09	7,19	9,92	2,91	6,82	9,31	2,83	6,66	9,07	2,76	6,52	8,83
40	6,03	13,06	14,37	5,53	12,06	13,18	5,34	11,67	12,72	5,14	11,29	12,26

Примечание: размеры трёх фундаментов и давления по подошвам приняты одинаковыми.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для вычисления расчётного сопротивления грунтов основания крайнего фундамента двухпролётного здания и учётом взаимного влияния

φ°	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$q_1 = q_3 = 0$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=12b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,23	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,16	0,00	1,00	3,14
8	0,28	1,57	4,09	0,28	1,56	3,98	0,28	1,55	3,61	0,27	1,55	3,94
16	0,75	2,50	5,25	0,73	2,46	5,08	0,72	2,44	5,03	0,71	2,43	5,00
24	1,54	4,08	6,92	1,47	3,94	6,61	1,45	3,90	6,53	1,47	3,88	6,47
32	2,95	6,90	9,44	2,76	6,52	8,84	2,71	6,43	8,69	2,68	6,37	8,59
40	5,67	12,39	13,58	5,16	11,33	12,31	5,04	11,08	12,01	4,95	10,92	11,82
$q_1 = q_3 = 0,4q$												
	$L=6b$			$L=9b$			$L=12b$			$L=20b$		
0	0,00	1,00	3,10	0,00	1,00	3,07	0,00	1,00	3,06	0,00	1,00	3,05
8	0,27	1,55	3,91	0,27	1,54	3,85	0,27	1,54	3,84	0,27	1,54	3,83
16	0,71	2,43	4,99	0,70	2,40	4,90	0,70	2,40	4,88	0,69	2,39	4,86
24	1,45	3,90	6,53	1,42	3,83	6,37	1,40	3,81	6,33	1,40	3,80	6,29
32	2,75	6,50	8,80	2,65	6,31	8,50	2,63	6,26	8,42	2,61	6,22	8,36
40	5,21	11,42	12,41	4,94	10,89	1,79	4,88	10,76	11,63	4,83	10,67	11,52

Примечание: размеры трёх фундаментов и давления по подошвам приняты одинаковыми.

При вычислении расчётного сопротивления оснований с учётом полученных коэффициентов M_γ , M_q , M_c формула (3.9) примет следующий вид:

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}]. \quad (3.17)$$

Выполненный нами анализ указывает на следующие особенности изменения величины расчётного сопротивления оснований зданий с подвалами:

- для отдельно стоящего ленточного фундамента с различной отметкой поверхности грунта с обеих его сторон величина расчётного сопротивления снижается с ростом отношения величины пригрузки к величине давления по подошве фундамента. Существующие же нормы СНиП 2.02.01-83 при глубине подвала $d_b \geq 2$ м рекомендуют принимать $d_b = 2$ м, что ведёт к завышению расчётного сопротивления оснований, а величина пригрузки от собственного веса будет зависеть не только от глубины котлована, но и от удельного веса грунта;

- при симметричной пригрузке одного фундамента (фундамент в середине котлована) значение расчётного сопротивления выше приведённого в

СНиП 2.02.01-83 и оно возрастает с увеличением интенсивности пригрузки. С удалением пригрузки от оси фундамента до $20b$ влияние боковой пригрузки исчезает;

- для однопролётных зданий без подвалов с одинаковыми размерами фундаментов и давлениями на основание расчётное сопротивление выше вычисленного по нормам СНиП 2.02.01-83 вследствие взаимного влияния фундаментов. Влияние фундаментов на изменение величины расчётного сопротивления сказывается до расстояния между ними равного $12b$.

В случае если второй фундамент имеет размеры большие, чем первый (рассчитываемый), то расчётное сопротивление последнего возрастает при давлениях $q_1=q_2$. Меньшая загрузка второго фундамента приводит к меньшему увеличению расчётного сопротивления первого фундамента.

Для двухпролётных зданий величина расчётного сопротивления основания среднего фундамента выше, чем для крайнего, и выше вычисленного по СНиП 2.02.01-83. Увеличение глубины котлована приводит к снижению величины расчётного сопротивления оснований крайнего и увеличению для среднего фундаментов. Использование в реальной практике проектирования фундаментов значений коэффициентов M_p , M_q , M_c , полученных для зданий с подвалами, позволяет в определённых условиях снизить размеры фундаментов, а, следовательно, повысить их экономическую эффективность.

3.6. Определение расчетного сопротивления слабого подстилающего слоя грунта основания ленточных и прямоугольных фундаментов

Глубину заложения подошвы фундамента выбирают таким образом, чтобы несущий слой грунта имел повышенные прочностные (c , φ) и деформационные (a_0 , E) характеристики. Однако, если в пределах расчетной глубины сжимаемой толщи залегают более слабые грунты, то необходимо выявить возможность использования принципа линейной деформируемости при определении деформированного состояния, то есть необходимо определить расчетное сопротивление слабого слоя грунта.

При залегании в пределах сжимаемой толщи грунтов с меньшими значениями прочностных характеристик (c , φ), чем несущего слоя, условие (1) может не выполняться на кровле слабого слоя грунта. Поэтому для использования принципа линейной деформируемости и для слабых грунтов рекомендуется проводить проверку слабого слоя с соблюдением условия

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (3.18)$$

где σ_{zp} , σ_{zg} – вертикальные напряжения на кровле слабого слоя грунта, соответственно, от внешней нагрузки и собственного веса грунта, R_z – расчётное сопротивление слабого слоя грунта.

Методика вычисления R_z изложена в СНиП 2.02.01-83. Указанная методика имеет следующие недостатки:

- фактически вычисляется расчётное сопротивление несущего слоя грунта с использованием прочностных характеристик слабого слоя и увеличенной шириной подошвы ($b_y > b$);

- при вычислении R_z используются коэффициенты M_p, M_q, M_c , полученные для случая загрузки поверхности основания полосовой гибкой равномерно распределённой нагрузкой с глубиной развития зон пластических деформаций $z = 0,25b$;

- введение условия $l_y - l = b_y - b$ приводит к тому, что форма условного фундамента l_y/b_y отличается от формы l/b рассчитываемого фундамента. Следовательно, напряжения от основного и условного фундаментов ниже слабого слоя грунта будут различными;

- остаётся неопределённой глубина развития зон пластических деформаций в слабом слое грунта. При определённых условиях в слабом слое грунта может и не быть зон пластических деформаций при величине давления по подошве фундамента, определяемого расчётным сопротивлением несущего слоя. Кроме того, при малой толщине слабой прослойки возможная глубина развития зон пластических деформаций будет ограничена этой величиной, а дальнейшее их развитие будет продолжаться в горизонтальном направлении;

- не учитывается форма подошвы фундамента и его жёсткость.

Устранить указанные недостатки можно, рассматривая развитие зон пластических деформаций непосредственно в слабом подстилающем слое с учётом жёсткости и формы подошвы ($\eta = l/b$) фундаментов.

Величина сопротивления слабого слоя грунта может вычисляться при недопущении развития зон пластических деформаций в нём или при их развитии на определённую допустимую глубину, например, $z = 0,25b$, $z = 0,5b$ и т.д.

Для вычисления коэффициентов M_p, M_q, M_c слабого слоя грунта основания ленточных гибких и жёстких фундаментов необходимо вычислить значения нормальных и касательных напряжений с учётом глубины развития зон пластических деформаций и глубины залегания слабого слоя грунта.

Полученные значения компонент напряжений подставить далее в условие предельного равновесия

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 - 4\tau_{zx}^2}{[\sigma_z + \sigma_x + 2\gamma_1 d + 2\gamma_2 h_{cl} + z\gamma_{cl} + 2c \cdot ctg\varphi]^2} = \sin^2 \varphi, \quad (3.19)$$

где $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{zx}$ – нормальные и касательные напряжения в рассматриваемой точке;

d – глубина заложения подошвы фундамента;
 h_{cl} – расстояние от подошвы фундамента до кровли слабого слоя грунта;
 z – допустимая глубина развития зон пластических деформаций в слабом слое грунта;

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_{cl}$ – соответственно, удельный вес грунта в пределах d, z, h_{cl} .

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c находятся при минимальном давлении p по подошве фундамента, при котором соблюдается условие (3.19).

В общем случае величина расчётного сопротивления слабого слоя грунта вычисляется по формуле

$$R_z = \frac{\gamma_{cl} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma b \gamma_{cl} + M_q d \gamma_1 + (M_q - 1) h_{cl} \gamma_2 + M_c c_{cl}). \quad (3.20)$$

Некоторые значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c для гибких и жёстких фундаментах приведены в таблицах 3.12-3.13.

При недопущении развития зон пластических деформаций в слабом слое грунта $M_\gamma = 0$.

Таблица 3.12.

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для определения R_z оснований гибких ленточных фундаментах

Угол внутреннего трения, град	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$z=0$		$z=0,25b$			$z=0,5b$		
$h_{cl}=0,5b$								
0	1,000	3,141	0,000	1,000	3,220	0,000	1,000	3,403
4	1,245	3,510	0,062	1,248	3,555	0,130	1,260	3,726
8	1,552	3,933	0,138	1,555	3,949	0,288	1,575	4,096
12	1,939	4,421	0,235	1,439	4,421	0,481	1,962	4,528
16	2,431	4,989	0,357	2,431	4,989	0,728	2,446	5,042
20	3,059	5,657	0,515	3,059	5,657	1,031	3,063	5,667
$h_{cl}=1b$								
0	1,000	3,927	0,000	1,000	4,233	0,000	1,000	4,555
4	1,298	4,262	0,080	1,320	4,582	0,172	1,344	4,922
8	1,651	4,637	0,174	1,698	4,971	0,734	1,749	5,329
12	2,075	5,060	0,287	2,149	5,407	0,614	2,229	5,782
16	2,590	5,546	0,423	2,692	5,901	0,902	2,804	6,293
20	3,225	6,114	0,589	3,355	6,471	1,251	3,503	6,876

$h_{сн}=2b$								
0	1,000	6,675	0,000	1,000	7,044	0,000	1,000	7,418
4	1,502	7,182	0,132	1,529	7,577	0,278	1,557	7,924
8	2,086	7,730	0,286	2,146	8,153	0,602	2,205	8,577
12	2,771	8,335	0,466	2,867	8,784	0,982	2,964	9,240
16	3,581	9,000	0,679	3,718	9,479	1,429	3,857	9,966
20	4,546	9,743	0,933	4,733	10,258	1,961	4,922	10,776
$h_{сн}=3b$								
0	1,000	9,685	0,000	1,000	10,070	0,000	1,000	10,449
4	1,727	10,402	0,189	1,756	10,813	0,392	1,784	11,221
8	2,570	11,176	0,408	2,632	11,616	0,847	2,694	12,054
12	3,554	12,016	0,664	3,655	12,492	1,377	2,755	12,964
16	4,712	12,946	0,964	4,855	13,444	2,000	5,005	13,451
20	6,082	13,962	1,320	6,282	14,512	2,738	6,476	15,047

Таблица 3.13.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для определения R_z оснований жестких ленточных фундаментов

Угол внут- рен- него тре- ния, град	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$z = 0$		$z = 0,25b$			$z = 0,5b$		
$h_{сн} = 0,5b$								
0	1,00	2,44	0,00	1,00	3,40	0,00	1,00	3,70
4	1,23	3,25	0,07	1,26	3,75	0,14	1,29	4,08
8	1,51	3,61	0,15	1,42	4,16	0,32	1,64	4,52
12	1,86	4,03	0,25	1,99	4,64	0,53	2,07	5,03
16	2,30	4,52	0,37	2,49	5,19	0,81	2,61	5,62
20	2,86	5,10	0,53	3,13	5,84	1,15	3,30	6,32
$h_{сн} = 1b$								
0	1,00	3,70	0,00	1,00	3,91	0,00	1,00	4,07
4	1,29	4,08	0,08	1,30	4,32	0,16	1,31	4,48
8	1,64	4,52	0,17	1,67	4,78	0,35	1,70	4,96
12	2,07	5,03	0,28	2,13	5,31	0,59	2,17	5,51
16	2,61	5,62	0,42	2,70	5,92	0,88	2,76	6,14
20	3,30	6,32	0,60	3,42	6,65	1,25	3,51	6,88
$h_{сн} = 2b$								
0	1,00	4,39	0,00	1,00	4,63	0,00	1,00	4,91
4	1,34	4,80	0,09	1,35	5,04	0,19	1,37	5,33
8	1,74	5,26	0,19	1,77	5,50	0,41	1,81	5,79
12	2,23	5,80	0,32	2,28	6,03	0,67	2,34	6,32
16	2,85	6,44	0,48	2,91	6,65	0,99	2,49	6,93
20	3,62	7,20	0,67	3,68	7,37	1,39	3,78	7,64

$h_{ca} = 3b$								
0	1,00	5,52	0,00	1,00	5,85	0,00	1,00	6,18
4	1,42	5,97	0,11	1,44	6,31	0,23	1,47	6,67
8	1,91	6,47	0,24	1,96	6,83	0,51	2,01	7,21
12	2,49	7,02	0,39	2,57	7,40	0,83	2,66	7,80
16	3,19	7,65	0,58	3,31	8,05	1,21	3,43	8,47
20	4,04	8,37	0,80	4,20	8,78	1,68	4,36	9,22

Коэффициенты M_p , M_q , M_c для вычисления расчётного сопротивления оснований прямоугольных фундаментов будут также зависеть от формы подошвы фундаментов (l/b) и коэффициента Пуассона грунта (μ).

Некоторые значения коэффициентов M_p , M_q , M_c для определения R_z оснований прямоугольных фундаментов при $\mu = 0,5$ приведены в таблицах 3.14-3.15.

Таблица 3.14.

Коэффициенты M_q , M_c для определения R_z оснований прямоугольных фундаментов при $z = 0$

Угол внут- ренне- го трения φ , град	M_q		M_c		M_q		M_c	
	$h_{ca} = 0,5b$							
	$l/b = 1$		$l/b = 1,2$		$l/b = 1,4$			
0	1,00	3,63	1,00	3,45	1,00	3,34		
4	1,28	4,06	1,27	3,85	1,26	3,73		
8	1,64	4,57	1,61	4,34	1,59	4,20		
12	2,10	5,17	2,04	4,90	2,01	4,74		
16	2,68	5,87	2,59	5,56	2,54	5,37		
20	3,44	6,71	3,31	6,35	3,23	6,12		
	$l/b = 1,6$		$l/b = 1,8$		$l/b = 2$			
0	1,00	3,27	1,00	3,23	1,00	3,21		
4	1,26	3,66	1,25	3,62	1,25	3,59		
8	1,58	4,12	1,57	4,06	1,57	4,03		
12	1,99	4,64	1,97	4,58	1,96	4,53		
16	2,51	5,25	2,48	5,18	2,47	5,13		
20	3,18	5,98	3,15	5,92	3,12	5,83		
$h_{ca} = 1b$								
	$l/b = 1$		$l/b = 1,2$		$l/b = 1,4$			
0	1,00	6,41	1,00	5,69	1,00	5,21		
4	1,49	6,96	1,43	6,17	1,40	5,66		

8	2,06	7,57	1,94	6,71	1,86	6,15
12	2,75	8,26	2,56	7,33	2,43	6,71
16	3,59	9,04	3,30	8,03	3,11	7,36
20	4,63	9,96	4,22	8,84	3,95	8,10

Таблица 3.15.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для определения R_z оснований прямоугольных фундаментов при $z = 0,25b$

Угол внут- рен- него тре- ния, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$l/b = 1,0$			$l/b = 1,2$			$l/b = 1,4$		
$h_{сг} = 0,5b$									
0	0,00	1,00	4,68	0,00	1,00	4,26	0,00	1,00	4,00
4	0,09	1,36	5,12	0,08	1,33	4,67	0,08	1,31	4,38
8	0,20	1,79	5,62	0,18	1,72	5,13	0,17	1,68	4,81
12	0,33	2,32	6,21	0,30	2,20	5,66	0,28	2,13	5,32
16	0,49	2,98	6,90	0,45	2,81	6,30	0,42	2,70	5,92
20	0,70	3,82	7,75	0,64	3,57	7,07	0,60	3,42	6,64
$h_{сг} = 1b$									
0	0,00	1,00	8,72	0,00	1,00	7,61	0,00	1,00	6,85
4	0,16	1,66	9,43	0,14	1,57	8,22	0,13	1,52	7,40
8	0,36	2,43	10,20	0,31	2,25	8,40	0,28	2,13	8,01
12	0,59	3,35	11,07	0,51	3,05	9,65	0,46	2,85	8,69
16	0,86	4,45	12,04	0,75	4,01	10,50	0,68	3,71	9,46
20	1,20	5,79	13,15	1,04	5,17	11,47	0,94	4,76	10,33
$h_{сг} = 2b$									
0	0,00	1,00	23,33	0,00	1,00	19,76	0,00	1,00	17,27
4	0,44	2,75	25,08	0,37	2,49	21,25	0,32	2,30	18,56
8	0,95	4,79	26,97	0,80	4,21	22,85	0,70	3,81	19,97
12	1,54	7,18	29,05	1,31	6,23	24,61	1,14	5,57	21,50
16	2,25	9,99	31,34	1,90	8,61	26,55	1,66	7,65	23,20
20	3,08	13,33	33,88	2,61	11,45	28,71	2,28	10,13	25,08

3.7. К вопросу определения расчетного сопротивления грунтов оснований фундаментов больших размеров

Интенсивное освоение подземного пространства, развернувшееся в последнее время при строительстве гаражей, электростанций, насосных станций, объектов специального назначения, холодильников, складских сооружений, тоннелей и т.д. приводит к необходимости уточнения существующих методов проектирования фундаментов таких сооружений, разработанных

ных в основном для фундаментов небольших размеров с небольшой глубиной их заложения.

Принято считать, что формула (2.9) соответствует случаю, когда глубина развития зон пластических деформаций составляет $z = 0,25b$ (b – ширина подошвы фундамента), то есть глубина развития зон предельного состояния принимается переменной, зависящей от размера подошвы фундамента.

Следует, однако, иметь в виду, что коэффициенты M_p , M_q , M_c , приводимые в СНиП 2.02.01-83, соответствуют глубине развития зон предельного равновесия $z = 0,25$ м, что составляет для фундамента шириной $b = 0,5$ м $z = 0,5b$, а для фундамента шириной 10 м $z = 0,025b$.

Изменение допустимой глубины развития зон пластических деформаций приводит к пропорциональному изменению коэффициента M_p , а коэффициенты M_q , M_c остаются прежними.

Анализ развития зон пластических деформаций для фундаментов разной ширины показал, что давление начала развития зон пластических деформаций одинаковое, но в дальнейшем их развитие идёт по разному (рис.3.4).

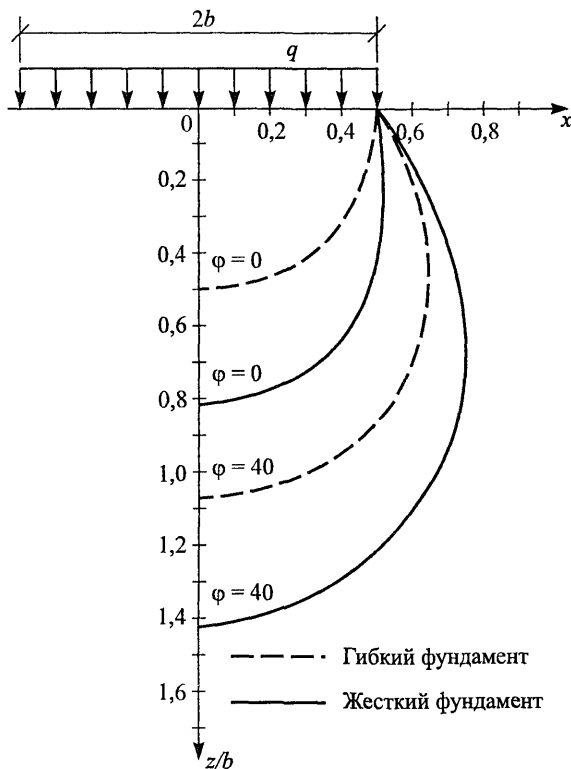


Рис. 3.4. Развитие зон пластических деформаций

Для фундаментов больших размеров максимум зон пластических деформаций при $\varphi = 0$ будет находиться на вертикали, проходящей через край

фундамента, а при других значениях угла внутреннего трения – за пределами фундамента.

Для фундаментов небольших размеров зоны пластических деформаций при небольших значениях φ находятся под подошвой фундамента, а при больших – выходят за наружную грань фундамента.

При применении формулы (3.9) к фундаментам больших размеров, например, в виде сплошных плит, роль первого слагаемого $M_r \cdot b \cdot \gamma_{II}$ стала существенной, что приводит к значительному возрастанию расчётного сопротивления оснований и как следствие, к развитию существенных осадок зданий на плитных фундаментах, трудно прогнозируемых линейными методами.

Поэтому в последней редакции Норм СНиП 2.02.01-83 был введён эмпирический коэффициент $k_z = 8/b + 0,2$, снижающий влияние первого слагаемого формулы (2.9) на увеличение расчётного сопротивления грунтов оснований фундаментов больших размеров.

При проектировании плитных фундаментов больших размеров оценку напряжённого состояния оснований целесообразно вести по формулам (2.8-2.9) для полубесконечной нагрузки.

При определении величины расчётного сопротивления оснований плитных фундаментов с использованием формул (2.8-2.9) автором при $z = 0,25$ м получены те же коэффициенты M_r , M_q , M_c , что и в СНиП 2.02.01-83. Причём в данном случае формулы определения компонентов напряжений не содержат в качестве параметра ширины подошвы фундамента.

Следовательно, в общем случае глубина развития зон пластических деформаций не может приниматься в относительных величинах в долях от b или d_1 .

Существующие формулы определения расчётного сопротивления и несущей способности оснований близки по своей структуре. Формула определения расчётного сопротивления содержит в своей структуре коэффициенты M_r , M_q , M_c , зависящие от угла внутреннего трения грунта, а именно

$$\begin{aligned} M_r &= \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} ; \\ M_q &= \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + 1 ; \\ M_c &= \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \end{aligned} \quad (3.21)$$

Формула вычисления несущей способности оснований содержит безразмерные коэффициенты N_r , N_q , N_c , вычисляемые в зависимости от угла внутреннего трения и угла наклона равнодействующей внешней нагрузки. Значения отношений указанных коэффициентов при различных значениях угла внутреннего трения увеличиваются по одинаковой закономерности.

Из общей закономерности изменения коэффициентов N_i/M_i выпадает отношение N_γ/M_γ , если коэффициент M_γ вычислен по формуле (3.21).

Для сохранения общей тенденции изменения отношения N_i/M_i необходимо параметр M_γ увеличить в 4 раза, а в формулу определения расчётного сопротивления вместо ширины подошвы фундамента подставить допустимую глубину развития зон пластических деформаций, то есть величина расчётного сопротивления грунтов оснований фундаментов больших размеров должна вычисляться по формуле

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} [4M_\gamma z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}]. \quad (3.22)$$

В качестве z берётся абсолютная величина допустимой глубины развития зон пластических деформаций вне зависимости от размера подошвы фундамента.

Анализ развития зон пластических деформаций оснований гибких фундаментов с ростом нагрузки указывает на следующие их особенности. При приложении гибкой нагрузки на основание идеально связного грунта ($\varphi = 0$) предельное состояние наступает сразу по полуокружности размером $0,5b$, то есть в этом случае мы невольно допускаем глубину развития зон пластических деформаций в 2 раза большую, чем рекомендуют нормы для других значений угла внутреннего трения грунта.

С ростом угла внутреннего трения до 40° максимально возможная глубина развития зон пластических деформаций при их смыкании на оси, проходящей через середину загруженной площадки (фундамента), составляет примерно $1,05b$.

Формула (2.9) вычисления расчётного сопротивления оснований R содержит произведение коэффициентов $\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}$, которое приводит в зависимости от грунтовых условий и конструктивных особенностей зданий к увеличению R в 1,1–1,96 раз. Причем предусматривается и увеличение коэффициентов M_q , M_c , которые, как указывалось выше, не зависят от глубины развития зон пластических деформаций. Следовательно, фактическое увеличение R в 1,1–1,96 раз только за счёт увеличения коэффициента M_γ приводит к тому, что мы допускаем глубину развития зон пластических деформаций значительно превышающую ту, при которой происходит их смыкание на оси симметрии. Некоторые авторы рекомендуют принимать глубины развития зон пластических деформаций переменной и равной $z = b \cdot \operatorname{tg} \varphi$ полагая, что при этом исключается выход зон пластических деформаций за пределы вертикали, проходящей через край фундамента. По данному усло-

вию при $\varphi = 0$ допустимая глубина развития зон пластических деформаций будет равна нулю, а фактически зоны предельного состояния будут развиваться одновременно по дуге окружности от $z = 0$ под краем фундамента до $z = 0,5b$ на оси симметрии.

Далее, только при $\varphi = 0$ зоны пластических деформаций не выходят за пределы наружных граней фундаментов. При других значениях φ часть зон пластических деформаций всегда находится за пределами фундаментов. Для плитных фундаментов при всех значениях $\varphi > 0$ зоны пластических деформаций находятся за пределами фундаментов.

Таким образом, величина расчётного сопротивления оснований плитных фундаментов может быть вычислена по формуле (3.22) с обоснованным принятием глубины развития зон пластических деформаций. На возможность значительного увеличения глубины развития зон пластических деформаций, например, для песчаных грунтов в своё время указал М.И. Горбунов-Посадов [2]. Им было показано, что даже при нагрузках, приводящих к смыканию зон на оси симметрии, зависимость $s = f(p)$ в песчаных грунтах мало отличается от линейной.

3.8. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований фундаментов в местах устройства осадочных швов

Бетонные и железобетонные конструкции в большинстве случаев представляют статически неопределимые системы, в которых возникают дополнительные усилия при изменении температуры воздуха и при развитии неравномерных осадок фундаментов.

В целях снижения усилий от изменения температуры строительные надземные конструкции разделяют температурными швами до подошвы фундаментов.

Осадочные швы разделяют и конструкции фундаментов. Их рекомендуют устраивать в местах ожидаемой неравномерной осадки, при смене этажности зданий или их повороте, резкой смене грунтовых условий, при примыкании фундаментов различных типов и при пристройке новых зданий в плотную к существующим.

Близкое расположение фундаментов в местах устройства осадочных швов приводит к необходимости учёта их взаимного влияния на напряжённо-деформированное состояние и расчётное сопротивление оснований (рис. 3.5).

Некоторые результаты вычисления коэффициентов M_y , M_q , M_c , необходимых для определения расчётного сопротивления оснований по формуле (2.9), приведены в таблицах 1-3.

Анализ изменения коэффициентов M_y , M_q , M_c для прямоугольных фундаментов показывает, что при их примыкании изменится форма фундамента, что при прочих равных условиях ($q=q_1$) приведёт к снижению расчётного сопротивления по сравнению с квадратной формой подошвы фундамента. Причём величина расчётного сопротивления будет зависеть и от координаты « x » рассматриваемого сечения (таблица 3.16)

Далее с увеличением расстояния между осями фундаментов расчетное сопротивление возрастает при поиске зон пластических деформаций в направлении оси «у» (таблица 3.17).

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c при определении зон пластических деформаций в пространстве между соседними квадратными фундаментами приведены в таблице 3.18.

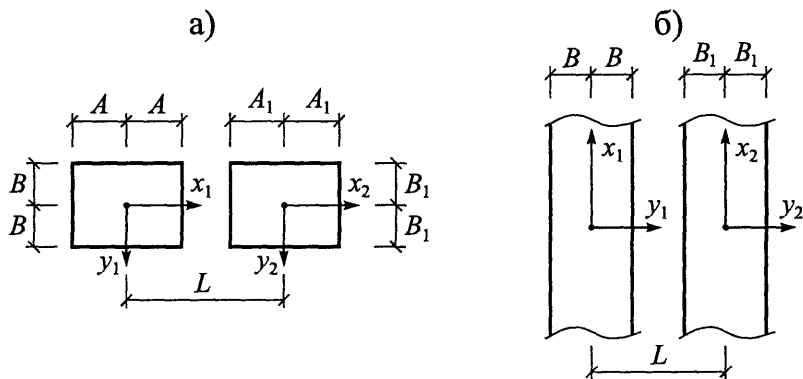


Рис. 3.5. Схема определения расчётного сопротивления грунтов оснований в местах устройства осадочных швов: а) прямоугольные фундаменты; б) ленточные фундаменты

Таблица 3.16.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ($A_1=A_2=B_1=B_2=0,5$) $q_1=q_2$, $\tau=0,25$, $\lambda=1,0$

φ град.	X=0			X=0.2			X=0.4		
	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,19	0,00	1,00	3,17	0,00	1,00	3,16
2	0,03	1,12	3,37	0,03	0,03	3,35	0,03	1,12	3,34
4	0,06	1,25	3,56	0,06	1,25	3,54	0,06	1,25	3,53
6	0,10	1,40	3,77	0,10	1,39	3,75	0,10	1,39	3,74
8	0,14	1,56	4,00	0,14	1,56	3,97	0,14	1,56	3,96
10	0,19	1,75	4,24	0,19	1,74	4,21	0,18	1,74	4,20
12	0,24	1,96	4,50	0,24	1,95	4,46	0,24	1,95	4,45
14	0,30	2,19	4,78	0,30	2,18	4,74	0,29	2,18	4,73
16	0,36	2,46	5,08	0,36	2,44	5,04	0,36	2,44	5,02
18	0,44	2,76	5,41	0,44	2,74	5,35	0,43	2,74	5,35
20	0,53	3,10	5,77	0,52	3,08	5,72	0,52	3,08	5,71
22	0,62	3,49	6,17	0,62	3,47	6,11	0,62	3,46	6,09
24	0,73	3,94	6,60	0,73	3,91	6,53	0,72	3,90	6,51
26	0,86	4,45	7,07	0,85	4,41	7,00	0,85	4,40	6,97
28	1,01	5,03	7,58	1,00	4,99	7,50	0,99	4,98	7,48

30	1,18	5,71	8,15	1,16	5,66	8,07	1,16	5,64	8,04
32	1,37	6,49	8,78	1,36	6,43	8,69	1,35	6,41	8,65
34	1,60	7,40	9,49	1,58	7,32	9,38	1,57	7,30	9,34
36	1,87	8,46	10,27	1,84	8,37	10,14	1,84	8,34	10,10
38	2,18	9,71	11,14	2,15	9,60	11,01	2,14	9,56	10,96
40	2,54	11,18	12,13	2,51	11,05	11,98	2,50	11,00	11,92
42	2,98	12,93	13,25	2,94	12,77	13,07	2,93	12,71	13,00
44	3,50	15,02	14,52	3,45	14,82	14,31	3,44	14,75	14,23

Таблица 3.17.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ($A_1=A_2=B_1=B_2=0,5$) $q_1=q_2$

φ град	L=1.4B			L=2B			L=2.4B			L=3.2B		
	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,26	0,00	1,00	3,27	0,00	1,00	3,27	0,00	1,00	3,27
2	0,03	1,12	3,45	0,03	1,12	3,46	0,03	1,12	3,46	0,03	1,12	3,46
4	0,06	1,26	3,65	0,06	1,26	3,66	0,06	1,26	3,66	0,06	1,26	3,66
6	0,10	1,41	3,86	0,10	1,41	3,88	0,10	1,41	3,88	0,10	1,41	3,88
8	0,14	1,58	4,10	0,14	1,58	4,11	0,14	1,58	4,11	0,14	1,58	4,11
10	0,19	1,77	4,35	0,19	1,77	4,36	0,19	1,77	4,36	0,19	1,77	4,36
12	0,25	1,98	4,62	0,25	1,99	4,64	0,25	1,99	4,64	0,25	1,99	4,64
14	0,31	2,22	4,91	0,31	2,23	4,93	0,31	2,23	4,93	0,31	2,23	4,93
16	0,37	2,50	5,23	0,38	2,51	5,25	0,38	2,51	5,25	0,38	2,51	5,25
18	0,45	2,81	5,57	0,45	2,82	5,60	0,46	2,82	5,60	0,46	2,82	5,60
20	0,54	3,16	5,95	0,54	3,18	5,98	0,54	3,18	5,98	0,54	3,18	5,98
22	0,64	3,57	6,36	0,65	3,58	6,39	0,65	3,58	6,40	0,65	3,58	6,40
24	0,76	4,03	6,81	0,76	4,05	6,85	0,76	4,05	6,85	0,76	4,05	6,85
26	0,89	4,56	7,31	0,90	4,58	7,35	0,90	4,59	7,35	0,90	4,59	7,35
28	1,04	5,18	7,85	1,05	5,20	7,90	1,05	5,20	7,90	1,05	5,20	7,91
30	1,22	5,88	8,46	1,23	5,91	8,51	1,23	5,92	8,51	1,23	5,92	8,52

Таблица 3.18.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ($A_1=A_2=B_1=B_2=0,5$) $q_1=q_2$

φ град.	L=1			L=1.4			L=1.6			L=1.8		
	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,31	0,00	1,00	3,30	0,00	1,00	3,30	1,00	1,00	3,51
2	0,03	1,12	3,51	0,03	1,12	3,50	0,03	1,12	3,49	0,03	1,13	3,74
4	0,06	1,26	3,71	0,06	1,26	3,70	0,06	1,26	3,70	0,07	1,28	3,99
6	0,10	1,41	3,94	0,10	1,41	3,93	0,10	1,41	3,92	0,11	1,45	4,27

8	0.15	1.59	4.18	0.15	1.59	4.17	0.15	1.58	4.16	0.16	1.64	4.58
10	0.20	1.78	4.44	0.20	1.78	4.42	0.19	1.78	4.41	0.22	1.87	4.92
12	0.25	2.00	4.72	0.25	2.00	4.70	0.25	2.00	4.69	0.28	2.13	5.30
14	0.31	2.25	5.02	0.31	2.25	5.01	0.31	2.25	4.99	0.36	2.43	5.72
16	0.38	2.53	5.35	0.38	2.53	5.34	0.38	2.53	5.32	0.44	2.77	6.18
18	0.46	2.86	5.71	0.46	2.85	5.69	0.46	2.84	5.68	0.54	3.18	6.70
20	0.56	3.22	6.10	0.55	3.21	6.08	0.55	3.21	6.07	0.67	3.66	7.32
22	0.66	3.64	6.53	0.66	3.63	6.51	0.66	3.62	6.49	0.81	4.26	8.06
24	0.78	4.12	7.00	0.78	4.11	6.98	0.77	4.10	6.96	0.99	4.96	8.90
26	0.92	4.67	7.52	0.91	4.66	7.50	0.91	4.65	7.48	1.21	5.83	9.89
28	1.08	5.30	8.10	1.07	5.29	8.07	1.07	5.28	8.04	1.47	6.90	11.09
30	1.26	6.04	8.73	1.26	6.02	8.70	1.25	6.01	8.67	1.81	8.25	12.55
32	1.47	6.90	9.44	1.47	6.88	9.40	1.46	6.86	9.37	2.25	10.00	14.40
34	1.72	7.90	10.23	1.72	7.87	10.19	1.71	7.85	10.16	2.83	12.34	16.81
36	2.02	9.07	11.11	2.01	9.04	11.07	2.00	9.02	11.03	3.64	15.58	20.07
38	2.37	10.46	12.11	2.36	10.43	12.07	2.35	10.39	12.02	4.83	20.33	24.74
40	2.78	12.11	13.24	2.77	12.07	13.19	2.76	12.03	13.14	6.72	27.87	32.02
42	3.27	14.09	14.53	3.26	14.04	14.48	3.25	13.98	14.42	10.14	41.54	45.03
44	3.87	16.47	16.02	3.85	16.41	15.96	3.83	16.34	15.88	18.12	73.48	75.06

Таблица 3.19.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c оснований ленточных фундаментов
($k_1=b_2/b_1=1$, $k_2=q_2/q_1=1$)

Угол внутрен- него трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$L_\phi=l/b_1=1$			$L_\phi=l/b=2$		
0	0,00	1,00	3,14	0,00	1,00	3,17
4	0,06	1,24	3,51	0,06	1,25	3,56
8	0,14	1,55	3,96	0,14	1,56	4,01
12	0,24	1,95	4,42	0,24	1,96	4,55
16	0,36	2,46	5,10	0,37	2,48	5,18
20	0,53	3,12	5,83	0,54	3,16	5,94
24	0,74	3,98	6,70	0,76	4,04	6,83
28	1,03	5,11	7,74	1,05	5,20	7,90
32	1,41	6,62	9,00	1,44	6,75	9,21
36	1,92	8,66	10,54	1,96	8,86	10,83
40	2,62	11,47	10,48	2,69	11,78	12,85
44	3,60	15,42	14,23	3,72	15,91	15,44

	$L_{\phi}=l/b_1=3$			$L_{\phi}=l/b_1=8$		
0	0,00	1,00	3,22	0,00	1,00	3,14
4	0,06	1,25	3,62	0,06	1,24	3,52
8	0,14	1,57	4,09	0,14	0,55	3,97
12	0,25	1,99	4,66	0,24	1,95	4,50
16	0,38	2,53	5,34	0,36	2,47	5,12
20	0,56	3,24	6,15	0,53	3,13	5,86
24	0,79	4,17	7,13	0,75	3,99	6,74
28	1,11	5,43	8,33	1,03	5,14	7,78
32	1,53	7,14	9,83	1,41	6,66	9,06
36	2,13	9,52	11,73	1,93	8,73	10,64
40	2,98	12,29	14,21	2,64	11,58	12,60
44	4,23	17,94	17,55	3,65	15,60	15,11

Таблица 3.20.

Коэффициенты M_{γ} , M_q , M_c оснований ленточных фундаментов
($k_1=b_2/b_1=1$, $k_2=q_2/q_1=0,5$)

Угол внут- реннего трения, град	M_{γ}	M_q	M_c	M_{γ}	M_q	M_c
	$L_{\phi}=l/b_1=1$			$L_{\phi}=l/b_1=2$		
0	0,00	1,00	6,10	0,00	1,00	3,27
4	0,12	1,47	6,83	0,06	1,26	3,69
8	0,27	2,08	7,68	0,15	1,59	4,20
12	0,46	2,84	8,68	0,25	2,02	4,81
16	0,70	3,82	9,85	0,39	2,59	5,50
20	1,02	5,09	11,33	0,58	3,34	6,44
24	1,43	6,73	12,87	0,84	4,36	7,55
28	1,97	8,82	14,82	1,19	5,76	8,96
32	2,68	17,37	17,18	1,68	7,74	10,78
36	3,64	15,57	20,06	2,40	10,62	13,24
40	4,95	20,82	23,63	3,51	15,06	16,73
44	6,79	28,17	28,13	5,33	22,33	22,09
	$L_{\phi}=l/b_1=3$			$L_{\phi}=l/b_1=5$		
0	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,15
4	0,06	1,25	3,57	0,06	1,24	3,53
8	0,14	1,56	4,03	0,13	1,56	3,98
12	0,24	1,97	4,58	0,24	1,96	4,51

16	0,37	2,50	5,22	0,37	2,47	5,13
20	0,55	3,18	5,99	0,53	3,14	5,87
24	0,77	4,08	6,92	0,75	4,00	6,75
28	1,06	5,27	8,04	1,04	5,15	7,81
32	1,47	6,88	9,41	1,42	6,68	9,10
36	2,02	9,09	11,13	1,94	8,76	10,69
40	2,79	12,18	13,33	2,66	11,64	12,68
44	3,91	16,65	16,21	3,67	15,70	15,22

Таблица 3.21

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c оснований ленточных фундаментов
($k_1=b_2/b_1=1$, $k_2=q_2/q_1=2$)

Угол внут- реннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$L_\phi=l/b_1=1$			$L_\phi=l/b_1=2$		
0	0,00	1,00	1,58	0,00	1,00	1,58
4	0,03	1,12	1,76	0,03	1,12	1,77
8	0,07	1,28	1,99	0,07	1,28	1,99
12	0,12	1,48	2,25	0,12	1,48	2,26
16	0,18	1,74	2,56	0,18	1,74	2,57
20	0,27	2,07	2,93	0,27	2,07	2,94
24	0,37	2,50	3,37	0,37	2,50	3,38
28	0,52	3,07	3,39	0,52	3,08	3,91
32	0,71	3,83	4,53	0,71	3,85	4,56
36	0,96	4,86	5,32	0,97	4,88	5,35
40	1,32	6,28	6,30	1,33	6,32	6,34
44	1,82	8,28	7,54	1,83	8,35	7,61
	$L_\phi=l/b_1=2,5$			$L_\phi=l/b_1=5$		
0	0,00	1,00	3,40	0,00	1,00	3,18
4	0,06	1,27	3,86	0,06	1,25	3,57
8	0,15	1,62	4,41	0,14	1,56	4,03
12	0,27	2,08	5,09	0,24	1,97	4,58
16	0,42	2,69	5,91	0,37	2,50	5,23
20	0,63	3,52	6,92	0,54	3,18	5,99
24	0,91	4,64	8,18	0,75	4,08	6,92
28	1,30	6,21	9,80	1,07	5,27	8,03
32	1,86	8,46	11,93	1,47	6,87	9,40
36	2,69	11,77	14,82	2,01	9,07	11,10
40	3,97	16,88	18,93	2,78	12,14	13,27
44	6,05	25,21	25,07	3,85	16,54	16,09

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c оснований ленточных фундаментов
 $(k_1=b_2/b_1=0,5, k_2=q_2/q_1=1)$

Угол внутрен- него трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$L_\phi=l/b_1=1$			$L_\phi=l/b_1=2$		
0	0,00	1,00	3,37	0,00	1,00	3,26
4	0,06	1,26	3,78	0,06	1,26	3,68
8	0,15	1,60	4,46	0,15	1,59	4,18
12	0,26	2,03	4,83	0,25	2,01	4,77
16	0,39	2,58	5,51	0,39	2,57	5,50
20	0,57	3,30	6,32	0,58	3,32	6,37
24	0,81	4,24	7,28	0,83	4,32	7,45
28	1,12	5,49	8,45	1,17	5,67	8,79
32	1,54	7,17	9,87	1,64	7,57	10,52
36	2,11	9,45	11,63	2,33	10,31	12,81
40	2,90	12,62	13,85	3,35	14,41	15,98
44	4,03	17,12	16,69	4,98	20,92	20,63
	$L_\phi=l/b_1=3$			$L_\phi=l/b_1=8$		
0	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,14
4	0,06	1,25	3,57	0,03	1,12	3,33
8	0,14	1,56	4,03	0,14	1,56	3,97
12	0,24	1,97	4,57	0,24	1,46	4,50
16	0,37	2,49	5,22	0,37	2,47	5,12
20	0,54	3,18	5,98	0,53	3,13	5,86
24	0,77	4,07	6,91	0,75	4,00	6,74
28	1,06	5,26	8,03	1,01	5,84	8,39
32	1,47	6,87	4,39	1,42	6,66	9,06
36	2,02	9,07	11,11	1,93	8,73	10,64
40	2,79	12,15	13,30	2,56	10,03	11,56
44	3,89	16,59	16,15	3,10	13,41	13,78

Таблица 3.23.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c оснований ленточных фундаментов
 $(k_1=b_2/b_1=2, k_2=q_2/q_1=1)$

Угол внут- реннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$L_\phi=l/b_1=2$			$L_\phi=l/b_1=3$		
0	0,00	1,00	3,14	0,00	1,00	3,33

4	0,06	1,25	3,52	0,06	1,26	3,76
8	0,14	1,56	3,97	0,15	1,60	4,28
12	0,24	1,96	4,50	0,26	2,04	4,90
16	0,37	2,46	5,11	0,40	2,62	5,66
20	0,53	3,13	5,85	0,60	3,40	6,58
24	0,75	4,00	6,72	0,86	4,44	7,72
28	1,03	5,13	7,76	1,22	5,87	9,16
32	1,41	6,64	9,03	1,72	7,87	11,00
36	1,92	8,69	10,58	2,44	10,77	13,45
40	2,63	11,51	12,53	7,53	15,11	16,82
44	3,62	15,48	15,00	5,24	21,72	21,72
$L_{\phi}=l/b_1=5$				$L_{\phi}=l/b_1=6$		
0	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,17
4	0,06	1,25	3,57	0,06	1,25	3,55
8	0,14	1,56	4,04	0,14	1,56	4,01
12	0,24	1,98	4,58	0,24	1,97	4,55
16	0,37	2,50	5,23	0,37	2,48	5,18
20	0,54	3,18	6,00	0,54	3,16	5,04
24	0,77	4,08	6,93	0,76	4,05	6,84
28	1,07	5,28	8,05	1,05	5,22	7,93
32	1,47	6,88	9,42	1,45	6,79	9,26
36	2,02	9,09	11,13	1,98	8,93	10,91
40	2,79	12,17	13,31	2,72	11,90	12,99
44	3,90	16,60	16,15	3,78	16,49	15,68

Выполненный анализ указывает на целесообразность учёта взаимного влияния фундаментов в местах устройства осадочных швов при определении расчётного сопротивления оснований, размеров фундаментов и их осадок.

3.9. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований с учетом глубины приложения нагрузки

При анализе напряженно-деформированного состояния заглубленных сооружений иногда используется решение о сосредоточенной силе или линейной нагрузке, приложенной внутри линейно-деформируемого полупространства. На основе данных решений нами было выполнено интегрирование по ширине подошвы фундамента и получены компоненты нормальных и касательных напряжений. Для случаев, когда давление по подошве фундаментов распределено равномерно и по закону треугольника. Сумма указанных значений напряжений позволяет определить напряженное состояние грунтов основания с учетом эксцентриситета приложения внешней нагрузки [13].

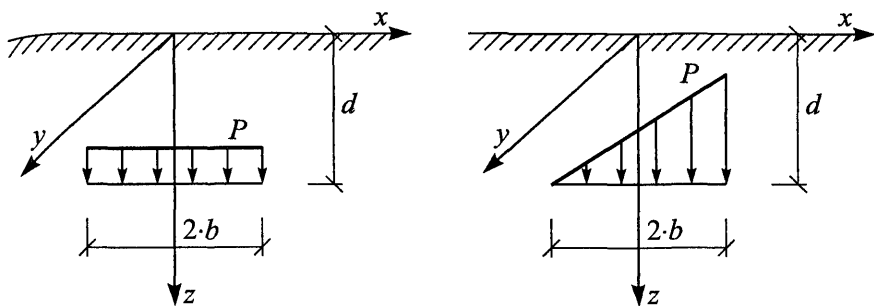


Рис 3.6. Схема определения расчетного сопротивления грунта с учетом заглубления фундаментов

Таблица 3.24.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ($\nu=0,35$) для гибких ленточных заглубленных фундаментов при центральном нагружении

Угол внут- реннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$d/b=0$			$d/b=0,25$		
0	0,000	1,000	3,142	0,000	1,000	3,222
4	0,061	1,245	3,510	0,063	1,252	3,609
8	0,138	1,553	3,933	0,142	1,570	4,044
12	0,235	1,940	4,421	0,243	1,973	4,576
16	0,358	2,431	4,989	0,372	2,488	5,180
20	0,515	3,059	5,657	0,539	3,156	5,156
24	0,718	3,871	6,449	0,758	4,034	6,814
28	0,983	4,934	7,398	1,051	5,206	7,908
32	1,336	6,342	8,550	1,449	6,796	9,276
36	1,810	8,240	9,965	2,001	9,003	11,016
40	2,461	10,846	11,738	2,782	12,229	13,263
44	3,775	14,502	13,982	3,913	16,651	16,207

Примечание: d – глубина приложения нагрузки (заглубление фундамента)

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ($\nu=0,35$) для гибких ленточных заглубленных фундаментов при внецентренном нагружении

Угол внут- рен- него тре- ния φ , град	$e_0=0,100$			$e_0=0,200$			$e_0=0,333$		
	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$d_1/b=0.5$									
0	0.000	1.000	2.978	0.000	1.000	2.672	0.000	1.000	2.325
4	0.058	1.232	3.313	0.025	1.207	2.963	0.045	1.180	2.569
8	0.130	1.520	3.701	0.116	1.464	3.301	0.100	1.401	2.851
12	0.221	1.894	4.138	0.196	1.786	3.697	0.169	1.676	3.180
16	0.337	2.348	4.701	0.299	2.195	4.168	0.256	2.024	3.572
20	0.488	2.952	5.362	0.431	2.725	4.740	0.368	2.472	4.044
24	0.688	3.752	6.181	0.606	3.425	5.448	0.515	3.060	6.626
28	0.960	4.842	7.226	0.844	4.375	6.348	0.713	3.852	5.368
32	1.344	6.376	8.603	1.177	5.707	7.533	0.988	4.953	6.326
36	1.907	8.629	10.501	1.664	7.657	9.163	1.388	6.550	7.639
40	2.782	12.128	11.742	2.421	10.683	11.539	2.001	9.005	9.540
44	4.242	17.969	17.572	3.691	15.763	15.287	3.023	13.094	12.524
$d_1/b=2.0$									
0	0.000	1.000	3.621	0.000	1.000	3.280	0.000	1.000	2.893
4	0.070	1.278	3.977	0.063	1.251	3.593	0.055	1.221	3.160
8	0.154	1.616	4.383	0.139	1.555	3.947	0.122	1.486	3.460
12	0.258	2.031	4.848	0.231	1.925	4.353	0.202	1.808	3.801
16	0.386	2.546	5.390	0.346	2.383	4.822	0.301	2.203	4.194
20	0.549	3.195	6.032	0.489	2.956	5.374	0.423	2.693	4.651
24	0.757	4.029	6.804	0.671	3.686	6.032	0.578	3.312	5.192
28	1.031	5.125	7.758	0.909	4.635	6.837	0.777	4.107	5.844
32	1.402	6.606	8.972	1.226	5.903	7.846	1.039	5.154	6.648
36	1.922	8.688	10.582	1.663	7.653	9.157	1.393	6.572	7.669
40	2.694	11.774	12.840	2.296	10.184	10.945	1.892	8.568	9.020
44	3.931	16.722	16.281	3.273	14.094	13.559	2.633	11.533	10.907

Примечание: Относительный эксцентриситет $e_0=0,333$ соответствует случаю приложения нагрузки к основанию в виде треугольника.

4. Определение глубины заложения и размеров подошвы фундамента

Глубина заложения подошвы фундамента является одним из основных факторов, влияющих на надежность, устойчивость, долговечность и эффективность проектных решений. Фундаменты одноэтажных зданий даже в одинаковых грунтовых условиях могут иметь различную глубину заложения, например, при строительстве в различных климатических условиях. Ниже рассматриваются основные правила выбора глубины заложения подошвы фундаментов и их размеров.

4.1. Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Глубина заложения подошвы фундамента назначается с учетом обеспечения прочности, устойчивости и долговечности зданий, а также экономичности принятого варианта фундамента.

Глубина заложения подошвы фундаментов зависит от:

- а) геологических и гидрогеологических условий,
- б) климатических условий района строительства,
- в) конструктивных особенностей зданий,
- г) величины нагрузок, приложенных к основанию и направления их действия,
- д) способа производства строительных работ, связанных с возведением фундаментов.

Глубина заложения подошвы фундамента в значительной степени зависит от геологических и гидрогеологических условий площадки, то есть характера напластования грунтов и их физико-механических свойств, положения уровня грунтовых вод и степени их агрессивности.

При залегании с поверхности земли на значительную глубину грунтов с высокими значениями прочностных и деформационных характеристик глубина заложения подошвы фундамента может быть принята минимальной (0,5 м от спланированной поверхности грунта).

Если слабый слой грунта, залегающий с поверхности, подстилается более прочными грунтами, то глубина заложения подошвы фундамента будет зависеть от мощности слабого слоя грунта.

Необходимость учета положения уровня грунтовых вод и изменение его уровня в период эксплуатации здания связана с возможным пучением грунтов при промерзании, а также увеличением стоимости работ по возведению фундаментов с осушением котлованов. Поэтому необходимо по возможности глубину заложения подошвы фундаментов принимать выше уровня грунтовых вод.

4.2. Влияние климатических условий района строительства

От климатических условий зависит глубина промерзания грунтов и их пучение. При этом в основном пучение грунта происходит из-за миграции влаги к границе промерзающего грунта. Поэтому глубина заложения подошвы фундамента в пучинистых грунтах назначается с учетом вида грунта

и положения уровня грунтовых вод и должна быть не менее расчетной глубины промерзания d_f , определяемой по формуле

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (4.1)$$

где d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания грунта, м;
 k_n – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима зданий, принимаемый по таблице 4.1 для данного района строительства.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным фактических наблюдений за период не менее 10 лет.

При отсутствии таких данных нормативная глубина сезонного промерзания для районов с глубиной промерзания менее 2,5 м определяется по формуле

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (4.2)$$

где M_t – сумма среднемесячных отрицательных температур за год для данного района, принимаемая по СНиП по строительной климатологии и геофизике;

d_0 – величина, равная (м): для суглинков и глин – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,3; крупнообломочных грунтов – 0,34.

Таблица 4.1.

Значение k_n

Конструктивные особенности сооружения	Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах 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

Примечание:

1. Для наружных и внутренних фундаментов не отапливаемых сооружений $k_n=1,1$.
2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.
3. Значения коэффициентов k_n , относятся к фундаментам, вылет подошвы кото

рых от внешней грани стены менее 0,5 м, при вылете 1,5 м и более значение k_n повышается на 0,1, но не более чем до значения $k_n=1$.

Глубина заложения фундамента d отапливаемых зданий и сооружений по условию недопущения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

- для наружных фундаментов по таблице 4.2 (от уровня планировочной отметки (рис.4.1))
- для фундаментов под внутренние стены – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубина заложения фундаментов под наружные внутренние стены фундаментов неотапливаемых зданий и сооружений назначается по таблице 4.2.

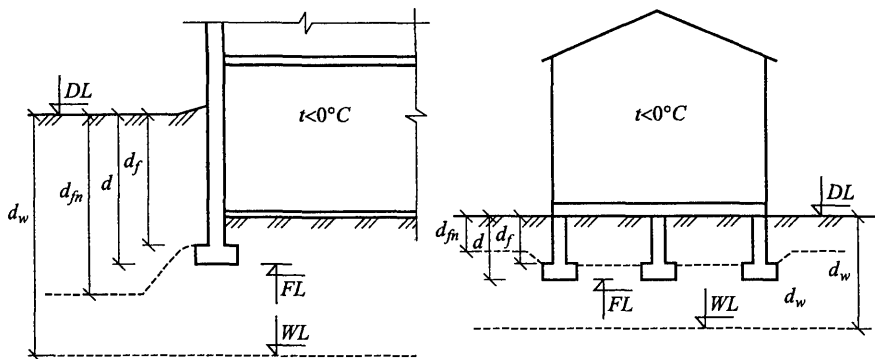


Рис.4.1. Назначение глубины заложения подошвы фундаментов:
а) отапливаемые здания; б) неотапливаемые здания

При этом глубина заложения исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья – от уровня планировки, а при наличии подвала – от пола подвала или технического подполья.

Таблица 4.2.

Выбор глубины заложения подошвы фундаментов в зависимости от положения УГВ и глубины промерзания грунтов

Вид грунта под подошвой фундамента	Глубина заложения подошвы фундаментов в зависимости от положения УГВ (d_w , м)	
	$d_w > d_f + 2$	$d_w \leq d_f + 2$
1. Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	не зависит от d_f	

2. Пески мелкие и пылеватые	не зависит от d_f	не менее d_f
3. Супеси с показателем текучести $J_L < 0$		
4. Супеси с показателем текучести $J_L \geq 0$	не менее d_f	не менее d_f
5. Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $J_L \geq 0,25$		
6. То же, при $J_L < 0,25$		

При выборе глубины заложения подошвы фундаментов необходимо учитывать величину нагрузки и направление её действия.

Более тяжелые здания заглубляют больше с целью увеличения расчетного сопротивления грунта основания. Для анкерных фундаментов, работающих на выдергивание, глубина заложения в основном определяется необходимостью создания фундамента определенного веса.

4.3. Влияние конструктивных особенностей здания на глубину заложения фундамента

Конструктивные особенности здания (примыкание к существующему зданию, наличие подвала, каналов и т.д.) также влияют на выбор глубины заложения фундамента. Поэтому глубина заложения проектируемого фундамента должна быть увязана с конструкцией самого фундамента, отметкой пола подвала и пристенных прямков, с отметками ввода коммуникаций, отметками существующих фундаментов, ранее построенных сооружений.

Глубина заложения подошвы фундамента под колонны одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий определяется соотношением $d = FL - DL$ (рис.4.2.).

Для зданий: одноэтажных $FL = (H_{кол} - H_{эм}) + 0,05 + h_p$; многоэтажных $FL = a + 0,05 + h_p$, где $H_{кол}$ – длина колонны, $H_{эм}$ – высота этажа.

Тип фундамента и глубина заложения его подошвы существенно зависят от инженерно-геологических условий площадки строительства.

Каждая строительная площадка имеет свое напластование грунтов, которые с определенной степенью условности можно разделить на слабые и с достаточной несущей способностью. Следует однако иметь ввиду, что один и тот же грунт может быть надежным для малоэтажных зданий и сооружений и слабым для многоэтажных.

Тем не менее накопленный опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений позволяет считать грунтами:

«слабыми» - торф, ил, насыпные грунты, пылеватые песчаные грунты с коэффициентом пористости $\varepsilon > 0,6$, глинистые грунты текучей консистенции;

«надежными» - скальные, крупнообломочные, песчаные грунты, кроме пылеватых песков, глинистые грунты с показателем текучести $J_L < 0,3$.

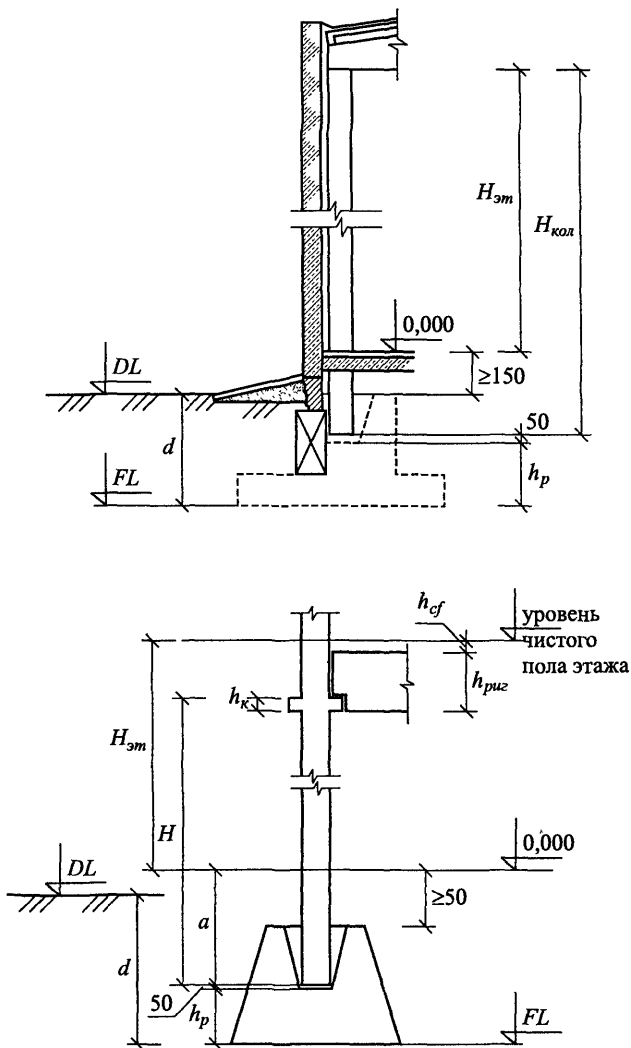


Рис.4.2. Схема выбора глубины заложения подошвы фундаментов каркасных зданий:
а) одноэтажное здание; б) многоэтажное здание

При таком делении грунтов, если с поверхности на большую глубину залегают «надежные» грунты, то глубина заложения подошвы фундаментов принимается минимальной по данному критерию.

Если с поверхности грунта залегают «слабые» грунты, подстилаемые «надежными» грунтами, то глубина заложения подошвы и конструктивное решение фундаментов будут зависеть от толщины «слабого» слоя грунта. В указанных грунтовых условиях целесообразно вести вариантное проекти-

рование фундаментов. Возможные варианты устройства фундаментов следующие: прорезка «слабого» слоя грунта и передача давления на «надежный» грунт, полная или частичная замена «слабого» грунта более прочным, фундамент свайный или в виде сплошной плиты.

Подожву фундаментов рекомендуется располагать выше прогнозируемого уровня подземных вод, что позволяет сократить затраты на устройство фундаментов.

При назначении глубины заложения подошвы сборного ленточного фундамента учитывается: отметка пола первого этажа (чистого пола), планировка территории DL , отметка обреза фундамента и расположение горизонтальной гидроизоляции, возможность размещения подушки и стеновых блоков.

При наличии в здании подвала минимальная глубина заложения фундаментов принимается на 0,2-0,7 м ниже пола подвала.

Подошва фундаментов должна быть заложена ниже ввода различных коммуникаций.

Фундаменты возводимого здания, примыкающие к фундаментам существующего следует располагать на одной отметке, а в необходимых случаях разрабатывать мероприятия по сохранению нормальной эксплуатации ранее построенных зданий.

4.4. Влияние величины и направления действия нагрузки

Величина нагрузки оказывает влияние на размеры подошвы фундаментов и их осадку. Для более тяжелых сооружений может быть принята повышенная глубина заложения его подошвы с целью передачи давления на более прочные подстилающие слои. Кроме того, увеличение глубины заложения подошвы фундаментов приводит к снижению уплотняющегося давления, а следовательно и ожидаемой осадки.

Для фундаментов под металлические колонны с большой нагрузкой глубина заложения подошвы фундаментов должна быть увязана с длиной анкерных болтов.

При действии нагрузки снизу вверх (анкерные фундаменты) или в горизонтальном направлении глубина заложения подошвы фундаментов должна обеспечить устойчивость фундамента на сдвиг и выдергивание.

4.5. Влияние способа производства работ на выбор глубины заложения подошвы фундаментов

Выбор глубины заложения подошвы фундаментов в зависимости от рассмотренных выше фактов должен соответствовать простым способам производства работ, гарантирующим сохранность структуры грунтов основания, и не приводить к существенному удорожанию работ нулевого цикла.

В целом глубина заложения и тип фундаментов с учетом способа производства работ должны приниматься на основании вариантного проектирования с поиском оптимального.

4.6. Определение размеров подошвы фундаментов при заданном расчетном сопротивлении грунта

В общем случае размеры подошвы фундаментов должны определяться совместно с определением расчетного сопротивления грунтов оснований, так как они взаимосвязаны.

В ряде случаев нормы СНиП 2.02.01-83 рекомендуют для предварительных расчетов, а также для назначения окончательных размеров использовать значения расчетных сопротивлений R_0 , приведенных в приложении 3 [38].

Данные значения расчетных сопротивлений рекомендуют использовать при определении размеров подошвы фундаментов зданий и сооружений III класса капитальности, если основание представлено горизонтальными слоями грунта (уклон $<0,1$), сжимаемость которых в пределах двойной ширины фундамента не увеличивается. Указанное допущение также распространяется на просадочные грунты при отсутствии мокрого технологического процесса и на слежавшиеся насыпные грунты.

Площадь подошвы фундамента при центральном загрузении определяется по формуле

$$A = \frac{N_{II}^P}{R - \gamma_{cp} d}, \quad (4.3)$$

где N_{II}^P – расчетная нагрузка на уровне поверхности земли, посчитанная применительно к II группе предельных состояний, в кН;

R – расчетное сопротивление основания, в кН;

d – глубина заложения подошвы фундамента, в м;

γ_{cp} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его отступах, в кН/м^3 .

Обычно γ_{cp} принимают: для зданий без подвала $20 \div 22 \text{ кН/м}^3$, для зданий с подвалами $16 \div 19 \text{ кН/м}^3$.

Если учесть, что формула (4.3) получена из рассмотрения условия равновесия всех сил на вертикальную ось, то формула (4.3) может быть представлена в другом виде.

$$Q_{cp} + Q_{cm} + Q_n + N_{II}^P = R \cdot F \quad (4.4)$$

или

$$(b - b_{cm}) \cdot h \cdot \gamma_{cp} + b_{cm} \cdot h \cdot \gamma_6 + b \cdot (d - h) \cdot \gamma_6 + N_{II}^P = R \cdot F,$$

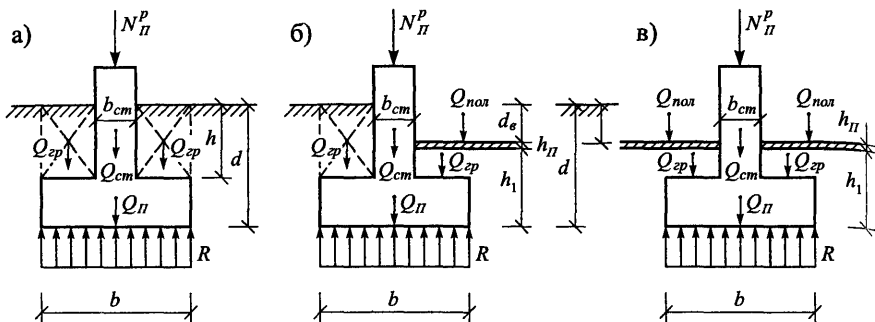


Рис.4.3. Расчетная схема вычисления площади подошвы фундаментов:
 а) здание без подвала; б) здание с подвалом (наружная стена); в) здание с подвалом (внутренняя стена)

откуда площадь подошвы фундамента A находится по формуле

$$A = \frac{N_{II}^P - b_{cm} \cdot (d \cdot \gamma_b + h \cdot \gamma_{zp})}{R - (h \cdot \gamma_{zp} + d \cdot \gamma_b)}, \quad (4.5)$$

где b_{cm} – ширина стены, в м;

Q_{zp} – вес грунта на уступах фундамента, в кН;

γ_b, γ_{zp} – соответственно, удельный вес материала подушки (бетона) и грунта, в кН/м³;

h – расстояние от поверхности грунта до верха фундаментной подушки, в м.

При определении размеров подошвы фундаментов зданий с подвалами площадь подошвы может быть вычислена по следующим формулам:

наружная стена

$$A = \frac{N_{II}^P - b_{cm} \cdot [(h - 0.5d_b) \cdot \gamma_{zp} + 0.5h_{пол} \cdot \gamma_{пол} - h \cdot \gamma_b]}{R - (d - h) \cdot \gamma_b - 0.5h_{пол} \cdot \gamma_{пол} - (h - 0.5d_b) \cdot \gamma_{zp}}, \quad (4.6)$$

внутренняя стена

$$A = \frac{N_{II}^P - b_{cm} \cdot [(h - d_b) \cdot \gamma_{zp} - h_{пол} \cdot \gamma_{пол} - h \cdot \gamma_b]}{R - (d - h) \cdot \gamma_b - h_{пол} \cdot \gamma_{пол} - (h - d_b) \cdot \gamma_{zp}}. \quad (4.7)$$

Размеры прямоугольной подошвы фундаментов при известной площади A находятся из выражения

$$b = \sqrt{\frac{A}{k}}, \quad (4.8)$$

где k – коэффициент формы подошвы фундамента, равный $k=b/l$.

При вычислении размеров подошвы ленточных фундамента нагрузка N_{II}^P подсчитывается для единицы длины фундамента ($l=1\text{м}$).

Если подошва фундамента будет заглубляться ниже положения грунтовых вод, то необходимо учесть проявление гидростатического давления воды уже на стадии определения размеров подошвы.

На размеры подошвы фундамента окажет влияние также загрузка соседних фундамента или площадей.

С учетом указанных факторов размер подошвы фундамента необходимо вычислить по формуле

$$A = \frac{N_{II}^P}{R - \gamma_{cp} \cdot d + \gamma_w \cdot h_w - \sigma_c}, \quad (4.9)$$

где $\gamma_w \cdot h_w$ – гидростатическое давление воды (γ_w – удельный вес воды $\gamma_w=10\text{кН/м}^3$, h_w – превышение уровня подземных вод над подошвой фундамента);

σ_c – дополнительное напряжение по подошве рассчитываемого фундамента (центр тяжести) от влияния загрузки соседних фундамента или площадей (складирования материалов, подсыпка грунта и т.д.).

4.7. Определение размеров подошвы фундамента совместно с расчетным сопротивлением грунта основания

В общем случае расчетное сопротивление грунта основания и ширина подошвы фундамента должны определяться одновременно, так как при вычислении R необходимо знать ширину подошвы фундамента, а при определении ширины – расчетное сопротивление.

Принятые размеры подошвы фундамента должны удовлетворять условию

$$\sigma_{cp} \approx R. \quad (4.10)$$

Среднее давление по подошве фундамента вычисляется по формуле

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{II}^P}{b \cdot l} + \gamma_{cp} \cdot d. \quad (4.11)$$

Приравнявая σ_{cp} величине расчетного сопротивления R , вычисляемого по формуле (3.9), получим для фундаментов *прямоугольных*

$$k \cdot b^3 \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} \cdot k_z \cdot \gamma_{II} + k \cdot b^2 \times \\ \times \left\{ \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left(M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II} \right) - \gamma_{cp} \cdot d \right\} - N_{II}^P = 0, \quad (4.12)$$

ленточных:

$$\frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot b^2 \cdot M_{\gamma} \cdot k_z \cdot \gamma_{II} + b \times \\ \times \left\{ \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left(M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II} \right) - \gamma_{cp} \cdot d \right\} - N_{II}^P = 0, \quad (4.13)$$

Решением данных уравнений получим искомый размер подошвы фундаментов.

Размер подошвы фундаментов может быть подобран графическим путем. Для этого необходимо задаться минимум тремя значениями ширины подошвы b_1, b_2, b_3 вычислить R_1, R_2, R_3 и среднее давление $\sigma_{cp1}, \sigma_{cp2}, \sigma_{cp3}$.

Построив графики $\sigma_{cp} = f(b)$ и $R = f(b)$ находим точку их пересечения из условия $\sigma_{cp} = R$.

И наконец, размер подошвы фундаментов может быть подобран последовательным приближением.

Для этого необходимо задаться значением ширины подошвы « b », вычислить R, F и b_p . Действительный размер подошвы будет между первоначально принятым « b » и полученным по расчету b_p . Повторным расчетом легко добиться равенства $b = b_p$.

4.8. Особенности определения размеров подошвы фундаментов в грунтах со слабым подстилающим слоем

Как известно, размеры подошвы фундаментов определяются по прочностным характеристикам грунта несущего слоя с соблюдением условия применения принципа линейной деформации, позволяющего использовать аппарат теории упругости.

Принцип линейной деформации может быть нарушен в слабых подстилающих слоях грунта, расположенных в пределах сжимаемой толщи.

В таких случаях выполняется проверка

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_{cl}, \quad (4.14)$$

где σ_{zp} и σ_{zq} – соответственно, дополнительное и природное давление на кровле слабого слоя грунта, в кПа;

R_{cl} – расчетное сопротивление слабого слоя грунта, кПа

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c при вычислении расчетного сопротивления слабого слоя грунта R_z могут быть определены при различной допустимой глубине развития зон пластических деформаций ($z=0$; $z=0,25b$; $z=0,5b$), и различной глубине расположения слабого слоя ($h_{cl}=0,5b$, $h_{cl}=1b$, $h_{cl}=2b$, $h_{cl}=3b$) ниже подошвы фундамента. Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c приведены в таблицах 3.12-3.15.

5. Расчет оснований фундаментов по деформациям

Целью расчета оснований фундаментов различных типов при различных схемах загрузки является ограничение перемещений фундаментов такими пределами, при которых не нарушается нормальная эксплуатация зданий и сооружений.

Следовательно расчет по деформациям сводится к проверке условий

$$S \leq S_u;$$

$$\Delta S \leq \Delta S_u, \quad (5.1)$$

где S и S_u – расчетная и предельно допустимая величины деформаций основания;

ΔS и ΔS_u – расчетная и предельно допустимая неравномерность деформаций.

В общем случае расчет по деформациям включает вычисление: осадки (вертикальные перемещения), крена, прогиба, выгиба, просадки, деформаций набухания или усадки, горизонтальные перемещения, оседание поверхности и некоторые другие виды.

При расчете оснований по деформациям наибольшее распространение получили схемы основания в виде:

- линейно деформируемого полупространства;
- линейно деформируемого полупространства с ограничением толщины сжимаемого слоя грунта;
- линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

5.1. Определение осадки фундаментов методом суммирования

Данный метод расчета базируется на следующих предпосылках:

- распределение напряжений в толще основания принимается по теории линейно-деформируемой среды;
- величина давлений на основание ограничивается величиной расчетного сопротивления грунта;
- распределение напряжений в толще неоднородного основания принимается как для однородной изотропной среды;
- горизонтальные напряжения от внешней нагрузки σ_x принимается равным σ_y независимо от формы подошвы фундаментов;
- осадка фундамента оценивается по осадке центра его подошвы без учета снижения напряжений σ_z при удалении от вертикальной оси z .
- основание в виде полупространства ограничивается величиной сжимаемой толщи, простирающейся ниже подошвы фундамента на некоторую условную глубину;
- жесткость фундамента и надфундаментных конструкций не учитывается;
- деформационные характеристики грунтов принимаются постоянными в пределах слоя грунта;
- считается, что основание деформируется вертикально при отсутствии горизонтальных перемещений.

Расчетная схема определения осадки фундаментов методом суммирования представлена в примере 5.1.

Как известно, связь между вертикальными деформациями и напряжениями в соответствии с обобщенным законом Гука выражается зависимостью

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)], \quad (5.2)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – компоненты нормальных напряжений в основании;

E, μ – соответственно, модуль общей деформации и коэффициент Пуассона грунта основания.

Если ввести допущение, что горизонтальные напряжения равны между собой, то есть $\sigma_x = \sigma_y$ и равны части вертикальных напряжений, то можно записать

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z, \quad (5.3)$$

После подстановки данного уравнения в условие (5.2)

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{\sigma_z}{E} \beta. \quad (5.4)$$

Величина осадки фундамента может быть вычислена интегрированием выражения (5.4) в пределах от глубины заложения подошвы фундамента d до глубины сжимаемой толщи

$$S = \int_d^z \frac{\sigma_z}{E} \beta \cdot dz. \quad (5.5)$$

Интегрирование данного выражения заменяется суммированием, давая общую формулу определения осадки фундаментов

$$S = \beta \int_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.6)$$

где n – число слоев на которые разбита сжимаемая толща;
 h_i – толщина i -го слоя грунта, принимаемая обычно равной $h_i = 0,2b$;
 E_i – модуль общей деформации i -го слоя грунта;
 $\beta = 0,8$ – коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета оснований по деформациям;
 σ_{zi} – вертикальные напряжения в середине i -го слоя.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине где соблюдается следующее условие

$$\sigma_{zg} \cdot 0,2 \approx \sigma_{zp}. \quad (5.7)$$

Если на нижней границе сжимаемой толщи окажется слой грунта с $E \leq 50 \text{ кгс/см}^2$, то нижняя граница сжимаемой толщи будет определяться условием

$$\sigma_{zg} \cdot 0,1 \approx \sigma_{zp}. \quad (5.8)$$

Последовательность расчета по деформациям следующая:

1. Основание ниже подошвы фундамента разбивается на слои толщиной $z_i = 0,2b$.
2. Для вертикали, проходящей через центр подошвы фундаментов по границе слоев, вычисляются напряжения от собственного веса грунта σ_{zgi} и дополнительные напряжения от веса сооружения.

3. Находится нижняя граница сжимаемой толщи по условиям (5.7) или (5.8) и вычисляется осадка по формуле (5.6).

Дополнительные напряжения в основании вычисляются с использованием таблицы значений вертикальных напряжений σ_z по оси z , проходящей через центр подошвы фундаментов. Таблицах 1, приложение 2 [38]. Данные напряжения соответствуют загрузению прямоугольных площадок равномерным давлением $P=1\text{ кгс/см}^2$. Принятые значения напряжений для различных $m=2z/b$ необходимо увеличить на величину уплотняющегося давления по подошве фундамента.

5.2. Определение осадки фундаментов по схеме линейно-деформируемого слоя

Данная схема расчета оснований по деформациям используется в случаях, если:

а) в пределах сжимаемой толщи грунта, вычисленной методом суммирования, расположен слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100 \text{ кг/см}^2$ и толщина этого слоя h_1 удовлетворяет условию

$$h_{1 \geq H_c} \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \right), \quad (5.9)$$

где E_1, E_2 – соответственно модуль деформации первого и второго слоев грунта;

б) ширина или диаметр фундамента более 10 м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 100 \text{ кг/см}^2$;

в) ширина фундаментов $b \geq 10$ м при наличии в пределах сжимаемой толщи слоев грунта с модулем деформации $E < 100 \text{ кг/см}^2$, при условии, если их суммарная толщина меньше $0,2H$

В случае а) и б) толщина сжимаемого слоя H принимается до фактической кровли малосжимаемого грунта.

Для случая в) толщина линейно-деформируемого слоя грунта вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) \cdot \kappa_p, \quad (5.10)$$

где H_0 – принимается для оснований сложенных пылевато-глинистыми грунтами 9 м, песчаными – 6 м.;

ψ – соответственно: для пылевато-глинистых грунтов 0,15, песчаных – 0,1.

Значение κ_p принимается: при давлении по подошве фундаментов

$P=1\text{кгс/см}^2$, $\kappa_p=0,8$; при $P=5\text{кгс/см}^2 - \kappa_p=1,2$. Для промежуточных значений давлений величина κ_p принимается по линейной интерполяции.

Осадка основания с использованием схемы слоя конечной толщины определяется по формуле

$$S = \frac{P \cdot b \cdot \kappa_c}{\kappa_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (5.11)$$

где P – уплотняющее давление по подошве фундамента, шириной « b »;
 κ_c, κ_m – коэффициенты, принимаемые по таблицам 5.1-5.2;

n – число слоев грунта с разным модулем деформации в пределах сжимаемого слоя H .

E_i – модуль деформации i го слоя грунта;

κ_i, κ_{i-1} – безразмерные функции, зависящие от отношения $\eta=l/b$ и относительной глубины $\xi = \frac{2z}{b}$ (таблица 5.3)

Таблица 5.1.

Коэффициент κ_c

Относительная толщина слоя $\xi=2H/b$	κ_c	Относительная толщина слоя $\xi=2H/b$	κ_c
$0 < \xi < 0,5$	1,5	$2 < \xi < 3$	1,2
$0,5 < \xi < 1,0$	1,4	$3 < \xi < 5$	1,1
$1 < \xi < 2$	1,3	$\xi > 5$	1,0

Таблица 5.2.

Коэффициент κ_m

Модуль деформации грунта основания E кгс/см ²	Ширина подошвы фундамента, м		
	$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
< 100	1,00	1,00	1,00
≥ 100	1,00	1,35	1,50

Таблица 5.3.

Значения коэффициентов κ

$m=2z/b$	Круглый фундамент	$n=1$	$n=1,5$	$n=2$	$n=3$	$n=\infty$
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052

0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,6	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,0	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,311
1,4	0,308	0,342	0,349	0,349	0,349	0,362
1,6	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,412
1,8	0,382	0,415	0,437	0,442	0,442	0,462
2,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,511
2,2	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,560
2,4	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,605
2,6	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,648
2,8	0,501	0,542	0,6041	0,626	0,640	0,687
3,0	0,517	0,560	0,625	0,655	0,674	0,726
3,2	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,763
3,4	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,748
3,6	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,831
3,8	0,569	0,618	0,708	0,752	0,791	0,862
4,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,892
4,2	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,921
4,4	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,949
4,6	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,976
4,8	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	1,001
5,0	0,618	0,676	0,787	0,855	0,921	1,026
5,2	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	1,050
5,4	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	1,073
5,6	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,095
5,8	0,640	0,703	0,827	0,904	0,989	1,117
6,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,138

Примечание: В таблице 5.3 приведены значения коэффициентов "κ" для определения осадки жесткого фундамента при $\mu=0,3$.

5.3. Определение осадки фундаментов методом эквивалентного слоя грунта

Основные предпосылки, положенные в основу данного метода:

- грунт рассматривается как линейно-деформируемая среда;
- учитываются ограниченное боковое расширение грунтов и жесткость фундаментов;
- учитываются все компоненты нормальных напряжений.

Метод заключается в определении осадки фундамента заданных размеров путем расчета осадки эквивалентного слоя грунта конечной толщины загруженного сплошной равномерно-распределенной нагрузкой.

Осадка линейно-деформируемого слоя грунта при сплошной равномерно-распределенной нагрузке равна

$$S_0 = H \cdot P \cdot m_v, \quad (5.12)$$

где H – толщина сжимаемого слоя грунта;
 P – давление по кровле сжимаемого слоя;
 m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Коэффициент относительной сжимаемости грунта равен

$$m_v = \frac{\beta}{E}; \quad \beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}, \quad (5.13)$$

где μ – коэффициент Пуассона грунта.

Осадка фундаментов заданных размеров и формы на линейно-деформируемом полупространстве определяется по формуле

$$S = \frac{\omega \cdot P \cdot b \cdot (1 - \mu^2)}{E}, \quad (5.14)$$

где ω – коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента.

Приравнявая осадки $S=S_0$ легко получить выражение для определения толщины эквивалентного слоя грунта

$$h_s = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu} \cdot \omega \cdot b = A_\omega \cdot b, \quad (5.15)$$

где A_ω – коэффициент эквивалентного слоя для определения осадки фундаментов.

Коэффициенты A_ω подсчитаны для вычисления осадки гибких и жестких фундаментов (таблица 5.4). Расчетная схема определения осадки приведена в примере 5.1.

Если в пределах слоя $H=2h_s$ залегают грунты различной сжимаемости, то средний коэффициент относительной сжимаемости определяется из выражения

$$m_{vm} = \frac{1}{2 \cdot h_s^2} \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i, \quad (5.16)$$

где h_i – толщина i -го слоя грунта;

m_{vi} – коэффициент относительной сжимаемости грунта i -го слоя;

n – число слоев в пределах слоя $H=2h_s$;

z_i – расстояние от середины i -го слоя грунта до границы слоя $H=2h_s$.

Значения коэффициентов A_{ω}

$n=l/b$	$\mu=0,10$			$\mu=0,20$			$\mu=0,25$			$\mu=0,30$			$\mu=0,35$			$\mu=0,40$		
	$A_{\omega 0}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega c}$	$A_{\omega 0}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega c}$	$A_{\omega 0}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega c}$	$A_{\omega 0}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega c}$	$A_{\omega 0}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega c}$	$A_{\omega 0}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega c}$
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	—	2,37	2,09	—	2,50	2,21	—	2,72	2,41	—	3,14	2,76	—	4,00	3,53	—
7,0	2,35	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—	2,84	2,51	—	3,26	2,87	—	4,18	3,67	—
8,0	2,43	2,14	—	2,56	2,26	—	2,70	2,40	—	2,94	2,61	—	3,38	2,98	—	4,32	3,82	—
9,0	2,51	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—	3,03	2,69	—	3,49	3,08	—	4,46	3,92	—
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,40	2,26	2,86	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

Примечание:

$A_{\omega 0}$ — коэффициент, соответствующий максимальной осадке гибкого фундамента под центром загруженной площади;

$A_{\omega m}$ — коэффициент, соответствующий средней осадке всей загруженной площади;

$A_{\omega c}$ — коэффициент, соответствующий осадке угловой точки гибкого фундамента.

5.4. Учет взаимного влияния фундаментов в расчетах по деформациям

Как известно, напряжения от веса сооружений распространяются и за пределы площадей загрузки. Поэтому загрузка одних фундаментов оказывает влияние на развитие осадок соседних фундаментов. Степень рассматриваемого влияния зависит от расстояния между фундаментами, их размеров, величины нагрузки, свойств грунта, темпов строительства и т.д.

Необходимость проверки взаимного влияния загрузки соседних фундаментов или площадей часто возникает в случае пристройки одного здания к другому, складирования строительных материалов и длительном их хранении, при размещении технологического оборудования на полах по грунту, при планировке строительной площадки подсыпкой.

Обычно учёт взаимного влияния фундаментов проводят методом угловых точек. Ниже излагаются другие приёмы автора, позволяющие учесть область и степень взаимного влияния фундаментов.

Учёт взаимного влияния фундаментов можно провести с использованием метода центральных точек (рис. 5.3).

Для учёта влияния фундамента Ф-2 на фундамент Ф-1 необходимо ввести условный фундамент Ф-2, симметрично расположенный относительно фундамента Ф-1. Для определения дополнительных напряжений по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента Ф-1, от влияния фундамента Ф-2 необходимо вычислить напряжения σ_z от загрузки прямоугольника 1234, вычесть из них напряжения σ_z от загрузки прямоугольника 5678, а полученную разность поделить пополам:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_{1234} - \sigma_{5678}}{2}. \quad (5.17)$$

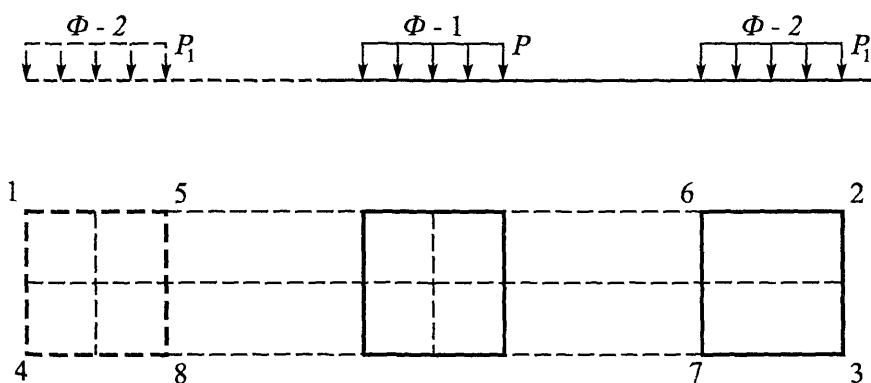


Рис. 5.3. Учёт загрузки соседних фундаментов методом центральных точек

Метод центральных точек может быть также использован и при вычислении осадки фундаментов методом эквивалентного слоя.

Для уменьшения трудоёмкости вычисления влияния соседних фундаментов с использованием метода эквивалентного слоя можно с достаточной для практики точностью использовать следующий метод [13] (рис. 5.4).

Для вычисления увеличения толщины эквивалентного слоя Δh_s от влияния загрузения соседних фундаментов необходимо вычислить на глубине $2h_s$ величину дополнительных напряжений σ_c .

Величина дополнительных напряжений от загрузения соседних фундаментов может быть вычислена по формуле (5.17) или как от сосредоточенной силы по формуле

$$\sigma_c = \sum_{i=1}^n k_i \frac{N_i}{z^2}, \quad (5.18)$$

где i – число соседних фундаментов, оказывающих влияние на осадку рассчитываемого фундамента;

N_i – нагрузка, действующая на соседний фундамент,

k_i – коэффициенты, зависящие от отношения L/z ;

L_i – расстояния между соседними фундаментами

Определение дополнительных напряжений как от сосредоточенной силы допустимо, так как они вычисляются на глубине $2h_s$ всегда большей $2b$.

Увеличение мощности сжимаемой толщи рассчитываемого фундамента можно вычислить по формуле (рис. 5.4, а)

$$\Delta h_s = \frac{\sigma_c}{\sigma_{zp} - \sigma_c} 2h_s. \quad (5.19)$$

Полная мощность сжимаемой толщи составит

$$H = 2h_s \left(1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{zp} - \sigma_c} \right), \quad (5.20)$$

а осадка

$$s = h_s \left(1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{zp} - \sigma_c} \right) \cdot m_v \sigma_{zp}, \quad (5.21)$$

где m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Если соседний фундамент будет иметь большее заглубление (рис. 5.4, б), чем рассчитываемый, то приращение сжимаемой толщи от его

влияния вычисляется по формуле

$$\Delta h_s = \frac{\sigma_c}{\sigma_{zp} \left(1 - \frac{\Delta h}{2h_s} \right) - \sigma_c} (2h_s - \Delta h), \quad (5.22)$$

где Δh – разница в отметках заложения фундаментов.

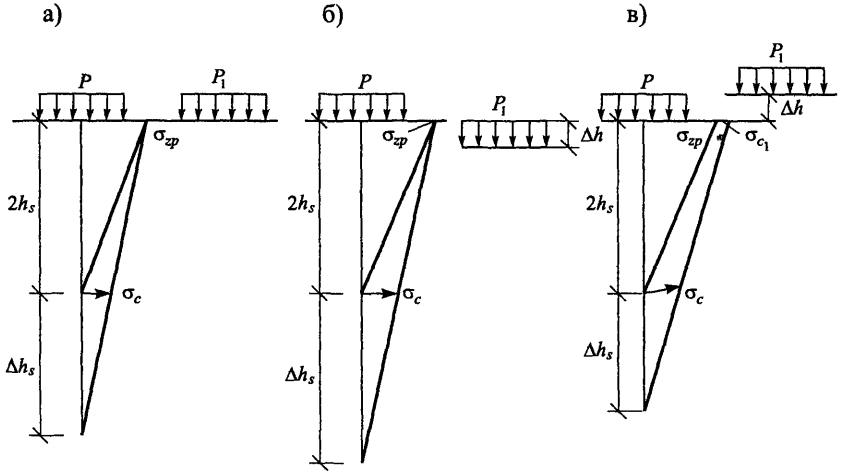


Рис. 5.4. Учёт влияния загрузки соседних фундаментов с использованием метода эквивалентного слоя

Если глубина заложения соседнего фундамента будет меньше, чем для рассчитываемого фундамента, то увеличение сжимаемой толщи можно определить по формуле (5.22) с добавлением к давлению σ_{zp} величины дополнительных напряжений на глубине Δh , то есть σ_{c1} .

В случае, если осадка фундамента определяется по схеме слоя конечной толщины, подстилаемого практически несжимаемым грунтом, то для учёта загрузки соседних фундаментов автором получена следующая формула

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\omega_i \sigma_{zp_i} A_i}{E_i \pi (R_2^2 - R_1^2)}, \quad (5.23)$$

где A_i – площадь подошвы соседнего i -фундамента;

ω_i – коэффициент осадки кольцевого фундамента;

E_i – среднее значение модуля деформации грунтов основания соседних фундаментов;

R_2 и R_1 – соответственно расстояния до дальней и ближней граней соседнего фундамента.

Анализ изменения коэффициента ω , в зависимости от R_1/R_2 и H/R_2 при $\nu=0,3$ показал, что они связаны соотношением

$$\omega_i = \left(0,5 + 0,05 \frac{H}{R_2} \right) \left(1 - \frac{R_1}{R_2} \right), \quad (5.24)$$

где H – толщина сжимаемого слоя грунта.

Учёт влияния соседних фундаментов можно выполнить также следующим способом. Любой соседний фундамент можно представить как часть кольцевой загруженной площадки с радиусами R_1 и R_2 (R_2 и R_1 – соответственно расстояния до дальней и ближней граней соседнего фундамента (рис. 5.5)).

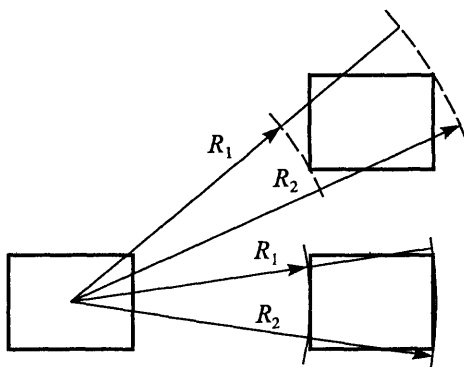


Рис. 5.5. Учёт загрузки соседних фундаментов, представляемых как часть кольцевого фундамента

Значения вертикальных напряжений от единичной силы равны

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}, \quad (5.25)$$

где P – значение единичной силы;
 z – вертикальная координата.

При рассмотрении круговых площадок значение R равно

$$R = \left(\rho^2 + b^2 + z^2 - 2b\rho \cos \varphi \right)^{1/2}. \quad (5.26)$$

Значения вертикальных напряжений для центральной вертикали кольцевой нагруженной площадки (при $b=0$) могут быть вычислены интегрированием по ρ в пределах от R_1 до R_2 и по φ в пределах от 0 до 2π , то есть

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi} \int_{R_1}^{R_2} \int_0^{2\pi} \frac{\rho d\rho d\varphi}{(\rho^2 + z^2)^{5/2}}. \quad (5.27)$$

Решение данного интеграла даёт значение σ_z

$$\sigma_z = P \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{R_1^2}{z^2}\right)^{3/2}} - \frac{1}{\left(1 + \frac{R_2^2}{z^2}\right)^{3/2}} \right]. \quad (5.28)$$

Если в формуле (5.28) положить значение $R_2=0$, то получим известное решение по определению вертикальных напряжений по оси круговой нагруженной площадки. Площадь соседнего фундамента можно представить как часть кольцевой площадки, равную отношению площади соседнего фундамента к площади кольца, то есть

$$k = \frac{A}{\pi(R_2^2 - R_1^2)}. \quad (5.29)$$

Следовательно, вертикальные напряжения от нагружения соседних фундаментов вычисляются по формуле (5.28) с умножением их на коэффициент k , вычисленный по формуле (5.29).

Указанный подход позволяет учесть влияние любого числа соседних фундаментов или нагруженных площадей путём суммирования дополнительных напряжений от каждого соседнего фундамента.

Значение $(R_2^2 - R_1^2)$ можно представить как $(R_2 - R_1)(R_2 + R_1)$. Тогда разницу значений $R_2 - R_1$ можно приближённо считать шириной или длиной соседнего фундамента в зависимости от его формы и расположения.

Значение $R_2 + R_1$ можно считать двойным расстоянием между центрами фундаментов ($2R_{cp}$).

Тогда формула (5.28) с учётом (5.29) примет вид

$$\sigma_z = P \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{R_1^2}{z^2}\right)^{3/2}} - \frac{1}{\left(1 + \frac{R_2^2}{z^2}\right)^{3/2}} \right] \frac{b_c}{2\pi R_{cp}}, \quad (5.30)$$

$$\sigma_z = P \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{R_1^2}{z^2}\right)^{3/2}} - \frac{1}{\left(1 + \frac{R_2^2}{z^2}\right)^{3/2}} \right] \frac{l_c}{2\pi R_{cp}},$$

где b_c , l_c – соответственно ширина и длина соседнего фундамента.

При определении напряжений от влияния соседних фундаментов по формуле (5.30) в расчёт необходимо вводить размер b_c или l_c , в зависимости от того, какой размер фундамента (ширина или длина) совпадает с направлением дуги окружности.

Оседание поверхности грунта за пределами фундаментов, а следовательно, и взаимное влияние фундаментов можно вычислить также с использованием линий равных осадок, построенных нами для фундаментов с различным отношением l/b при $b=200$ см, $\sigma_{zp}=0,1$ МПа и $E=10$ МПа (рис. 5.6).

Линии равных осадок для фундаментов с различным отношением l/b построены с использованием метода суммирования для сжимаемой толщи, равной $6b$. Для вычисления осадки грунта за пределами рассчитываемого фундамента или взаимного влияния фундаментов необходимо построить план фундаментов в масштабе построения линий равных осадок, совместив их центры.

Осадка при взаимном влиянии фундаментов с другими значениями b , σ_{zp} и E вычисляется по формуле

$$s = \frac{s_0 k \sigma_{zp}}{k_1}, \quad (5.31)$$

где s_0 – осадка поверхности основания на различных расстояниях от центра подошвы фундамента при указанных выше значениях b , σ_{zp} и E ;

k – отношение b/b_{200} ;

k_1 – отношение E/E_{10} ;

σ_{zp} – уплотняющее давление по подошве фундамента.

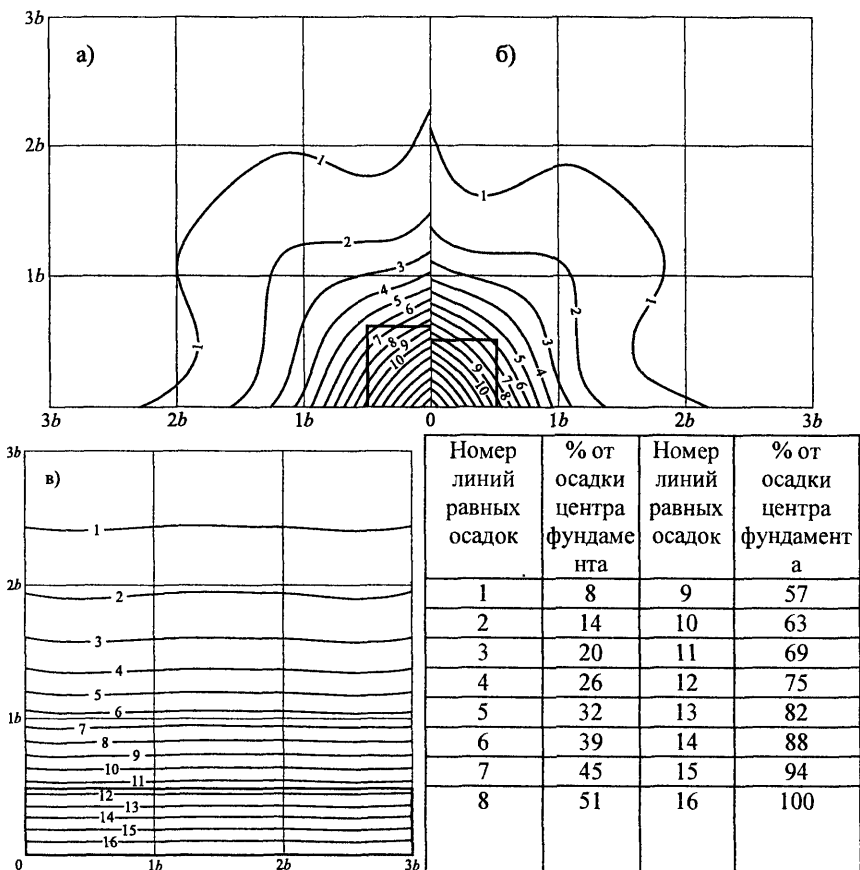


Рис. 5.6. Линии равных осадок: а) фундамент при $l/b=1,2$ м; б) фундамент при $l/b=1$ м; в) ленточный фундамент

При вычисленной осадке центра подошвы фундамента осадка поверхности грунта на различных расстояниях может быть вычислена по процентным соотношениям, приведённым в таблице рис. 5.6.

Приведённые рекомендации позволяют учесть загрузку любого числа соседних фундаментов, имеющих различную площадь, величину уплотняющего давления и глубины заложения. Указанными методами можно также определить осадку поверхности грунта за пределами зданий.

5.5. Определение осадок ленточных фундаментов с учётом горизонтальных деформаций грунта

В соответствии с рекомендациями норм СНиП 2.02.01-83 расчёт по деформациям оснований фундаментов, рассматриваемых в виде линейно-деформируемого полупространства, производится по формуле:

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.32)$$

где β – безразмерный коэффициент, корректирующий упрощённую схему расчёта, принимаемый равным $\beta = 0.8$,

σ_{zpi} – дополнительное напряжение в середине i -го слоя грунта,

h_i, E_i – соответственно, толщина и модуль общей деформации i -го слоя грунта.

Как известно, при приложении к фундаменту вертикальной нагрузки в основании возникают и горизонтальные напряжения σ_x и σ_y .

Формула (5.32) предусматривает равенство горизонтальных напряжений $\sigma_x = \sigma_y$, что справедливо только для вертикали, проходящей через центр фундамента квадратной и круглой форм.

Параметр β в этом случае равен:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu}, \quad (5.33)$$

где μ – коэффициент Пуассона грунта.

Учёт горизонтальных деформаций грунта формулой (5.32) путём введения коэффициента $\beta = 0,8$ не отражает реальной картины, так как принят постоянным по глубине в пределах сжимаемой толщи и не зависимым от μ и жёсткости фундаментов. В случае ленточного фундамента горизонтальные деформации будут отсутствовать в направлении длины фундамента.

Вертикальные деформации с учётом всех компонент нормальных напряжений ($\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$) могут быть вычислены по обобщённому закону Гука.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot \left[\sigma_z - \mu \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \right]. \quad (5.34)$$

Если отношение суммы горизонтальных напряжений $\sigma_x + \sigma_y$ к вертикальным σ_z обозначить через « k », то выражение (5.34) примет вид:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \cdot (1 - k \cdot \mu). \quad (5.35)$$

Следовательно, в общем случае пространственного напряжённого состояния параметр β будет равен:

$$\beta = 1 - k \cdot \mu. \quad (5.36)$$

Параметр β для различных значений μ и m приведены в таблице 5.5 (гибкий фундамент) и в таблице 5.6 (жёсткий фундамент).

Для удобства расчёта оснований ленточных фундаментов по деформациям в таблицах приведены также значения эквивалентных вертикальных напряжений $\sigma^* = \sigma_z \cdot \beta$, учитывающих горизонтальные деформации грунта.

Таблица 5.5.

Значения β и σ_z^* для гибких фундаментов

$m = 2 \cdot z / b$	$\mu = 0,0$		$\mu = 0,2$		$\mu = 0,5$	
	β	$\sigma^* = \sigma_z \beta$	β	$\sigma^* = \sigma_z \beta$	β	$\sigma^* = \sigma_z \beta$
0,0	1,00	1,000	0,720	0,720	0,000	0,000
0,4	1,00	0,977	0,828	0,809	0,337	0,329
0,8	1,00	0,881	0,889	0,783	0,529	0,466
1,2	1,00	0,755	0,919	0,694	0,622	0,470
1,6	1,00	0,642	0,934	0,599	0,669	0,429
2,0	1,00	0,550	0,942	0,518	0,695	0,382
2,4	1,00	0,477	0,947	0,452	0,710	0,339
2,8	1,00	0,420	0,950	0,399	0,720	0,302
3,2	1,00	0,374	0,953	0,356	0,727	0,272
3,6	1,00	0,337	0,954	0,321	0,731	0,246
4,0	1,00	0,306	0,955	0,292	0,735	0,225
4,4	1,00	0,280	0,956	0,268	0,737	0,206
4,8	1,00	0,258	0,957	0,247	0,739	0,191
5,2	1,00	0,239	0,957	0,229	0,741	0,177
5,6	1,00	0,223	0,957	0,213	0,742	0,165
6,0	1,00	0,208	0,958	0,200	0,743	0,155
6,4	1,00	0,196	0,958	0,188	0,744	0,146
6,8	1,00	0,185	0,958	0,177	0,745	0,137
7,2	1,00	0,175	0,958	0,167	0,745	0,130

7,6	1,00	0,166	0,959	0,159	0,746	0,124
8,0	1,00	0,158	0,959	0,151	0,746	0,118
8,4	1,00	0,150	0,959	0,144	0,746	0,112
8,8	1,00	0,143	0,459	0,138	0,747	0,107
9,2	1,00	0,137	0,959	0,132	0,747	0,103
9,6	1,00	0,132	0,959	0,126	0,747	0,098
10,0	1,00	0,126	0,959	0,121	0,748	0,095
10,4	1,00	0,122	0,959	0,117	0,748	0,091
10,8	1,00	0,117	0,959	0,112	0,748	0,088
11,2	1,00	0,113	0,959	0,108	0,748	0,085
11,6	1,00	0,109	0,959	0,105	0,748	0,082
12,0	1,00	0,106	0,959	0,101	0,748	0,079

Таблица 5 6

Значения β и σ_z^* для жёстких фундаментов

$m = 2 \cdot z / b$	$\mu = 0,0$		$\mu = 0,2$		$\mu = 0,5$	
	β	$\sigma^* = \sigma_z \beta$	β	$\sigma^* = \sigma_z \beta$	β	$\sigma^* = \sigma_z \beta$
0,0	1,00	0,637	0,720	0,458	0,000	0,000
0,4	1,00	0,673	0,778	0,523	0,182	0,122
0,8	1,00	0,691	0,855	0,591	0,425	0,291
1,2	1,00	0,648	0,898	0,582	0,557	0,361
1,6	1,00	0,580	0,921	0,534	0,627	0,364
2,0	1,00	0,512	0,933	0,478	0,667	0,342
2,4	1,00	0,453	0,941	0,427	0,690	0,313
2,8	1,00	0,404	0,946	0,382	0,705	0,285
3,2	1,00	0,363	0,949	0,344	0,715	0,259
3,6	1,00	0,329	0,951	0,312	0,722	0,237
4,0	1,00	0,300	0,953	0,286	0,727	0,218
4,4	1,00	0,275	0,954	0,263	0,731	0,201
4,8	1,00	0,254	0,955	0,243	0,734	0,187
5,2	1,00	0,236	0,956	0,226	0,736	0,174
5,6	1,00	0,220	0,956	0,211	0,738	0,163
6,0	1,00	0,206	0,957	0,198	0,740	0,153
6,4	1,00	0,194	0,957	0,186	0,741	0,144
6,8	1,00	0,183	0,957	0,175	0,742	0,136
7,2	1,00	0,174	0,958	0,166	0,743	0,129
7,6	1,00	0,165	0,958	0,158	0,744	0,122
8,0	1,00	0,157	0,958	0,150	0,744	0,117
8,4	1,00	0,149	0,958	0,143	0,745	0,111
8,8	1,00	0,143	0,958	0,137	0,745	0,106
9,2	1,00	0,137	0,959	0,131	0,746	0,102

9,6	1,00	0,131	0,959	0,126	0,746	0,098
10,0	1,00	0,126	0,959	0,121	0,746	0,094
10,4	1,00	0,121	0,959	0,116	0,747	0,091
10,8	1,00	0,117	0,959	0,112	0,747	0,087
11,2	1,00	0,113	0,959	0,108	0,747	0,084
11,6	1,00	0,109	0,959	0,104	0,747	0,081
12,0	1,00	0,105	0,959	0,101	0,747	0,079

Анализ данных таблиц 5.5-5.6 показывает, что при $\mu = 0$ (отсутствие боковых перемещений) параметр $\beta = 1$. При определении осадок методом суммирования (формула 5.6) принимается $\beta = 0,8$, то есть допускается 20% снижение осадки. Параметр β возрастает с увеличением $m = 2 \cdot z / b$ и уменьшается с ростом μ как для гибких так и для жёстких фундаментов.

Выполненный анализ указывает на целесообразность учёта изменения коэффициента β в расчётах оснований по деформациям.

5.6. Расчет осадки фундаментов во времени

Рассмотренные выше методы определения осадок фундаментов позволяют определить конечные осадки, соответствующие полному завершению процесса уплотнения грунтов. Для водонасыщенных грунтов принято считать, что скорость нарастания осадки зависит от скорости выдавливания воды из пор грунта.

Следовательно, скорость развития осадок в значительной степени зависит от коэффициента фильтрации грунта (k_f). При коэффициенте фильтрации $k_f \geq 10^6$ расчет осадки фундаментов во времени можно не проводить.

В теории фильтрационной консолидации получены многие решения плоских и пространственных задач данного класса. Однако для практических расчетов довольно часто ограничиваются решением плоской задачи.

Осадка фундамента на любой момент времени (t) может быть вычислена по формуле

$$S_t = S_k \cdot \theta, \quad (5.37)$$

где θ – степень консолидации, то есть степень завершения осадки.

Для одномерной задачи и постоянной величине уплотняющего давления степень консолидации определяется решением уравнения

$$\theta = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-N}, \quad (5.38)$$

где e – основание натуральных логарифмов.

Параметр N – вычисляется по формуле:

$$N = \frac{\pi^2 \cdot C_v \cdot t}{4h^2}; \quad C_v = \frac{\kappa_\phi \cdot (1 + \varepsilon_{cp})}{m_v \cdot \kappa_\phi}. \quad (5.39)$$

где t – время развития осадки от момента загрузки;

h – высота уплотняемого слоя грунта;

m_v – среднее значение коэффициента относительной сжимаемости грунта толщиной $2h_s$;

κ_ϕ – среднее значение коэффициента фильтрации слоя грунта, толщиной $2h_s$;

ε_{cp} – среднее значение коэффициента пористости грунта в пределах слоя $H=2h_s$.

Значения параметра N при различных значениях и различных схемах уплотняющих давлений приведены в таблице 5.7.

Таблица 5 7

Значения N

θ	Схема			θ	Схема		
	0	1	2		0	1	2
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

Примечание: Схема 0 – соответствует постоянной величине уплотняющего давления; 1 – уплотняющее давление возрастает по линейному закону; 2 – уплотняющее давление убывает по линейному закону.

5.7. определение осадок фундаментов по данным краткосрочных геодезических измерений

В соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01-83 для ответственных зданий и сооружений, проектируемых в сложных инженерно-геологических условиях, следует проводить геодезические измерения осадок.

Такие наблюдения необходимо проводить: при строительстве на площадках с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями (большая толща слабых грунтов, наличие насыпных или намывных грунтов, просядных грунтов, закарстованных территорий); при возведении уникальных зданий и сооружений, освоении новых конструкций фундаментов или

новых серий зданий, строительстве зданий в несколько очередей или при их примыкании к ранее выстроенным зданиям; при вскрытии глубоких котлованов; при надстройке зданий; при использовании новых строительных технологий, требующих экспериментальной проверки; а также при выявлении причин деформаций зданий и сооружений с целью разработки оптимальных решений по усилению строительных конструкций и стабилизации осадок

Геодезические измерения осадок должны проводиться по разработанной программе с указанием точности, количества геодезических знаков (марок, реперов) и схемы их размещения в соответствии с ГОСТ 24846-81.

Результаты геодезических измерений осадок позволяют:

- сопоставить прогнозируемое развитие осадок с фактическим,
- обратным пересчетом уточнить деформационные характеристики грунтов,
- принять правильное решение по усилению строительных конструкций при обследовании зданий, получивших чрезмерные деформации.

По данным краткосрочных геодезических измерений можно дать прогноз развития осадок во времени с определением как конечной осадки, так и осадки, накопившейся («упущенной») до начала наблюдений [18].

В случае, если наблюдения за осадками начаты после возведения здания, то есть в послестроительный период, то достаточно трёх циклов наблюдений для определения конечной и «упущенной» осадок.

Используя данные трёх циклов наблюдений (рис. 5.7), точки НП, П1, П2 и закономерность развития осадок фундаментов во времени, предложенную проф. Н. М. Герсевановым, легко получить уравнения приращения осадки между двумя циклами наблюдений

$$\begin{aligned} \xi(t_{П1} - t_{НП}) &= \ln(s_k - s_{НП}) - \ln(s_k - s_{П1}) \\ \xi(t_{П2} - t_{НП}) &= \ln(s_k - s_{НП}) - \ln(s_k - s_{П2}), \end{aligned} \quad (5.40)$$

где ξ – коэффициент, зависящий от свойств грунта основания, толщины сжимаемого слоя и условий фильтрации воды при его уплотнении;

$s_k, s_{НП}, s_{П1}, s_{П2}$ – соответственно конечная осадка за время от момента приложения 50% нагрузки в период строительства до соответствующей даты наблюдения $t_{НП}, t_{П1}, t_{П2}$.

Выражение (5.40) легко привести к виду

$$\frac{t_{П1} - t_{НП}}{t_{П2} - t_{П1}} = \frac{\ln(s_k - s_{НП}) - \ln[(s_k - s_{НП}) - s_{П1} - s_{НП}]}{\ln[(s_k - s_{НП}) - s_{П1} - s_{НП}] - \ln[(s_k - s_{НП}) - s_{П2} - s_{НП}]}, \quad (5.41)$$

где $s_{П1} - s_{НП}, s_{П2} - s_{НП}$ – увеличение осадки за время соответственно $t_{П1} - t_{НП}, t_{П2} - t_{НП}$, то есть за период наблюдений.

Из выражения (5.41) методом последовательного приближения находим $s_K - s_{НП}$, далее, руководствуясь выражением (5.40), находим параметр ξ .

$$\xi = \frac{\ln(s_K - s_{НП}) - \ln[(s_K - s_{НП}) - s_{П1} - s_{НП}]}{t_{П1} - t_{П2}} \quad (5.42)$$

Конечная осадка и осадка, накопившаяся до начала наблюдений, вычисляются по формулам

$$s_K = \frac{\pi^2}{8} (s_K - s_{НП}) e^{\xi t_{НП}},$$

$$s_{НП} = s_K \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\xi t_{НП}} \right). \quad (5.43)$$

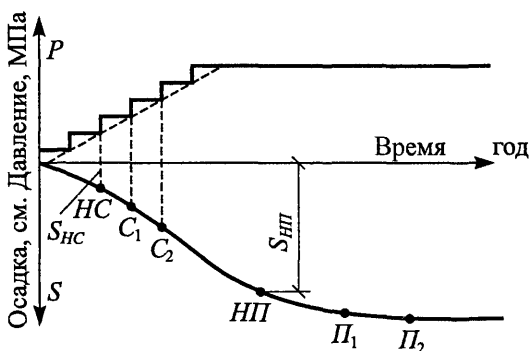


Рис. 5.7. Схема развития осадок фундаментов во времени

Если наблюдения за осадками начаты в период строительства (точки HC, C1, C2), то приложение нагрузки на основание нужно разбить на несколько частей (например, равные числу этажей n). Тогда конечная осадка от принятой доли нагрузки (P/n) будет равна

$$s_{ДК} = \frac{s_K}{n}. \quad (5.44)$$

По аналогии с вышеописанным можно получить

$$\frac{t_{C1}}{t_{C2}} = \frac{\ln \frac{8}{\pi^2} s_{ДК} - \ln(s_{ДК} - s_{C1} - s_{HC})}{\ln \frac{8}{\pi^2} s_{ДК} - \ln(s_{ДК} - s_{C2} - s_{C1})}, \quad (5.45)$$

где $s_{C1}-s_{HC}$, $s_{C2}-s_{C1}$ – увеличение осадок за период фактических наблюдений $t_{C1}-t_{HC}$, $t_{C2}-t_{C1}$.

Из выражения (5.45) методом последовательного приближения находится s_{DK} величина конечной осадки по формуле (5.43).

Параметр ξ можно вычислить по формуле

$$\xi = \frac{1}{t_{C1}} \left[\ln \frac{8}{\pi^2} s_{DK} - \ln (s_{DK} - s_{C1} - s_{HC}) \right]. \quad (5.46)$$

Значение осадки, накопившейся до начала наблюдений, вычисляется по формуле

$$s_{HC} = s_{DK} \left(m - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1}^m e^{-\xi t_i} \right), \quad (5.47)$$

где m – число равных ступеней нагрузок (число этажей), приложенных до начала наблюдений.

Для получения более точных значений s_K , s_{DK} , s_{HP} , s_{HC} рекомендуется максимально увеличить интервалы времени $t_{HP}-t_{П1}$, $t_{П1}-t_{П2}$, $t_{HC}-t_{C1}$, $t_{C1}-t_{C2}$. При этом последние два интервала времени должны соответствовать определенным ступеням загрузки.

5.8. Практические методы расчета оснований фундаментов с использованием нелинейных методов

В настоящее время наиболее широкое применение в практике проектирования фундаментов находит модель линейно - деформируемой среды в виде полупространства или слоя конечной толщины, предполагающие существование линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Как известно, в основании в процессе загрузки развиваются зоны предельного равновесия, взаимодействующие с областью грунта, находящейся в допредельном состоянии.

В случае, если всё основание находится в предельном напряженном состоянии, расчет ведется с использованием теории предельного равновесия. Однако в этом случае остается неопределенным деформационное состояние оснований.

Линейные методы расчета не позволяют:

- провести расчет оснований по деформациям при давлении, превышающем расчетное сопротивление грунта;
- учесть влияние прочностных характеристик грунта (c , φ) на изменения деформаций оснований;
- выявить влияние заглубления и жесткости фундаментов;

- определить долю осадки фундаментов, развивающуюся за счет пластических деформаций оснований;

- показать независимость осадки фундаментов от приложенного давления, начиная с определенной его ширины;

- провести расчет оснований по деформациям с учетом изменения прочностных (c , φ) и деформационных (E , ν) характеристик в зависимости от вида напряженного состояния, то есть параметра Надаи – Лоде.

Реальное перемещение грунтов под нагрузкой в соответствии со схемами их расчета по двум предельным состояниям не в полной мере соответствуют принятым в них предпосылкам. Наиболее полно напряженно - деформированное состояние оснований (НДС) может быть описано с позиций теории пластического течения. Именно решение смешанных упруго-пластических задач позволяет объединить существующие методики расчета оснований по двум предельным состояниям в одну с едиными предпосылками, принимаемыми для упругопластической среды.

Следует иметь в виду, что наиболее простая нелинейная модель грунта – упругая идеально пластическая среда использует те же характеристики грунта, что и модель линейно – деформируемой среды.

Целесообразность использования в расчетах оснований нелинейных методов подтверждается возможностью одновременного учета прочностных (c , φ) и деформационных (E , ν) характеристик грунта, формы подошвы фундамента, его жесткости и заглубления, а также характера приложения нагрузок при давлениях, превышающих расчетное сопротивление грунтов.

Значительные математические трудности решения смешанных задач приводит к необходимости использования численных методов, в частности МКЭ (метод конечных элементов).

В принятой модели грунт представляет упругую идеально пластическую среду, подчиняющуюся ассоциированному закону пластического течения, то есть в допредельном состоянии грунт рассматривается как сплошная линейно - деформируемая среда, переходящая с дальнейшим нагружением в предельное (пластическое) состояние в соответствии с применяемыми критериями текучести (прочности). В качестве критерия текучести предусмотрено использование условий Мора – Кулона, Гениева, Мизеса – Шлейхера – Боткина.

Полученное решение смешанной пространственной задачи [16] открывает возможность проектирования фундаментов при давлениях, превышающих расчетное сопротивление грунта, что ведет к повышению экономической эффективности проектных решений. Эффективность расчета оснований с учетом упругопластических свойств грунта возрастает с уменьшением прочностных и деформационных характеристик грунтов оснований, уменьшением глубины заложения подошвы фундаментов и увеличением внешней нагрузки.

Наиболее перспективный путь использования решений нелинейных задач механики грунтов состоит в выявлении факторов, влияющих на осадку, расчет вариантов наиболее часто встречаемых в практике проектирова-

ния фундаментов и получение соответствующих приближенных зависимостей или разработка соответствующих номограмм.

Для оценки влияния различных факторов на изменение осадки фундаментов наиболее целесообразно использование теории размерности и подобия, позволяющей всякие физические соотношения между размерными величинами представить как соотношение между безразмерными параметрами. Кроме того, применение безразмерных параметров ведет к снижению числа переменных и обеспечивает возможность сопоставления и обобщения результатов.

В общем случае осадка фундаментов на естественном основании в основном зависит от следующих факторов

$$S = f(P, b, E, \nu, \varphi, c, \gamma, d, \omega), \quad (5.48)$$

где P – уплотняющее давление по подошве фундамента, шириной « b » и глубиной заложения d ;

E, ν – модуль общей деформации и коэффициент Пуассона грунта;

φ, c – угол внутреннего трения и сцепление грунта;

ω – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента, его жесткости и толщины сжимаемого слоя грунта.

С целью уменьшения числа безразмерных параметров использовалась известная функциональная связь между параметрами P, b, E, ν, ω в виде формулы вычисления осадки линейно - деформируемого слоя конечной толщины

$$S_0 = \frac{\omega(1 - \nu^2)P \cdot b}{E}, \quad (5.49)$$

Если в качестве основных параметров принять осадку линейно - деформируемого слоя грунта S_0 и его удельный вес γ , то превышение осадки фундамента, подсчитанной для упругопластической модели в сравнении с моделью линейно - деформируемого слоя конечной толщины в безразмерных комплексах в соответствии с π - теоремой выразится в виде зависимости

$$\pi = f(\pi_1, \pi_2, \pi_3) \quad (5.50)$$

или в нашем случае

$$\frac{S}{S_0} = f\left(\varphi, \frac{c}{\gamma \cdot S_0}, \frac{d}{S_0}\right). \quad (5.51)$$

По величине отношения S/S_0 можно судить о влиянии различных факторов на формирование осадки фундаментов за счет пластических деформаций основания.

Следовательно, это отношение может служить критерием возможности применения теории линейно - деформируемой среды или целесообразности использования нелинейных методов.

Выполненный анализ указывает на то, что величина пластических деформаций уменьшается с уменьшением отношения $\eta = \lambda/b$ (где λ – длина фундамента, b – ширина), а также с увеличением размера подошвы фундаментов, глубины заложения, угла внутреннего трения и удельного веса грунта.

При ширине подошвы фундамента более 10 м и угле внутреннего трения грунта $\varphi \geq 30^\circ$ отношение $S/S_0 \cong 1$, то есть в этом случае правомерно использование теории линейно - деформируемой среды для расчета оснований по деформациям. Однако при определенном соотношении безразмерных параметров отношение S/S_0 может быть более 3, что приводит к необходимости расчета оснований по деформациям с использованием упругопластических моделей грунта.

Связь безразмерных параметров $\frac{c}{\gamma \cdot S_0}$ и $\frac{d}{S_0}$ линейная и не зависит

от угла внутреннего трения грунта. Указанная зависимость сохраняется линейной вне зависимости от формы подошвы фундаментов и их заглубления, следовательно, может быть использована для расчета различных фундаментов зданий и сооружений.

Осадка прямоугольных и ленточных фундаментов на упругопластических основаниях с использованием теории размерностей и подобия может быть подсчитана по номограмме (рис. 5.8) или по формуле

$$s = \frac{4,11s_o}{k}, \quad (5.52)$$

где

s_o – осадка линейно-деформируемого слоя грунта, равная

$$s_o = \frac{\omega(1-\nu^2)pb}{E}; \quad (5.53)$$

ω – коэффициент, учитывающий форму подошвы фундамента, его жесткость и относительную толщину H/b сжимаемого слоя грунта...

k – параметр нелинейности основания, равный

$$k = \left[\varphi^{0,273} \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot s_o} \right)^{0,08} \cdot \left(\frac{d}{s_o} \right)^{0,015} \right]; \quad (5.54)$$

φ, c – соответственно угол внутреннего трения и сцепление грунта;
 γ – удельный вес грунта;
 d – заглубление фундамента.

Осадка фундаментов круглой формы может быть определена по номограмме рис. 5.9

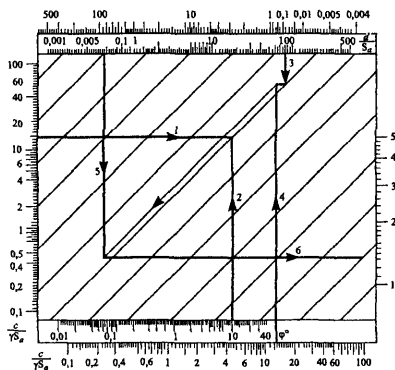


Рис. 5.8. Номограмма определения осадок прямоугольных и ленточных фундаментов

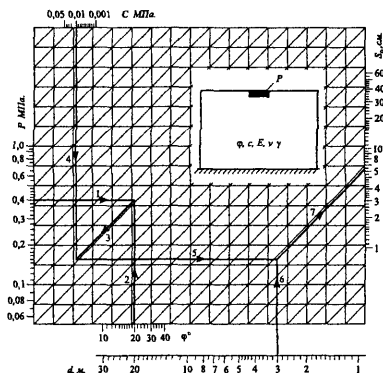


Рис. 5.9. Номограмма определения осадок круглых фундаментов

5.8.1. Расчет по деформациям свайных фундаментов

Осадка ленточных фундаментов из пирамидальных свай ($l=3$ м, 70×70 см) подсчитывается по номограмме (рис. 5.10) или по формуле

$$s = \frac{7 P^{0,562}}{\varphi^{0,513} c^{0,096}} \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E}. \quad (5.55)$$

Относительная осадка (s/L) упругопластических оснований пирамидальных свай со слабым подстилающим слоем h_2 , находящимся на расстоянии h_1 от острия сваи, определяется по формуле

$$\frac{s}{L} = \frac{0,25 \left(\frac{h_2}{L} \right)^{0,42} \cdot \varphi_2^{0,97}}{\left(\frac{E_2 L^2}{P} \right)^{1,22} \cdot \left(\frac{h_1}{L} \right)^{0,27} \cdot \left(\frac{c_2 L^2}{P} \right)^{0,27}}, \quad (5.56)$$

где

E_2 и c_2 – соответственно модуль деформации и сцепление подстилающего слоя грунта;

P – нагрузка на сваю;

L – длина сваи.

Формула (5.56) для удобства использования на практике представлена в виде номограммы (рис. 5.11).

Осадка одиночной призматической сваи может быть определена по номограмме (рис. 5.12) или вычислена по формуле

$$s = s_o k, \quad (5.57)$$

здесь

$$s_o = \frac{P^{2,09}}{\varphi^{0,82} \cdot c^{0,21} \cdot l^{1,16}}. \quad (5.58)$$

Численный анализ выполнялся для грунтов с $E=20$ МПа и $\nu=0,3$. Коэффициент k перехода к другим характеристикам грунта равен

$$k = \frac{20}{E} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{0,91}. \quad (5.59)$$

Осадка однорядных свайных фундаментов из призматических свай и низким ростверком подсчитывается по формуле

$$s = \frac{25,784(1-\nu^2)}{E} \cdot \frac{P^{1,323}}{\varphi^{1,016} \cdot c^{0,139} \cdot l^{0,857}}. \quad (5.60)$$

Осадка двухрядных ленточных свайных фундаментов с низким ростверком подсчитывается по формуле

$$s = \frac{5,168(1-\nu^2)}{E} \cdot \frac{P^{1,413}}{\varphi^{0,6} \cdot c^{0,105} \cdot l^{1,215}}. \quad (5.61)$$

5.8.2. Расчет по деформациям щелевых фундаментов

Щелевые фундаменты устраиваются путем бетонирования враспор узких щелей ($\delta=15...20$ см), устраиваемых прорезкой баровыми механизмами или вытрамбовкой.

При значительных нагрузках на фундаменты возможно применение многощелевых фундаментов.

Наиболее эффективно применение данных фундаментов в грунтах, способных удерживать стенки траншей от обрушения без их крепления.

Осадка однощелевого ленточного фундамента (толщина стенки $\delta=20$ см) определяется по номограмме (рис. 5.13) или по формуле

$$s = \frac{0,583 \cdot p^{2,09} \cdot k}{h^{0,96} \cdot \varphi^{1,12} \cdot c^{0,29}} \cdot (5.62)$$

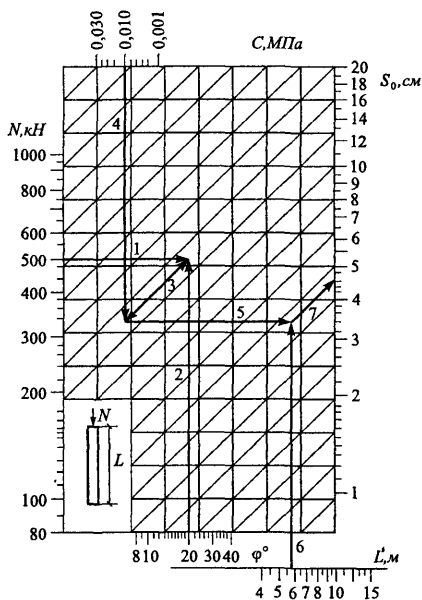


Рис. 5.12. Номограмма определения осадки одиночной призматической сваи

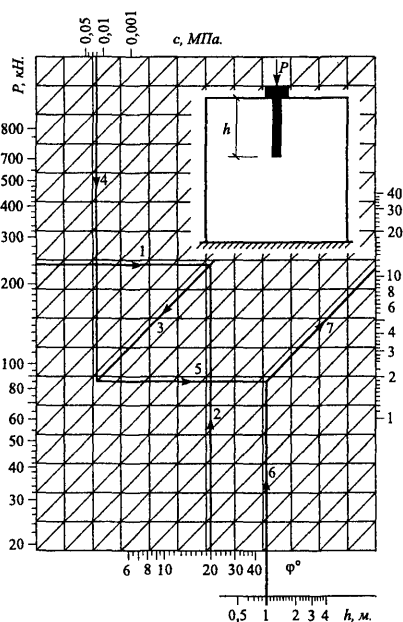


Рис. 5.13. Номограмма определения осадки однощелевого фундамента

Осадка двухщелевого ленточного фундамента определяется по формуле

$$s = \frac{0,753 \cdot p^{1,82} \cdot k}{h^{0,69} \cdot \varphi^{1,1} \cdot c^{0,18}} \cdot (5.63)$$

В формулах (5.62) и (5.63) k – коэффициент, вычисляемый по формуле (5.59).

Нелинейные методы расчета можно использовать для анализа влияния различных факторов на изменение осадки фундаментов, в том числе при давлениях, превышающих расчетное сопротивление оснований, а также в сочетании с линейными методами для оценки напряженно-деформированного состояния основания.

Пример 5.1: Определить размеры подошвы фундамента и его осадку различными методами при следующих данных: с поверхности до глубины 2,8 м залегает песок мелкий средней плотности ($\gamma=17 \text{ кН/м}^3$; $\varepsilon=0,65$; $\varphi=32^\circ$; $E=20000 \text{ кПа}$; $c=2 \text{ кПа}$) ниже слой супеси ($\gamma=18 \text{ кН/м}^3$; $\varphi=24^\circ$; $E=16000 \text{ кПа}$; $c=13 \text{ кПа}$). Нагрузка на фундамент $N=1150 \text{ кН}$. Глубина заложения $d=1,6 \text{ м}$.

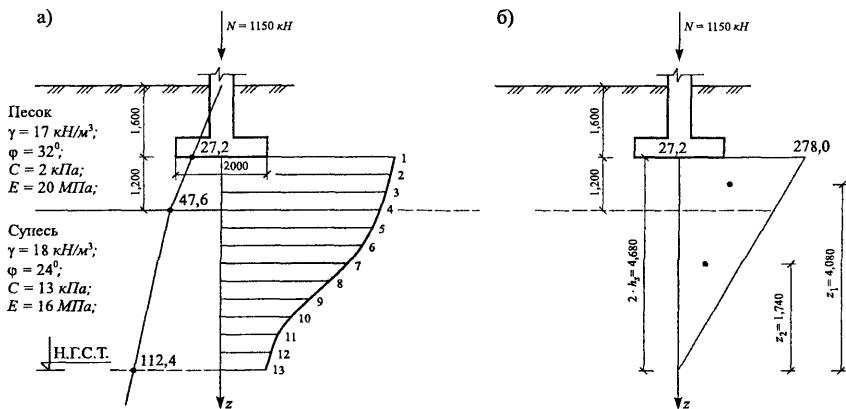


Рис. 5.14. Схема определения осадки фундамента:
а) метод суммирования; б) метод эквивалентного слоя

Проверим достаточность принятых размеров фундамента $b \times l = 2 \times 2 \text{ м}$, для чего вычислим расчетное сопротивление грунта основания и среднее давление по подошве фундамента.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k_n} \cdot \left[M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1}{1} \cdot (1,34 \cdot 2 \cdot 17 + 6,34 \cdot 1,6 \cdot 17 + 8,55 \cdot 20) = 305,5 \text{ кПа}.$$

Собственный вес фундамента и грунта на его уступах

$$Q_\phi = b \times l \cdot d_1 \cdot \gamma_{cp} = 2 \cdot 2 \cdot 1,6 \cdot 20 = 70,4 \text{ кПа}.$$

Среднее давление по подошве фундамента от нагрузки $N=1150 \text{ кН}$ и веса фундамента равно:

$$\sigma_{cp} = \frac{N + Q_\phi}{b \cdot l} = \frac{1150 + 70,4}{2 \cdot 2} = 305,1 < 305,5 \text{ кПа}.$$

Давление от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента

$$\sigma_{zg} \cdot \gamma \cdot d_1 = 1,6 \cdot 17 = 27,20 \text{ кПа} .$$

Дополнительное давление по подошве фундамента равно

$$\sigma_{дон} = \sigma_{сп} - \sigma_{zg} = 305,1 - 1,6 \cdot 17,0 = 278 \text{ кПа} .$$

Расчетная схема определения осадки представлена на рис. 5.14. Вычисление осадки фундамента сведена в таблицу 5.8.

Таблица 5.8.

Вычисление осадки фундамента

$m = \frac{2z}{b}$	z (м)	№ точек	α	σ_{zN}	σ_{zg}	$\sigma_{zg} \cdot 0,2$
0,0	0,0	1	1.000	278.00	27.20	
0,4	0,4	2	0.960	266.88	34.00	
0,8	0,8	3	0.800	222.40	40.80	
1,2	1,2	4	0.606	168.46	47.60	
1,6	1,6	5	0.449	124.82	54.80	
2,0	2,0	6	0.336	93.41	62.00	
2,4	2,4	7	0.257	71.44	69.20	
2,8	2,8	8	0.201	55.88	76.40	
3,2	3,2	9	0.160	44.48	83.60	
3,6	3,6	10	0.131	36.41	90.80	
4,0	4,0	11	0.108	30.02	98.00	
4,4	4,4	12	0.091	25.29	105.20	21.04
4,8	4,8	13	0.077	21.40	112.40	22.48
						----- Н.Г.С.Т.

Осадка, вычисленная методом суммирования, равна

$$S = 0,8 \sum \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 0,4}{20000} \left[\frac{278}{2} + 266,88 + 222,40 + \frac{168,46}{2} \right] + \frac{0,8 \cdot 0,4}{16000} \times \left(\frac{168,46}{2} + 124,82 + 93,41 + 71,44 + 55,88 + 44,48 + 36,41 + 30,02 + 25,29 + \frac{21,40}{2} \right) =$$

$$=1,14+1,15=2,29 \text{ см.}$$

Метод эквивалентного слоя

Толщина эквивалентного слоя равна $h_s = A_\omega \cdot b = 2 \cdot 1,17 = 2,34 \text{ м.}$

$A_\omega = 1,17$ при $\mu = 0,30$ и $n = \frac{l}{b} = \frac{2}{2} = 1$. Высота эпюры уплотняющих

давлений равна $2 \cdot h_s = 2 \cdot 2,34 = 4,68 \text{ м.}$

В пределах $2 \cdot h_s$ находятся 2 слоя: слой песка $h_1 = 1,2 \text{ м}$ и слой супеси $h_2 = 3,08 \text{ м}$, поэтому необходимо вычислить средний коэффициент относительной сжимаемости грунта.

$$m_{v1} = \frac{\beta_1}{E_1} = \frac{0,76}{200} = 0,0038 \frac{\text{см}^2}{\text{кг}} = 0,000038 \frac{1}{\text{кПа}};$$

$$m_{v2} = \frac{\beta_2}{E_1} = \frac{0,72}{160} = 0,0045 \frac{\text{см}^2}{\text{кг}} = 0,000045 \frac{1}{\text{кПа}}.$$

Коэффициент относительной сжимаемости для неоднородного основания вычисляется по формуле

$$m_{vm} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot a_i \cdot z_i}{2 \cdot h_s^2} = \frac{120 \cdot 0,0038 \cdot 408 + 348 \cdot 0,0045 \cdot 174}{2 \cdot 214^2} = 0,005 \frac{\text{М}^2}{\text{кг}}.$$

Прогнозируемая осадка фундамента равна

$$S = h_s \cdot a_{0cp} \cdot \sigma_{дон} = 234 \cdot 2,78 \cdot 0,0050 = 3,25 \text{ см.}$$

Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины

Осадка подсчитывается для сжимаемой толщи, вычисленной в методе суммирования.

Осадка равна

$$S = b \cdot p \cdot \sum \frac{(1 - \mu_i^2)}{E_i} (k_i - k_{i-1}) =$$

$$= 200 \cdot 2,78 \left[\frac{(1 - 0,29^2)}{200} (0,299 - 0,00) + \frac{(1 - 0,31^2)}{160} (0,646 - 0,299) \right] = 1,84 \text{ см.}$$

Коэффициенты k_i приняты по границам слоев грунта в зависимости от $n = \frac{l}{b}$ и $m = \frac{2z}{b}$ по таблице 5.3.

Пример 5.2 Рассчитать фундаменты под 2 колонны, расположенные на расстоянии 3 м друг от друга и загруженные нагрузкой $N_1=N_2=1100$ кН. Грунтовые условия площадки следующие: с поверхности до глубины 3,2 м залегает песок с $\varphi=32^\circ$; $\gamma=19,4$ кН/м³; $c=0$; $E=25000$ кПа. Ниже залегает супесь с характеристиками: $\varphi=14^\circ$; $\gamma=18,2$ кН/м³; $c=0,4$; $E=7000$ кПа. (Рис. 5.15)

Примем глубину заложения подошвы фундамента $d_1=1,6$ м. Размеры подошвы фундамента подбираются из условия, чтобы среднее давление по подошве фундаментов не превышало расчетного сопротивления основания.

Примем размеры подошвы фундамента $b=l=2$ м и проверим достаточность размеров.

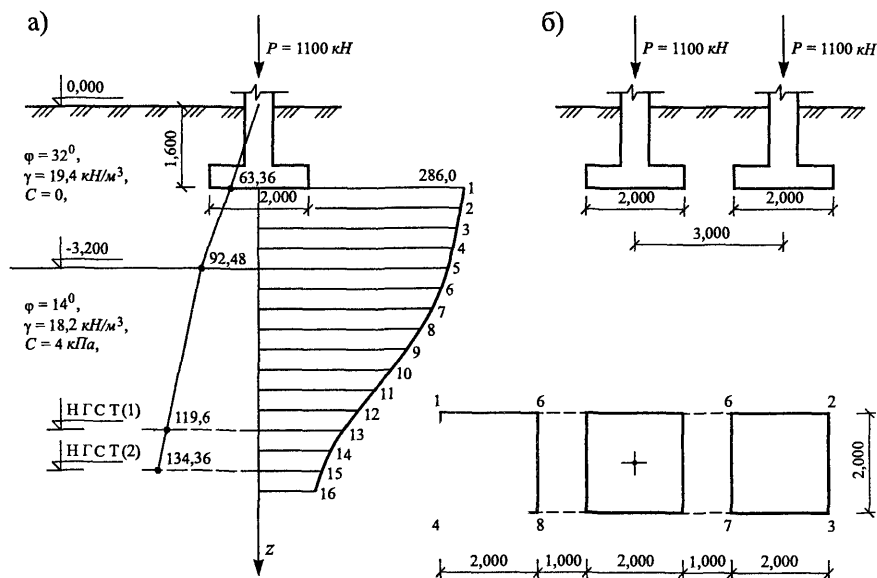


Рис. 5.15. Схема определения осадки фундамента

а) отдельно стоящий фундамент; б) с учетом влияния соседнего фундамента

Расчетное сопротивление основания (для $\varphi=30^\circ$; $M_\gamma=1,34$; $M_q=6,34$; $M_c=8,55$).

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c \right] =$$

$$= \frac{1,25}{1} \cdot (1,34 \cdot 2 \cdot 19,8 + 6,34 \cdot 1,6 \cdot 19,8 + 8,55 \cdot 0) = 31,7 \text{ кПа.}$$

Если принять значение коэффициентов M_γ , M_q , M_c для фундамента квадратной формы по таблице 3.6, то расчетное сопротивление возрастет, следовательно можно будет уменьшать размеры подошвы фундамента.

Вес фундамента и грунта на уступах $Q_\phi = \gamma_r \cdot b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp} = 1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 1,6 \cdot 20 = 128 \text{ кН.}$

Среднее давление по подошве фундамента с учетом веса фундамента

$$\sigma_{cp} = \frac{1100 + 128}{2 \cdot 2} = 30,7 \text{ кПа} < 31,7 \text{ кПа.}$$

Природное давление на отметке заложения подошвы фундамента $\sigma_{zg} = \gamma d_1 = 19,4 \cdot 1,6 = 3,10 \text{ кПа.}$ Дополнительное давление по подошве фундамента $\sigma_{z(\text{доп})} = \sigma_{cp} - \sigma_{zg} = 31,7 - 3,1 = 28,6 \text{ кПа.}$ Далее основание разбивается на слои $z_i = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ м,}$ строятся эпюры давлений от собственного веса грунта и внешней нагрузки. Дальнейшие вычисления сведены в таблицу 5.9.

Таблица 5.9.

Значения напряжений

$m = \frac{2z}{b}$	z, м	σ_{zg} , кПа	α	$\sigma_{zp} = \alpha \sigma_{\text{доп}}$ кПа	№ точки
0,0	0	31,0	1,000	286,00	1
0,4	0,4	39,60	0,960	274,56	2
0,8	0,8	47,52	0,800	228,80	3
1,2	1,2	55,44	0,606	173,31	4
1,6	1,6	63,36	0,449	128,41	5
2,0	2,0	70,64	0,336	96,09	6
2,4	2,4	77,92	0,257	73,50	7
2,8	2,8	85,20	0,201	57,48	8
3,2	3,2	92,48	0,160	45,76	9
3,6	3,6	97,76	0,131	37,46	10
4,0	4,0	105,04	0,108	30,88	11
4,4	4,4	112,22	0,091	26,02	12
4,8	4,8	119,60	0,077	22,02	13
5,2	5,2	126,98	0,066	18,87	14
5,6	5,6	134,36	0,058	16,58	15
6,0	6,0	141,74	0,051	14,58	16

Находим границу сжимаемой толщи

$$\sigma_{zg} \cdot 0,2 \approx \sigma_{zp};$$

$$119,60 \cdot 0,2 = 23,92 \text{ (22,02)}.$$

Осадка фундамента, вычисленная методом суммирования равна

$$S = 0,8 \sum \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i} =$$

$$= 0,8 \cdot \left[\frac{0,4}{25000} \left(\frac{286}{2} + 274,56 + 228,80 + 173,31 + \frac{128,41}{2} \right) + \frac{0,4}{7000} \times \right. \\ \left. \times \left(\frac{128,41}{2} + 96,09 + 73,50 + 57,48 + 45,76 + 37,46 + 30,88 + 26,02 + \frac{22,02}{2} \right) \right] = 3,14 \text{ см}$$

В пределах сжимаемой толщи на глубине 3,2 м от поверхности грунта залегает более слабый слой грунта с углом внутреннего трения $\varphi=14^\circ$. Поэтому необходимо проверить на кровле слабого слоя грунта условие $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_{cl}$.

Вычисляем площадь (F_y) и размеры (b_y, l_y) условного фундамента

$$F_y = \frac{N}{\sigma_{zp}} = \frac{1100}{128,41} = 8,56 \text{ м}^2;$$

$$b_y = l_y = \sqrt{8,56} = 2,92 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление слабого слоя грунта равно

$$R_{cl} = \frac{1,2 \cdot 1}{1} (0,29 \cdot 2,92 \cdot 18,2 + 2,17 \cdot 3,2 \cdot 19,8 + 4,69 \cdot 4) = 406,2 \text{ кПа}.$$

$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} = 63,36 + 128,41 = 191,77 < 406,2$ кПа, т.е. условие выполняется.

Далее необходимо определить взаимное влияние фундаментов на развитие осадки.

В данном случае наиболее просто учесть влияние соседнего фундамента можно методом центральных точек, приняв, что слева от рассчитываемого фундамента расположен такой же фундамент, что и справа. Тогда дополнительные напряжения по оси рассчитываемого фундамента можно вычислить следующим образом. Вначале определяем напряжение от загрузки

площади 1, 2, 3, 4 $\left(n = \frac{l}{b} = \frac{8}{2} = 4\right)$, затем от загрузки площади 5, 6, 7, 8

$\left(n = \frac{4}{2} = 2\right)$ и полученную разность необходимо разделить на два, т.к.

фактически мы имеем один соседний фундамент. Все расчеты сведем в таблицу 5.10.

Таблица 5.10.

Учет загрузки соседнего фундамента

$m = \frac{2z}{b}$	z, м	α при $n=2$	α при $n=4$	$\alpha = \frac{\alpha_4 - \alpha_2}{2}$	σ_c , кПа	σ_s , кПа	$\sigma_c + \sigma_s$, кПа
0,0	0,0	1,000	1,000	0,0000	0,0000	286,00	286,00
0,4	0,4	0,976	0,977	0,0005	0,143	274,56	274,70
0,8	0,8	0,870	0,880	0,005	1,430	228,80	230,23
1,2	1,2	0,727	0,753	0,013	3,718	173,31	177,03
1,6	1,6	0,593	0,636	0,021	6,006	128,41	134,41
2,0	2,0	0,481	0,540	0,029	8,294	96,09	104,29
2,4	2,4	0,392	0,462	0,036	10,296	73,50	83,79
2,8	2,8	0,321	0,400	0,039	11,154	57,48	68,63
3,2	3,2	0,267	0,348	0,040	11,440	45,76	57,20
3,6	3,6	0,224	0,305	0,040	11,440	37,46	48,90
4,0	4,0	0,190	0,270	0,040	11,440	30,88	42,30
4,4	4,4	0,163	0,239	0,038	10,868	26,02	36,88
4,8	4,8	0,141	0,213	0,036	10,296	22,02	32,49
	-----					-----	
5,2	5,2	0,123	0,191	0,034	9,724	18,87	28,59
5,6	5,6	0,108	0,172	0,032	9,152	16,58	25,73

6,0	6,0	0,095	0,155	0,030	8,580	14,58	23,16

Нижняя граница сжимаемой толщи была на глубине $z=4,8$ м ниже подошвы фундамента, а с учетом загрузки соседнего фундамента на глубине $z=5,6$ м, где $\sigma_{zg} \cdot 0,2 = 134,36 \cdot 0,2 = 26,8 \approx (\sigma_z = 25,73)$.

Осадка с учетом загрузки соседнего фундамента равна

$$S = 0,8 \cdot \left[\frac{0,4}{25000} \left(\frac{286}{2} + 274,70 + 230,23 + 177,03 + \frac{134,41}{2} \right) + \frac{0,4}{7000} \cdot \left(\frac{134,41}{2} + 104,29 + 83,79 + 68,63 + 57,20 + 48,90 + 42,30 + 36,88 + 32,49 + 28,59 + \frac{25,73}{2} \right) \right] = 4,58 \text{ см,}$$

т.е. осадка возросла на 46 %, что подтверждает необходимость проведения такого расчета.

6. Расчет оснований по несущей способности

Расчет оснований по несущей способности производится если:

- на основание передается значительная горизонтальная нагрузка (распорные конструкции, давление грунта на подпорные стенки, сейсмические воздействия);

- основание сложено практически несжимаемыми грунтами;

- основание расположено вблизи откоса;

- в основании залегают медленно уплотняющиеся, водонасыщенные, глинистые и заторфованные грунты (при $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $C_v \leq 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$).

Расчет по несущей способности производится с соблюдением условия (1), расчет по несущей способности предполагает вычисление вертикальной силы предельного сопротивления, а также проверку устойчивости на сдвиг по подошве, или глубинный сдвиг с захватом грунта основания и потерю устойчивости на опрокидывание.

Устойчивость ленточных фундаментов проверяется в направлении короткой стороны, а прямоугольных – в направлении действия горизонтальной нагрузки и момента.

Расчет несущей способности оснований производится по условию

$$F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot F_n, \quad (6.1)$$

где F – допустимая расчетная нагрузка на основание;

F_n – сила предельного сопротивления основания (несущая способность основания);

γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным для сооружений: 1 класса $\gamma_n = 1,20$, 2 класса – 1,15, 3 класса – 1,1;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 6.1.

Коэффициент γ_c

№	Наименование грунта	γ_c
1	Пески (кроме пылеватых)	1,00
2	Пески пылеватые и глинистые грунты в стабилизированном состоянии	0,90
3	Глинистые грунты в нестабилизированном состоянии	0,85
4	Для скальных грунтов. невыветрелых и слабовыветрелых	1,00
5	выветрелых	0,90
6	сильновыветрелых	0,80

Вертикальная составляющая предельного сопротивления стабилизированного основания при плоской поверхности фундамента и пригрузке с различных сторон фундамента отличающейся не более чем на 25% вычисляется по формуле

$$N_u = b' \cdot l' \cdot \left(N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_l + N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_l' + N_c \cdot \xi_c \cdot c_l \right), \quad (6.2)$$

где b' и l' – соответственно ширина и длина фундамента, уменьшенная на двойное значение эксцентриситета равнодействующей всех нагрузок ($b' = b - 2e_b$, $l' = l - 2e_l$);

e_b , e_l – эксцентриситеты нагрузки в направлении размеров (b) и (l);

N_γ , N_q , N_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице;

ξ_γ , ξ_q , ξ_c – коэффициенты, учитывающие пространственную работу фундамента;

γ_b , γ_l' – соответственно удельный вес грунтов, находящихся под подошвой и выше подошвы фундамента;

c_l – расчетное значение сцепления грунта;

d – глубина заложения фундамента.

Коэффициенты формы подошвы фундаментов вычисляются по формулам

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 3/\eta, \quad (6.3)$$

где η – соотношение размеров подошвы фундаментов ($\eta = l/b$).

При внецентренном приложении нагрузки значение $\eta = l'/b'$. При значении $\eta < 1$ оно принимается равным единице, а при $\eta > 5$ фундамент принимается как ленточный с значениями $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1,0$.

Коэффициенты несущей способности

Фг. град.	Ко- эф- фи- циен- ты											
		0	5	10	15	20	25	30	35			
0	N_y	0,000										
	N_q	1,000										
	N_c	5,142										
5	N_y	0,204	(0,051)									
	N_q	1,568	(1,257)	$\delta'=4,9^\circ$								
	N_c	6,489	(2,934)									
10	N_y	0,597	0,417	(0,119)								
	N_q	2,471	2,158	(1,596)	$\delta'=9,8^\circ$							
	N_c	8,345	6,570	(3,382)								
15	N_y	1,352	1,018	0,612	(0,215)							
	N_q	3,941	3,446	2,843	(2,055)	$\delta'=14,5^\circ$						
	N_c	10,976	9,127	6,879	(3,938)							
20	N_y	2,837	2,176	1,474	0,821	(0,359)						
	N_q	6,399	5,560	4,645	3,644	(2,692)	$\delta'=18,9^\circ$					
	N_c	14,835	12,527	10,015	7,266	(4,649)						
25	N_y	5,867	4,503	3,175	2,004	1,046	(0,584)					
	N_q	10,662	9,173	7,652	6,126	4,580	(3,603)	$\delta'=22,9^\circ$				
	N_c	20,720	17,526	14,265	10,991	7,678	(5,582)					
30	N_y	12,394	9,426	6,725	4,439	2,630	1,288	(0,953)				
	N_q	18,401	15,633	12,938	10,371	7,957	5,670	(4,953)	$\delta'=26,5^\circ$			
	N_c	30,140	25,345	20,678	16,230	12,050	8,089	(6,847)				
35	N_y	27,503	20,584	14,632	9,795	6,076	3,380	(1,597)				
	N_q	33,296	27,856	22,770	13,117	13,939	10,237	(7,044)	$\delta'=29,8^\circ$			
	N_c	46,123	38,354	31,090	24,446	18,479	13,192	(8,632)				
40	N_y	66,013	48,300	33,837	22,656	14,183	8,255	4,297	(2,793)			
	N_q	64,195	52,710	42,375	33,264	25,390	18,704	13,111	(10,459)	$\delta'=32,7^\circ$		
	N_c	75,313	61,626	49,308	33,451	29,066	21,099	14,434	(11,273)			

Примечание В скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона равнодействующей нагрузки δ' .

Формула (6.2) справедлива для случая, когда угол наклона равнодействующей всех сил к вертикали меньше угла внутреннего трения грунта. Если угол наклона равнодействующей превышает расчетное значение угла внутреннего трения грунта, то проводится проверка фундамента на плоский сдвиг по его подошве или по кровле близко расположенного слабого слоя грунта.

Расчетные значения c_f и ϕ_f применительно к I группе предельных состояний принимаются по данным инженерно-геологических изысканий.

Для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений, а также для окончательных расчетов оснований зданий II-IV класса надежности допускается использование таблиц нормативных значений c и φ , приводимых в СНиП 2.02.01-83. Расчетные значения этих характеристик для I группы предельных состояний принимаются при следующих значениях коэффициента безопасности:

- для «с» песчаных и глинистых грунтов $k_c=1,5$,
- для φ – песчаных грунтов $k_\varphi=1,1$;
- глинистых грунтов $k_c=1,15$.

Если основание сложено скальными грунтами, то предельное сопротивление вычисляется по формуле

$$N_u = R \cdot b' \cdot l', \quad (6.4)$$

где R – расчетное значение сопротивления скального грунта, сжатого в водонасыщенном состоянии.

Пример 6.1: Определить размеры подошвы фундамента и несущую способность основания при следующих исходных данных. Размеры фундамента 1,0x1,4 м, глубина заложения с внутренней стороны $d=1,6$ м, с наружной – $d_1=2,0$ м.

В основании залегает суглинок с характеристиками: $\gamma = 19$ кН/м³; $\varphi_n=20^\circ$; $c_n=20$ кПа; $J_L=0,4$. Значение нагрузок на уровне обреза фундамента: $F_l=300$ кН; $F_n=50$ кН; $M=90$ кН·м.

Расчетное сопротивление основания R вычисляем при коэффициентах M_γ, M_q, M_c , взятых для прямоугольного фундамента с соотношением $l/b=1,4$. По таблице 3.6 $M_\gamma=0,543$; $M_q=3,175$; $M_c=5,977$.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,0} (0,543 \cdot 1,019 + 3,175 \cdot 1,6 \cdot 19 + 5,977 \cdot 20) = 250,17 \text{ кПа}.$$

Среднее давление по подошве фундамента равно

$$\sigma_{cp} = \frac{F'_v}{b \cdot l} + \gamma_{cp} \cdot \frac{d + d_1}{2} = \frac{300}{1 \cdot 1,4} + 20 \cdot 1,8 = 250,20 \text{ кПа}.$$

Максимальное давление под наиболее нагруженным краем фундамента

$$\sigma_{max} = \frac{F_v}{b \cdot l} + \gamma_{cp} \cdot d + \frac{M}{W} = 250,2 + \frac{10 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 281,4 \text{ кПа},$$

что меньше $1,2R=1,2 \cdot 250,2=300,24$ кПа

Угол наклона равнодействующей внешней нагрузки к вертикали равен

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_n}{F_v} = \frac{50}{300} = 0,166, \text{ что меньше } \sin \varphi = \sin 20^\circ = 0,342. \text{ Значение}$$

угла наклона равнодействующей $\delta=9,5^\circ$.

Следовательно несущие способности основания должны вычисляться по формуле.

Расчетные значения нагрузок можно определить, принимая осредненное значение коэффициента надежности $\gamma_f=1,15$.

$$F'_v = F_v \cdot \gamma_f = 300 \cdot 1,15 = 345 \text{ кН};$$

$$F'_n = F_n \cdot \gamma_f = 50 \cdot 1,15 = 57,5 \text{ кН}.$$

Расчетное значение прочностных характеристик грунта c и φ найдем из выражений

$$\varphi_I = \varphi_n / \gamma_g = 20^\circ / 1,1 = 18^\circ,$$

$$c_I = c_n / \gamma_g = 20 / 1,5 = 13,3 \text{ кПа}.$$

Расчетное значение собственного веса фундамента и грунта на его уступах

$$G = 50,4 \cdot 1,2 = 60,48 \text{ кН}.$$

Равнодействующая вертикальных нагрузок на основание

$$F_{va} = F'_v + Q_\varphi = 345 + 60,48 = 405,48 \text{ кН}.$$

Угол наклона равнодействующей F_{va} к вертикали

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{F'_n}{F_{va}} = \operatorname{arctg} \frac{57,45}{405,48} = 8^\circ.$$

Эксцентриситет приложения нагрузки незначителен

$$e = \frac{M}{F_v} = \frac{10}{350,4} = 0,003$$

и его можно не учитывать при определении несущей способности основания:

$$N = b' \cdot l' \cdot \left(N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_l + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_l' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_l \right)$$

при $\varphi_l=18^\circ$ и $\theta=8^\circ$ $N_\gamma=1,35$; $N_q=4,20$; $N_c=9,70$;

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1,4} = 0,82;$$

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{1,4} = 2,07;$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{1,4} = 0,21.$$

$$N = 1 \cdot 1,4 (1,35 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 19 + 4,20 \cdot 2,07 \cdot 19 \cdot 1,6 + 9,7 \cdot 1,21 \cdot 13,3) = 602,73 \text{ кН.}$$

Несущая способность основания значительно больше действующей на фундамент внешней нагрузки.

$$345 + 60,48 = 405,48 \leq \frac{0,9 \cdot 602,73}{1,15} = 482,84 \text{ кН.}$$

Расчет фундаментов на сдвиг по подошве ведется соблюдением условия

$$\sum F_{S,a} \leq \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{S,r}}{\gamma_n} \quad (6.5)$$

где $\sum F_{S,a}$ и $\sum F_{S,r}$ – сумма проекций сдвигающих и удерживающих сил на поверхности сдвига;

γ_c – коэффициент условий работы оснований, принимаемый по таблице 6.1;

γ_n – коэффициент надежности зданий и сооружений, принимаемый равным 1,2; 1,15; 1,1 соответственно для сооружений I, II, III классов капитальности.

Расчет на плоский сдвиг по подошве производится при наличии горизонтальной составляющей нагрузки, наличии слабого слоя грунта непосредственно под подошвой и если не выполняется условие

$$tg\rho < \sin\varphi_I, \quad (6.6)$$

где $tg\rho$ – тангенс угла наклона равнодействующей внешней нагрузки, равной $tg\rho = F_h/F_v$,

φ_I – расчетное значение угла внутреннего трения грунта, применительно к I группе предельного состояния.

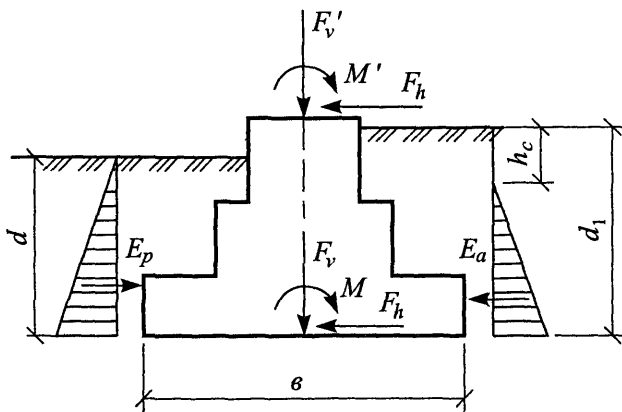


Рис. 6.1. Расчетная схема проверки фундамента на сдвиг

Таблица 6.3.

Коэффициент трения f

Вид подготовки или грунт основания	f	Вид подготовки или грунт основания	f
Бетон или кладка из бетонных камней	0,7	Супесь $J_L \geq 0,25$	0,35
Песок маловлажный	0,55	Суглинок $J_L < 0,25$	0,45
Песок влажный	0,45	Суглинок $J_L \geq 0,25$	0,30
Супесь $J_L < 0,25$	0,50	Глина $J_L \geq 0,25$	0,20

Схема удерживающих сил применительно к схеме (рис. 6.1) равна

$$\sum F_{s,r} = (F_v - u) \cdot tg\varphi_I + Ac_I + E_p, \quad (6.7)$$

где F_v – вертикальная составляющая нагрузки на фундамент с учетом веса фундамента и грунта на его уступах;

u – гидростатическое давление воды, равное $u = \gamma_w \cdot h_w$;
 A – площадь подошвы фундамента;
 c_l – расчетное значение сцепления грунта, находящегося непосредственно под подошвой фундамента;
 E_p – пассивное давление грунта.

Сумма сдвигающих сил равна

$$\sum F_{S,a} = F_h + F_a, \quad (6.8)$$

где F_h – горизонтальная составляющая внешней нагрузки;
 E_a – активное давление грунта.

Равнодействующая активного давления с учетом связности грунта равна

$$E_a = \frac{\gamma \cdot d_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}{2} (d_1 - h_c) \quad (6.9)$$

где d_1 – глубина заложения фундамента со стороны появления активного давления.

h_c – расстояние от поверхности грунта до глубины с давлением на стенку равным нулю.

Как известно, давление грунта, зависящее только от трения изменяется по закону треугольника, возрастая от нуля на уровне поверхности грунта, а разгружающее давление от сил сцепления не зависит от глубины. Приравнявая указанное давление легко получить h_c :

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}. \quad (6.10)$$

Равнодействующая пассивного давления на боковую поверхность фундамента вычисляется по формуле

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_l \cdot d \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + \frac{c_l \cdot d}{\operatorname{tg} \varphi_l} \cdot [\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - 1], \quad (6.11)$$

где d – глубина заложения подошвы фундамента со стороны возможного выпора грунта.

Для бетонных фундаментах с повышенной шероховатостью подошва

$$f = \operatorname{tg} \varphi_l.$$

Для гладкой подошвы фундаментов коэффициент трения принимается по таблице 6.3.

Пример 6.2: Проверить устойчивость ленточного фундамента на сдвиг при следующих данных (рис. 6.1)

Грунт основания – суглинок: $J_L=0,5$; $e=0,65$; $e_n=6$ кПа; $\varphi_n=24^\circ$; $\gamma_I=18$ кН/м³. Расчетные нагрузки с учетом веса фундамента и грунта на уступах $F_v=240$ кН; $F_n=100$ кН. Глубина заложения подошвы фундамента: слева – 1,2 м, справа – 1,6 м. Ширина подошвы фундамента, вычисленная расчетом по деформациям $b=1,6$ м. Находим расчетные значения характеристик:

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{6}{1,5} = 4 \text{ кПа}; \quad \varphi_I = \frac{\varphi_n}{\gamma_g} = \frac{24}{1,1} = 22^\circ.$$

Проверяем выполнение условия $\text{tg} \delta = \frac{F_n}{F_v} = \frac{100}{240} = 0,416$;

$\delta=22,5^\circ$; $\sin 22^\circ=0,375$; то есть $\text{tg} \delta > \sin \varphi_I$, следовательно необходимо проводить расчет по схеме плоского сдвига.

Для грунтов обратной засыпки (нарушенной структуры) принимаются пониженные значения характеристик:

$$\gamma_I' = \gamma \cdot 0,95 = 18 \cdot 0,95 = 17,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$c_I' = 0,5 \cdot c_I = 0,5 \cdot 4 = 2 \text{ кПа};$$

$$\varphi_I' = 0,9 \cdot \varphi_I = 0,9 \cdot 22 = 20^\circ.$$

$$\text{Значение } h_c = \frac{2 \cdot 2}{17,1 \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right)} = \frac{4}{17,1 \cdot 0,4} = 0,33 \text{ м}.$$

Величина активного давления с учетом связности грунта

$$E_a = \frac{17,1 \cdot 1,6 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) - 2 \cdot 2 \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right)}{2} \cdot (1,6 - 0,33) = 6,73 \text{ кН}.$$

Величина пассивного давления

$$E_n = \frac{17,1 \cdot 1,6}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{20}{2} \right) + \frac{2 \cdot 1,6 \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{20}{2} \right) - 1 \right]}{\operatorname{tg} 20} = 37 \text{ кН}.$$

Сумма удерживающих сил

$$\sum F_{sr} = F_v \cdot \operatorname{tg} \varphi_l + A c_l + E_p = 240 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ + 3,2 \cdot 1 \cdot 2 + 37 = 130,76 \text{ кН}$$

Сумма сдвигающих сил

$$\sum F_{sa} = F_n + F_a = 100 + 6,73 = 106,73 < 130,76 \text{ кН}$$

при $K_r = \frac{F_n}{F_v} = \frac{100}{240} = 0,4$ и $\varphi = 24^\circ$ значения коэффициентов

$$M_y = 0,349; M_q = 2,536; M_c = 3,451.$$

Значение

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,349 \cdot 2,8 \cdot 17,1 + 2,536 \cdot 1,4 \cdot 17,1 + 3,95 \cdot 4) = 103,2 \text{ кН}.$$

Вес фундамента и грунта на его уступах

$$Q_\phi = 2,8 \cdot 20 \cdot 1,4 = 78,4 \text{ кН}.$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$\sigma_{cp} = \frac{240 + 78,4}{2,8} = 113,8 \text{ кН}, \text{ что превышает величину расчетного}$$

сопротивления основания. Увеличиваем размер подошвы фундамента до $b = 3,2$ м.

$$\text{Тогда } Q_\phi = 2,8 \cdot 20 \cdot 1,4 = 78,4 \text{ кН}; \sigma_{cp} = \frac{240 + 89,6}{3,8} = 103 \text{ кН};$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,349 \cdot 3,2 \cdot 17,1 + 2,536 \cdot 1,4 \cdot 17,1 + 3,95 \cdot 4) = 105,83 \text{ кН}.$$

Среднее давление по подошве фундамента меньше величины расчетного сопротивления основания, следовательно можно вести расчет по деформациям с использованием линейных методов (метод суммирования, метод эквивалентного слоя).

7. Проектирование свайных фундаментов

Проектирование свайных фундаментов должно выполняться в соответствии с нормами СНиП 2.02.03-85.

Выбор длины свай и типа свайного фундамента зависит от конкретных условий строительной площадки, конструктивных особенностей зданий и сооружений, производственной базы строителей и должен проводиться на основании технико-экономического сравнения различных вариантов с определением оптимального по различным критериям оптимизации (расход материалов, трудозатраты, приведенные расходы). Длина свай должна быть принята также с учетом её заделки в тело ростверка и несущий слой грунта.

Для ускорения вариантного проектирования можно использовать следующие рекомендации области применения свай:

- забивные призматические сваи с продольной арматурой без предварительного напряжения и поперечным армированием рекомендуется использовать в любых сжимаемых грунтах с погружением их в достаточно прочные грунты; указанные сваи могут воспринимать вертикальные, горизонтальные и выдергивающие нагрузки, а также изгибающие моменты; при большой толщине слабых грунтов сваи могут быть составными;

- сваи колонны без предварительного напряженной арматуры длиной до 7,5 м и сечением 20x20 см, 30x30 см рекомендуется применять для одноэтажных сельскохозяйственных и промышленных зданий с небольшими нагрузками;

- пирамидальные железобетонные сваи и сваи в вытрамбованных скважинах малой длины (3...5 м) рекомендуется применять в однородных песчаных и глинистых грунтах, а также при залегании слабых грунтов на 2...3 м ниже острия свай, взамен свай большей длины;

- буронабивные сваи и сваи в вытрамбованных скважинах с уплотнением забоя бетоном или щебнем рекомендуется использовать на площадках с глинистым грунтом, способным удерживать стенки скважин от обрушения. Уплотнение грунта в забое скважин ведет к увеличению несущей способности свай на 30...50%.

7.1. Определение несущей способности свай

Допускаемое значение расчетной нагрузки N на сваю или сваю-оболочку определяется по формуле

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (7.1)$$

где F_d – несущая способность свай, кН;

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равным:

1,2 – если несущая способность свай определена по результатам статических испытаний;

1,25 – если несущая плотность сваи определена по результатам статического зондирования грунтов;

1,4 – если несущая способность сваи определена расчетом по таблицам СНиП 2.02.03-85.

Несущую способность висячей призматической сваи определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (7.2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, равный $\gamma_c=1$;

A – площадь опирания сваи на грунт, m^2 ;

U – наружный периметр поперечного сечения сваи, m ;

h_i – толщина i го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, m ;

γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые по таблице 7.1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, kPa ($тс/м^2$), таблице 7.2;

f_i – расчетное сопротивление i го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи kPa ($тс/м^2$), принимаемые по таблице 7.3.

Таблица 7.1.

Значение γ_{cR} , γ_{cf}

№	Способ погружения сваи	γ_{cR}	γ_{cf}	
1	Погружение свай паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0	
2	Погружение забивкой и вдавливанием в лидарные скважины с заглублением концов свй не менее 1 м ниже забоя скважины при её диаметре:			
		а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
		б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
		в) то же на 0,15 м	1,0	1,0
3	Вибропогружение свай в грунты. пески средней плотности	1,2	1,0	
		крупные и средней крупности	1,1	1,0
		пылеватые	1,0	1,0

Глубина погружения острия сваи при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа; а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Значения R , кПа (тс/м²)

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500 (750)	<u>6600 (660)</u> 4000 (400)	3000 (300)	<u>3100 (310)</u> 2000 (200)	<u>2000 (200)</u> 1200 (120)	1100 (110)	600 (60)
4	8300 (880)	<u>6800 (680)</u> 5100 (510)	3800 (380)	<u>3200 (320)</u> 2500 (250)	<u>2100 (210)</u> 1600 (160)	1250 (125)	700 (70)
5	8800 (880)	<u>7000 (700)</u> 6200 (620)	4000 (400)	<u>3400 (340)</u> 2800 (280)	<u>2200 (220)</u> 2000 (200)	1300 (130)	800 (80)
7	9700 (970)	<u>7300 (730)</u> 6900 (690)	4300 (430)	<u>3700 (370)</u> 3300 (330)	<u>2400 (240)</u> 2200 (220)	1400 (140)	850 (85)
10	10500 (1050)	<u>7700 (770)</u> 7300 (730)	5000 (500)	<u>4000 (400)</u> 3500 (350)	<u>2600 (260)</u> 2400 (240)	1500 (150)	900 (90)
15	11700 (1170)	<u>8200 (820)</u> 7500 (750)	5600 (560)	<u>4400 (440)</u> 4000 (400)	2900 (290)	1650 (165)	100 (100)
20	12600 (1260)	8500 (850)	6200 (620)		3200 (320)	1800 (180)	1100 (110)

Примечание. Над чертой даны значения « R » для песчаных грунтов, под чертой – для глинистых.

Для промежуточных значений глубин и показателей J_L значения R определяются интерполяцией.

Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования значения « R », увеличивается на 100 %. При определении плотности грунтов другим способом, значение R для плотных песков увеличивается на 60 %.

Указанные значения R используются при заглублении сваи на глубину не менее 3 м.

Для супеси с числом пластичности $J_p \leq 0,04$ и коэффициентом пористости $e < 0,8$ значения R определяются как для пылеватых песков средней плотности.

Расчетные сопротивления f_i , кПа (тс/м²)

Средняя глубина располо- жения слоя грунта, м	Песчаных грунтов средней плотности								
	крупных средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном								
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0
1	35 (3,5)	23 (2,3)	15 (1,5)	12 (1,2)	8 (0,8)	4 (0,4)	4 (0,4)	3 (0,3)	2 (0,2)
2	42 (4,2)	30 (3,0)	21 (2,1)	17 (1,7)	12 (1,2)	7 (0,7)	5 (0,5)	4 (0,4)	4 (0,4)
3	48 (4,8)	35 (3,5)	25 (2,5)	20 (2,0)	14 (1,4)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)	5 (0,5)
4	53 (5,3)	38 (3,8)	27 (2,7)	22 (2,2)	16 (1,6)	9 (0,9)	8 (0,8)	7 (0,7)	5 (0,5)
5	56 (5,6)	40 (4,0)	29 (2,9)	24 (2,4)	17 (1,7)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
6	58 (5,8)	42 (4,2)	31 (3,1)	25 (2,5)	18 (1,8)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
8	62 (6,2)	44 (4,4)	33 (3,3)	26 (2,6)	19 (1,9)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
10	65 (6,5)	46 (4,6)	34 (3,4)	27 (2,7)	19 (1,9)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
15	72 (7,2)	51 (5,1)	38 (3,8)	28 (2,8)	20 (2,0)	11 (1,1)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
20	79 (7,9)	56 (5,6)	41 (4,1)	30 (3,0)	20 (2,0)	12 (1,2)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
25	86 (8,6)	61 (6,1)	44 (4,4)	32 (3,2)	20 (2,0)	12 (1,2)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)

Примечание:

1. При определении f_i слои грунтов следует разбить на однородные слои толщиной не более 2 м.
2. Для плотных песчаных грунтов f_i увеличивается на 30 %.
3. Для супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,6$ значения f_i увеличивается на 15 % при данных значениях показателя текучести грунтов.
4. Для супеси с числом пластичности $J_p \leq 0,04$ и коэффициентом пористости $e < 0,8$ значение f_i определяется как для пылеватых песков средней плотности.

За среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа; а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки. Для забивных свай опирающихся нижним концом на рыхлые песчаные грунты или на пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,6$ несущую способность сваи следует определить по результатам статических испытаний.

Пример 7.1 Определить несущую способность свай С 8-30 при следующих инженерно-геологических и гидрогеологических условиях строительной площадки (рис 7.1). С поверхности залегают растительный слой толщиной 0,3 м, ниже до глубины 2,8 м – суглинок текучепластичной консистенции ($\gamma_s=27,0$ кН/м³; $\gamma=18,2$ кН/м³; $J_L=0,76$; $J_P=0,1$; $\varepsilon=0,78$; $\varphi=20^\circ$; $c=11$ кПа), далее – супесь пластичная толщиной 3,2 м с характеристиками ($\gamma_s=26,7$ кН/м³; $\gamma=19,8$ кН/м³; $J_L=0,9$; $J_P=0,05$; $\varepsilon=0,7$; $\varphi=18^\circ$; $c=9$ кПа). Супесь подстилается мелким песком толщиной 1,5 м ($\gamma_s=26,6$ кН/м³; $\gamma=19,6$ кН/м³; $\varepsilon=0,65$; $\varphi=26^\circ$; $c=3$ кПа). Под слоем песка на разведанную глубину до 20 м залегают суглинок тугопластичной консистенции ($\gamma_s=27,0$ кН/м³; $\gamma=18,7$ кН/м³; $J_L=0,3$; $J_P=0,13$; $\varepsilon=0,85$; $\varphi=21^\circ$; $c=21$ кПа).

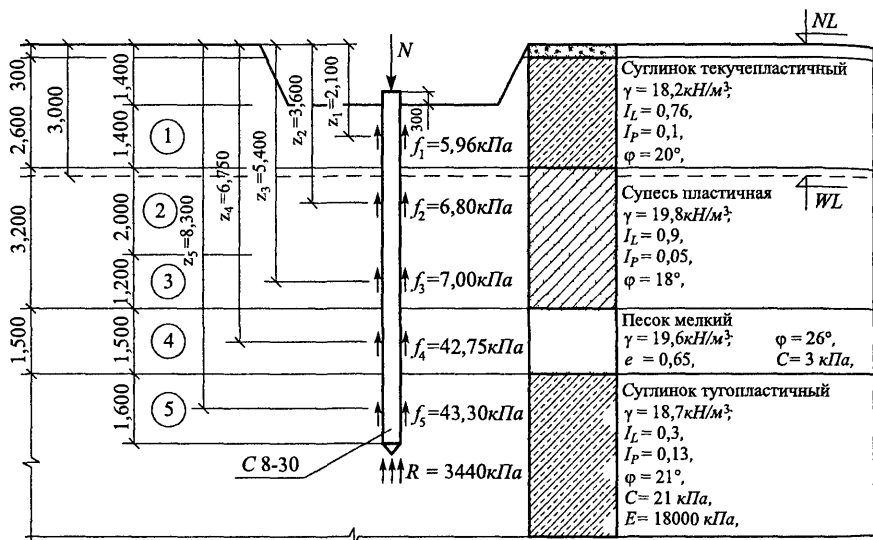


Рис 7.1 Схема определения несущей способности сваи

Несущая способность свай длиной 8 м погруженной на 1,6 м в суглинок тугопластичной консистенции вычисляется по формуле (7.2). Для данного случая коэффициенты условий работы сваи в грунте γ_c и грунтов под остриём сваи γ_{cr} и на боковой поверхности γ_{cf} равны 1 (таблица 3 СНиП 2.02.03-85).

Площадь опирания сваи на грунт $A=0,3 \cdot 0,3=0,09$ м², периметр поперечного сечения сваи $U=0,3 \cdot 4=1,2$ м.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимается по таблице 7.2.

Расчетное сопротивление сваи под нижним концом сваи зависит от глубины погружения сваи, вида и состояния грунта.

В нашем случае глубина погружения острия сваи от уровня природного рельефа равна 9,1 м. По таблице 7.2 для суглинка с $J_L=0,3$ имеются зна-

чения R для глубины 7 и 10 м, равные соответственно 3300 и 3500 кПа. Значение R для глубины 9,1 м находим интерполяцией

$$R_{9,1} = 3300 + \frac{3500 - 3300}{10 - 7} \cdot (9,1 - 7) = 3440 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление i -го слоя грунта (f_i), соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, принимается по таблице 7.3.

Для этого основание в пределах длины сваи делится на слои толщиной не более 2 м.

Значение f_i принимается в зависимости от показателя текучести J_L и глубины расположения середины слоя.

Для первого слоя суглинка текучепластичной консистенции ($J_L=0,76$) с глубиной расположения его середины $z_1=2,1$ м табличные значения f_1 имеются для $J_L=0,7$ и $J_L=0,8$ и глубин 2 и 3 м. Необходимо выполнить двойную интерполяцию, вначале по J_L для $J_L=0,76$.

Мы получим: для глубины 2 м

$$f = 7 - \frac{7 - 5}{0,8 - 0,7} \cdot (0,76 - 0,7) = 5,8 \text{ кПа};$$

для глубины 3 м $f = 8 - \frac{8 - 7}{0,8 - 0,7} \cdot (0,76 - 0,7) = 7,4 \text{ кПа}.$

Интерполируя полученные значения f по глубине, находим для $z_1=2,1$ м.

$$f_1 = 5,8 - \frac{7,4 - 5,8}{3 - 2} \cdot (2,1 - 2) = 5,96 \text{ кПа}.$$

Сопротивления f_i , вычисленные аналогичным образом для других слоев грунта составили: $f_2=6,8$ кПа; $f_3=7$ кПа; $f_4=42,75$ кПа; $f_5=44,3$ кПа.

Несущая способность сваи составит:

$$F_d = 1,0 \cdot [1 \cdot 3440 \cdot 0,9 + 1 \cdot 1,2 \cdot (5,96 \cdot 1,4 + 6,8 \cdot 2,0 + 7 \cdot 1,2 + 42,75 \cdot 1,5 + 44,30 \cdot 1,6)] = 309,5 + 165,35 = 474,85 \text{ кН}.$$

Несущая способность нижнего конца сваи по грунту составила 309,75 кН, боковой поверхности – 165,35 кН.

7.2. Определение несущей способности сваи-стойки

Несущая способность сваи-стойки, опирающейся нижним концом в практически несжимаемые грунты, определяется как наименьшее из несущей способности сваи по грунту основания и по ее материалу. При этом необходимо стремиться к тому, чтобы данные значения были близки. Не-

сухая способность сваи-стойки по грунту вычисляется по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (7.3)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, равный $\gamma_c=1$;

A – площадь опирания сваи на грунт, м^2 ;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа.

Расчетное сопротивление сваи-стойки под нижним концом принимается: для всех видов забивных свай $R=20000$ кПа; для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполненных бетоном значение R вычисляется по формуле

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \cdot \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (7.4)$$

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

γ_g – коэффициент надежности по грунту, $\gamma_g=1,4$;

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

d_f – наружный диаметр буровой сваи, заделанной в скальный грунт, м.

Несущая способность сваи-стойки по материалу вычисляется по следующим формулам:

$$\text{деревянные сваи} \quad F_d = \gamma_c \cdot R_q \cdot A_q;$$

$$\text{железобетонные сваи} \quad F_d = \gamma_c \cdot (R_b \cdot A_b + R_a \cdot A_a), \quad (7.5)$$

где R_q , R_b , R_a – расчетное сопротивление древесины, бетона и арматуры на осевое сжатие, МПа;

A_q , A_b – площадь поперечного сечения деревянной и железобетонной сваи, м^2 ;

A_a – площадь поперечного сечения всех стержней продольной арматуры, м^2 .

Пример 7.2: Определить несущую способность забивной сваи С 10-30, погруженной через слабые водонасыщенные грунты в крупнообломочный грунт с песчаным заполнителем. Напластование грунтов и основные характеристики указаны на рис. 7.2.

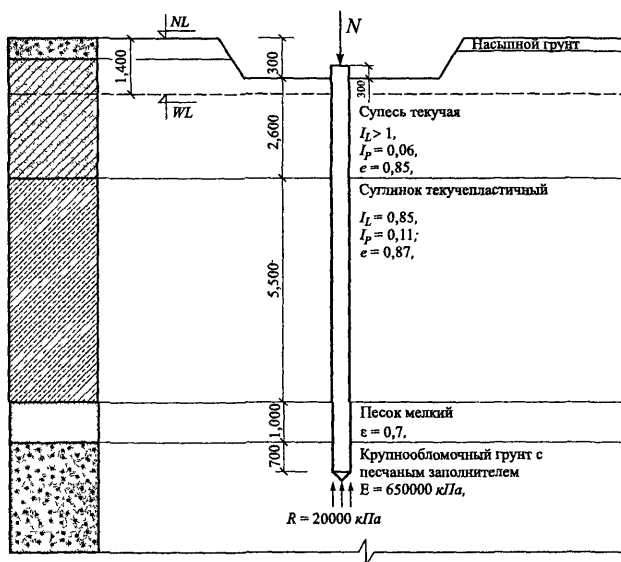


Рис. 7.2. Определение несущей способности сваи-стойки

Так как под острием сваи находится малосжимаемый грунт, то свая будет работать как свая-стойка. Несущая способность сваи-стойки определяется по формуле (7.3).

Значение R для забивных свай-стоек, опирающихся на мало сжимаемые грунты, принимается равным $R=20000$ кПа. Тогда $F_d=1 \cdot 20000 \cdot 0,09=1800$ кН.

Для свай-стоек необходимо также определить её несущую способность по материалу, используя формулу (7.5).

При этом свая рассматривается как жесткий стержень, жестко защемленный в грунт. При низком ростверке несущая способность сваи может быть вычислена без учета продольного изгиба.

Значения величин, входящих в формулу (7.5), равны:

γ – коэффициент условий работы сваи, $\gamma=1$;

γ_6 – коэффициент условий работы бетона сваи, $\gamma_6=0,85$;

A_6, A_s – площадь поперечного сечения соответственно бетона и продольной арматуры ($A_6=0,08955 \text{ м}^2, A_s=0,00045 \text{ м}^2$);

R_6, R_s – расчетные сопротивления сжатию бетона и продольной арматуры сваи.

Согласно ГОСТ 19804.1-79 свая С 10-30 изготавливается из бетона класса В20 ($R_6=11500$ кПа) и армируется в продольном направлении четырьмя стержнями $\varnothing 12$ А II ($R_s=280000$ кПа).

Несущая способность сваи-стойки по материалу составит

$$F_d=1 \cdot (0,85 \cdot 11500 \cdot 0,08955 + 280000 \cdot 0,00045) = 1053,3 \text{ кН.}$$

Окончательно, за несущую способность свай следует принять меньшее значение, то есть несущую способность по материалу.

7.3. Определение несущей способности пирамидальных и трапецеидальных свай

Несущую способность F_d данных свай с наклоном боковых граней $i_p \leq 0,025$ определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot \left[R \cdot A + \sum_{i=1}^n h_i (U_i \cdot f_i + U_{0i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \xi_r) \right], \quad (7.6)$$

где γ_c , R , A , h_i , f_i – то же что и в формуле (7.2);

U_i – наружный периметр i го сечения свай, м;

U_{0i} – сумма размеров сторон i -го поперечного сечения свай, (м), которые имеют наклон к оси свай;

i_p – наклон боковых граней свай в долях единицы;

E_i – Модуль деформации i го слоя грунта, окружающего боковую поверхность свай, КПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), определяемый по результатам компрессионных испытаний;

k_i – коэффициент, зависящий от вида грунта, принимаемый по таблице 7.4;

ξ_r – реологический коэффициент, принимаемый $\xi_r = 0,8$.

Таблица 7.4

Коэффициент k_i

Наименование грунта	k_i
1. Песок и супесь	0,5
2. Суглинок	0,6
3. Глина:	
при $J_p = 0,18$	0,7
при $J_p = 0,25$	0,9

Примечание: Для глин с числом пластичности $0,18 < J_p < 0,25$ значение k_i определяется интерполяцией.

7.4. Расчет несущей способности пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$

Несущую способность таких свай определяют по формуле

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \cos [P_i \cdot (tg \alpha + tg \varphi_{li}) + c_{li}] + \frac{d^2}{n_1} (P_i + n_2 \cdot c_{li}), \quad (7.7)$$

где A_i – площадь боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, м^2 (см^2);

α – угол конусности сваи, град.;

φ_{1i} , c_{1i} – расчетные значения угла внутреннего трения (град.), и сцепления, кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$) i -го слоя грунта;

d – сторона сечения нижнего конца сваи, м;

n_1 , n_2 – коэффициенты, приводимые в таблице 7.5.

Таблица 7.5.

Коэффициенты n_1 , n_2 , ξ

Коэффициент	Угол внутреннего трения грунта φ_{1i} , град.									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
n_1	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
n_2	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
ξ	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,39

Сопротивление грунта под острием сваи P_1' и на её боковой поверхности P_{1i} , кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$), определяется по формуле:

$$P_1 = P_1' = \left[\frac{E_i}{4P_{0i} \cdot (1 - \nu_i^2) - 2P_{0i} \cdot (2 - \nu_i)} \right]^{\xi} (P_{pi} + c_{1i} \cdot \text{ctg} \varphi_{1i}) - c_{1i} \cdot \text{ctg} \varphi_{1i} \quad (7.8)$$

где E_i – модуль деформации грунта i го слоя кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$), определяемый по результатам прессиометрических испытаний;

ξ – коэффициент, значения которого приведены в таблице 7.6;

ν_i – коэффициент Пуассона i го слоя грунта, равный: грунт крупнообломочный $\nu=0,27$, песок и супесь $\nu=0,3$, суглинок $\nu=0,35$, глина $\nu=0,42$.

Давления P_{0i} и P_{pi} , кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$) определяются по формулам:

$$P_{0i} = \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \gamma_{1i} \cdot h_i; \quad (7.9)$$

$$P_{pi} = P_{0i} \cdot (1 + \sin \varphi_{1i}) + c_{1i} \cdot \cos \varphi_{1i},$$

где γ_{1i} – удельный вес грунта i -го слоя, $\text{кН}/\text{м}^3$ ($\text{кгс}/\text{см}^3$);

h_i – средняя глубина расположения i -го слоя грунта, м.

При отсутствии прессиометрических испытаний грунтов несущая способность таких свай может быть вычислена по формуле (7.6) при значении $i_p=0,025$, а не его фактической величине.

7.5. Определение несущей способности висячих набивных и буровых свай

Несущая способность набивной и буровой сваи с уширением или без уширения вычисляется по формуле (7.2) с некоторыми изменениями

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (7.10)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, при залегании под её острием глинистых грунтов со степенью влажности $S_r < 0,9$ или лессовых грунтов $\gamma_c = 0,8$; в остальных случаях $\gamma_c = 1,0$;

γ_{cR} – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи. Для свай с комужетным уширением $\gamma_{cR} = 0,9$, в остальных случаях $\gamma_{cR} = 1,0$;

A – площадь опирания сваи, m^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 диаметра;

U – периметр поперечного сечения ствола сваи, m ;

f_i – расчетное сопротивление i го слоя грунта по боковой поверхности сваи, принимаемое по таблице 7.3;

γ_{cf} – коэффициент условий работы у боковой поверхности сваи, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования, принимаемый по таблице 7.6;

Таблица 7.6

Коэффициент условий работы γ_{cf}

Способ устройства свай	Наименование грунта			
	песок	супесь	суглинок	Глина
1. Набивные, устраиваемые путем забивки инвентарных труб, нижний конец которых закрыт тераемым башмаком с последующим извлечением труб	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивные вытрамбованные	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бурунабивные с уширением (и без) бетонизируемые: а) при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании обсадных инвентарных труб	0,7	0,7	0,7	0,6

б) под водой или под глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Сваи – столбы	0,7	0,7	0,7	0,6

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимаемые в зависимости от способа устройства набивных (буровых) свай.

Если набивные сваи устраиваются путем погружения инвентарных труб с закрытым нижним концом (башмак или бетонная пробка) с последующим извлечением обсадных труб по мере заполнения скважин бетоном или если указанные сваи устраиваются путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем, то значение R принимается по таблице 7.2.

Для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песчаных грунтов в основании набивной и буровой сваи с уширением и без уширения значение R вычисляется по формуле

$$R = 0.75d_4 \cdot \left(d_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + d_2 \cdot d_3 \cdot \gamma_1 \cdot h \right), \quad (7.11)$$

где γ'_1 – расчетное значение удельного веса грунта (кН/м^3 , тс/м^3) в основании сваи;

γ_1 – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных выше острия сваи. Для водонасыщенных грунтов значения γ'_1 и γ_1 вычисляются с учетом взвешивающего действия грунтовых вод;

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

h – глубина заложения, (м), нижнего конца сваи или её уширения, считая от природного рельефа или от уровня срезки;

d_1, d_2, d_3, d_4 – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 7.7 в зависимости от угла φ_1 грунта под острием сваи.

Таблица 7.7.

Коэффициенты d_1, d_2, d_3, d_4

Коэффициенты	Угол внутреннего трения φ_1 , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
d_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
d_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
d_3 при h/d									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87

5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,68	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
d_4 при d равным $\leq 0,8$ (м)									
	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4 (м)	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Для пылевато-глинистых грунтов в основании набивных и буровых свай с уширением и без уширения, кроме случаев, оговоренных выше, принимается по таблице 7.8.

Таблица 7.8

Значения R , кПа (тс/м²)

Глубина заложения острия	Показатель текучести J_L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850 (85)	750 (75)	650 (65)	500 (50)	400 (40)	300 (30)	250 (25)
5	1000(100)	850 (85)	750 (75)	650 (65)	500 (50)	400 (40)	350 (35)
7	1150(115)	1000(100)	850 (85)	750 (75)	600 (60)	500 (50)	450 (45)
10	1350(135)	1200(120)	1050(105)	950 (95)	800 (80)	700 (70)	600 (60)
12	1550(155)	1400(140)	1250(125)	1100(110)	950 (95)	800 (80)	700 (70)
15	1800(180)	1650(165)	1500(150)	1300(130)	1100(110)	1000(100)	800 (80)
18	2100(210)	1900(190)	1700(170)	1500(150)	1300(130)	1150(115)	950 (95)
20	2300(230)	2100(210)	1900(190)	1650(165)	1450(145)	1250(125)	1050(105)
30	3300(330)	3000(300)	2600(260)	2300(230)	2000(200)	-	-

7.6. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний

Несущую способность свай по результатам полевых испытаний следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (7.12)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, равный 1;

$F_{u,n}$ – нормативное значение предельного сопротивления сваи, кПа;

γ_g – коэффициент надежности по грунту.

При определении несущей способности свай по результатам испытаний статическим нагружением в большинстве случаев за частное значение предельного сопротивления сваи принимается нагрузка при которой осадка сваи равна $S=0,2S_{np}$ (S_{np} – предельное значение средней осадки фундаментов здания). Для других частных случаев значение $F_{u,n}$ определяется по рекомендациям СНиП 2.02.03-85.

Несущую способность свай (висячих) по данным статического зондирования определяют по формуле

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_u}{n \cdot \gamma_g}, \quad (7.13)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c=1$;

n – число точек зондирования;

γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый в зависимости от изменчивости значений F_u и числа точек зондирования при доверительной вероятности $\alpha = 0,95$;

F_u – частное значение предельного сопротивления сваи (кН, тс) по результатам зондирования.

Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в точке зондирования определяется по формуле

$$F_u = R_s \cdot A + f \cdot h \cdot u, \quad (7.14)$$

где h – глубина фактического погружения сваи в грунт, м;

u – периметр поперечного сечения сваи, м;

R_s – предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным зондирования. (кПа, тс/м²);

f – среднее значение предельно сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи R_s по данным зондирования определяется по формуле

$$R_s = \beta_1 \cdot q_s, \quad (7.15)$$

где q_s – среднее значение сопротивления грунта (кПа, тс/м²) под остри-

ем зонда в пределах участка на $1d$ выше и $4d$ ниже отметки острия проектируемой сваи (d – диаметр круглого или больший размер прямоугольного сечения сваи). Значение q вводится по результатам зондирования в качестве исходных данных;

β_1 – коэффициент перехода от q_s и R_s принимаемые по таблице 7.9.

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи (f) по данным зондирования определяется

$$f = \beta_2 \cdot f_3, \quad (7.16)$$

где β_2 – коэффициент, принимаемый по таблице 7.9;

f_3 – среднее значение сопротивления грунта по боковой поверхности зонда.

Среднее значение сопротивления грунта по боковой поверхности зонда определяется делением общего сопротивления грунта по боковой поверхности зонда (Q) на площадь боковой поверхности зонда в пределах длины сваи.

$$f_3 = \frac{Q}{\pi \cdot d_3 \cdot h_3}, \quad (7.17)$$

где d_3 – диаметр зонда;

h_3 – глубина погружения зонда в грунт, равная длине погружения сваи, м.

Таблица 7.9.

Коэффициенты β_1, β_2

№	q_3 , (кПа, тс/м ²)	β_1	f_3 , (КПа, тс/м ²)	β_2	
		забивные сваи		песок	глинистые грунты
1	≤1000 (100)	0,90	≤20 (2)	2,40	1,50
2	2500 (250)	0,80	40 (4)	1,65	1,0
3	5000 (500)	0,65	60 (6)	1,20	0,75
4	7500 (750)	0,55	80 (8)	1,0	0,60
5	10000 (1000)	0,45	100 (10)	0,85	0,50
6	15000 (1500)	0,35	≥120 (12)	0,75	0,40
7	20000 (2000)	0,30			
8	≥30000 (3000)	0,20			

По данным статического зондирования в нескольких точках (n точек) определяется средняя несущая способность сваи

$$F_{u(ср)} = \frac{\sum_{i=1}^n F_{u,i}}{n}. \quad (7.18)$$

Для более достоверного определения несущей способности свай по результатам статического зондирования в нескольких точках используют статическую обработку.

Из обработки необходимо исключить максимальные или минимальные значения разности между средней несущей способностью и несущей способностью в точке зондирования при не соблюдении условия

$$|F_{u(ср)} - F_{u,i}| \leq \nu \cdot \sigma_{см}, \quad (7.19)$$

где ν – статистический критерий, принимаемый по ГОСТ 20522-75 в зависимости от числа точки зондирования и доверительной вероятности; $\sigma_{см}$ – смещенная оценка среднеквадратического отклонения, равная

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (F_{u(ср)} - F_{u,i})^2}. \quad (7.20)$$

Среднее квадратическое отклонение вычисляется по формуле

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (F_{u(ср)} - F_{u,i})^2}. \quad (7.21)$$

Таблица 7.10.

Значения статистического критерия ν

Число определения	6	7	8	9	10	11	12	13
ν	2,07	2,18	2,27	2,35	2,41	2,47	2,52	2,56

Далее вычисляются:

1. Коэффициент вариации

$$k = \frac{\sigma}{F_{u,(ср)}}. \quad (7.22)$$

2. Показатель точности оценки среднего значения, то есть доверитель-

ный интервал, характеризующий область вокруг среднего значения, в пределах которой с заданной вероятностью α находится «истинное» среднее значение

$$\xi = \frac{t_{\alpha} \cdot k}{\sqrt{n}}. \quad (7.23)$$

Таблица 7.11.

Значение t_{α}

Число определен- ный n-1 или n-2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Довери- тельная вероят- ность $\alpha=0,85$	1,34	1,25	1,19	1,16	1,13	1,12	1,11	1,10	1,10	1,09	1,08	1,00
Довери- тельная вероят- ность $\alpha=0,95$	2,92	2,35	2,13	2,01	1,94	1,90	1,86	1,83	1,81	1,80	1,78	1,70

Далее вычисляются:

коэффициент безопасности по грунту

$$k_2 = \frac{1}{1 - \xi}, \quad (7.24)$$

несущая способность грунта (сваи по зондированию)

$$F_d = \frac{F_{u(ср)}}{k_2}, \quad (7.25)$$

допустимая нагрузка на сваю

$$N = \frac{F_d}{1,25}. \quad (7.26)$$

7.7. Определение несущей способности свай динамическим методом

Динамический метод определения несущей способности свай заключается в связи с сопротивлением сваи нагрузке величиной погружения сваи от одного удара молота. По свае производится несколько ударов молотом с замером величины погружения сваи.

Величина погружения сваи от одного удара молотом, именуемая «отказ» сваи, далее используется для вычисления её несущей способности.

Частное значение предельного сопротивления сваи, испытанной динамической нагрузкой, определяется по формуле

$$F_u = \frac{\eta \cdot A \cdot M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta \cdot A \cdot S_a} \cdot \frac{m_1 + \xi^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_2 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \quad (7.27)$$

где η – коэффициент зависящий от материала сваи, kH/m^2 ;

A – площадь поперечного сечения ствола сваи на уровне её острия, m^2 ;

M – коэффициент, зависящий от способа погружения сваи;

E_d – расчетная энергия удара молота, кДж ;

S_a – «отказ» сваи, то есть величина погружения сваи от одного удара молота, м ;

m_1, m_2, m_3, m_4 – соответственно, масса молота, сваи и наголовника, подбабка, ударной части молота.

Полевые испытания свай рекомендуют проводить после «отдыха» свай, то есть перерыва между погружением сваи и началом испытания. Продолжительность отдыха сваи перед испытанием должна составлять для песчаных грунтов 3-5 дней, глинистых 2-4 недели.

7.8. Определение несущей способности свайных фундаментов

Как известно, наиболее достоверное значение несущей способности свайных фундаментов может быть получено по результатам испытаний статическим нагружением. Однако испытание свайных фундаментов, состоящих из нескольких свай, вызывает определенные производственные трудности. Поэтому испытываются в основном одиночные сваи, а несущая способность свайного фундамента принимается равной произведению числа свай на несущую способность одиночной сваи.

Однако, как показывают опыты несущая способность свайного фундамента не равна произведению несущей способности одной сваи на число свай в фундаменте. В песчаных грунтах она оказывается больше указанного произведения, а в глинистых грунтах наоборот – меньше, что объясняется неравномерным распределением нагрузок на отдельные сваи в составе фундамента.

Распределение нагрузки между отдельными сваями в фундаменте зависит от грунтовых условий, величины нагрузки, порядка и способа нагружения свай, расстояния между ними и типа механизма, погружающего сваю.

Испытания моделей свайных фундаментов в песчаных грунтах показали, что нагрузки, воспринимаемые любой сваей в составе фундамента больше таковой для одиночной сваи. Причем при всех ступенях загрузки, центральные сваи воспринимают большую нагрузку, чем угловые.

Неравномерное распределение нагрузок на отдельные сваи в составе фундамента объясняется неодинаковым напряженным состоянием грунта вокруг свай и неравномерностью уплотнения грунта при их забивке. Последнее подтверждается увеличением затрат энергии, необходимой для погружения свай при последовательно рядовой их забивке.

Неравномерное распределение нагрузок между сваями в фундаменте наблюдается и при их испытании в глинистых грунтах. При этом наибольшую нагрузку воспринимают угловые сваи (острие и боковая поверхность).

Средняя нагрузка, воспринимаемая сваей в составе фундамента, может быть, меньше несущей способности отдельно стоящей сваи до 40%.

При шаге забивки свай (6-8) диаметров сваи наблюдается равномерное распределение нагрузки между сваями, независимо от порядка их забивки.

Для наиболее достоверного назначения несущей способности свайного фундамента по результатам испытаний одиночной сваи необходимо выявить изменение плотности грунтов при погружении свай. Для этого целесообразно использовать статическое зондирование грунтов, как в пределах свайного фундамента, так и за его пределами.

7.9. Проектирование ленточных свайных фундаментов

Проектирование ленточных свайных фундаментов включает: сбор нагрузок, действующих на фундамент в различных сечениях, анализ инженерно-геологических условий строительной площадки и выбор глубины заложения подошвы ростверка, выбор длины свай, определение несущей способности свай и их количества на 1 п.м., выбор схемы размещения свай, расчет и конструирование ростверка, расчет фундамента по деформациям и оценку принятого варианта по технико-экономическим показателям.

Глубина заложения подошвы свайного ростверка назначается в зависимости от конструктивных особенностей зданий и сооружений (наличие подвала, планировка территории, высота ростверка) и климатических условий района строительства. Допускается расположение подошвы ростверка в пределах глубины промерзания лучинистых грунтов, если расчетами доказано, что величина сил пучения меньше сил трения талого грунта по боковой поверхности свай (в пределах о границы промерзания до острия свай).

Длина свай выбирается в зависимости от инженерно-геологических условий площадки, величины нагрузок и возможностей строительных органи-

заций. Как правило, остриё свай должно быть заглублено в более прочные грунты.

При принятых размерах свай, её несущая способность может быть вычислена расчетом, по статическим (динамическим) испытаниям или по результатам зондирования.

В ленточных фундаментах сваи могут располагаться в 1, 2, 3 ряда в зависимости от расчетного количества свай, необходимого для размещения на 1 п.м. длины ростверка.

Шаг погружения свай может быть определен по формуле

$$c = \frac{k \cdot P}{N}, \quad (7.28)$$

где k – принятое число рядов свай;

P – расчетная нагрузка на 1 п.м. длины ростверка с учетом его веса, кПа;

N – допустимая нагрузка на сваю, кПа.

Из условия удобства производства работ сваи желательно размещать правильными рядами. Оси свайных рядов фундамента должны привязываться к осям здания. Каждая свая в проекте свайного фундамента имеет свой порядковый номер. Минимальное расстояние между сваями принимается равным $(3-4)d$ (d – наибольший размер поперечного сечения сваи).

При размещении свай в один ряд обязательным является их расположение в местах пересечения стен.

В начале проверяется возможность устройства однорядного свайного фундамента, т.е. принимается значение $k=1$. Если полученное расчетом значение « c » $< 3 \cdot d$ (d – диаметр сваи), то используют шахматное размещение свай. Применение свай шагом их забивки более $(6-8)d$ не рекомендуется. В этом случае целесообразно перейти на сваи меньшей длины.

Ростверки под стены кирпичных и крупноблочных зданий, опирающиеся на сваи, расположенные в один или два ряда, рассчитываются на эксплуатационные нагрузки и на нагрузки строительного периода. При расчете на эксплуатационные нагрузки, нагрузки на ростверке принимаются в виде треугольников с максимальной ординатой P_0 (тс/м) над осью сваи, вычисляемой по формуле

$$P_0 = \frac{q_0 \cdot L}{a}, \quad (7.29)$$

где L – расстояние (м) между осями свай по линии ряда (однорядный фундамент), между рядами свай (двухрядный со сваями по прямоугольной сетке), по диагонали (двухрядный по шахматной сетке);

q_0 – равномерно - распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка (вес стен, перекрытий, покрытия, полезная нагрузка) (тс/м);

a – длина полуоснования эпюры нагрузки (м), определяемая по формуле

$$a = 3.14 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot J_p}{E_k \cdot b_k}}, \quad (7.30)$$

где E_p – модуль упругости бетона ростверка, кгс/м²;
 E_k – модуль упругости кладки стены над ростверком, кгс/м²;
 b_k – ширина стены, опирающейся на ростверк, м;

J_p – момент инерции сечения ростверка (см⁴), равный $J_p = \frac{b_p \cdot H_p^3}{12}$

(b_p – ширина ростверка, H_p – высота ростверка).

Наибольшая ордината эпюры нагрузки над гранью сваи P_0 (тс/м) вычисляется по формуле

$$P_0 = \frac{q_0 \cdot L_p}{a}, \quad (7.31)$$

где L_p – расчетный пролет, принимаемый равным $L_p = 1,05(L-b)$; b – размер поперечного сечения сваи.

Поперечная сила Q (тс) в ростверке на грани сваи находится по формуле

$$Q = \frac{q_0 \cdot L_p}{2}. \quad (7.32)$$

Для различных схем нагрузок расчетные изгибающие моменты $M_{он}$ $M_{нр}$ определяются по формулам, приведенным в таблице 7.12.

Расчет ростверка на нагрузки, возникающие в период строительства проводятся, по следующим формулам

$$M_{он} = \frac{q_k \cdot L_p^2}{12}; \quad (7.33)$$

$$M_{нр} = \frac{q_k \cdot L_p^2}{24};$$

$$Q_0 = \frac{q_k \cdot L_p}{2},$$

где q_k – вес свежесложенной кладки высотой $0,5L$, но не меньше, чем высота одного ряда блоков, определенный с коэффициентом перегрузки $n=1,1$; $q_k=0,5L \cdot b_c \cdot \gamma_k \cdot 1,1$ (b_c – ширина стены, γ_k – удельный вес кладки).

Таблица 7.12.

Значения изгибающих моментов

N	Область применения	Схема нагрузки	Моп	Мгр
1	$a \leq \frac{L_{ce}}{2}$		$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 \cdot a}{12}$
2	$a \leq \frac{L_{ce}}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_{ce}}{2} \leq a \leq L_{ce}$		$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3 (L_p - 6a)}{a^2} \right]$
4	$a \geq L_{ce}$		$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

Подбор арматуры ростверков производится в следующей последовательности. Вычисляется значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (7.34)$$

где M – изгибающий момент в рассматриваемом сечении ростверка, тс·м;

b – ширина ростверка, м;

h_0 – расчетная высота ростверка, равная расстоянию от верха ростверка до оси нижней арматуры, м;

R_b – расчетное сопротивление бетона на растяжение, принимаемое по таблице 7.13.

Расчетное сопротивление бетона

Бетон	Кoeffици- ент усло- вий рабо- ты	Значение R_b (кгс/см ²) (МПа)							
		В 7,5	В 10	В 12,5	В 15	В 20	В 25	В 30	В 35
Тяже- лый мелко зер- нис- тый и лег- кий	0,9	40,8	55,0	68,5	78,5	107,0	133,0	158,0	178,0
	(4,0)	(4,0)	(5,4)	(6,7)	(7,7)	(10,5)	(13)	(15 5)	(17,0)
	1,0	45,9	61,2	76,5	86,7	117,0	148,0	173	199,0
		(4,5)	(6,0)	(7,5)	(8,5)	(11,5)	(14,5)	(17)	(19,0)
	1,1	50,0	67,3	83,5	96,0	128,0	163,0	194,0	219,0
		(4,0)	(6,6)	(8,2)	(9,4)	(12,5)	(16)	(19,0)	(21,0)

Далее вычисляются характеристика (сжатой зоны бетона ω по формуле)

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b \quad (7.35)$$

и значение ξ_R

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}, \quad (7.36)$$

где $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа при использовании коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$;

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, принимаемое по таблице 7.14.

Расчетное сопротивление арматуры

Класс арматуры	Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний I группы, МПа (кгс/см ²)		
	Растяжению		Сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
Стержневая классов:			
A-I	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
A-II	280 (2850)	225 (23000)	280 (2850)
A-III диаметром, мм			
6-8	355 (3600)	285 (2900)*	355 (3600)
10-40	365 (3750)	290 (3000)*	365 (3750)
At-IIIc	365 (3750)	290 (3000)*	365 (3750)
Проволочная класса ВР-II диаметром, мм:			
3	375 (3850)	270 (2750) 300 (3050)**	3785 (3850)
4	365 (3750)	265 (2700) 295 (3000)**	365 (3750) 365 (3750)
5	360 (3750)	260 (2650) 290 (2950)	360 (3700)

Примечание: * - в сварных каркасах для хомутов из арматуры классов A-III и At-IIIc, диаметр которых менее 1/3 диаметра продольных стержней, значение R_{sw} принимается равным 225 МПа (2600 кгс/см²).

** - при применении в вязанных каркасах.

Затем вычисляется значение

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R). \quad (7.37)$$

Если полученное по формуле (7.34) значение $\alpha_m \leq \alpha_R$ то постановка сжатой арматуры по расчету не требуется (рис. 7.3).

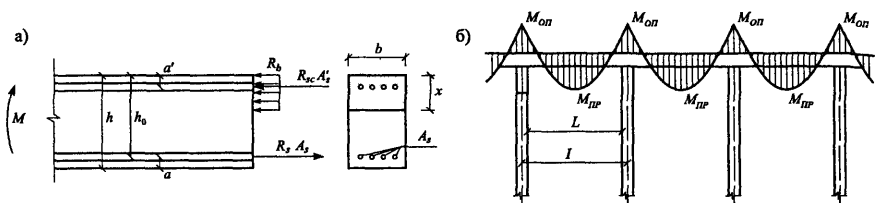


Рис 7.3. Схема расчета ленточных ростверков
 а) схема усилий в ростверке; б) эпюра изгибающих моментов в ростверке

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры вычисляется по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi_1 \cdot h_0}, \quad (7.38)$$

$$\xi_1 = 1 - 0,5\xi,$$

где ξ – определяется по таблице СНиП или по формуле квадратного уравнения (берется минимальное значение корня)

$$0,5 \cdot \xi^2 - \xi + \alpha_m = 0. \quad (7.39)$$

Если вычисленное по формуле (7.34) значение $\alpha_m > \alpha_R$, то требуется увеличить сечение ростверка, повысить марку бетона или установить арматуру в сжатой зоне. Если арматура в сжатой зоне ставится (требуется), то площади сечений растянутой A_s и сжатой A_s' арматуры, соответствующие их минимальной сумме для бетона класса В 30 и ниже вычисляется по формулам

$$A_s' = \frac{M - 0,4 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')}; \quad (7.40)$$

$$A_s = \frac{0,55 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} + A_s'.$$

где a' – расстояние от верха ростверка до оси верхней продольной ар-

матуры, м;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа.

В качестве продольной арматуры обычно используется арматура диаметром 12, 14, 16, 18 мм. Далее проводится расчет (проверка) ростверка на действие поперечной силы по наклонной трещине с целью определения необходимости постановки поперечной арматуры (хомуты, отгибы).

$$Q \leq Q_e + Q_{sw}, \quad (7.41)$$

где Q – поперечная сила, кПа;

Q_e – величина поперечного усилия, воспринимаемого бетоном, кПа.

$$Q_e = \frac{M_e}{c};$$

$$M_e = \varphi_{e2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2; \quad (7.42)$$

$$c = \sqrt{\frac{M_e}{q_1}},$$

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение, МПа;

φ_{e2} – коэффициент, учитывающий вид бетона, принимаемый по таблице (7.15);

q_1 – величина равномерно-распределенной нагрузки на ростверк (МПа).

Таблица 7.15.

Коэффициенты φ_{e3}

Бетон	Коэффициенты		
	φ_{e2}	φ_{e3}	φ_{e4}
Тяжелый	2,0	0,6	0,5
Мелкозернистый	1,7	0,5	1,2

Значение Q_{sw} , вычисленное по формуле (7.39), должно быть не менее

$$Q_{e, \min} = \varphi_{e3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0. \quad (7.43)$$

Постановка поперечной арматуры по расчету не требуется, если

$$Q \leq Q_{\sigma}. \quad (7.44)$$

В этом случае поперечная арматура ставится конструктивно.

Расстояние между вертикальными поперечными стержнями должно приниматься на приопорных участках (0,25 длины пролета – при равномерной нагрузке на ростверк и расстоянию от опоры до ближайшей сосредоточенной нагрузки, но не менее 0,25 длины пролета при сосредоточенных нагрузках на ростверк):

1. при высоте ростверка $h_p \leq 450$ мм не более $h/2$ и не более 150 мм;
2. при высоте ростверка $h_p > 450$ мм не более $h/3$ и не более 500 мм.

В сечениях ростверка, удаленных от опоры (при его высоте $h_p \geq 300$ мм), шаг поперечной арматуры должен быть не более $3/4 h_p$ и не более 500 мм. Если проверка (7.38) не выполняется, то требуется постановка поперечной арматуры по расчету. Для чего вычисляется усилие, воспринимаемое хомутами,

$$Q_{sw} = Q - Q_{\sigma} \quad (7.45)$$

и усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}^2}{M_{\sigma}} \geq \frac{Q_{\sigma, \min}}{2h_0}. \quad (7.46)$$

Необходимая площадь поперечной арматуры может быть определена из выражения

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot s}{R_{sw}}, \quad (7.47)$$

где s – шаг хомутов.... можно принять $s=15$ см.

Диаметр хомутов находится из выражения

$$d_x = \sqrt{\frac{4A_{sw}}{\pi}}. \quad (7.48)$$

Минимальный диаметр хомутов в изгибаемых элементах принимается равным 6 мм.

Соотношение диаметров поперечных (d') и продольных стержней (d) в сварных каркасах устанавливается из условий их сварки ($d'/d=0,25+1$).

Пример 7.3: Проверить достаточность принятых размеров ростверка ($b_p=50$ см, $h_p=40$ см) и выполнить армирование при следующих данных: здание из силикатного кирпича арки М 150 на растворе М 75 с шириной стены $b_{ст}=64$ см. Модуль упругости кирпичной кладки $E_k=1275$ МПа. Класс бетона ростверка В 12,5 ($E_b=21 \cdot 10^3$ МПа). Сваи сечением 35x35 см с шагом забивки $4 \cdot d=4 \cdot 0,35=1,4$ м. Расчетная нагрузка на ростверк с учетом его собственного веса $q_0=20$ тс/м.

а) Расчет на эксплуатационные нагрузки

Расстояние между сваями в свету и расчетный пролет ростверка равны $L_{св}=1,4 - 0,35=1,05$ м. $L_p=1,05 \cdot L_{св}=1,05 \cdot 1,05=1,10$ м.

Вычисляем момент инерции сечения ростверка и длину основания эпюры треугольной нагрузки (а)

$$J_p = \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} = \frac{50 \cdot 40^3}{12} = 32 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$a = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot J_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 32 \cdot 10^5}{12750 \cdot 64}} = 294 \text{ см.}$$

Так как значение $a > L_{св}$ ($294 \text{ см} > 105 \text{ см}$), то изгибающие моменты на опоре и в пролете следует определять по схеме №4 таблицы 7.12.

$$M_{он} = \frac{-q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{-20 \cdot 1,1^2}{12} = -2,01 \text{ тт} \cdot \text{м};$$

$$M_{np} = \frac{q \cdot L_p^2}{24} = 1,0 \text{ тт} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила равна $Q=q_0 \cdot L_p/2=20 \cdot 1,1/2=11$ тс.

б) Расчет на нагрузки строительного периода

Определяем нагрузку на ростверк от веса кладки высотой $0,5 \cdot L$.

$$q_k = \gamma_f \cdot 0,5 \cdot L \cdot b_c \cdot \gamma_k = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 1,4 \cdot 0,64 \cdot 1,9 = 0,93 \text{ тс/м.}$$

Здесь γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_k – удельный кладки стены.

Опорный и пролетный изгибающие моменты равны

$$M_{он} = -\frac{q_k \cdot L_p^2}{12} = \frac{-0,93 \cdot 1,1^2}{12} = -0,093 \text{ тс/м}; \quad M_{np} = \frac{M_{он}}{2} = 0,046 \text{ тс/м.}$$

Поперечная сила Q равна $Q = \frac{q_k \cdot L_p}{2} = \frac{0,93 \cdot 1,1}{2} = 0,51$ тс.

Армирование ростверка необходимо выполнить на максимальные моменты и поперечные силы, т.е. на нагрузки строительного периода.

Расчет армирования ростверка ведется как для прямоугольного элемента с двойной арматурой (сжатая и растянутая зона бетона).

Максимальная относительная высота сжатой зоны ростверка равна

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,0008 \cdot R_{np}}{1 + \frac{R_a}{4000} \cdot \left(1 - \frac{0,85 - 0,0008 \cdot R_{np}}{1,1}\right)} = \frac{0,85 - 0,0008 \cdot 75}{1 + \frac{2800}{4000} \cdot \left(1 - \frac{0,85 - 0,0008 \cdot 75}{1,1}\right)} = 0,65$$

Значение $A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,65 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,65) = 0,438$.

Вычисляем значение $A_0 = \frac{M_{on}}{R_{np} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{201000}{75 \cdot 50 \cdot (40 - 3)^2} = 0,04$.

Значение A_0 оказалось меньше A_R ($0,04 < 0,438$), т.е. постановка арматуры в сжатой зоне у опоры (низ ростверка) не требуется.

Вычисляем площадь арматуры на опоре в растянутой зоне

$$F_a = \frac{M_{on}}{R_a \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{201000}{2800 \cdot 0,98 \cdot (40 - 3)} = 1,98 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\emptyset 12$ ($F_a = 2,26 \text{ см}^2$).

Вычисляем значение A_0 для изгибающего момента в пролете M_{np} .

$A_0 = \frac{100000}{75 \cdot 50 \cdot (40 - 4)^2} = 0,02 < A_R = 0,438$, т.е. постановка арматуры в

сжатой зоне ростверка (верх ростверка, исключая приопорные участки) не требуется.

Площадь арматуры в растянутой зоне для восприятия момента M_{np} вычисляем по формуле

$$F_a = \frac{M_{np}}{R_a \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{100000}{2800 \cdot 0,99 \cdot (40 - 4)} = 1,00 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\emptyset 10$ ($F_a = 1,56 \text{ см}^2$).

Далее проверяется необходимость постановки поперечной арматуры ростверка для восприятия поперечной силы $Q = 11$ тс.

Проверяем условия $0,35 \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \cdot 75 \cdot 50 \cdot (40 - 3) = 48,56 > 11,0$;

$$0,6 \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 6,6 \cdot 50 \cdot (40 - 3) = 7,32 < 11,0.$$

Следовательно требуется постановка поперечной арматуры по расчету. По конструктивным требованиям шаг хомутов у опоры должен быть

$$u_1 \leq h_p/2 \text{ или } \leq 15 \text{ см, принимаем } u_1 = 15 \text{ см. Шаг хомутов в пролете} - u_2 \leq \frac{3}{4} h_p$$

или ≤ 50 см, принимаем $u_2 = 30$ см.

Максимально допустимый шаг хомутов у опоры равен

$$u_{1(\max)} = \frac{1,5 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 6,6 \cdot 50 \cdot (40 - 3)^2}{11000} = 61,6 \text{ см} > 15 \text{ см.}$$

Определяем требуемую интенсивность хомутов на опорах ростверка

$$q_{x1} = \frac{Q^2}{\gamma \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{11000^2}{8 \cdot 6,6 \cdot 50 \cdot (40 - 3)^2} = 20,74 \text{ кгс/см}^2 \text{ с}$$

$$\frac{R_p \cdot b}{2} = \frac{6,6 \cdot 50}{2} = 165 \text{ кгс/см.}$$

Так как условие не выполняется, то при принятой интенсивности $q_{x1} = 165$ кгс/см вычисляем требуемую площадь хомутов.

$$F_x = \frac{q_{x1} \cdot u_1}{R_{ax}} = \frac{165 \cdot 15}{2250} = 1,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении 2 хомута диаметром 9 мм ($F_x = 1,27$ см²). Интенсивность хомутов в пролете равна

$$q_{x2} = \frac{R_{ax} \cdot F_x}{u_2} = \frac{2250 \cdot 1,27}{30} = 95,25 < \frac{R_p \cdot b}{2} = 165 \text{ кгс/см.}$$

Интенсивность хомутов q_{x2} не удовлетворяет условию (...), то минимальную длину участка с шагом хомутов $u_1 = 15$ см определяем по формуле

$$l_1 = \frac{Q - Q_1}{q} = \frac{Q - 0,6 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0}{q} = \frac{11 - 0,6 \cdot 6,6 \cdot 50 \cdot 37}{20} = \frac{11 - 7,32}{20} = 0,18 \text{ м.}$$

$\frac{1}{4} L_p = \frac{1,1}{4} = 0,27$ м. По конструктивным требованиям на приопорных участках поперечная арматура должна быть поставлена на участке не менее $\frac{1}{4}$ пролета, т.е. $> 0,27$ м. Принимаем длину приопорного участка ростверка с шагом хомутов $u_1 = 15$ см, равной 45 см.

7.10. Проектирование свайных фундаментов под колонны

Общая последовательность проектирования свайных фундаментов под колонны аналогична выше изложенной.

Отличие заключается в расчете и конструировании ростверка.

Расчет ростверков под колонны производится:

- на продавливание по наклонной плоскости;
- на разрушение по косым трещинам (на главные растягивающие напряжения);

- на изгиб с определением необходимого армирования.

расчет на продавливание ростверка колонной ведется для определения необходимой высоты ростверка.

Высота ростверка определяется из условия:

$$H_0 = \frac{P_{np}}{0,75R_p \cdot \nu_{cp}}, \quad (7.49)$$

где P_{np} – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций свай, расположенных за пределами плоскости продавливания кПа;

R_p – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа;

ν_{cp} – периметр пирамиды продавливания на уровне середины рабочей высоты ростверка, м.

Наклонные плоскости продавливания проводятся под углом 45° к горизонтальной поверхности ростверка.

Рабочая высота ростверка H_0 принимается от оси нижней арматуры до верха ростверка при отношении $a_{cm}/h_{cm} > 0,5$ (где a_{cm} , h_{cm} – ширина и высота стенки стакана) или от оси нижней арматуры до дна стакана при отношении $a_{cm}/h_{cm} < 0,5$

При монолитном сопряжении колонны с ростверком высота H_0 всегда принимается равной расстоянию от верха ростверка до оси нижней арматуры.

В местах изменения высоты ростверка проводится расчет по наклонным сечениям с проверкой условия:

$$Q \leq R_p \cdot b \cdot h_0, \quad (7.50)$$

где Q – поперечная сила, равная сумме реакций свай, расположенных за пределами рассматриваемого сечения, кН;

h_0 – расчетная высота ростверка в рассматриваемом сечении, м;

b – ширина подошвы ростверка, м.

Расчет на изгиб проводится для определения необходимого армирования ростверка. Площадь сечения арматуры вычисляется по формуле:

$$F_a = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a}, \quad (7.51)$$

где M – момент в рассматриваемом сечении, возникающий от реакций свай, кН·м;

R_a – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа.

Расчет осадки свайного фундамента ведется как для условного фундамента на естественном основании.

Для определения размеров условного фундамента на уровне острия свай от верха свай проводят наклонные грани под углом $\varphi_{cp}/4$ (φ_{cp} – среднее значение угла внутреннего трения грунтов, расположенных в пределах длины свай). Из полученных точек пересечения восстанавливаются перпендикуляры к поверхности грунта

Таким образом, свайный фундамент заменяется грунтосвайным блоком, рассматриваемым далее как фундамент на естественном основании.

При расчете свайных фундаментов по деформациям с использованием теории линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением сжимаемой толщи и линейно-деформируемого слоя среднее давление по подошве фундаментов ограничивается величиной расчетного сопротивления с коэффициентами M_γ , M_q , M_c , приведенными в таблице 7.16. Указанные коэффициенты вычислены с учетом величины относительного эксцентриситета e_o , глубины приложения вертикальной нагрузки d .

Таблица 7.16.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c для свайных фундаментов

Угол внутреннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
$\nu=0,35; d=0,50$						
	$e_o=0,00$			$e_o=0,05$		
0	0,000	1,000	3,313	0,000	1,000	2,978
4	0,065	1,250	3,701	0,058	1,232	3,313
8	0,146	1,583	4,151	0,130	1,520	3,701
12	0,249	1,994	4,577	0,221	1,884	4,158
16	0,380	2,521	5,304	0,337	2,348	4,701

20	0,552	3,207	6,064	0,488	2,952	5,362
24	0,780	4,120	7,007	0,688	3,752	6,181
28	1,091	5,364	8,208	0,960	4,842	7,226
32	1,529	7,117	9,789	1,344	6,376	8,603
36	2,172	9,687	11,957	1,907	8,629	10,501
40	3,164	13,656	15,083	2,782	12,128	13,262
44	4,790	20,161	19,842	4,242	17,969	17,572
$\nu=0,35; d=0,50$						
	$e_o=0,100$			$e_o=0,166$		
0	0,000	1,000	2,672	0,000	1,000	2,325
4	0,052	1,207	2,963	0,045	1,180	2,569
8	0,116	1,464	3,301	0,100	1,401	2,851
12	0,196	1,786	3,697	0,169	1,676	3,180
16	0,299	2,195	4,168	0,256	2,024	3,572
20	0,431	2,725	4,740	0,368	2,472	4,044
24	0,606	3,425	5,448	0,515	3,060	4,626
28	0,844	4,375	6,348	0,713	3,852	5,363
32	1,177	5,707	7,533	0,918	4,953	6,326
36	1,664	7,657	9,163	1,388	6,550	7,639
40	2,421	10,683	11,539	2,001	9,005	9,540
44	3,691	15,763	15,287	3,023	13,094	12,524
0	0,000	1,000	4,003	0,000	1,000	3,621
4	0,077	1,309	4,413	0,070	1,278	3,977
8	0,171	1,686	4,881	0,154	1,616	4,383
12	0,288	2,152	5,420	0,258	2,031	4,848
16	0,434	2,735	6,052	0,386	2,546	5,390
20	0,619	3,477	6,804	0,549	3,195	6,032
24	0,859	4,437	7,719	0,757	4,029	6,804
28	1,178	5,713	8,864	1,031	5,125	7,758
32	1,616	7,464	10,344	1,402	6,606	8,972
36	2,244	9,975	12,353	1,922	8,688	10,582
$\nu=0,35; d=2,00$						
	$e_o=0,00$			$e_o=0,05$		
40	3,203	13,810	15,266	2,694	11,774	12,840
44	4,813	20,253	19,937	3,931	16,722	16,281
	$e_o=0,100$			$e_o=0,166$		
0	0,000	1,000	3,280	0,000	1,000	2,893
4	0,063	1,251	3,593	0,055	1,221	3,160
8	0,139	1,555	3,947	0,122	1,486	3,460
12	0,231	1,925	4,353	0,202	1,808	3,801

16	0,346	2,383	4,822	0,301	2,203	4,194
20	0,489	2,956	5,374	0,423	2,693	4,651
24	0,671	3,686	6,032	0,578	3,312	5,192
28	0,909	4,635	6,837	0,777	4,107	5,844
32	1,226	5,903	7,846	1,039	5,154	6,648
36	1,663	7,653	9,157	1,393	6,572	7,669
40	2,296	10,184	10,945	1,892	8,568	9,020
44	3,273	14,094	13,559	2,633	11,533	10,907
$\nu=0,3; d=3,0$						
	$e_o=0,00$			$e_o=0,05$		
0	0,000	1,000	4,150	0,000	1,000	3,748
4	0,079	1,316	4,526	0,071	1,285	4,074
8	0,174	1,695	4,942	0,156	1,623	4,433
12	0,287	2,149	5,406	0,257	2,027	4,833
16	0,425	2,700	5,927	0,379	2,514	5,279
20	0,593	3,373	6,518	0,526	3,105	5,782
24	0,801	4,204	7,195	0,707	3,829	6,354
28	1,061	5,243	7,980	0,932	4,728	7,011
32	1,391	6,564	8,904	1,214	5,857	7,773
36	1,818	8,274	10,012	1,575	7,301	8,672
40	2,385	10,541	11,370	2,045	9,182	9,751
44	3,159	13,638	13,087	2,674	11,695	11,075
0	0,000	1,000	3,390	0,000	1,000	2,988
4	0,064	1,257	3,676	0,056	1,226	3,231
8	0,140	1,561	3,990	0,123	1,692	3,498
12	0,231	1,922	4,338	0,201	1,806	3,791
16	0,339	2,355	4,725	0,295	2,180	4,115
20	0,469	2,878	5,159	0,407	2,629	4,477
24	0,629	3,515	5,648	0,543	3,173	4,881
28	0,825	4,299	6,204	0,709	3,837	5,306
32	1,069	5,276	6,843	0,914	4,657	5,852
36	1,378	6,512	7,586	1,170	5,680	6,442
	$e_o=0,100$			$e_o=0,166$		
40	1,775	8,100	8,461	1,494	6,977	7,123
44	2,296	10,183	9,509	1,912	8,646	7,918
$\nu=0,35; d=5,00$						
	$e_o=0,00$			$e_o=0,05$		
0	0,000	1,000	4,584	0,000	1,000	4,093
4	0,088	1,350	5,011	0,078	1,312	4,459
8	0,193	1,771	5,486	0,171	1,684	4,865

Продолжение таблицы 7.16.

12	0,320	2,279	6,016	0,282	2,130	5,316
16	0,474	2,896	6,613	0,417	2,670	5,822
20	0,663	3,654	7,291	0,582	3,327	6,394
24	0,898	4,592	8,068	0,784	4,136	7,044
28	1,192	5,770	8,970	1,036	5,143	7,792
32	1,567	7,269	10,032	1,353	6,412	8,661
36	2,053	9,212	11,303	1,759	8,036	9,684
40	2,698	11,791	12,860	2,289	10,155	10,911
44	3,578	15,313	14,821	2,996	12,986	12,412
$e_o=0,100$			$e_o=0,166$			
0	0,000	1,000	3,668	0,000	1,000	3,201
4	0,070	1,279	3,987	0,061	1,243	3,471
8	0,152	1,610	4,338	0,132	1,529	3,766
12	0,251	2,005	4,728	0,218	1,870	4,093
16	0,370	2,481	5,164	0,319	2,278	4,457
20	0,514	3,058	5,653	0,442	2,770	4,862
24	0,691	3,763	6,207	0,592	3,368	5,318
28	0,909	4,635	6,837	0,775	4,101	5,832
32	1,181	5,726	7,653	1,003	5,010	6,418
36	1,527	7,107	8,406	1,288	6,150	7,088
40	1,971	8,886	9,398	1,649	7,598	7,863
44	2,555	14,222	10,585	2,117	9,466	8,767
$\nu=0,35; d=10,00$						
$e_o=0,00$			$e_o=0,05$			
0	0,000	1,000	4,835	0,000	1,000	4,294
4	0,092	1,367	5,255	0,081	1,325	4,654
8	0,201	1,803	5,712	0,177	1,709	5,045
12	0,330	2,320	6,209	0,291	2,163	5,471
16	0,484	2,936	6,753	0,426	1,702	5,936
20	0,669	3,674	7,348	0,586	3,345	6,444
24	0,890	4,562	8,000	0,779	4,116	6,999
28	1,159	5,634	8,715	1,011	5,044	7,607
32	1,484	6,937	9,501	1,292	6,168	8,270
36	1,882	8,529	10,363	1,633	7,504	8,993
40	2,372	10,488	11,307	2,051	9,205	9,771
44	2,979	12,914	12,338	2,565	11,260	10,624
$e_o=0,10$			$e_o=0,166$			
0	0,000	1,000	3,831	0,000	1,000	3,326
4	0,072	1,290	4,144	0,063	1,251	3,591

8	0,158	1,630	4,484	0,136	1,545	3,878
12	0,258	2,032	4,854	0,223	1,891	4,190
16	0,377	2,507	5,257	0,325	2,299	4,529
20	0,518	3,073	5,696	0,4446	2,783	4,898
24	0,687	3,750	6,176	0,590	3,359	5,299
28	0,890	4,562	6,699	0,762	4,050	5,735
32	1,135	5,541	7,267	0,970	4,879	6,208
36	1,432	6,728	7,884	1,220	5,880	6,717
40	1,793	8,173	8,548	1,523	7,092	7,261
44	2,235	9,939	9,257	1,891	8,566	7,835

Можно рекомендовать и другие схемы определения осадок свайных фундаментов.

Осадку свайных фундаментов в зависимости от числа свай, шага их забивки и грунтовых условий рекомендуется определять по одной из трех расчетных схем.

Схема I. Осадка свайных фундаментов, состоящих из свай длиной до 12...15 м, может рассчитываться как для условного массива с учетом сил трения грунта, развивающихся по их боковым поверхностям в песчаных и глинистых грунтах при шаге забивки свай $3d$. Возможность применения такой расчетной схемы объясняется тем, что осадка фундамента в таких условиях в основном зависит от суммарной нагрузки и мало зависит от характера её распределения между отдельными сваями. При учете сил трения ширина фундамента принимается равной расстоянию между наружными гранями свай фундамента. Указанные силы создают пригрузку в плоскости острия свай.

Осадки свайных фундаментов в таком случае целесообразно определять отдельно от нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью, ($s_{бок}$) и от нагрузки, передающейся в плоскости острия свай ($s_{ост}$)

$$S = s_{бок} + s_{ост} . \quad (7.52)$$

При отсутствии данных о величине сил трения, развивающихся по боковой поверхности свайного фундамента, можно принять, что все нагрузки приложены в плоскости острия свай, а ширину фундамента принять равной

$$B = b + d + 2l \operatorname{tg} \varphi_{cp} , \quad (7.53)$$

где b – расстояние в осях между крайними рядами свай; d – диаметр свай; l – глубина погружения сваи в грунт; φ_{cp} – среднее значение угла внутреннего трения грунтов, находящихся в пределах длины сваи.

Дополнительное давление на уровне подошвы условного свайного

фундамента необходимо уменьшать на величину природного давления, действующего на глубине заложения подошвы ростверка, соответствующей глубине вскрытия котлована

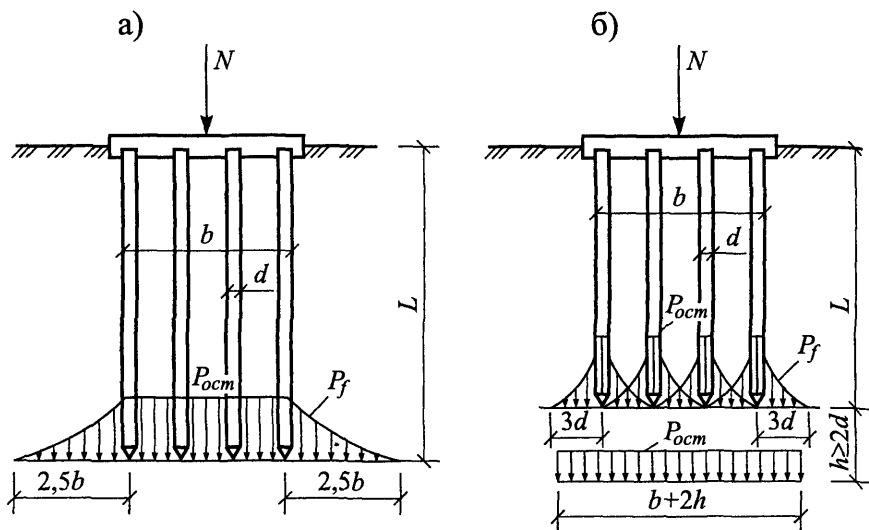


Рис 7 4 Схемы расчета свайных фундаментов по деформациям
а) массив, б) отдельные сваи с взаимным влиянием

Таблица 7 17

Вертикальные напряжения по оси ленточного фундамента от нагрузок по его подошве с учетом заглубления ($\nu=0,2$)

$\eta=2z/b$	Относительное заглубление подошвы $(L+H_p)/b$				
	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0
0,5	0,957				
0,8	0,845				
1,0		0,836			
1,2	0,782	0,796			
1,6	0,668	0,703			
2,0	0,572	0,602	0,695		
2,4	0,495	0,523	0,630		
2,8	0,434	0,455	0,552		
3,0				0,633	
3,2	0,385	0,401	0,477	0,607	
3,6	0,346	0,358	0,414	0,540	
4,0	0,313	0,323	0,365	0,467	

Продолжение таблицы 7 17

4,4	0,286	0,294	0,326	0,403	
4,8	0,263	0,269	0,294	0,352	
5,0					0,578
5,2	0,243	0,249	0,268	0,312	0,553
5,6	0,226	0,231	0,246	0,280	0,420
6,0	0,212	0,215	0,228	0,254	0,421
6,4	0,198	0,202	0,212	0,232	0,359
6,8	0,187	0,190	0,198	0,214	0,311
7,2	0,177	0,179	0,186	0,199	0,272
7,6	0,167	0,169	0,175	0,185	0,242
8,0	0,159	0,161	0,165	0,174	0,217
8,4	0,151	0,153	0,156	0,163	0,197
8,8	0,144	0,146	0,149	0,154	0,180
9,2	0,138	0,139	0,141	0,145	0,165
9,6	0,132	0,133	0,134	0,137	0,152
10,0	0,127	0,127	0,128	0,130	0,140
10,4	0,122	0,122	0,122	0,123	0,129
10,8	0,117	0,117	0,117	0,117	0,119
11,2	0,113	0,113	0,112	0,111	0,111
11,6	0,109	0,108	0,107	0,105	0,102
12,0	0,105	0,104	0,102	0,099	0,094

Продолжение таблицы 7 17

Вертикальные напряжения по оси ленточного фундамента от нагрузок по его подошве с учетом заглубления ($\nu=0,4$)

$\eta=2z/b$	Относительное заглубление подошвы $(L+H_p)/b$				
	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0
0,5	0,974				
0,8	0,925				
1,0		0,858			
1,2	0,819	0,827			
1,6	0,703	0,746			
2,0	0,602	0,649	0,710		
2,4	0,519	0,560	0,665		
2,8	0,453	0,487	0,594		
3,0				0,645	
3,2	0,402	0,429	0,518	0,629	
3,6	0,360	0,381	0,451	0,578	

4,0	0,325	0,343	0,397	0,508	
4,4	0,296	0,311	0,354	0,441	
4,8	0,272	0,285	0,319	0,386	
5,0					0,584
5,2	0,251	0,262	0,290	0,342	0,571
5,6	0,233	0,243	0,266	0,306	0,524
6,0	0,218	0,226	0,245	0,277	0,458
6,4	0,204	0,211	0,227	0,253	0,394
6,8	0,192	0,198	0,212	0,233	0,341
7,2	0,181	0,187	0,198	0,216	0,299
7,6	0,171	0,176	0,186	0,200	0,265
8,0	0,163	0,167	0,176	0,187	0,238
8,4	0,155	0,158	0,166	0,175	0,215
8,8	0,147	0,151	0,157	0,165	0,195
9,2	0,141	0,144	0,149	0,155	0,178
9,6	0,135	0,137	0,141	0,146	0,163
10,0	0,129	0,131	0,135	0,138	0,149
10,4	0,124	0,126	0,128	0,130	0,137
10,8	0,119	0,120	0,122	0,123	0,126
11,2	0,114	0,116	0,116	0,116	0,115
11,6	0,110	0,111	0,111	0,109	0,105
12,0	0,106	0,107	0,106	0,103	0,095

Таблица 7.18

Значения вертикальных напряжений по оси ленточного свайного фундамента от сил трения по боковой поверхности ($f=\text{const}$, $\nu=0,3$)

z/l	Расстояние до наружной грани свай					
	$1d$	$2d$	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
Длина свай $l=3$ м						
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,278	0,180	0,115	0,076	0,052	0,036
0,4	0,385	0,329	0,263	0,202	0,153	0,114
0,6	0,494	0,440	0,372	0,303	0,241	0,190
0,8	0,650	0,548	0,451	0,369	0,301	0,245
1,0	0,788	0,601	0,487	0,403	0,336	0,280
1,5	0,489	0,464	0,427	0,387	0,347	0,309
2,0	0,345	0,338	0,327	0,312	0,295	0,276
2,5	0,269	0,266	0,261	0,254	0,246	0,236

Продолжение таблицы 7.18.

3,0	0,222	0,220	0,217	0,213	0,209	0,203
4,0	0,164	0,163	0,162	0,161	0,159	0,156
5,0	0,130	0,130	0,129	0,128	0,027	0,126
Длина свай $l=5$ м						
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,316	0,257	0,197	0,149	0,114	0,089
0,4	0,399	0,375	0,341	0,302	0,263	0,225
0,6	0,507	0,485	0,453	0,414	0,372	0,330
0,8	0,683	0,631	0,568	0,507	0,451	0,400
1,0	0,424	0,740	0,630	0,551	0,487	0,434
1,5	0,496	0,486	0,470	0,450	0,428	0,403
2,0	0,347	0,344	0,340	0,334	0,327	0,318
2,5	0,270	0,269	0,267	0,265	0,261	0,257
3,0	0,222	0,221	0,220	0,219	0,217	0,215
4,0	0,164	0,164	0,164	0,163	0,162	0,161
5,0	0,130	0,130	0,130	0,130	0,129	0,129
Длина свай $l=9$ м						
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,334	0,310	0,278	0,243	0,209	0,180
0,4	0,405	0,397	0,385	0,368	0,349	0,329
0,6	0,512	0,505	0,494	0,479	0,461	0,440
0,8	0,697	0,978	0,650	0,617	0,583	0,578
1,0	1,078	0,846	0,788	0,711	0,651	0,601
1,5	0,498	0,495	0,489	0,482	0,474	0,464
2,0	0,347	0,347	0,345	0,343	0,341	0,338
2,5	0,270	0,270	0,269	0,269	0,268	0,266
3,0	0,222	0,222	0,221	0,221	0,221	0,220
4,0	0,164	0,164	0,164	0,164	0,164	0,163
5,0	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130
Длина свай $l=12$ м						
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,338	0,324	0,303	0,278	0,252	0,226
0,4	0,406	0,402	0,394	0,385	0,373	0,359
0,6	0,513	0,509	0,503	0,494	0,483	0,470
0,8	0,700	0,688	0,671	0,650	0,626	0,600
1,0	1,154	0,972	0,865	0,788	0,729	0,680
1,5	0,499	0,497	0,494	0,490	0,485	0,478
2,0	0,348	0,347	0,347	0,346	0,344	0,342
2,5	0,271	0,270	0,270	0,269	0,269	0,268

3,0	0,222	0,222	0,222	0,222	0,221	0,221
4,0	0,164	0,164	0,164	0,164	0,164	0,164
5,0	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130

Схема II. При шаге забивки свай более $4d$, но менее $(12...15)d$ осадку свайных фундаментов необходимо определять как для отдельных свай с учетом их взаимного влияния.

Схема III. Осадка свайных фундаментов в песчаных и глинистых грунтах при расстоянии между сваями более $15d$ может приниматься равной осадке одиночной сваи, испытанной в одинаковых грунтовых условиях при условии равенства скорости загружения и времени действия нагрузки.

Силы трения грунта, развивающиеся по боковой поверхности свай, вызывают напряжения в окружающем массиве грунта, в том числе вертикальные напряжения в плоскости, проходящей через острие свай. Эти напряжения оказывают сопротивление выпору грунта из-под острия свай, увеличивая их несущую способность, с одной стороны, а с другой – вызывая деформацию основания.

Величина дополнительных напряжений в плоскости острия сваи от сил трения по её боковой поверхности практически не зависит от характера их распределения в пределах длины сваи с удалением от её оси на $(2,5...3)d$. Значения относительных величин напряжений в плоскости острия свай $\alpha = P_t/f$ от сил трения f , развивающихся по боковой поверхности свай, с различным относительным заглублением l/d приведены в табл. 7.19. С ростом относительного заглубления сваи величина пригрузки в плоскости острия свай от сил трения возрастает, а при $l/d \geq 15$ - остается практически постоянной.

Таблица 7.19

Значения $\alpha = P_t/f$

$m=l/d$	Отношение y/d					
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
2,5	1,121	0,429	0,237	0,150	0,099	0,082
5,0	1,147	0,461	0,246	0,202	0,150	0,118
10,0	1,150	0,469	0,298	0,218	0,171	0,140
15,0	1,151	0,471	0,300	0,221	0,173	0,143

Значение α можно аппроксимировать уравнением

$$\alpha = 0,63 \frac{d}{y} - 0,235 \frac{d}{l} - 0,067, \quad (7.54)$$

где y – расстояние от оси сваи до точки, в которой определяется верти-

кальное напряжение.

Осадку свайных фундаментов, работающих по II схеме, необходимо определять отдельно от нагрузок, передаваемых грунту остриями и боковыми поверхностями свай, с учетом взаимного влияния.

Осадка одиночной сваи вследствие деформации грунтов, расположенных ниже острия, под действием нагрузок, передаваемых боковой поверхностью сваи, определяется из выражения

$$s_{\sigma} = \frac{2(1-\mu^2)fd}{E} \left(1 - \frac{d}{H_s} \right), \quad (7.55)$$

где f – сопротивление грунта по боковой поверхности сваи у её острия, кПа;

d – диаметр сваи, м;

E – модуль деформации грунта, находящегося ниже острия сваи, кПа;

H_s – эквивалентная мощность сжимаемой толщи, определяемая выражением

$$H_s = \frac{(1-\mu^2)}{1-\mu} \omega 5d, \quad (7.56)$$

где ω – коэффициент осадки гибкого фундамента, зависящий преимущественно от отношения сторон фундамента l/b и величины расчетной сжимаемой толщи к ширине подошвы H_p/b .

Расчетная мощность сжимаемой толщи принимается равной $H_p = 5,55d$.

Коэффициент ω определяется из выражения

$$\omega = 0,954 - 0,881 \frac{y_l}{H_p}. \quad (7.57)$$

Здесь y_l – расстояние от рассчитываемой сваи до соседних свай, влияние которых учитывается.

Радиус влияния соседних свай зависит от их длины и расчетной мощности сжимаемой толщи под одиночной сваей. При $y_l/H_p=1,5$ $\omega=0,002$, то есть взаимное влияние практически отсутствует.

Полная осадка свайного фундамента от сил трения грунта по боковой поверхности свай составит

$$s_{\sigma} = \frac{2(1-\mu^2)fd}{E} \left[\left(1 - \frac{d}{H_s} \right) + k \right], \quad (7.58)$$

где k – параметр взаимного влияния свай, равный: для свайных фундаментов (кустов) $k = \frac{l}{2} \sum \frac{\omega_l}{y_l}$, для ленточных свайных фундаментов: – однорядных $k=0,17 \cdot l/d$, – двухрядных $k=0,25 \cdot l/d$.

Взаимное влияние свай от нагрузок, воспринимаемых их остриями, начинает появляться при шаге их забивки $3d$ с глубины $2d$, а при другом шаге забивки определяется по графику рис. 7.5.

Поэтому осадка свайного фундамента от нагрузки, передаваемой остриями свай, складывается из осадки одиночной сваи за счет деформации слоя грунта мощностью $2d$, определяемой из выражения

$$s_{2d} = \frac{0,8(1 - \mu^2) P_{ocm} d}{E \cdot A}, \quad (7.59)$$

и осадки от дополнительного влияния соседних свай, определяемой как для фундамента на естественном основании с условной шириной $b_y = b_c + 4d$ и приложением эпюры уплотняющих давлений на $2d$ ниже острия свай

$$s_o = \frac{H_z \beta \sigma_z}{E}, \quad (7.60)$$

где P_{ocm} – нагрузка, воспринимаемая острием сваи, кН;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

b_c – расстояние между осями крайних рядов свай, м;

σ_z – дополнительное напряжение по подошве свайного фундамента на глубине $2d$ ниже острия свай, вычисленное с учетом глубины приложения нагрузки, кПа;

H_z – толщина эквивалентного слоя грунта, м.

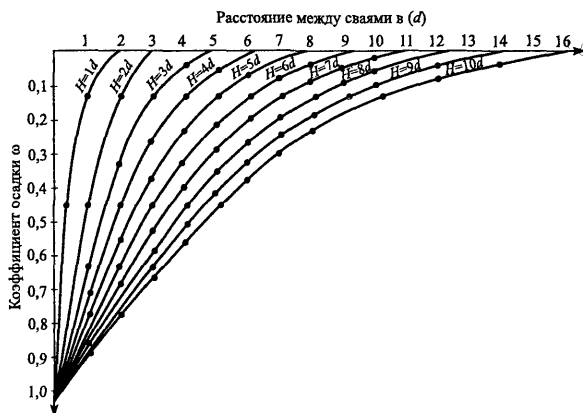


Рис. 7.5. График взаимного влияния свай от нагрузок, воспринимаемых их остриями

Осадка s_o может быть вычислена и методом суммирования.
 Полная осадка свайного фундамента составит

$$S = s_{\bar{o}} + s_{2d} + s_o . \quad (7.61)$$

При внецентренном нагружении свайных фундаментов после размещения свай и выбора размеров ростверка проверяется фактическая нагрузка на каждую сваю.

Если момент действует одновременно в двух направлениях, то проверка ведется по формуле

$$P_i = \frac{N_i^P}{n} \pm \frac{M_x^P \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y^P \cdot x}{\sum x_i^2} , \quad (7.62)$$

где P_i^P – расчетная вертикальная нагрузка на свайный фундамент, включая вес ростверка и грунта на его уступах;

M_x^P, M_y^P – моменты относительно осей x и y ;

$\sum y_i^2, \sum x_i^2$ – сумма квадратов расстояния (x, y) от оси симметрии до оси каждой сваи.

При этом должно соблюдаться условие $P_i \leq N$, то есть не допускается перегрузка свай.

Пример 7.4: рассчитать свайный фундамент под колонну промышленного здания без подвала. Исходные данные: инженерно-геологические условия приняты по примеру 1. Колонна сечением 40x60 см. Место строительства г. Йошкар-Ола. Температура воздуха в помещении 5°C. Нагрузки, действующие на фундамент, приведены в следующей таблице:

Нагрузки на фундамент

№	Вид нагрузки	Расчетное значение нагрузок	
		I предельное состояние	II предельное состояние
1	вертикальная	$F_{1v}=2250$ кН	$F_{1lv}=2080$ кН
2	горизонтальная	$F_{1h}=52$ кН	$F_{1lh}=47$ кН
3	момент	$M_1=442$ кН м	$M_{1l}=383$ кН м

В принятых инженерно-геологических условиях глубина заложения подошвы ростверка должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта, определяемой по формуле

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} ,$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания грунта;
 k_n – коэффициент, учитывающий тепловой режим здания $k_n=0,8$ (таблица 1 СНиП 2.02.01-830).

Нормативная глубина промерзания грунта равна

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{\sum T_m},$$

где $\sum T_m$ – сумма среднемесячных отрицательных температур для данного региона (г. Йошкар-Ола $\sum T_m=49,7^\circ \text{C}$);

d_0 – глубина промерзания грунта при $\sum T_m=1$, для суглинка $d_0=0,23$ м.

Тогда расчетная глубина промерзания грунта составит

$$d_f = 0,23 \cdot 0,8 \sqrt{49,7} = 1,29 \text{ м}$$

По конструктивным требованиям отметка верха стакана принимается ниже поверхности грунта на 0,15 м, глубина стакана для заделки колонны сечением 40х60 см – 0,8 м, толщина дна стакана - не менее 40 см.

Следовательно, по конструктивным требованиям минимальная глубина заложения подошвы ростверка равна

$$d=0,15+0,80+0,4=1,35 \text{ м.}$$

Принимаем глубину заложения подошвы ростверка 1,4 м. Принятая глубина заложения подошвы ростверка удовлетворяет конструктивным требованиям и условию сезонного промерзания грунта. Длина свай и её несущая способность приняты из примера.

Требуемое количество свай для восприятия внешней нагрузки приближенно без учета веса ростверка и действия горизонтальной нагрузки и момента можно определить по формуле

$$m = \frac{F_{Iv} \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{2250 \cdot 1,4}{474,85} = 6,63 \text{ свай,}$$

где F_{Iv} – расчетное значение вертикальной нагрузки $F_{Iv}=2250$ кН;

F_d – несущая способность свай, $F_d=474,85$ кН;

γ_k – коэффициент надежности, равный $\gamma_k=1,4$.

Учитывая, что на фундамент действуют горизонтальная нагрузка и момент, увеличим их количество на 20%, тогда $m=6,63 \cdot 1,2=7,96$ свай.

Для дальнейшего расчета принимаем 8 свай со схемой их размещения через $3d$, приведенной на рис. 7.6. Тогда размеры ростверка будут: $L=240$

см, $b=210$ см. Большой размер ростверка необходимо принять в направлении действия горизонтальной силы и момента.

Для уточнения нагрузок, приходящихся на каждую сваю, необходимо определить вес ростверка и грунта на его уступах.

$$G_I = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 2,1 \cdot 2,4 \cdot 1,40 \cdot 20 \cdot 1,1 = 149,69 \text{ кН},$$

где l, b – соответственно ширина и длина ростверка, м;

d – глубина заложения подошвы ростверка, м;

γ – среднее значение удельного веса материала ростверка и грунта на его уступах, принимаем $\gamma=20 \text{ кН/м}^3$;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f=1,1$.

Суммарная вертикальная нагрузка равна:

$$\sum F_v = F_{Iv} + G_I = 2250 + 149,69 = 2399,7 \text{ кН}.$$

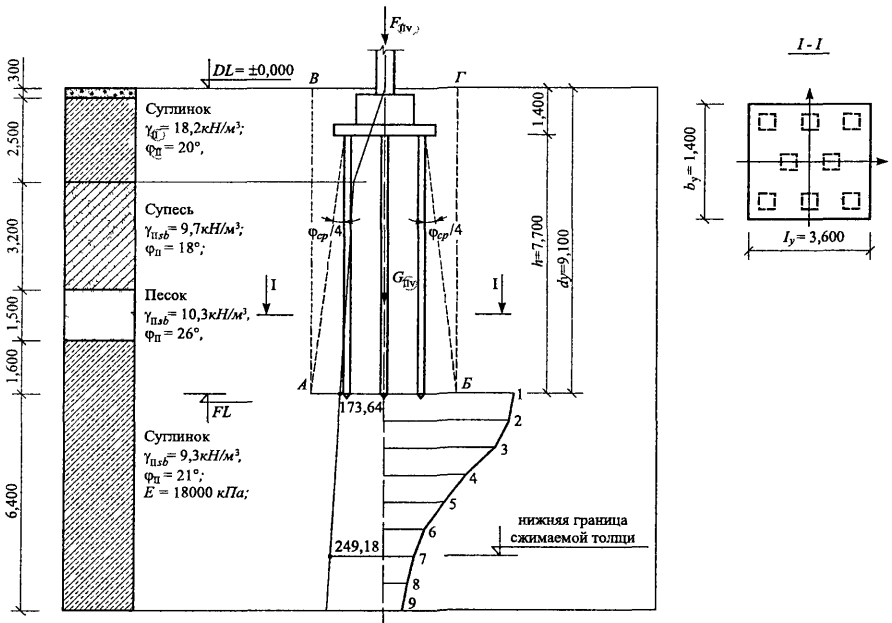


Рис. 7.6. Схема расчета свайного фундамента

Суммарный изгибающий момент на уровне подошвы ростверка равен $\sum M_x = M_I + F_{Ih} \cdot d' = 442 + 52 \cdot 1,2 = 504,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$, здесь d' – горизонтальной силы F_{Ih} .

Проверка нагрузки, приходящейся на каждую сваю

$$N = \frac{\sum F_{iv}}{m} \pm \frac{\sum M \cdot x}{\sum x_i^2},$$

где x – расстояние от осей ростверка до свай, для которой вычисляется нагрузка;

$\sum x_i^2$ – сумма квадратов расстояний от осей ростверка до оси каждой сваи фундамента.

Для свай (3;8)

$$N_3=N_8 = \frac{2250}{8} + \frac{504,4 \cdot 0,90}{4 \cdot 0,9^2 + 2 \cdot 0,475^2} = 281,25 + 123 = 404,25 \text{ кН}.$$

Для свай (1;6) $N_1=N_6 = 281,25 - 123 = 158,25 \text{ кН}.$

$$\text{Для свай (4;5) } N_{4,5} = 281,25 \pm \frac{504,4 \cdot 0,475}{4 \cdot 0,9^2 + 2 \cdot 0,475^2} \text{ кН}.$$

$$N_4=216,33 \text{ кН}; \quad N_5=346,17 \text{ кН}.$$

$$\text{Для свай (2;7) } N_2=N_7 = \frac{2250}{8} = 281,25 \text{ кН}.$$

Сумма реакций всех свай равна $F_{iv}=2250 \text{ кН}.$

Для наиболее нагруженных свай (3;8) допускается перегрузка до 20%.

$$N_3=N_8=404,25 \leq 1,2 \cdot \frac{474,85}{1,4} = 407 \text{ кН}.$$

Далее необходимо выполнить расчет и конструирование ростверка. Расчет ростверка включает: на продавливание по наклонной плоскости, на главные растягивающие напряжения (разрушение по косым трещинам), на изгиб.

Расчетом на продавливание определяется высота ростверка (H_p). Высота ростверка принимается: от верха ростверка до оси нижней арматуры при монолитном сопряжении колонны с ростверком, а также если ширина стенки стакана ($a_{ст} \geq 0,5 \cdot h_{ст}$ ($h_{ст}$ – высота стенки стакана). Если это соотношение меньше, то высота ростверка принимается равной расстоянию от дна стакана до оси нижней арматуры ростверка.

Если провести наклонные грани пирамиды продавливания под углом 45° , то периметр пирамиды продавливания на уровне её середины составит

$$b_{cp} = \left(\frac{0,6 + 1,4}{2} + \frac{0,4 + 1,2}{2} \right) \cdot 2 = 3,6 \text{ м}.$$

Расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций свай, находящихся за пределами пирамиды продавливания равна

$$P_{np} = 2250 - N_4 - N_5 = 2250 - 216,33 - 346,17 = 1687,5 \text{ кН}.$$

Для бетона класса В20 расчетное сопротивление растяжению $R_p=720$ кН/м². Максимальная высота ростверка, равна

$$H_p = \frac{P_{np}}{0,75 \cdot R_p \cdot b_{cp}} = \frac{1687,5}{0,75 \cdot 720 \cdot 3,6} = 0,86 \text{ м} > 0,4 \text{ м}.$$

Принятая высота ростверка оказалась недостаточной по расчету на продавливание. Необходимо принять ширину стенки стакана равной $0,5 \cdot H_{ст}$, т.е. равной 30 см, и уменьшить высоту стакана с 85 см до 60 см. Тогда высота ростверка составит $H_p=0,6+0,4=1$ м.

В месте изменения высоты ростверка (сечение I-I) необходимо выполнить расчет по наклонным сечениям. В сечении I-I поперечная сила равна сумме реакций наиболее нагруженных свай 3 и 8, т.е. $Q=N_3+N_8=404,25 \cdot 2=808,5$ кН. Высота ростверка в рассматриваемом сечении $h_0=0,4$ м, ширина подошвы ростверка $b=2,4$ м.

$$Q \leq R_p \cdot b \cdot h_0; \quad 808,5 > 720 \cdot 2,4 \cdot 0,4 = 691,2 \text{ кН}.$$

Принятая высота ростверка в данном сечении оказалась недостаточной. Необходимо принять высоту ростверка $h_0=0,46$ м. Расчет на изгиб необходим для определения необходимой площади арматуры в сечениях ростверка по грани колонны в местах изменения его высоты.

Изгибающий момент в сечении I-I от реакций наиболее нагруженных свай 3 и 8 равен $M_{I-I}=404,25 \cdot 2 \cdot 0,225=181,9$ кН·м. Здесь $x_1=0,225$ м расстояние от осей свай 3 и 8 до сечения I-I. Необходимое количество арматуры в рассматриваемом сечении вычисляется по формуле

$$F_a = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{181,9}{0,9 \cdot 0,46 \cdot 2700} = 16,2 \text{ см}^2.$$

Аналогично вычисляется площадь арматуры для других сечений ростверка.

Заключительным этапом проектирования свайных фундаментов является расчет по деформациям.

Расчет осадки свайного фундамента рекомендуется приводить как для условного фундамента АВГБ на естественном основании.

Для этого проводят от верха крайних рядов свай наклонные грани под углом $\varphi_{cp}/4$ (φ_{cp} – среднее значение угла внутреннего трения грунтов в пределах длины свай).

В нашем случае

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} \varphi_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{i=4} h_i} = \frac{20 \cdot 1,4 + 18 \cdot 3,2 + 26 \cdot 1,5 + 21 \cdot 1,6}{1,4 + 3,2 + 1,5 + 1,6} = 20,4^\circ.$$

Длина условного фундамента (размеры АБ) равна

$$L_{yc} = 1,8 + 0,3 + 2 \cdot 7,7 \cdot \operatorname{tg} 5,1^\circ = 3,60 \text{ м.}$$

Ширина условного фундамента $B_{yc} = 1,6 + 0,3 + 2 \cdot 7,7 \cdot \operatorname{tg} 5,1^\circ = 3,40$ м. Площадь условного фундамента $F_{yc} = L_{yc} \cdot B_{yc} = 3,60 \cdot 3,40 = 12,24 \text{ м}^2$. Собственный вес условного грунта свайного массива может быть определен по формуле $G_{IIyl} = F_{yc} \cdot d_y \cdot \gamma = 12,24 \cdot 9,1 \cdot 20 = 2227,7 \text{ кН}$.

Среднее давление по подошве условного фундамента составит

$$\sigma_{cp} = \frac{F_{IIv} + G_{IIyl}}{F_{yc}} = \frac{2080 + 2227,7}{12,24} = 351 \text{ кН/м}^2.$$

Среднее давление по подошве не должно превышать величину расчетного сопротивления основания свайного фундамента.

Удельный вес грунта под подошвой фундамента $\gamma_{II} = 18,7 \text{ кН/м}^3$. Среднее значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента равно

$$\gamma_{II}' = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{i=4} h_i} = \frac{18,2 \cdot 2,8 + 19,8 \cdot 3,2 + 19,6 \cdot 1,5 + 18,7 \cdot 1,6}{2,8 + 3,2 + 1,5 + 1,6} = 19,08 \text{ кН/м}^3$$

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c зависят от угла внутреннего трения грунта находящегося непосредственно под подошвой фундамента. Для суглинка с $\varphi = 21^\circ$; $M_\gamma = 0,56$; $M_q = 3,24$; $M_c = 5,84$.

Тогда величина расчетного сопротивления R равна

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left[M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,56 \cdot 3,4 \cdot 18,7 + 3,24 \cdot 9,1 \cdot 19,08 + 5,84 \cdot 21) = 720,76 \text{ кПа}$$

Следовательно, среднее давление по подошве условного фундамента не превышает расчетного сопротивления грунта и расчет по деформациям можно вести, используя принцип линейной деформируемости грунтов.

Природное давление на уровне острия свай равно

$$\sigma_{zg} = 18,2 \cdot 2,8 + 19,8 \cdot 3,2 + 19,6 \cdot 1,5 + 18,7 \cdot 1,6 = 173,64 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление по подошве фундамента равно

$$\sigma_{\text{доп}} = \sigma_{\text{ср}} - \sigma_{zg} = 351 - 173,64 = 177,36 \text{ кПа.}$$

Далее необходимо вычислить значения напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки ниже подошвы фундамента, определить границу сжимаемой толщи и подсчитать осадку. Дополнительное напряжение ниже подошвы фундамента вычисляется по формуле $\sigma_{zpi} = \alpha \cdot \sigma_{\text{доп}}$ (α – ко-

эффициент, зависящий от $m = \frac{2z}{b_{\text{усл}}}$, $n = \frac{l_{\text{ус}}}{b_{\text{ус}}}$). Дальнейшие вычисления

сведены в таблицу:

Наименование грунта	№ точек	$m = \frac{2z}{b_{\text{усл}}}$	Глубина z (м)	Кэф-фици-ент α	σ_{zg} (кПа)	σ_{zp} (кПа)
Суглинок тугопластичный $E=1800$ КПа $\Gamma=18,7$ кН/м ³	1	0,0	0,00	1.000	173.64	177.36
	2	0.4	0.68	0.960	186.35	170.26
	3	0.8	1.32	0.800	198.32	141.88
	4	1.2	2.00	0.606	211.04	107.48
	5	1.6	2.68	0.449	222.21	79.63
	6	2.0	3.36	0.336	236.47	59.59
	7	2.4	4.04	0.257	249.18	45.58
	8	2.8	4.72	0.201	261.90	35.65

Значение z_1 принято с шагом $0,2 \cdot b_{\text{ус}} = 0,2 \cdot 3,4 = 0,68$ м. Коэффициенты α ,

приняты для $n = \frac{l_{\text{ус}}}{b_{\text{ус}}} = \frac{3,6}{3,4} = 1,05 \approx 1,0$. Нижняя граница сжимаемой

толщи принята на глубине $z=4,4$ м ($\sigma_{zg} \cdot 0,2 \approx \sigma_{zp}$). Осадка, вычисленная методом суммирования, составит

$$S = 0,8 \cdot \left[\frac{0,68}{18000} \cdot \left(\frac{177,36}{2} + 170,26 + 141,88 + 107,48 + 79,63 + 59,59 + \frac{45,58}{2} \right) \right] = 2,02 \text{ см}$$

$$2,02 \text{ см} < S_{\text{пр}} = 8 \text{ см.}$$

7.11. Основные требования к производству свайных работ

Общие требования к производству и приемке свайных работ изложены в СНиП III-9-74. Работы по устройству свайных фундаментов осуществляются в следующей последовательности:

- геодезическая разбивка основных осей сооружения, разбивка котлованов до отметок подошвы ростверка;
- геодезическая разбивка осей свайных рядов и каждой сваи;
- погружение свай, определение её несущей способности, сдача-приемка забитых свай;
- обработка голов свай, подготовка оснований под ростверки и устройство ростверков, сдача и приемка ростверков.

При производстве земляных работ необходимо принимать меры по сохранению структуры грунтов оснований, не допуская замачивания основания, его промерзания и повреждения транспортными средствами. Подготовленное для возведения фундаментов основание должно быть принято по акту специальной комиссией с установлением фактического напластования грунтов, отметок дна котлована и их соответствия проектным решениям.

При забивке свай необходимо фиксировать количество ударов на каждый метр погружения сваи с замером отказов на последнем метре погружения сваи.

Замер отказов производится при залого, равном:

- 10 ударам при забивке свай дизельными молотами или паровоздушными молотами одиночного действия;
- числу ударов молота двойного действия за 2 минуты;
- работе вибропогружателя в течение 2 минут.

Предельные отклонения забивных и набивных свай не должны превышать величин, указанных в таблице 7.20.

Отклонение свай от вертикали не должно превышать: для забивных свай – 2%, для буронабивных – 1%.

Число свай с предельно допустимыми отклонениями не должно превышать 25% от общего числа свай ленточных фундаментов. Возможность использования свай, забитых с отклонениями, превышающими допустимые величины, решается проектной организацией.

Предельные отклонения свай

№	Тип свай и расположение	Допустимое отклонение
I	Забивные сваи квадратного и прямоугольного сечения:	
	а) при однорядном расположении свай:	
	вдоль оси свайного ряда	0,3d
	поперек оси свайного ряда	0,2d
	б) для фундаментов с расположением свай в 2 или 3 ряда:	
	для крайних свай	0,2d
	для свайного ряда поперек оси	0,3d
	в) при сплошном свайном поле:	
для крайних свай	0,2d	
для средних свай	0,4d	
II	г) для одиночных свай	5 см
	д) для свай-колонн	3 см
	Буронабивные сваи диаметром свыше 0,5 м:	
	а) при ленточном расположении свай:	
	поперек ряда	10 см
	вдоль ряда и при кустовом расположении свай	15 см

После возведения свайного фундамента составляется акт его сдачи и приемки с представлением всех необходимых документов (данные инженерно-геологических изысканий, проект свайных фундаментов, исполнительная съемка забитых свай, журнал забивки свай, акты приемки материалов и свай, данные испытаний свай).

Для погружения свай до проектных отметок необходимо правильно подобрать молот. Вес ударной части молота должен превышать вес сваи в 1,2...1,5 раза в зависимости от плотности грунтов.

Минимальная энергия удара молота, необходимая для погружения сваи, равна

$$E = 4,37 F_c , \quad (7.63)$$

где F_c – допустимая (проектная) нагрузка на сваю, кН.

Пригодность принятого молота устанавливается условием

$$\frac{m_1 + m_2}{E} < k , \quad (7.64)$$

где m_1 – масса молота; m_2 – масса сваи и наголовника; k – коэффициент, учитывающий вид молота, $k=5$ для штанговых дизель-молотов, $k=6$ для

трубчатых дизель-молотов и $k=3$ для подвесных молотов.

Расчетная энергия удара принимается для трубчатых дизель-молотов $E=0,9 \cdot m_2 \cdot h$, для штанговых – $E=0,4 \cdot m_2 \cdot h$. Высота падения ударной части трубчатых дизель-молотов h принимается равной $h=2,8$ м, а для штанговых при весе ударной части 1250, 1800, 2500 кгс – соответственно 1,7; 2; 2,2 м. Основные расчетные параметры сваебойных молотов приведены в таблице 7.22.

Значение минимальной энергии удара молота E , обеспечивающей погружение сваи на проектную отметку и прохождение плотных слоев грунта, следует вычислять по формуле

$$E = \frac{\sum F_i l_i}{m t} \left(n + \frac{m_2}{m_4} \right), \quad (7.65)$$

где F_i – несущая способность сваи на отметке i -слоя грунта, кН;

l_i – толщина i -слоя грунта в пределах длины погруженной части сваи, м;

m – число ударов молота в минуту;

t – время погружения сваи (без учета подъемно-транспортных операций), час;

m_4 – масса ударной части молота, кН;

n – параметр, равный для трубчатых дизель-молотов 5,5, для штанговых дизель-молотов – 4,5.

Принятый для погружения свай молот должен обеспечивать погружение свай до проектных отметок и их сохранность.

Таблица 7.21.

Основные параметры сваебойных молотов

Тип молота	Марка молота	Масса молота, кгс		Энергия удара молота, кгс·м	Высота подъема ударной части,	Число ударов в минуту
		общая	ударной части			
Паровоздушный одиночного действия	СССМ-570	2700	1800	2700	150	20–30
	С-276	4150	3000	3900	130	20–30
	СССМ-680	8650	6000	8200	137	20–30
	С-811А	8200	6000	8200	137	40–50
	С-812А	11000	8000	10000	137	35–40

Паровоздуш- ный двойного действия	С-35	3767	614	1085	45	135
	С-32	4095	655	1590	52	125
	СИМ-708	2963	680	1120	41	140
	С-231	4650	1130	1800	51	100
	С-977	5200	2250	2200	46	100
Штанговый дизель-молот	С-222	2300	1200	810	179	50
	С-268	3100	1800	1440	210	50
	С-330	4200	2500	2200	260	50
Трубчатый дизель-молот	С-994	1500	600	900	280	44
	С-949	5000	2500	3800	280	44
	С-974	10100	5000	7600	280	44

При нарушении технологии изготовления и забивки свай возможно развитие трещин по стволу сваи, в особенности в верхней части. Чаще всего указанные трещины развиваются при неудовлетворительном состоянии прокладок наголовника и отклонении свай от вертикали, ведущему к внецентренному нанесению ударов по свае и концентрации напряжений в голове сваи.

При погружении свай возможно и развитие продольных трещин вследствие превышения сжимающими напряжениями прочности бетона. Поэтому при выборе молота и технологии погружения свай необходимо выполнить проверку достаточности прочности бетона динамическим напряжением, возникающим при погружении свай.

Величина сжимающих напряжений в голове сваи и растягивающих напряжений в стволе сваи рекомендуется вычислять по формуле

$$\sigma = k k_1 k_2 k_3 k_4, \quad (7.66)$$

где σ – сжимающее (растягивающее) напряжение в свае, МПа;

k – коэффициент надежности, равный для сжимающих напряжений 1,1, для растягивающих – 1,3;

k_1 – коэффициент, зависящий от отношения m_4/A (m_4 – вес ударной части молота, A – площадь поперечного сечения сваи, см²), принимаемый по таблице 7.22;

k_2 – коэффициент, зависящий от расчетной высоты падения молота, принимаемый по таблице 7.23;

k_3 – коэффициент, зависящий от жесткости прокладок, принимаемый по табл. 7.24;

k_4 – коэффициент, зависящий от длины сваи и расчетного сопротивления грунта под её острием (R – СНиП 2.02.03-85), принимаемый по таблице 7.25.

Жесткость прокладок (амортизаторов) вычисляется по формуле

$$k_{жс} = E_n / k_y \cdot h, \quad (7.67)$$

где E_n – модуль упругости материала прокладок, принимаемый по таблице 7.26;

k_y – коэффициент уплотнения;

h – толщина прокладок.

Время погружения сваи в глинистые грунты дизель-молотом С-330 может быть приближенно определено по формуле

$$t = (0,124 - 0,081 I_L) L^2, \quad (7.68)$$

где I_L – показатель текучести глинистых грунтов; L – длина сваи.

Погружение свай в зимних условиях через слой мерзлого грунта должно проводиться через лидерные скважины диаметром не более диаметра сваи.

Возведение наземных конструкций допускается только после приемки свайных фундаментов по акту.

Таблица 7.22

Коэффициент k_1

Вид напряжений	Отношение m_4/A , МПа										
	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28
сжимающие	13,10	14,80	16,10	17,00	17,80	18,60	19,30	19,90	20,50	21,00	21,50
растягивающие	7,30	6,50	5,80	5,10	4,50	3,90	3,30	2,80	2,30	1,90	1,60

Таблица 7.23.

Коэффициент k_2

Вид напряжений	Расчетная высота падения ударной части молота H , см							
	150	175	200	225	250	275	300	
сжимающие	0,58	0,76	0,84	0,92	1,00	1,08	1,16	
растягивающие	0,35	0,45	0,55	0,75	1,00	1,25	1,55	

Таблица 7.24

Коэффициент k_3

Вид напряжений	Жесткость прокладок, кгс/см ³												
	50	100	150	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
сжимающие	0,58	0,78	0,87	0,94	1,05	1,14	1,22	1,29	1,35	1,41	1,47	1,52	1,62
растягивающие	0,20	0,40	0,60	0,80	1,16	1,36	1,50	1,60	1,67	1,72	1,76	1,80	1,85

Коэффициент k_4

Длина сваи, м	Вид напряжений	Расчетное сопротивление грунта под острием сваи R , кПа							
		500	1000	1500	2500	4000	6000	8000	11000
8	сжимающие	0,86	0,88	0,92	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98
	растягивающие	1,30	0,88	0,75	0,63	0,50	0,40	0,30	0,20
12	сжимающие	0,91	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99
	растягивающие	1,70	1,29	1,11	0,93	0,74	0,59	0,44	0,30
16	сжимающие	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,01
	растягивающие	2,00	1,54	1,32	1,10	0,88	0,70	0,53	0,35
20	сжимающие	0,98	0,98	0,99	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02
	растягивающие	2,25	1,75	1,50	1,25	1,00	0,80	0,60	0,40

Таблица 7.26.

Модуль упругости, МПа

Материал прокладок	k_y	Сжимающее напряжение, МПа				
		5	10	15	20	22
Сосна	0,4	90	170	250	320	360
Дуб с волокнами перпендикулярно направлению сжатия	0,6	260	340	410	460	480
Фанера березовая	0,8	280	380	410	460	480

Время погружения сваи в глинистые грунты дизель-молотом С-330 может быть приближенно определено по формуле

$$t = (0,124 - 0,081I_L)L^2, \quad (7.69)$$

где I_L – показатель текучести глинистых грунтов; L – длина сваи, м.

Погружение свай в зимних условиях через слой мерзлого грунта должно проводиться через лидерные скважины диаметром не более диаметра сваи.

Возведение наземных конструкций допускается только после приемки свайных фундаментов по акту.

8. Особенности проектирования фундаментов других типов

Наряду с распространенными типами фундаментов (свайные и фундаменты на естественном основании) имеются фундаменты с конструктивными особенностями (угловые вырезы, прерывистое расположение блоков-подушек и т.д.), которые необходимо учитывать в расчетах по предельным состояниям. Ниже приводится методика проектирования таких фундаментов.

8.1. Проектирование ленточных фундаментов зданий с подвалами

Стены подвалов и основания их фундаментов должны рассчитываться на передаваемые сооружением нагрузки, горизонтальное давление грунта и воды и возможной нагрузки на поверхности грунта.

Расчет стен подвала должен проводиться для двух стадий строительства: незавершенного и завершенного (рис. 8.1, 8.2).

Если обратная засыпка грунта выполнена до устройства перекрытия над подвалом, то необходима проверка стены на сдвиг и опрокидывание.

Расчет монолитных стен подвала в стадии строительства на действие бокового давления грунта, воды и пригрузки выполняется на сдвиг по подошве и на опрокидывание вокруг точки «О» (грань фундамента). Для сборных ленточных фундаментов с устройством рулонной гидроизоляции между стеной подвала и подушкой – на сдвиг по гидроизоляции и на опрокидывание вокруг точки «О».

Расчет фундамента на сдвиг по подошве производится по условию

$$\sum_{i=1}^n F_{s,a} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \sum_{i=1}^n F_{s,r}, \quad (8.1)$$

где γ_c , γ_n – коэффициенты условий работы и надежности, принимаемые по СНиП 2.02.01-83,

$F_{s,a}$, $F_{s,r}$ – расчетные сдвиговые и удерживающие силы, вычисляемые с учетом активного и пассивного давления грунта, давления воды и пригрузки поверхности.

Коэффициенты трения при сдвиге принимаются:

- для монолитных бетонных фундаментов по углу внутреннего трения грунта $f = \text{tg} \varphi_i$;

для сборных фундаментов по таблице 8.1.

За усилия сдвигающие и опрокидывающие стенку принимаются активное давление грунта, воды и пригрузка поверхности. Если величина пригрузки поверхности не задается, то принимается равной $q=10$ кПа. Указанная пригрузка заменяется эквивалентным слоем грунта $h=q/\gamma$ (γ – удельный

вес грунта, кН/м³). Собственный вес стены подвала Q_1 , фундаментной подушки Q_2 , грунта на его уступах $N_{гр}$ и пассивное давление грунта создают моменты удерживающих сил. При расположении уровня подземных вод выше отметки заложения подошвы фундамента необходимо дополнительно учитывать гидростатическое давление воды, равное на уровне подошвы фундамента величине

$$\sigma_3 = \gamma_w \cdot h_w, \quad (8.2)$$

где γ_w – удельный вес воды, кН/м³.

Таблица 8.1.

Коэффициенты трения

№	Грунт основания (подготовка)	Коэффициент трения		
			Показатель текучести	
			$I_L < 0,25$	$I_L \geq 0,25$
1	Бетон или цементная стяжка	0,70	–	–
2	Песок маловлажный $S_r \leq 5$	0,55	–	–
3	Песок влажный и водонасыщенный	0,45	–	–
4	Супесь	–	0,50	0,30
5	Суглинок	–	0,40	0,20
6	Глина	–	0,30	0,15

В стадии законченного строительства, то есть при устройстве перекрытия над подвалом, верхний обрез стены подвала принимается шарнирно опертым на уровне низа перекрытия.

При отношении ширины стены подвала к ширине подошва фундамента менее 0,7 и при сборных фундаментах нижняя опора считается упруго заземленной.

Значения опорных моментов при различных схемах загрузки вычисляются по приведенным формулам в соответствии с расчетной схемой.

Давление на стену подвала от равномерно распределенной нагрузки на горизонтальную поверхность земли интенсивностью $q=100$ кПа принимается постоянным и равным

$$\sigma_{qz} = q \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (8.3)$$

Горизонтальное давление грунта σ_2 на вертикальную стену в общем случае определяется из условия

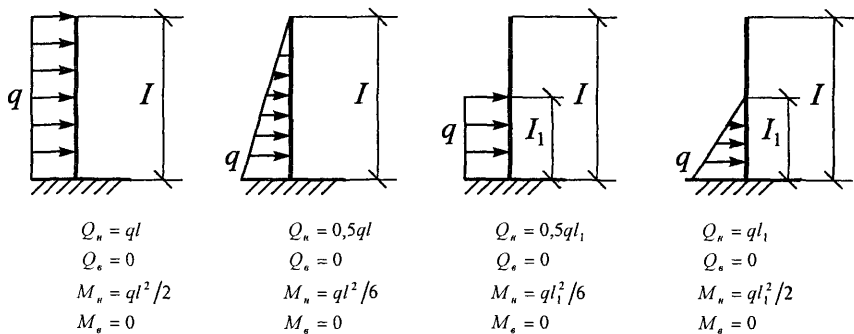


Рис. 8.1. Расчетные схемы и значения изгибающих моментов и перерезывающих сил стен подвала при отсутствии перекрытия над ним

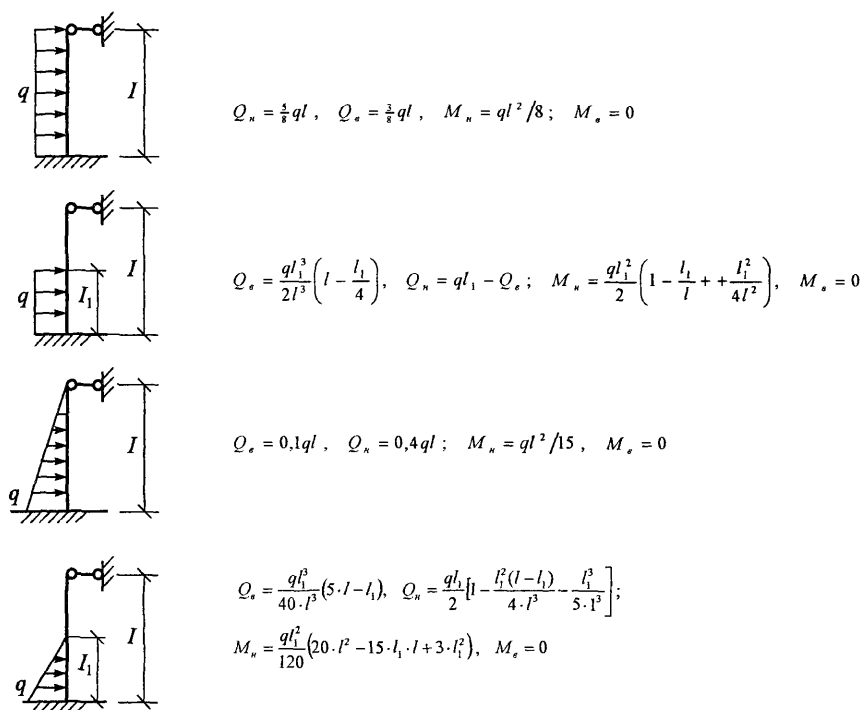


Рис. 8.2. Расчетные схемы и значения изгибающих моментов и перерезывающих сил при наличии перекрытия над подвалом

$$\sigma_e = \gamma_l^o \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_l^o}{2} \right), \quad (8.4)$$

где γ_1^0 , φ_1^0 – соответственно среднее значение удельного веса и угла внутреннего трения обратной засыпки в пределах высоты d_1 ; H – высота засыпки грунта.

Для грунта обратной засыпки можно принять следующие соотношения по отношению к грунту ненарушенной структуры: $\gamma_1^0=0,95\gamma_1$; $\varphi_1^0=0,9\varphi_1$; $c_1^0=0,5c_1$ (но не более 7 кПа; для песчаных грунтов обратной засыпки $c_1^0=0$). При определении давления от собственного веса грунта значения γ_1^0 и γ_1 должны быть умножены на коэффициент надежности согласно СНиП 2.01.07-85 табл. 1.

Вертикальная нагрузка P_1 от стены первого и вышележащих этажей, а также от междуэтажных и чердачных перекрытий считается приложенной по оси стены первого этажа и может быть приложена с эксцентриситетом e_1 относительно оси стены подвала. Нагрузка P_2 от перекрытия над подвалом считается приложенной от края стены на расстоянии $2/3$ величины заделки плиты перекрытия ($e_2=4...7$ см) (рис. 8.3)

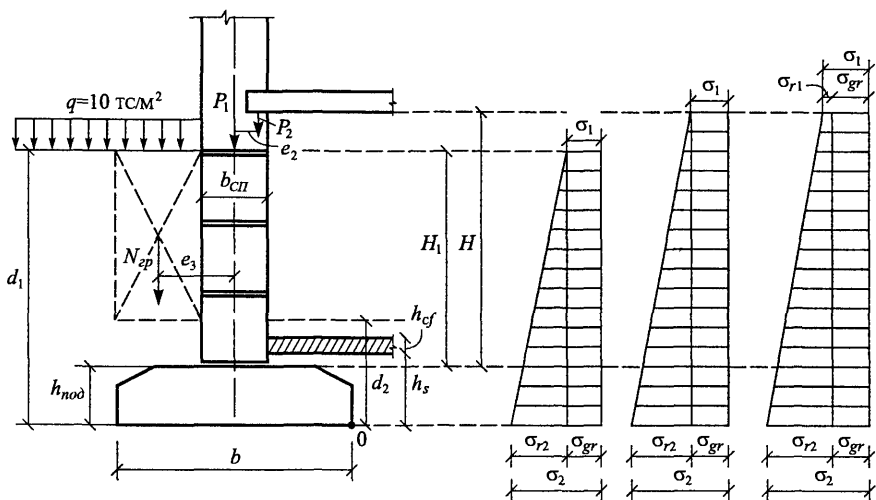


Рис. 8.3. Схема расчета фундаментов стены подвала

Если перекрытие над подвалом находится выше или на одном уровне с поверхностью грунта, то значение $\sigma_{r1}=0$, а значение σ_1 будет равно

$$\sigma_1 = \sigma_{qz} - \sigma_{cz}, \quad (8.5)$$

где σ_{cz} – интенсивность горизонтальных сил сцепления грунта, равная

$$\sigma_{cz} = c_1^0 \cdot 2 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi_1^0}{2} \right). \quad (8.6)$$

Так как связность грунта приводит к уменьшению величины активного давления грунта на стену подвала, то вычисляется высота стены с фактическим давлением

$$H_1 = d_1 \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}. \quad (8.7)$$

Если $H_1 > H$, то значение σ_{r1} можно вычислить по формуле

$$\sigma_{z1} = \gamma_1^o (H_1 - H) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1^o}{2} \right). \quad (8.8)$$

Значение σ_{z2} на уровне низа подошвы фундамента определяется по формуле

$$\sigma_{z2} = \gamma_1^o \cdot d_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1^o}{2} \right). \quad (8.9)$$

В общем случае горизонтальное давление на стену подвала сверху σ_1 и внизу σ_2 от давления грунта σ_r , равномерно распределенной нагрузки σ_q , расположенной на горизонтальной поверхности грунта (с учетом связности грунта) σ_c вычисляются по формулам

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{z1} + \sigma_{qz} - \sigma_{cz}; \\ \sigma_2 &= \sigma_{z2} + \sigma_{qz} - \sigma_{cz}. \end{aligned} \quad (8.10)$$

По выше приведенным формулам для различных стадий строительства вычисляются изгибающие моменты на уровне подошвы фундамента и проверяются условия

$$\sigma_{cp} \leq R, \quad \sigma_{\max} \leq 1,2R, \quad (8.11)$$

где σ_{cp} – среднее давление по подошве фундамента;

σ_{\max} – максимальное давление под наиболее нагруженным краем фундамента, равное

$$\sigma_{\max} = \sigma_{cp} + \sigma_{qz} + \frac{M}{W}, \quad (8.12)$$

где M – сумма моментов всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента;

W – момент сопротивления подошвы фундамента.

Если расчетное сопротивление грунта основания вычислялось с учетом горизонтальной нагрузки, то отпадает необходимость в проведении проверки условий (8.11).

Суммарный изгибающий момент всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента равен

$$M = M_n + Q_n h_{нод} + \frac{\sigma_2 h_{нод}^2}{2} - (N_{zp} + N_q) e_3 + P_2 e_2 + (P_1 + P_2) e_{сл}, \quad (8.13)$$

где $e_{сл}$ – случайный эксцентриситет приложения сил P_1 и P_2 , равный 0,01 при $e_2=0$; если эксцентриситет e_2 задан, то $e_{сл}=0$;

N_{zp} – вес грунта обратной засыпки за вычетом веса грунта эквивалентной засыпки со стороны подвала

$$N_{zp} = \frac{b - b_{cn}}{2} (d_1 - d_2) \gamma'_{II} k_{н1}, \quad (8.14)$$

где $k_{н1}$ – коэффициент надежности по нагрузке, равный $k_{н1}=1,1$; остальные обозначения приведены на рис. 8.3;

N_q – вертикальная составляющая от равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта

$$N_q = q \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^o}{2} \right) k_{н2}, \quad (8.15)$$

где $k_{н2}$ – коэффициент надежности по нагрузке, равный $k_{н2}=1,2$;
 e_3 – эксцентриситет приложения нагрузки ($N_{zp}+N_q$)

$$e_3 = \frac{b + b_{cn}}{4}. \quad (8.16)$$

Для расчета стен подвала как внецентренно сжатых элементов вычисляются изгибающие моменты и перерезывающие силы на уровне верха и низа опор, определяется сечение по высоте стены x_0 с максимальным изгибающим моментом M_{\max}

$$x_o = \left[\sqrt{\sigma_1^2 + \frac{2Q_o(\sigma_2 - \sigma_1)}{b_{cn} \cdot l_1}} - \sigma_1 \right] \frac{l_1}{\sigma_2 - \sigma_1}, \quad (8.17)$$

$$M_x = Q_o x_o - \frac{1}{2} \left[\sigma_1 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)(l_1 + x_o - l)}{3 \cdot l} \right] \times \\ \times b_{cn} (l_1 + x_o - l)^2. \quad (8.18)$$

Сдвигающие усилия на уровне подошвы фундамента определяются по формуле

$$\sum F_{s,a} = \frac{\sigma_2 H_1}{2}. \quad (8.19)$$

Величина удерживающих усилий

$$\sum F_{s,r} = N_l \operatorname{tg} \varphi_l + b c_l^o + E_{nac}, \quad (8.20)$$

где $\operatorname{tg} \varphi_l$ – коэффициент трения материала фундамента по грунту основания;

b – ширина подошвы фундамента.

Пассивное давление грунта принимается равным

$$E_{nac} = \frac{\gamma_l^o d_2^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_l^o}{2} \right) k_{н3}, \quad (8.21)$$

где $k_{н3}$ – коэффициент надежности по нагрузке (грунт со стороны подвала), $k_{н3}=0,9$;

γ_l^o – расчетное значение удельного веса грунта обратной засыпки со стороны подвала в пределах слоя d_2 .

Сумма проекций всех расчетных нагрузок на вертикальную ось равна

$$N = P_{nod} + P_{zp} + N_q + P_1 + P_2, \quad (8.22)$$

где P_{nod} – вес стены подвала, включая вес фундаментной подушки

$$P_{nod} = (h_{nod} b + H b_{cn}) \gamma_b k_{н3}; \quad (8.23)$$

P_{cp} – вес грунта на уступах фундамента слева и справа с учетом веса конструкции пола

$$P_{cp} = \frac{b-b_{cn}}{2} \gamma'_{II} k_{n1} \left(d_1 + h_s - 2h_{nod} + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} \right); \quad (8.24)$$

где k_{n1} – коэффициент надежности, равный $k_{n1}=1,1$;

P_1, P_2 – соответственно вертикальная нагрузка от вышерасположенных этажей на уровне перекрытия над подвалом и нагрузка от перекрытия над подвалом.

При расчете стен подвала в случае отсутствия полов в подвале и значительной пригрузки поверхности грунта необходимо производить проверку устойчивости на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения, центр круглоцилиндрической поверхности скольжения можно принять на уровне пересечения перекрытия над подвалом со стеной подвала.

8.2. Проектирование ленточных прерывистых фундаментов

Сборные ленточные фундаменты должны выполняться прерывистыми с целью более полного использования несущей способности грунтов. Применение прерывистых фундаментов не рекомендуется в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0,5$, а также в просадочных грунтах второго типа просадочности.

Глубина заложения подошвы фундамента и его площадь определяются по общим правилам с вычислением расчетного сопротивления оснований по методике, изложенной ниже.

Значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c , а, следовательно, и величина расчетного сопротивления оснований ленточных прерывистых фундаментов зависит от угла внутреннего трения грунта, соотношения размеров отдельных блоков фундамента ($\eta=l/b$), коэффициента Пуассона грунта. Величина расчетного сопротивления грунта основания прерывистых фундаментов зависит также от ориентации отдельных блоков длинной стороной вдоль или поперек стены. Оптимальный зазор между блоками-подушками, дающий наибольшее значение расчетного сопротивления грунта, можно определить по графику (рис. 8.4). Максимальные значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c , вычисленные при оптимальном зазоре между блоками, приведены в таблице 8.2.

Величина расчетного сопротивления грунтов оснований прерывистых фундаментов возрастает с увеличением отношения $\eta=l/b$ сторон блоков-подушек при их расположении поперек оси стен. Продольное расположение блоков-подушек $\eta=l/b < 1$ не приводит к изменению расчетного сопротивления грунтов оснований в сравнении со сплошным ленточным фундаментом. Во всех случаях оптимальное расстояние между блоками, дающее наибольшее значение расчетного сопротивления, не превышает 80 см.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ленточных прерывистых фундаментов

Угол внут- реннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$\nu=0,3$			$\nu=0,5$		
	$\eta=l/b=0,5$					
0	0,000	1,000	3,100	0,000	1,000	3,141
4	0,057	1,229	3,274	0,062	1,247	3,526
8	0,137	1,549	3,910	0,139	1,558	3,955
12	0,233	1,435	4,397	0,237	1,947	4,457
16	0,355	2,419	4,951	0,360	2,441	5,026
20	0,510	3,041	5,608	0,519	3,077	5,708
24	0,660	3,6410	5,953	0,724	3,897	6,509
28	0,966	4,866	7,272	0,933	4,973	7,474
32	1,133	6,252	8,405	1,135	6,405	8,650
36	1,728	7,913	9,514	1,833	8,333	10,094
40	2,397	10,590	11,428	2,505	11,023	11,945
44	3,238	13,954	13,414	3,429	14,718	14,205
	$\eta=l/b=1,0$					
0	0,000	1,000	3,141	0,000	1,000	3,226
4	0,061	1,245	3,501	0,063	1,252	3,610
8	0,137	1,550	3,916	0,142	1,569	4,053
12	0,219	1,876	4,124	0,243	1,972	4,572
16	0,329	2,317	4,594	0,370	2,482	5,167
20	0,511	3,044	5,616	0,536	3,146	5,897
24	0,708	3,832	6,362	0,748	3,993	6,723
28	0,966	4,865	7,269	1,028	5,114	7,737
32	1,313	6,255	8,409	1,411	6,644	9,033
36	1,761	8,045	9,696	1,912	8,648	10,527
40	2,372	10,489	11,308	2,619	11,478	12,488
44	3,086	13,387	12,827	3,619	15,476	14,993
	$\eta=l/b=2,0$					
0	0,000	1,000	3,525	0,000	1,000	3,673
4	0,069	1,276	3,947	0,072	1,288	4,126
8	0,156	1,624	4,444	0,163	1,654	4,659
12	0,266	2,264	5,007	0,280	2,121	5,277
16	0,406	2,624	5,665	0,430	2,721	6,004
20	0,585	3,340	6,431	0,625	3,502	6,874
24	0,816	4,268	7,334	0,881	4,525	7,917

28	1,118	5,478	8,422	1,221	5,889	9,195
32	1,523	7,093	9,751	1,683	7,733	10,776
36	2,065	9,262	11,372	2,316	10,265	12,752
40	2,798	12,193	13,339	3,199	13,799	15,254
44	3,816	16,266	15,808	3,790	16,161	16,838
$\eta=l/b=4,0$						
0	0,000	1,000	4,232	0,000	1,000	4,769
4	0,091	1,364	5,206	0,094	1,376	5,375
8	0,212	1,848	6,026	0,212	1,851	6,052
12	0,342	2,369	6,441	0,376	2,471	6,919
16	0,509	3,037	7,105	0,516	3,246	7,837
20	0,737	3,949	8,103	0,818	4,274	8,995
24	1,044	5,178	9,385	1,156	5,626	10,391
28	1,493	6,974	11,235	1,545	7,182	11,629
32	2,019	9,077	12,926	2,490	9478	13,567
36	2,763	12,054	15,216	2,902	12,609	15,979
40	3,448	14,793	16,438	3,488	14,955	16,630
44	4,616	19,463	19,119	4,796	20,184	19,865

Осадка прерывистого ленточного фундамента может быть вычислена методом суммирования для отдельного блока. Влияние соседних блоков можно учесть по рис.8.5, представляющему собой увеличение осадки прерывистого фундамента по сравнению с осадкой отдельного блока в зависимости от его формы $\eta=l/b$ и расстояния между блоками L .

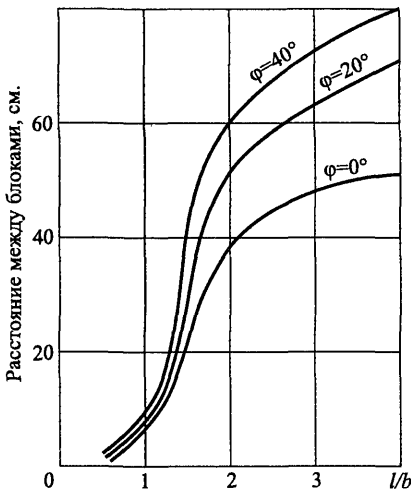


Рис. 8.4. Зависимость оптимального зазора между блоками-подушками L от l/b и φ

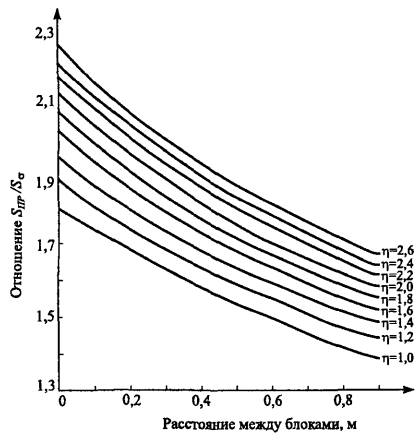


Рис. 8.5. График определения осадок фундаментов

8.3. Проектирование фундаментов кольцевой формы

Фундаменты дымовых труб, водонапорных башен, силосов и других сооружений в случаях, когда их площадь меньше площади сооружения в плане, должны устраиваться кольцевой формы.

Величина расчетного сопротивления оснований кольцевых фундаментов определяется по формуле с использованием коэффициентов M_γ , M_q , M_c , приведенных в таблице 8.3 в зависимости от соотношения $r_в/r_н$ ($r_в$, $r_н$ – внутренний и наружный радиусы кольца).

Таблица 8.3.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c ($\nu=0,5$)

Угол внутрен- него трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$r_в/r_н=0,0$			$r_в/r_н=0,1$		
0	0,000	1,000	3,266	0,000	1,000	3,178
4	0,064	1,255	3,659	0,062	1,248	3,553
8	0,144	1,577	4,112	0,140	1,560	3,985
12	0,246	1,985	4,637	0,238	1,953	4,485
16	0,376	2,506	5,253	0,363	2,453	5,068
20	0,544	3,177	5,982	0,523	3,095	5,756
24	0,762	4,051	6,852	0,731	3,927	6,524
28	1,050	5,203	7,904	1,005	5,019	7,559
32	1,438	6,745	9,193	1,368	6,474	8,761
36	1,961	8,844	10,796	1,862	8,448	10,252
40	2,690	11,761	12,825	2,546	11,185	12,138
44	3,728	15,913	15,443	3,523	15,093	14,594
	$r_в/r_н=0,4$			$r_в/r_н=0,8$		
0	0,000	1,000	3,170	0,000	1,000	3,156
4	0,062	1,248	3,545	0,061	1,246	3,527
8	0,139	1,558	3,975	0,138	1,555	3,954
12	0,237	1,951	4,474	0,236	1,945	4,447
16	0,362	2,449	5,085	0,360	2,440	5,023
20	0,522	3,089	5,739	0,518	3,075	5,702
24	0,729	3,917	6,553	0,724	3,848	6,509
28	1,001	5,004	7,531	0,994	4,977	7,480
	$r_в/r_н=0,4$			$r_в/r_н=0,8$		
32	1,062	6,450	8,722	1,354	6,416	8,667

36	1,851	8,405	10,192	1,820	8,369	10,142
40	2,525	11,010	12,038	2,521	11,083	12,017
44	3,476	14,907	14,401	3,495	14,980	14,476

Размер подошвы кольцевого фундамента вычисляется по формуле (3.9) с ограничением максимального напряжения по его подошве величиной

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq 1,2R, \quad (8.25)$$

где N – вертикальная нагрузка, действующая на фундамент;

M – момент внешних сил (ветровая нагрузка);

A – площадь подошвы фундамента;

W – момент сопротивления подошвы фундамента кольцевой формы, равный

$$W = \frac{\pi D_{cp} b}{4} \left(\frac{D_{cp}^2 + b^2}{D_{cp} + b} \right), \quad (8.26)$$

здесь $D_{cp} = r_g + r_n$; $b = r_n - r_g$.

Расчет по деформациям оснований кольцевых фундаментам должен проводиться для вертикали, проходящей через середину кольца шириной b .

Значение коэффициента α_k распределения вертикальных напряжений по вертикали, проходящей через середину кольца, можно вычислить по формуле

$$\alpha_k = \alpha_2 - \alpha_1. \quad (8.27)$$

Коэффициенты $\alpha_1 = f(m_1, n_1)$ и $\alpha_2 = f(m_2, n_2)$ приведены в табл. 8.4, где

$$m_1 = \frac{z}{r_g}, \quad m_2 = \frac{z}{r_n},$$

$$n_1 = 0,5 \left(1 + \frac{r_n}{r_g} \right), \quad n_2 = 0,5 \left(1 + \frac{r_g}{r_n} \right).$$

Коэффициенты α_1 и α_2 кольцевых фундаментов

$m_1 (m_2)$	$n_1 (n_2)$										
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,949	0,943	0,922	0,860	0,712	0,435	0,181	0,065	0,026	0,012	0,006
0,8	0,756	0,742	0,699	0,619	0,504	0,366	0,237	0,142	0,083	0,048	0,029
1,2	0,547	0,535	0,502	0,447	0,377	0,300	0,226	0,162	0,113	0,078	0,053
1,6	0,390	0,383	0,362	0,330	0,288	0,243	0,197	0,156	0,120	0,090	0,068
2,0	0,285	0,280	0,268	0,248	0,224	0,196	0,167	0,140	0,114	0,092	0,074
2,8	0,165	0,163	0,159	0,151	0,141	0,130	0,118	0,105	0,092	0,080	0,069
3,6	0,106	0,105	0,103	0,099	0,095	0,090	0,084	0,078	0,071	0,065	0,058
4,4	0,073	0,073	0,072	0,070	0,068	0,065	0,062	0,059	0,055	0,051	0,047
5,2	0,053	0,053	0,052	0,051	0,050	0,049	0,047	0,045	0,043	0,041	0,038
6,0	0,040	0,040	0,040	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,035	0,033	0,031

8.4. Проектирование фундаментов из плит с угловыми вырезами

Одним из путей снижения материалоемкости фундаментов является трансформация эпюры контактных напряжений, что достигается устройством промежуточной между фундаментом и основанием подготовки переменной жесткости или использование плит с угловыми вырезами.

Размеры плит с угловыми вырезами приводятся в таблице 8.5.

Таблица 8.5.

Размеры плит с угловыми вырезами

Марка плиты	Размеры, мм			
	l	b	c	a
Ф 20.24-25в	2380	2000	500	1800
Ф 20.24-35в				
Ф 20.24-45в				
Ф 24.24-25в	2380	2400	700	1800
Ф 24.24-35в				
Ф 24.24-45в				
Ф 28.24-25в	2380	2800	700	1800
Ф 28.24-35в				
Ф 28.24-45в				
Ф 32.24-25в	2380	3200	700	1800

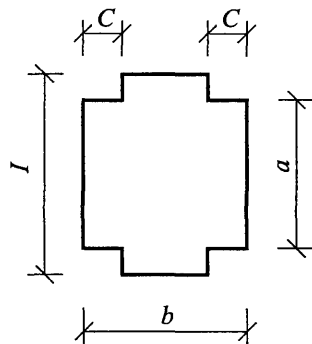


Рис.8.6. Схема фундамента с угловыми вырезами

Нормы на проектирование оснований зданий и сооружений рекомендуют для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания увеличивать на 15% вне зависимости от формы (l/b) и размеров угловых вырезов.

Разработанная методика определения расчетного сопротивления основания прямоугольных фундаментов позволяет вычислить коэффициенты M_γ , M_q , M_c для приведенных в таблице 8.4 плит.

Ниже в таблице 8.6 приводятся значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c вычисленные без учета угловых вырезов, как для сплошных плит, но с учетом или без учета уширения. Во всех случаях глубина развития зон пластических деформаций принималась равной $\frac{1}{4}$ наименьшего размера плиты. При принятии другой глубины развития зон пластических деформаций пропорционально изменяется коэффициент M_γ , а коэффициенты M_q и M_c остаются постоянными.

Таблица 8.6.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c сплошных плит без вырезов ($z=0,45$ м)

Угол внут- ренне- го тре- ния, град	Размеры плит, м								
	1,8x2,4			1,8x2,8			1,8x3,2		
	$M_\gamma b$	M_q	M_c	$M_\gamma b$	M_q	M_c	$M_\gamma b$	M_q	M_c
0,0	0,00	1,00	3,20	0,00	1,00	3,18	0,00	1,00	3,17
2	0,05	1,12	3,38	0,05	1,12	3,36	0,05	1,12	3,35
4	0,11	1,25	3,58	0,11	1,25	3,55	0,11	1,25	3,54
6	0,18	1,40	3,79	0,18	1,40	3,76	0,18	1,39	3,75
8	0,25	1,56	4,02	0,25	1,56	3,99	0,25	1,56	3,97
10	0,34	1,75	4,26	0,34	1,75	4,23	0,33	1,74	4,21

12	0,43	1,96	4,52	0,43	1,95	4,49	0,43	1,95	4,46
14	0,54	2,20	4,81	0,53	2,19	4,77	0,53	2,18	4,74
16	4,66	2,47	5,11	0,65	2,45	5,07	0,65	2,45	5,04
18	0,80	2,77	5,45	0,79	2,75	5,40	0,79	2,74	5,37
20	0,95	3,12	5,81	0,94	3,10	5,76	0,94	3,08	5,72
22	1,13	3,51	6,21	1,12	3,48	6,15	1,11	3,47	6,11
24	1,33	3,96	6,64	1,32	3,93	6,58	1,31	3,91	6,54
26	1,56	4,47	7,12	1,55	4,44	7,04	1,54	4,41	7,00
28	1,83	5,06	7,64	1,81	5,02	7,56	1,80	4,99	7,51
30	2,14	5,75	8,22	2,11	5,69	8,13	2,10	5,66	8,07
32	2,49	6,54	8,87	2,46	6,47	8,76	2,44	6,43	8,69
34	2,91	7,46	9,58	2,87	7,38	9,46	2,85	7,33	9,38
36	3,39	8,54	10,38	3,35	8,44	10,24	3,32	8,38	10,15
38	3,96	9,81	11,27	3,91	9,68	11,11	3,87	9,61	11,02
40	4,64	11,30	12,28	4,57	11,15	12,10	4,53	11,06	11,98
42	5,44	13,09	13,42	5,35	12,90	13,21	5,30	12,78	13,08
44	6,40	15,22	14,72	6,29	14,98	14,48	6,23	14,84	14,33

Таблица 8.7.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c сплошных плит без вырезов ($z=0,60$ м)

Угол внут- рен- него тре- ния, град.	Размеры плит, м								
	2,4x2,4			2,4x2,8			2,4x3,2		
	$M_\gamma b$	M_q	M_c	$M_\gamma b$	M_q	M_c	$M_\gamma b$	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,27	0,00	1,00	3,22	0,00	1,00	3,20
2	0,07	1,12	3,46	0,07	1,12	3,41	0,07	1,12	3,38
4	0,15	1,26	3,66	0,15	1,25	3,66	0,15	1,25	3,58
6	0,24	1,41	3,88	0,24	1,40	3,83	0,24	1,40	3,79
8	0,35	1,58	4,11	0,34	1,57	4,05	0,34	1,56	4,02
10	0,46	1,77	4,37	0,46	1,76	4,30	0,45	1,75	4,26
12	0,59	1,99	4,64	0,58	1,97	4,57	0,58	1,96	4,52
14	0,74	2,23	4,93	0,73	2,21	4,86	0,72	2,20	4,81
16	0,91	2,51	5,26	0,89	2,48	5,17	0,88	2,47	5,12
18	1,09	2,82	5,60	1,07	2,79	5,51	1,06	2,77	5,45
20	1,31	3,18	5,99	1,28	3,14	5,88	1,27	3,12	5,81
22	1,55	3,58	6,40	1,52	3,54	6,28	1,51	3,51	6,21
24	1,83	4,05	6,86	1,80	4,00	6,73	1,78	3,96	6,61
26	2,15	4,59	7,35	2,11	4,52	7,21	2,08	4,47	7,12
28	2,52	5,21	7,91	2,48	5,13	7,76	2,44	5,07	7,65
30	2,95	5,92	8,52	2,89	5,81	8,34	2,85	5,75	8,22
32	3,45	6,75	9,20	3,38	6,63	9,01	3,33	6,55	8,88
34	4,03	7,72	9,96	3,94	7,56	9,73	3,88	7,46	9,58
36	4,71	8,85	10,80	4,60	8,67	10,56	4,53	8,55	10,39

38	5,51	10,18	11,76	5,37	9,95	11,46	5,28	9,81	11,27
40	6,46	11,77	12,83	6,30	11,51	12,52	6,19	11,31	12,29
42	7,59	13,65	14,05	7,38	13,31	13,67	7,25	13,09	13,43
44	8,96	15,94	15,47	8,73	15,54	15,06	8,58	15,22	14,72

Таблица 8.8.

Коэффициенты M_p , M_q , M_c плит с угловыми вырезами ($z=0,45$ м)

Угол внут- реннего трения, град	Размеры плит, м								
	1,8x2,4			1,8x2,8			1,8x3,2		
	M_p	M_q	M_c	M_p	M_q	M_c	M_p	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,36	0,00	1,00	3,27	0,00	1,00	3,22
2	0,07	1,12	3,56	0,07	1,12	3,46	0,07	1,12	3,41
4	0,16	1,26	3,78	0,15	1,26	3,67	0,15	1,25	3,61
6	0,25	1,42	4,01	0,25	1,41	3,89	0,24	1,40	3,82
8	0,36	1,60	4,26	0,35	1,58	4,13	0,34	1,57	4,05
10	0,48	1,80	4,54	0,46	1,77	4,38	0,45	1,76	4,30
12	0,62	2,03	4,83	0,59	1,99	4,66	0,58	1,97	4,87
14	0,77	2,28	5,15	0,74	2,24	4,96	0,73	2,21	4,86
16	0,95	2,58	5,50	0,91	2,52	5,28	0,84	2,48	5,17
18	1,15	2,91	5,88	1,10	2,83	5,64	1,07	2,79	5,57
20	1,37	3,29	6,29	1,32	3,19	6,02	1,29	3,14	5,83
22	1,63	3,72	6,74	1,56	3,60	6,44	1,52	3,54	6,29
24	1,93	4,22	7,24	1,84	4,07	6,90	1,80	4,00	6,74
26	2,28	4,80	7,78	2,17	4,62	7,42	2,11	4,52	7,22
28	2,68	5,46	8,39	2,54	5,24	7,97	2,48	5,13	7,76
30	3,14	6,23	9,06	2,98	5,97	8,60	2,89	5,82	8,35
32	3,67	7,12	9,80	3,48	6,80	9,28	3,38	6,63	9,02
34	4,30	8,17	10,63	4,07	7,79	10,06	3,94	7,57	9,74
36	5,04	9,40	11,56	4,76	8,93	10,91	4,61	8,68	10,57
38	5,91	10,85	12,61	5,58	10,29	11,89	5,38	9,97	11,49
40	6,95	12,58	13,80	6,53	11,88	12,97	6,31	11,52	12,54
42	8,18	14,64	15,15	7,68	13,81	14,22	7,40	13,34	13,70
44	9,67	17,12	16,69	9,06	16,10	15,67	8,73	15,55	15,07

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c плит с угловыми вырезами ($z=0,6$ м)

Угол внут- рен- него тре- ния, град	Размеры плит, м								
	2,4x2,4			2,4x2,8			2,4x3,2		
	$M_\gamma b$	M_q	M_c	$M_\gamma b$	M_q	M_c	$M_\gamma b$	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,38	0,00	1,00	3,29	0,00	1,00	3,23
2	0,08	1,13	3,59	0,07	1,12	3,48	0,07	1,12	3,42
4	0,16	1,27	3,80	0,15	1,26	3,68	0,15	1,25	3,62
6	0,25	1,42	4,04	0,25	1,41	3,91	0,24	1,40	3,84
8	0,36	1,60	4,30	0,35	1,58	4,15	0,34	1,57	4,07
10	0,48	1,81	4,57	0,47	1,78	4,41	0,46	1,76	4,32
12	0,62	2,03	4,87	0,60	2,00	4,68	0,59	1,98	4,59
14	0,78	2,29	5,19	0,75	2,24	4,99	0,73	2,22	4,88
16	0,95	2,59	5,54	0,91	2,52	5,32	0,89	2,49	5,20
18	1,16	2,93	5,93	1,11	2,84	5,67	1,08	2,80	5,54
20	1,39	3,31	6,34	1,32	3,21	6,06	1,29	3,15	5,91
22	1,65	3,75	6,80	1,57	3,62	6,49	1,53	3,56	6,33
24	1,95	4,25	7,30	1,86	4,10	6,96	1,81	4,01	6,77
26	2,30	4,83	7,86	2,18	4,64	7,47	2,13	4,55	7,27
28	2,70	5,50	8,46	2,57	5,28	8,04	2,49	5,15	7,81
30	3,17	6,18	9,15	3,00	6,00	8,66	2,91	5,86	8,41
32	3,71	7,18	9,89	3,51	6,86	9,37	3,40	6,67	9,07
34	4,35	8,25	10,75	4,10	7,84	10,14	3,97	7,62	9,82
36	5,09	9,49	11,68	4,81	9,01	11,03	4,64	8,73	10,65
38	5,98	10,97	12,76	5,62	10,37	11,99	5,43	10,05	11,59
40	7,03	12,71	13,96	6,60	12,00	13,12	6,36	11,60	12,63
42	8,28	14,81	15,33	7,76	13,93	14,36	7,48	13,47	13,85
44	9,80	17,33	16,92	9,16	16,27	15,81	8,80	15,66	15,19

Таблица 8.10.

Напряжения σ_z по оси фундаментных плит без угловых вырезов

$m=2z/b$	Размеры фундамента			
	1,8x2,0	1,8x2,4	1,8x2,8	1,8x3,2
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,4	0,9652	0,9706	0,9734	0,9749
0,8	0,8185	0,8430	0,8569	0,8652
1,2	0,6335	0,6731	0,6990	0,7160
1,6	0,4769	0,5210	0,5530	0,5761
2,0	0,3609	0,4029	0,4357	0,4612
2,4	0,2780	0,3152	0,3461	0,3713
2,8	0,2185	0,2507	0,2785	0,3020

3,2	0,1753	0,2028	0,2273	0,2487
3,6	0,1431	0,1667	0,1881	0,2072
4,0	0,1188	0,1390	0,1577	0,1747
4,4	0,1000	0,1175	0,1338	0,1489
4,8	0,0852	0,1004	0,1148	0,1282
5,2	0,0734	0,0867	0,0994	0,1114
5,6	0,0639	0,0756	0,0869	0,0975
6,0	0,0560	0,0665	0,0765	0,0861
6,4	0,0496	0,0588	0,0678	0,0765
6,8	0,0441	0,0524	0,0605	0,0683
7,2	0,0395	0,0470	0,0543	0,0614
7,6	0,0356	0,0424	0,0490	0,0555
8,0	0,0322	0,0384	0,0444	0,0503
8,4	0,0293	0,0349	0,0405	0,0459
8,8	0,0268	0,0319	0,0370	0,0420
9,2	0,0245	0,0293	0,0340	0,0385
9,6	0,0226	0,0270	0,0313	0,0355
10,0	0,0208	0,0249	0,0289	0,0328
10,4	0,0193	0,0231	0,0268	0,0304
10,8	0,0179	0,0214	0,0249	0,0283
11,2	0,0167	0,0199	0,0232	0,0263
11,6	0,0156	0,0186	0,0216	0,0246
12,0	0,0145	0,0174	0,0202	0,0230

Таблица 8.11.

Напряжения σ_z по оси фундаментных плит с угловыми вырезами

$m=2z/b$	Размеры фундамента			
	1,8x2,0	1,8x2,4	1,8x2,8	1,8x3,2
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,4	0,9725	0,9780	0,9825	0,9851
0,8	0,8481	0,8725	0,8945	0,9084
1,2	0,6770	0,7166	0,7555	0,7827
1,6	0,5220	0,5661	0,6127	0,6479
2,0	0,4017	0,4436	0,4904	0,5279
2,4	0,3129	0,3502	0,3934	0,4297
2,8	0,2427	0,2801	0,3186	0,3520
3,2	0,2000	0,2275	0,2612	0,2912
3,6	0,1640	0,1876	0,2168	0,2434
4,0	0,1365	0,1568	0,1822	0,2057
4,4	0,1152	0,1327	0,1549	0,1756
4,8	0,0984	0,1136	0,1330	0,1514
5,2	0,0849	0,0982	0,1153	0,1316
5,6	0,0739	0,0857	0,1008	0,1153
6,0	0,0644	0,0754	0,0888	0,1018
6,4	0,0575	0,0668	0,0788	0,0905
6,8	0,0512	0,0595	0,0704	0,0809

7,2	0,0459	0,0534	0,0632	0,0727
7,6	0,0413	0,0481	0,0570	0,0657
8,0	0,0374	0,0436	0,0517	0,0596
8,4	0,0341	0,0397	0,0471	0,0544
8,8	0,0311	0,0363	0,0431	0,0498
9,2	0,0285	0,0333	0,0395	0,0457
9,6	0,0263	0,0306	0,0364	0,0421
10,0	0,0242	0,0283	0,0336	0,0389
10,4	0,0224	0,0262	0,0312	0,0361
10,8	0,0208	0,0243	0,0290	0,0335
11,2	0,0194	0,0227	0,0270	0,0312
11,6	0,0181	0,0212	0,0252	0,0292
12,0	0,0196	0,0198	0,0236	0,0273

Приведенная методика позволяет для выбранного типоразмера плит определить расчетное сопротивление и провести расчет по деформациям по напряжениям, вычисленным с использованием данных таблицы 8.11.

8.5. Проектирование фундаментов треугольной формы

Как известно, напряженно деформированное состояние оснований фундаментов при прочих равных условиях зависит от формы его подошвы.

Анализ изменения коэффициентов α , приводимых в СНиП 2.02.01-83, (α – напряжение в основании от равномерно распределенного давления $P=1$) в зависимости от формы подошвы $m=l/b$ указывает на их возрастание с увеличением длины фундамента, то есть при переходе от фундамента квадратной формы к ленточному фундаменту.

Практический интерес представляет анализ изменения напряженно-деформированного состояния основания фундаментов в форме треугольника.

Рекомендации по проектированию фундаментов треугольной формы в нормах отсутствуют.

В соответствии с действующими нормами проектирование фундаментов предусматривает определение расчетного сопротивления основания и вычисление осадки.

Общая методика вычисления расчетного сопротивления оснований для фундаментов различной формы при различных схемах загрузки изложена в главе 3.

Координаты «у» максимума зон пластических деформаций на заданной глубине их развития (например $z=0,5b$) вычислялись с использованием условия прочности в пространственной постановке

Далее при соблюдении условия предельного равновесия для различных значений угла внутреннего трения грунта ($\varphi=0\div44^\circ$) вычислялись коэффициенты M_γ , M_q , M_c для определения расчетного сопротивления оснований по формуле (7) СНиП 2.02.01-83.

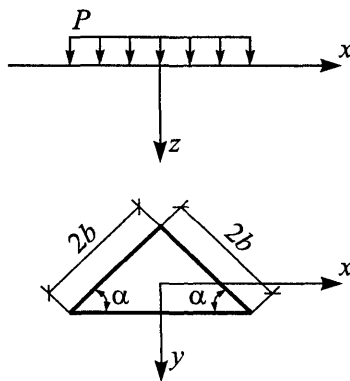


Рис. 8.6. Схема фундамента треугольной формы

Результаты указанных выше коэффициентов для фундамента в форме равностороннего ($\alpha=60^\circ$) и равнобедренного ($\alpha=45^\circ$) треугольников приведены в таблице 8.12.

Для сопоставления в таблице 1 приведены также значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c для ленточного фундамента и фундамента квадратной формы.

Выполненный анализ указывает на то, что величина расчетного сопротивления оснований фундаментов треугольной формы выше, чем для ленточных фундаментов и фундаментов квадратной формы.

Для возможности выполнения расчета по деформациям в таблице 8.13 приводятся значения напряжений $\sigma_{z/p}$ для вертикалей, проходящих через центр подошвы фундаментов.

Таблица 8.12.

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

φ	Лента			Квадрат			Треугольник $\alpha=60^\circ$				Треугольник $\alpha=45^\circ$		
	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_c	M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	0,00	1,00	3,39	0,00	1,00	3,58	3,14	0,00	1,00	3,26	
2	0,03	1,12	0,03	1,13	3,58	0,03	1,13	3,76	3,32	0,03	1,12	3,45	
4	0,06	1,24	0,07	1,26	3,79	0,07	1,28	3,95	3,51	0,06	1,26	3,66	
6	0,10	1,39	0,11	1,42	4,01	0,11	1,44	4,16	3,71	0,10	1,41	3,88	
8	0,14	1,55	0,15	1,60	4,25	0,15	1,62	4,39	3,93	0,14	1,58	4,11	
10	0,18	1,73	0,20	1,79	4,51	0,20	1,82	4,63	4,17	0,19	1,77	4,36	
12	0,23	1,94	0,25	2,02	4,79	0,26	2,04	4,90	4,42	0,25	1,98	4,64	
14	0,29	2,17	0,32	2,27	5,09	0,32	2,29	5,19	4,69	0,31	2,23	4,93	
16	0,36	2,43	0,39	2,55	5,42	0,39	2,58	5,50	4,99	0,38	2,51	5,25	
18	0,43	2,73	0,47	2,88	5,77	0,48	2,90	5,85	5,31	0,45	2,82	5,60	
20	0,51	3,06	0,56	3,24	6,16	0,57	3,27	6,23	5,66	0,54	3,18	5,98	

22	0,61	3,44	0,67	3,66	6,59	0,67	3,68	6,64	6,04	0,64	3,58	6,40
24	0,72	3,87	0,79	4,14	7,06	0,79	4,16	7,10	6,45	0,76	4,05	6,85
26	0,84	4,37	0,92	4,69	7,57	0,93	4,71	7,60	6,90	0,89	4,58	7,35
28	0,98	4,93	1,08	5,33	8,14	1,08	5,34	8,16	7,40	1,05	5,20	7,90
30	1,15	5,59	1,27	6,06	8,77	1,27	6,06	8,77	7,95	1,23	5,91	8,51
32	1,34	6,34	1,48	6,92	9,47	1,48	6,91	9,46	8,55	1,44	6,74	9,19
34	1,55	7,22	1,73	7,91	10,25	1,72	7,89	10,22	9,22	1,68	7,71	9,95
36	1,81	8,24	2,02	9,08	11,12	2,01	9,05	11,08	9,97	1,96	8,84	10,79
38	2,11	9,44	2,36	10,45	12,10	2,35	10,40	12,03	10,80	2,29	10,18	11,75
40	2,46	10,85	2,77	12,08	13,21	2,75	12,00	13,11	11,73	2,69	11,76	12,82
42	2,88	12,51	3,26	14,03	14,47	3,23	13,91	14,34	12,79	3,16	13,65	14,05
44	3,38	14,50	3,84	16,36	15,91	3,80	16,21	15,75	13,98	3,73	15,91	15,44

Таблица 8.13.

 σ_{zP} по оси фундаментов

$m=2z/b$	Квадрат	Тре- угольник $\alpha=60^\circ$	Тре- угольник $\alpha=45^\circ$	$m=2z/b$	Квадрат	Тре- угольник $\alpha=60^\circ$	Тре- угольник $\alpha=45^\circ$
0	1,000	1,000	1,000	6,4	0,045	0,020	0,011
0,4	0,960	0,877	0,763	6,8	0,040	0,018	0,010
0,8	0,800	0,587	0,427	7,2	0,036	0,016	0,009
1,2	0,606	0,376	0,249	7,6	0,032	0,014	0,008
1,6	0,449	0,251	0,158	8,0	0,029	0,013	0,007
2,0	0,336	0,176	0,108	8,4	0,026	0,012	0,007
2,4	0,257	0,129	0,078	8,8	0,024	0,011	0,006
2,8	0,201	0,098	0,058	9,2	0,022	0,009	0,006
3,2	0,160	0,077	0,045	9,6	0,020	0,009	0,005
3,6	0,130	0,061	0,036	10,0	0,019	0,008	0,005
4,0	0,108	0,050	0,029	10,4	0,017	0,007	0,004
4,4	0,091	0,042	0,024	10,8	0,016	0,007	0,004
4,8	0,077	0,036	0,021	11,2	0,015	0,006	0,004
5,2	0,066	0,031	0,018	11,6	0,014	0,006	0,003
5,6	0,058	0,026	0,015	12,0	0,013	0,006	0,003
6,0	0,051	0,023	0,013				

Анализ изменения вертикальных напряжений в основании фундаментов треугольной формы показывает на их более быстрое загасание в сравнении с фундаментом квадратной формы

Заключение

Данное учебное пособие написано применительно к курсу «основания и фундаменты», читаемого на основных строительных специальностях. Освоение данного курса невозможно без знаний инженерной геологии и механики грунтов, основные сведения из которых приведены в пособии.

Проектирование оснований и фундаментов является многофакторной задачей, то есть для любого здания или сооружения, возводимого на строительной площадке можно запроектировать несколько типов фундаментов.

Поэтому перед проектировщиками стоит сложная задача выбора надежного и экономичного типа фундамента. Данная задача усиленно решается с использованием ЭВМ и программных средств по оптимизации проектных решений фундаментов и их оснований.

Расчет оснований и фундаментов ведется по двум предельным состояниям: по деформациям и по несущей способности.

Необходимость использования принципа линейной деформируемости грунтов в расчетах по деформациям приводит к ограничению давления по подошве фундаментов величиной расчетного сопротивления грунтов, которое изменяется в зависимости от формы подошвы фундаментов, их жесткости и глубины заложения, схемы приложения нагрузки и прочностных характеристик грунтов.

При расчете по первому предельному состоянию деформации оснований не рассматриваются.

Следовательно, указанные методы расчета не позволяют прогнозировать возможные осадки зданий и сооружений при давлениях, превышающих расчетное сопротивление грунтов оснований.

Указанная проблема может быть снята с использованием нелинейных методов расчета оснований усиленно развивающихся в настоящее время. Использование данных подходов позволяет объединить существующую методику расчета оснований по двум предельным состояниям в один с едиными предпосылками, принимаемыми для упругопластического основания. очень важно, что простые нелинейные модели грунта используют известные характеристики (модуль общей деформации, угол внутреннего трения и сцепления), как и при линейных методах расчета оснований.

Методы проектирования оснований и фундаментов и технология их устройства постоянно совершенствуются, что необходимо учитывать в реальной практике их проектирования. новые методы расчета оснований и фундаментов, изложенные в учебном пособии, позволяют повысить экономическую эффективность.

Вопросы для самопроверки

1. Основные положения проектирования оснований и фундаментов по предельным состояниям

1. Какие особенности сбора нагрузок при расчете оснований по I и II группам предельных состояний.

2. Почему временные нагрузки на перекрытия и покрытия имеют полные и пониженные значения.
3. Чем вызвана необходимость снижения временных нагрузок на перекрытия в зависимости от размеров грузовых площадей и этажности зданий.
4. На какие сочетания нагрузок приводится расчет оснований по несущей способности и деформациям.
5. Особые нагрузки и их учет в расчете оснований.
6. Пути снижения стоимости устройства фундаментов.

2. Распределение напряжений в основании зданий и сооружений

1. Какие давления в грунте называют природными и как определяют их величины.
2. Как вычисляются напряжения в основании от действия сосредоточенной силы.
3. Как построить эпюру дополнительных напряжений в основании фундаментов различной формы.
4. Особенности распределения напряжений в основании гибкого и жесткого фундаментов.
5. Способы учета напряжений в основании с учетом влияния загрузки соседних фундаментов или площадей.
6. Виды эпюр дополнительных напряжений в различных горизонтальных и вертикальных сечениях.
7. Зависит ли распределение напряжений в основании от деформационных характеристик грунта.
8. Какими компонентами напряжений характеризуется основание в каждой точке.
9. Влияние формы подошвы фундаментов на распределение напряжений в основании.
10. Расчетные и фактические схемы напряжений гибких и жестких фундаментов.

3. Расчетное сопротивление грунтов оснований

1. Влияние формы подошвы фундаментов на величину расчетного сопротивления грунтов оснований.
2. Зависимость расчетного сопротивления оснований от схемы приложения нагрузки (центральная, внецентренная, горизонтальная).
3. Почему давление по подошве фундаментов ограничивают величиной расчетного сопротивления грунтов оснований.
4. Особенности определения расчетного сопротивления грунтов оснований фундаментов больших размеров.
5. Влияние слабых подстилающих слоев грунта на величину расчетного сопротивления несущего слоя.

4. Определение глубины заложения и размеров подошвы фундамента

1. Основные факторы, влияющие на выбор глубины заложения фундаментов зданий и сооружений.
2. Нормативная и расчетная глубина промерзания грунтов.
3. Пучение грунтов при промерзании и его влияние на выбор глубины заложения подошвы фундаментов.
4. Выбор глубины заложения подошвы фундаментов производственных зданий.
5. Допустимо ли промораживание грунтов оснований возведенных фундаментов или строительство зданий на промороженных грунтах.
6. Требования, предъявляемые к проектированию оснований и фундаментов.

5. Расчет оснований фундаментов по деформациям

1. Причины развития осадок фундаментов.
2. Расчетные схемы определения осадок фундаментов и допущения заключенные в их основе.
3. Влияние формы подошвы и заглубления фундаментов на величину осадки.
4. Почему осадка фундаментов рассчитывается на давления без учета давления от собственного веса грунта.
5. Основные допущения различных методов определения осадки фундаментов.
6. Факторы, влияющие на выбор границы сжимаемой толщи в различных методах определения осадки фундаментов.
7. Способы учета влияния соседних фундаментов или загруженных площадей в расчетах по деформациям.
8. Вид эпюры вертикальных напряжений σ_z в основании фундаментов при расчете методами эквивалентного слоя и суммирования.
9. Почему для развития осадок грунтов оснований требуется определенное время после приложения нагрузки. Факторы, влияющие на продолжительность развития осадок.
10. Основные предпосылки расчета оснований по деформациям с использованием нелинейных методов.

6. Расчет оснований по несущей способности

1. Возможные формы потери устойчивости оснований.
2. Определение сил предельного сопротивления скальных и нескальных оснований.
3. Расчет фундаментов на сдвиг по подошве и опрокидывание.

7. Проектирование свайных фундаментов

1. Выбор типа свай и свайных фундаментов.
2. Методы определения несущей способности свай.
3. Выбор глубины заложения ростверков свайных фундаментов.
4. Классификация свай по характеру их взаимодействия с окружающим грунтом.
5. Явления, возникающие в грунтах при погружении свай.
6. Способы погружения свай.
7. По каким предельным состояниям выполняется расчет свайных фундаментов и их оснований.
8. Какие нагрузки и воздействия учитываются при расчете свайных фундаментов.
9. Расчетные схемы определения осадок свайных фундаментов.

8. Особенности проектирования фундаментов других типов

1. Особенности определения расчетного сопротивления грунтов оснований ленточных фундаментов зданий с подвалами.
2. Последовательность проектирования ленточных прерывистых фундаментов.
3. Область применения и последовательность проектирования фундаментов кольцевой формы.
4. Проектирование фундаментов треугольной формы и фундаментов из плит с угловыми вырезами.

Литература

1. Бартоломей А. А. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов из пирамидальных свай / А. А. Бартоломей, А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. –1988. –№3. –С. 27-30.
2. Горбунов-Посадов М. И. Проблемы нелинейной механики грунтов: Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов, /М. И. Горбунов-Посадов. – Новочеркасск: НПИ, 1979. – С. 3-8.
3. Далматов Б. И. Основания и фундаменты / Б. И. Далматов, В. Н. Бронин, В. Д. Карлов и др. –М. – СПб., 2002. –328 с.
4. Далматов Б. И. проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б.И. Далматов, Н. Н. Морарескул, В. Г. Науменко. – М.: Высшая школа, 1986. –240 с.
5. Егоров, К. Е. Распределение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента /К.Е. Егоров // Вопросы расчета оснований и фундаментов: Труды Лаборатории оснований и фундаментов. – М. – Л. – 1983.– Сб. №9 – С. 29-48.
6. Короткин В. Г. Объемная задача для упругоизотропного полупространства./В. Г. Короткин. – Л.: Энергоиздат, 1938. – С. 52-85.
7. Медведев А. Я. Компоненты напряжений в основании жесткого сооружения, подверженного действию вертикальной и горизонтальной сил и момента (плоская задача) // А. Я. Медведев // Сб. трудов НИИ оснований и подземных сооружений, - 1963. –№ 53. – С.12-18.
8. Медведев А. Я. Деформации и напряженное состояние оснований жестких сооружений от действия вертикальной и горизонтальной нагрузок // А. Я. Медведев // Сб. трудов НИИ оснований и подземных сооружений, - 1958. –№ 34. – С.86-123.
9. Пилягин А. В. Повышение эффективности проектных решений свайных фундаментов /А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1995. – №3. – С. 19-20.
10. Пилягин А. В. Расчет оснований по деформациям с использованием линейных и нелинейных методов /А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1995. – №3. – С. 10-13.

11. Пилягин А. В. К вопросу определения расчетного сопротивления оснований со слабым подстилающим слоем /А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – №6. – С. 7-9.
12. Пилягин А. В. Определение расчетного сопротивления оснований при различных схемах загрузки /А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – №4,5. – С. 28-31.
13. Пилягин А. В. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Территориальные строительные нормы. (ТСН 50-301-99 РМЭ) / А.В. Пилягин; – Йошкар-Ола, 1999. – 140 с.
14. Пилягин А. В. Методы учета влияния соседних фундаментов в расчетах по деформациям /А. В. Пилягин // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Межвуз. сборник. – Казань: КХТИ им. С.М. Кирова, 1981. – С. 37-40.
15. Пилягин А. В. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований различных типов фундаментов при различных схемах загрузки / А. В. Пилягин; МарГТУ. – Йошкар-Ола, 1998. – 157 с. – Деп. в ВИНТИ; № 1810-В 98.
16. Пилягин А. В. Расчет оснований фундаментов зданий и сооружений по деформациям с учетом упругопластических свойств грунтов /А. В. Пилягин / Фундаментостроение и механика слабых грунтов. – Л, 1988. – С. 32-36.
17. Пилягин, А. В. Инженерные методы расчета оснований фундаментов различных типов по деформациям с учетом упругопластических свойств грунта /А. В. Пилягин // Использование достижений нелинейной механики грунтов в проектировании оснований и фундаментов. Доклады II Всесоюзной конференции. – Йошкар Ола, 1989. – С. 69-70.
18. Пилягин А. В. Определение конечных и «упущенных» осадок по данным краткосрочных геодезических наблюдений /А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – №5. – С. 35-36.
19. Пилягин, А.В. Проектирование фундаментов кольцевой формы /А. В. Пилягин // Геотехника Поволжья-99. Труды международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению.–Йошкар - Ола, 1999. – С. 36-39.
20. Пилягин А. В. Напряженно – деформированное состояние оснований ленточных и круглых фундаментов с учетом заглубления /А. В. Пилягин, В. Е. Глушков // Геотехника Поволжья-2. Доклады областной межвузовской конференции. – Куйбышев, 1983. – С. 92-98.

21. Пилягин А. В. Определение осадок ленточных фундаментов из пирамидальных свай и одиночных призматических в нелинейной постановке /А. В. Пилягин, В. Е. Глушков // Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР. Доклады Всесоюзного совещания. – Пермь, 1988. – С. 25-27.
22. Пилягин А. В. Оптимизация проектных решений фундаментов с использованием ЭВМ /А. В. Пилягин, В. Е. Глушков, Н. Г. Мамаев // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева: Сб. научных трудов. Том 186. Математическое моделирование и применение ЭВМ для расчета сооружений ТЭС, ГЭС, АЭС. – Л: Энергоиздат, 1985. – С. 11-14.
23. Пилягин А. В. Оценка напряженного состояния оснований зданий с подвалами от собственного веса грунта /А. В. Пилягин, В. В. Иванов // Строительные конструкции и механика твердого деформируемого тела. Сб. статей. – Йошкар Ола, 1998. – С. 84-90.
24. Пилягин А. В. Проектирование оснований и фундаментов с учетом упругопластических свойств грунтов /А. В. Пилягин, С. В. Казанцев. – Красноярск.: КГУ, 1990. – 165 с.
25. Пилягин А. В. Смешанная упругопластическая задача расчета грунтового основания в пространственной постановке /А. В. Пилягин, С. В. Казанцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – №4. – С. 24-26.
26. Пилягин А. В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений с использованием ЭВМ /А. В. Пилягин, С. В. Казанцев./ Учебное пособие – Йошкар - Ола., 1988. – 112 с.
27. Пилягин А. В. Проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических и производственных условиях /А. В. Пилягин, Н. Г. Мамаев, Ф. Г. Габдрахманов./ Учебное пособие. – Йошкар-Ола., 1985. – 120 с.
28. Пилягин А. В. К вопросу определения расчетного сопротивления оснований зданий с подвалами /А. В. Пилягин, В. В. Михеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №6. – С. 6-9.
29. Пилягин А. В. Определение осадок фундаментов методом суммирования с учетом горизонтальных напряжений /А. В. Пилягин, А. В. Рязанов // Эффективность проектных решений фундаментов. Межвузовский сборник. – Йошкар Ола, 1992. – С. 8-18.

30. Пилягин А. В. Напряженно-деформированное состояние оснований свай при испытании статическим нагружением /А. В. Пилягин, А. Б. Шукенбаев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – №3. – С. 2-6.
31. Польшин Ф. Е. Определение напряжений в грунте при загрузке части его поверхности / Ф. Е. Польшин // Основания и фундаменты.: Труды ВИ-ОС. – 1933. – Сб. №1. – С. 39-55.
32. Pilyagin A.V. A propos de la determination de la pression admissible exepue sur des sols de fondations. Dulle liaison des Lab. des P.etch. Paris 85.1976. – P. 129-135.
33. Pilyagin A.V. Optimum Designing of Pile Fonndations. Proc of the XI juter symposium on Penetrability. San Francisco, 1985. – P. 191-192.
34. Poulos H. G., Davis E. H. Elastic Solutions For Soil and Rock Mechanics. NEV YORK. London/ Sydney. Toronto. - 1974/ - 140 p.
35. Рыбин В. С. Проектирование фундаментов реконструируемых зданий / В.С. Рыбин, 1990.
36. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1986. 51 С.
37. СНиП 11-02-96 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. – М.: Стройиздат, 1996.
38. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985.
39. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты. – М, 1985.
40. Ухов С. Б. Механика грунтов, основания фундамента /С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский – М.: Изд. АСВ, 1994. –525 с.
41. Флорин В. А. Основы механики грунтов/В. А. Флорин – М.: Госстройиздат, 1959. – Т.1. – 357 с.
42. Skopek J. The influence of fonndation depth on stress distribution. Proc/ sth Jut/ conf. soie mechs. Fudn/ Eng.,Vol. 1, H. 815.

Оглавление

Предисловие	3
Введение	4
1. Основные положения проектирования оснований и фундаментов по предельным состояниям	6
1.1. Особенности сбора нагрузок при проектировании фундаментов	6
1.2. Оптимизация проектных решений фундаментов	25
2. Распределение напряжений в основании зданий и сооружений	26
2.1. Напряженное состояние оснований от собственного веса грунта	27
2.2. Определение напряжений от вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности основания	34
2.3. Распределение напряжений от линейной нагрузки	37
2.4. Напряжения от вертикальной нагрузки, распределенной по полосе	39
2.5. Распределение напряжений в основании прямоугольной площадки, загруженной равномерно-распределенной нагрузкой	40
2.6. Распределение напряжений от действия равномерно распределенных касательных сил	43
2.7. Распределение напряжений от нагрузки, меняющейся по закону треугольника	44
2.8. Определение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента при внецентренном нагружении	46
2.9. Определение напряжений в основании ленточного фундамента загруженного горизонтальной и вертикальной силами и моментом	52
2.10. Распределение контактных давлений под жестким фундаментом	56
2.11. Определение вертикальных напряжений в основании при других схемах загрузки	56
2.12. Определение напряжений от сил, приложенных внутри полупространства	58
3. Расчетное сопротивление грунтов оснований	65
3.1. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований ленточных фундаментов при центральном нагружении	65

3.2. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований гибких и жестких ленточных фундаментов при внецентренном нагружении.....	71
3.3. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований при одновременном воздействии вертикальных и горизонтальных нагрузок.....	75
3.4. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований прямоугольных фундаментов	76
3.5. Определение расчётного сопротивления грунтов оснований зданий с подвалами	78
3.6. Определение расчетного сопротивления слабого подстилающего слоя грунта основания ленточных и прямоугольных фундаментов	84
3.7. К вопросу определения расчетного сопротивления грунтов оснований фундаментов больших размеров	89
3.8. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований фундаментов в местах устройства осадочных швов.....	93
3.9. Определение расчетного сопротивления грунтов оснований с учетом глубины приложения нагрузки	100
4. Определение глубины заложения и размеров подошвы фундамента.....	103
4.1. Выбор глубины заложения подошвы фундамента	103
4.2. Влияние климатических условий района строительства	103
4.3. Влияние конструктивных особенностей здания на глубину заложения фундамента	106
4.4. Влияние величины и направления действия нагрузки	108
4.5. Влияние способа производства работ на выбор глубины заложения подошвы фундаментов	108
4.6. Определение размеров подошвы фундаментов при заданном расчетном сопротивлении грунта	109
4.7. Определение размеров подошвы фундаментов совместно с расчетным сопротивлением грунта основания	111
4.8. Особенности определения размеров подошвы фундаментов в грунтах со слабым подстилающим слоем	112
5. Расчет оснований фундаментов по деформациям	113
5.1. Определение осадки фундаментов методом суммирования....	114
5.2. Определение осадки фундаментов по схеме линейно-деформируемого слоя.....	116
5.3. Определение осадки фундаментов методом эквивалентного слоя грунта	118
5.4. Учет взаимного влияния фундаментов в расчетах по деформациям	121

5.5. Определение осадок ленточных фундаментов с учётом горизонтальных боковых деформаций грунта	127
5.6. Расчет осадки фундаментов во времени	131
5.7. Определение осадок фундаментов по данным краткосрочных геодезических измерений	132
5.8. Практические методы расчета оснований фундаментов с использованием нелинейных методов.	135
5.8.1. Расчет по деформациям свайных фундаментов	139
5.8.2. Расчет по деформациям щелевых фундаментов	140
6. Расчет оснований по несущей способности	150
7. Проектирование свайных фундаментов	160
7.1. Определение несущей способности свай.....	160
7.2. Определение несущей способности свай-стойки	165
7.3. Определение несущей способности пирамидальных и трапецидальных свай	168
7.4. Определение несущей способности пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$	168
7.5. Определение несущей способности висячих набивных и буровых свай	170
7.6. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний.....	172
7.7. Определение несущей способности свай динамическим методом.....	177
7.8. Определение несущей способности свайных фундаментов	177
7.9. Проектирование ленточных свайных фундаментов.....	178
7.10. Проектирование свайных фундаментов под колонны	190
7.11. Основные требования к производству свайных работ.....	210
8. Особенности проектирования фундаментов других типов.....	216
8.1. Проектирование ленточных фундаментов зданий с подвалами	216
8.2. Проектирование ленточных прерывистых фундаментов	223
8.3. Проектирование фундаментов кольцевой формы.....	226
8.4. Проектирование фундаментов из плит с угловыми вырезами	228
8.5. Проектирование фундаментов треугольной формы	234
Заключение	237
Вопросы для самопроверки	237
Литература.....	241
Оглавление	245
Сведения об авторе.....	248

Сведения об авторе

Пилягин Алексей Васильевич – д-р техн наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и основания» Марийского Государственного технического университета, лауреат Государственной премии, заслуженный деятель науки и техники Республики Марий Эл, заслуженный работник Высшей школы РФ



Основные направления деятельности – численные методы оценки напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов различных типов в линейной и нелинейной постановках Экспериментально-теоретические исследования оснований и фундаментов. Разработка методики определения расчетного сопротивления грунтов оснований фундаментов различной формы при различных схемах загрузки, оптимизация проектных решений фундаментов с использованием ЭВМ, разработка инженерных методов расчета оснований фундаментов по деформациям при давлени-

ях, превышающих расчетное сопротивление грунта, анализ причин деформаций зданий и сооружений и усиление фундаментов Автор более 300 опубликованных работ.