

О.Ю. ЕЩЕНКО
М.Б. МАРИНИЧЕВ
М.В. ЧУМАК

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет
имени И. Т. Трубилина»

О. Ю. ЕЩЕНКО, М. Б. МАРИНИЧЕВ, М. В. ЧУМАК

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебное пособие

Краснодар
КубГАУ
2017

УДК 624.15 (075.8)
ББК 38.58
Е97

Р е ц е н з е н т ы :

Т. П. Кашарина – доктор технических наук, профессор,
(Южно-Российский государственный политехнический университет);

С. И. Маций – доктор технических наук, профессор,
(Кубанский государственный аграрный университет)

Ещенко О.Ю.

Е97 Основания и фундаменты уникальных зданий и сооружений : учеб . пособие /
О. Ю. Ещенко, М. Б. Мариничев, М. В. Чумак. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 78 с .

ISBN 978-5-00097-073-7

Изложены основные положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений нормального и повышенного уровня ответственности. Значительное внимание обращено определению нагрузок на элементы и части зданий, выбору рациональной конструкции фундаментов, оценке работы оснований и фундаментов в сейсмических районах и другим вопросам.

Предназначено для студентов специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» и может быть полезно студентам-бакалаврам, студентам-магистрантам, обучающимся по направлению «Строительство».

УДК 624.15 (075.8)
ББК 38.58

ISBN 978-5-00097-073-7

© Ещенко О. Ю., Мариничев М. Б.,
Чумак М. В., 2017
© ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет
имени И. Т. Трубилина», 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	5
ВВЕДЕНИЕ	5
1 СБОР НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ОСНОВАНИЕ В РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЯХ	6
1.1 Общие положения	6
1.1.1 <i>Постоянная нагрузка</i>	7
1.1.2 <i>Временная полезная нагрузка</i>	8
1.1.3 <i>Снеговая нагрузка</i>	8
1.1.4 <i>Ветровая нагрузка</i>	9
1.1.5 <i>Сейсмическая нагрузка</i>	15
1.2 Порядок определения нагрузок	17
1.3 Особенности нагрузок на уникальные здания и сооружения	18
1.3.1 <i>Общие замечания</i>	18
1.3.2 <i>Особенности нагрузок на высотные здания</i>	18
1.3.3 <i>Нагрузки на специальные сооружения</i>	19
2 ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ	20
2.1 Общие положения расчета	20
2.2 Проектирование фундамента на естественном основании	21
2.2.1 <i>Конструкции фундаментов мелкозаложенного</i>	21
2.2.2 <i>Особенности проектирования оснований малоэтажных зданий</i>	25
2.2.3 <i>Выбор глубины заложения подошвы фундамента</i>	26
2.2.4 <i>Подбор размеров подошвы фундамента</i>	27
2.2.5 <i>Проверка прочности подстилающего слабого слоя</i>	31
2.2.6 <i>Определение конечных деформаций основания</i>	31
2.2.7 <i>Особенности расчета фундаментов на просадочных грунтах</i>	34
2.2.8 <i>Фундаменты на основаниях, сложенных набухающими грунтами</i>	35
2.3 Расчет и конструирование свайных фундаментов	35
2.3.1 <i>Общие указания</i>	35
2.3.2 <i>Выбор типа и размера свай</i>	36
2.3.3 <i>Расчет несущей способности одиночной сваи</i>	37
2.3.4 <i>Определение количества свай, размещение их в плане и конструирование</i> <i>ростверка</i>	39
2.3.5 <i>Современные виды и методы устройства буровых свай</i>	40
2.3.6 <i>Определение конечных деформаций основания. Окончательный выбор</i> <i>параметров свайного фундамента</i>	44
2.4 Особенности фундаментов уникальных зданий и сооружений	45
2.4.1 <i>Общие положения</i>	45
2.4.2 <i>Принципы проектирования фундаментов уникальных зданий и сооружений</i>	46
2.4.3 <i>Основные типы фундаментов уникальных зданий и сооружений</i>	47
2.4.4 <i>Особенности фундаментов высотных зданий</i>	56
2.4.5 <i>Фундаменты под специальные сооружения</i>	64
3 ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ	65
3.1 Общие требования к проектированию фундаментов в сейсмических районах	65
3.2 Особенности проектирования фундаментов мелкозаложенного	65
3.3 Особенности проектирования свайных фундаментов	65
3.4 Особенности проектирования фундаментов каркасных зданий	66
3.5 Усиление оснований	66
4 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ И СТЕН ПОДВАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ	67
4.1 Общие положения	67
4.2 Определение активного давления грунта на подпорные стены	67
4.2.1 <i>Давление от собственного веса грунта</i>	67
4.2.2 <i>Давление от нагрузки на поверхности засыпки</i>	68

4.3	Определение силовых факторов в стене подвала.....	68
5	ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ	70
5.1	Технология изготовления буроинъекционных свай	70
5.2	Технология изготовления Jet – свай.....	71
6	ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНА	72
6.1	Особенности котлованов уникальных зданий	73
7	ЗАЩИТА ОТ ПОВЕРХНОСТНЫХ И ПОДЗЕМНЫХ ВОД.....	74
8	ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ.....	75
9	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	76

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие содержит теоретический материал по проектированию оснований и фундаментов объектов нормального и повышенного уровня ответственности (ГОСТ 27751), а также указания к выполнению курсового проекта.

При выполнении курсового проекта по основаниям и фундаментам студент должен проанализировать инженерно-геологические условия строительной площадки, климатические условия района, особенности конструкции возводимого сооружения, и, проведя необходимые расчеты, выбрать на основе технико-экономического сравнения оптимальный вариант основания и фундаментов. Детальный расчет и проектирование фундамента (не менее чем в трех сечениях) проводится по указаниям СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты».

Оценка за курсовой проект выставляется по результатам его защиты, которая предусматривает умение студента логически обосновывать и доказательно излагать правильность принятого им инженерного решения, знание содержания курса, демонстрировать умение самостоятельно работать с инструктивной и нормативной литературой.

ВВЕДЕНИЕ

Стремительный рост населения нашей планеты определяет необходимость постоянно пересматривать требования, предъявляемые к социально значимым объектам. Чаще всего это касается необходимости совмещения внутри одного строения большого количества процессов, что, конечно, ведет к увеличению требуемых проектных площадей. Ввиду нехватки территорий в крупных городах увеличивается высотность зданий. Передаваемые ими нагрузки на грунты сегодня требуют новых подходов в фундаментостроении.

Формально, критерии зданий и сооружений, относимых к уникальным, изложены в п.2. ст. 48.1 Градостроительного кодекса Российской Федерации. По состоянию на 01.01.2017 к уникальным относятся объекты капитального строительства, в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик:

- 1) высота более чем 100 м;
- 2) пролеты более чем 100 м;
- 3) наличие консоли более чем 20 м;
- 4) заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более чем на 15 м.

Однако в более широком смысле «уникальный» значит неповторимый, т. е. объект, который никогда ранее не строился. Уникальными могут быть и совсем небольшие по размеру здания, а также большепролетные и общественно значимые сооружения, такие как мосты, резервуары, многоуровневые парковки, стадионы, телебашни и т. д. Другими словами, к уникальным относятся объекты, для проектирования и возведения которых еще не разработаны технические и нормативные требования.

На сегодняшний день СП 21-01-97* «Пожарная безопасность зданий и сооружений» и МГСН-4.19-05 «Многофункциональные высотные здания и комплексы» являются основными техническими документами, регламентирующими развитие высотного и уникального строительства в России. Эти документы регулируют принципиальные решения отдельно стоящих и находящихся в составе многофункциональных комплексов зданий высотой от 75 до 400 м по СП 21-01-97*.

При проектировании и строительстве уникальных зданий инженеры и архитекторы, как правило, применяют, адаптируют или создают для решения своих задач разнообразные прогрессивные технологии.

В России существуют уникальные здания и сооружения, которые выводят строительство на новый технологический уровень. Подобные проекты стимулируют развитие строительной индустрии, задают ей новую высоту.

Материал учебного пособия ознакомит студентов с основами проектирования фундаментов высотных и уникальных зданий, современным опытом строительства, базовыми подходами к проектированию.

1 СБОР НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ОСНОВАНИЕ В РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЯХ

1.1 Общие положения

Основные положения и правила по определению и учету всех видов нагрузок и воздействий, а также их сочетаний определяются по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Примечание: В настоящем Пособии сбор нагрузок, действующих на здание или сооружение, дан в сокращенном виде и лишь в той части, которая необходима для освоения дисциплины.

При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо учитывать нагрузки, которые возникают при их строительстве и эксплуатации, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, устанавливаемые СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Расчетные величины действующих нагрузок определяются как произведение нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , которые должны соответствовать рассматриваемому предельному состоянию и учитывать возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений.

При расчете оснований зданий и сооружений по первой группе предельных состояний коэффициент надежности принимается (таблица 1.1).

Все нагрузки в зависимости от продолжительности их действия подразделяются на постоянные и временные.

К постоянным относятся нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно: вес частей зданий и сооружений и давление грунтов и т. п.

К временным относят нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать.

Таблица 1.1 – Значения коэффициентов надежности для основных видов нагрузок

Виды нагрузок	Коэффициент надежности γ_f
Металлоконструкции	1,05
Бетонные ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$), железобетонные, каменные, армокаменные и деревянные конструкции	1,1
Бетонные ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т. п.), выполняемые:	1,2
	на заводских условиях
Грунты природные	1,1
Грунты насыпные	1,15

Виды нагрузок	Коэффициент надежности γ_f
Стационарное оборудование	1,05
Изоляция стационарного оборудования	1,2
Заполнители оборудования и резервуаров:	
жидкости	1,0
суспензии, шламы, сыпучие тела	1,1
Погрузчики и электрокары (с грузом)	1,2
Складируемые материалы и изделия	1,2
Для равномерно распределенных нагрузок величина принимается:	
при полном нормативном значении до 2,0 кПа (200 кгс/м ²)	1,3
при полном нормативном значении 2,0 кПа (200 кгс/м ²) и более	1,2
В случае передачи крановых нагрузок	1,2
Для снеговой нагрузки и ветровой нагрузки	1,4
Для температурных климатических воздействий	1,1

Примечания

1. При расчете на опрокидывание, а также если уменьшение веса может ухудшить условия работы конструкций, коэффициент надежности по нагрузке следует принимать равным 0,9.
2. При определении нагрузок от грунта учитывают нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.

Временные нагрузки подразделяются на:

длительные – вес временных перегородок, стационарного оборудования (станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорных частями и др.), давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, нагрузки на перекрытия от складываемых материалов, нагрузки от людей, животных на перекрытия, вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов и др.;

кратковременные – нагрузки от оборудования в пускоустановочном, переходном и испытательном режимах, веса людей и ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования, нагрузки от подвижного подъемно – транспортного оборудования, снеговые нагрузки с полным нормативным значением, ветровые, гололедные нагрузки и др.;

особые – сейсмические, взрывные воздействия, нагрузки, вызванные резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования, воздействия вызванные деформациями основания с коренным изменением структуры грунта (при замачивании лессовых просадочных грунтов) или оседании его в карстовых районах или районах горных выработок.

Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям первой и второй групп должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают следующие сочетания:

основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

При учете основных сочетаний, включающих

постоянные и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты ψ_1 и ψ_2 вводить не следует.

Если учитываются сочетания, включающие постоянные и не менее двух кратковременных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок необходимо умножать на коэффициенты сочетаний ψ :

а) в основных сочетаниях:

для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$;

для кратковременных $\psi_2 = 0,9$;

б) в особых сочетаниях:

для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$;

для кратковременных $\psi_2 = 0,8$.

В основных сочетаниях при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения допускается умножать на коэффициент сочетания ψ_2 , принимаемый для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки – 1, для второй – 0,8, для остальных – 0,7.

При учете сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку принимают:

- нагрузку от одного источника (снеговую, ветровую);
- нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчетном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складываемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов ψ_A и ψ_n , принимаемых по формулам (1.1) – (1.4)).

Основания зданий и сооружений рассчитывают по деформациям на основное сочетание нагрузок, по несущей способности – на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок – на основное и особое сочетание.

Нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки могут относиться как к длительным (при расчете по деформациям), так и к кратковременным (при расчете оснований по несущей способности).

Степень ответственности зданий и сооружений учитывается коэффициентом надежности по назначению γ_n (таблица 1.2), на который умножается расчетное значение нагрузок после определения наиболее невыгодного сочетания:

Таблица 1.2 – Коэффициент надежности γ_n

Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надежности по назначению γ_n
Класс Ia Уникальные здания и сооружения имеющие особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение: объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов, объекты гидро- и теплотехники мощностью более 1000 МВт, сооружения с пролетами более 100 м и т. д.	1,2

Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надежности по назначению γ_n
Класс Ib Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение: крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. д.	1,1
Класс II Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение: жилые здания высотой менее 75 м и др. объекты массового строительства, не вошедшие в классы Ia, Ib и III	1,0
Класс III Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение: теплицы, парники, склады временного содержания, ограды, временные здания и сооружения и т. д.	0,8

1.1.1 Постоянная нагрузка

При подсчете веса конструкций, передающих нагрузку на фундаменты, необходимо знать собственный вес их составных элементов.

Нормативная плотность наиболее употребляемых материалов (кг/м³):

железобетон монолитный.....	2400
железобетон сборный.....	2500
бетон.....	2100
кладка из керамического кирпича.....	1800
цементно-песчаный раствор.....	2000 – 2200
асфальтобетон песчаный.....	2000
асфальтобетон среднеструктурный.....	2300
сталь.....	7850
алюминиевый сплав.....	2700
дерево.....	500

утеплители:

из ячеистых бетонов (пенобетон, газобетон, пеносиликат и др.)	400 – 600
минераловатные плиты	300 – 500
перлитовые и вермикулитовые плиты на цементном вяжущем	300 – 500
пеностекло и газостекло	200 – 300
шлаки гранулированные, пемза, керамзит, диатомиты (трепел)	300 – 700
плиты из пористых пластмасс (пенопласт, сотопласт и др.)	20 – 150

Масса некоторых листовых конструкций, кг/м²:

рулонный ковер из рубероида на битумной мастике:	
в один слой	3 – 5
в три слоя	10 – 15
пароизоляция (два слоя пергамина на битумной мастике)	5 – 6
асбоцементные волнистые листы усиленного профиля (ВУ) толщиной 8 мм	15 – 16
профилированный стальной настил	11 – 15

Нормативная нагрузка подсчитывается умножением удельного веса, выраженного в «кг/м³», на объем конструкции или, для листовых конструкций, массы одного квадратного метра на грузовую площадь.

1.1.2 Временная полезная нагрузка

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в СНиП по нагрузкам и воздействиям, выборка из которых приведена в таблице 1.3 Таблица 1.3:

Таблица 1.3 – Значение нормативных нагрузок на перекрытия

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, p , кПа
1. Квартыры 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
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала; классные помещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные)	2,0
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения для электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи: подвальные помещения	>2,0
4. Залы: а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах) в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные г) торговые, выставочные и экспозиционные	2,0 3,0 4,0 >4,0
5. Книгохранилища, архивы	>5,0
6. Сцены зрелищных предприятий	>5,0
7. Трибуны: а) с закрепленными сиденьями б) для стоящих зрителей	4,0 5,0
8. Чердачные помещения	0,7
9. Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. д.) б) используемые для отдыха в) прочих	4,0 1,5 2,0
10. Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии) б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой не благоприятнее, чем определяемое по 10, а	4,0 2,0
11. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	>1,5
12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2 и 3 б) 4, 5, 6 и 11 в) 7	3,0 4,0 5,0
13. Перроны вокзалов	4,0

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, p , кПа
14. Помещения для скота: а) мелкого б) крупного	>2,0 >5,0

Примечания

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

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

Нагрузки, указанные в поз. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов (лоджий) и участков стен в местах защемления этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы (лоджии) следует принимать равными нагрузкам примыкающих основных помещений зданий и снижать их с учетом коэффициентов, определяемых по формулам (1.1) и (1.2).

Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в поз. 3, 4 г, 5, 6, 11 и 14, принимают по технологическому проекту.

При расчете фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок (таблица 1.3) снижают в зависимости от грузовой площади A (m^2), рассчитываемого элемента умножением на коэффициент сочетаний ψ_A , равный:

- для помещений, указанных в поз. 1, 2, 12 а в таблице 1.3 (при $A < A_1 = 9 m^2$)

$$\psi_{A_1} = 0,4 + 0,6 \sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (1.1)$$

- для помещений, указанных в поз. 4, 11, 12 б в таблице 1.3 (при $A < A_2 = 36 m^2$)

$$\psi_{A_2} = 0,5 + 0,5 \sqrt{\frac{A}{A_2}} \quad (1.2)$$

При определении продольных усилий для расчета фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок снижают умножением на коэффициент сочетания ψ_n :

- для помещений, указанных в поз. 1, 2, 12 а (таблица 1.3)

$$\psi_{n_1} = 0,4 + (\psi_{A_1} - 0,4) / \sqrt{n} \quad (1.3)$$

- для помещений, указанных в поз. 4, 11, 12 б (таблица 1.3)

$$\psi_{n_2} = 0,5 + (\psi_{A_2} - 0,5) / \sqrt{n} \quad (1.4)$$

где n – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения фундамента.

1.1.3 Снеговая нагрузка

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия S определяют по формуле

$$S = S_0 \mu, \quad (1.5)$$

где S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (таблица 1.4);

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (таблица 1.6). Промежуточные значения коэффициентов определяют линейной интерполяцией.

Таблица 1.4 – Нормативные значения веса снегового покрова S_0 в расчете на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговой район (рисунок 1.1)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_0, \text{кПа}$	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

1.1.4 Ветровая нагрузка

Ветровую нагрузку определяют как сумму средней и пульсационной составляющих.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли определяют по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c, \quad (1.6)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления (таблица 1.5);

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

z_e – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e

c – аэродинамический коэффициент.

При расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5 размещаемых в местностях А и В (таблица 1.7), пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Таблица 1.5 – Нормативное ветровое давление w_0 в зависимости от ветрового района

Район (рисунок 1.3)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
Давление ветра, кПа.	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Таблица 1.6 – Значения коэффициентов μ для определения снеговой нагрузки на некоторые виды покрытий по СП 20.13330.2011 (СНиП 2.01.07-85*)

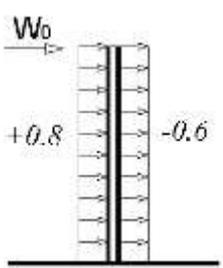
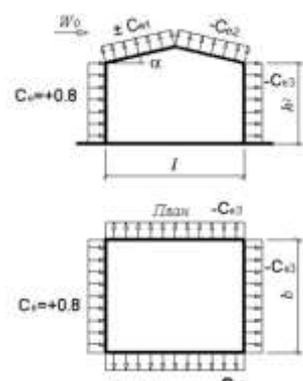
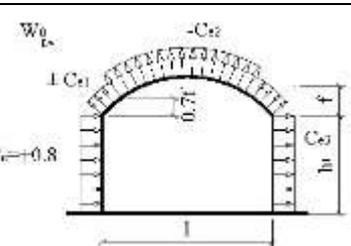
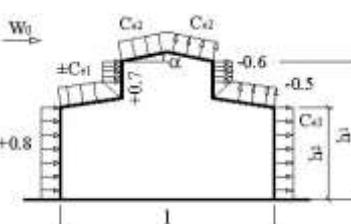
Номер схем по СП	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Коэффициенты μ и условия их применения
1		<p>$\mu = 1$ при $\alpha \leq 250$; $\mu = 0$ при $\alpha \geq 600$ вариант 2 (по схеме б) учитывается для двускатных кровель при $200 \leq \alpha \leq 300$; вариант 3 – при $100 \leq \alpha \leq 300$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия</p>
2		<p>Для сводчатых покрытий, по сегментным фермам и т. п. $\mu_1 = l/8f \leq 1$ и не менее 0,4. Вариант 2 учитывается при $f/l \geq 1/8$ так: $f/l \dots 1/8 \dots 1/6 \geq 1/5$; $\mu_2 \dots 1/6 \dots 2 \geq 2,2$ Для железобетонных плит покрытий $\mu_2 \leq 1,4$</p>
3		<p>Вариант 2 учитывается при $\alpha \geq 15$. Приведенные схемы распространяются на покрытия многопролетных зданий с подобным профилем</p>
4		<p>Вариант 2 учитывается при $f/l > 0,1$. Для железобетонных плит покрытий $\mu \leq 1,4$. Приведенные схемы распространяются на покрытия многопролетных зданий с подобным профилем</p>
5	<p>б) То же, для двускатных сводчатых покрытий двух - или трёхпролётных зданий с фонарями в середине здания</p>	<p>$\mu_1 = 0,8$; $\mu_2 = 1 + 0,1a/b_c$; $\mu_3 = 1 + 0,5a/b_c$, но не более: 4 – для ферм и балок при весе покрытия $g^n \leq 1,5$ кПа; 2,5 – то же, при $g^n > 1,5$ кПа; 2 – для железобетонных плит покрытий пролетом $l \leq 6$ м; 2,5 – то же при $l > 6$ м и для прогонов; $b_1 = h_1$ и $\leq b$; 2 – для стального профилированного настила</p>

Таблица 1.7 – Значение коэффициента $k(z_0)$.

Тип местности	Характеристика местности	При высоте над поверхностью земли z_0 , м												
		≤5	10	20	40	60	80	100	150	200	250	300	350	≥480
A	Открытые степи, лесостепи, пустыни, открытые набережные морей, озер, водохранилищ, тундра.	0,75	1	1,25	1,5	1,7	1,85	2	2,25	2,45	2,65	2,75	2,75	2,75
B	Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м.	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,45	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,75	2,75
C	Городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.	0,4	0,4	0,55	0,8	1	1,15	1,25	1,55	1,8	2,0	2,2	2,35	2,75

Примечание - Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ – при высоте h сооружения до 60 м и на расстоянии 2 км – при h больше 60 м.

Таблица 1.8 – Значения аэродинамических коэффициентов c_e для покрытий разных профилей

№ схемы по СП	Профиль здания или сооружения и схема ветровой нагрузки	Коэффициент c_e						
		Коэффициент	α^p	h_1/l				
1	Вертикальные сплошные поверхности (например стена, забор и т.п.) 	Суммарный коэффициент $c_e = 1,4$						
				0	0,5	1	≥2	
		c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	
2		c_{e2}	≤60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	
		Коэффициент c_{e3}						
		b/l		f/l				
3		Коэффициент	h_1/l	f/l				
		c_{e1}	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
		c_{e2}	произвольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2
4		Коэффициенты c_{e1} , c_{e2} и c_{e3} принимать по схеме 2. Значение $c_e = -0,8$ для наветренной стороны ската фанаря дано при $\alpha < 20^\circ$. Схема применяется для зданий с продольными фанарями. Коэффициент c_e для торцов фанарей равен $-0,7$.						

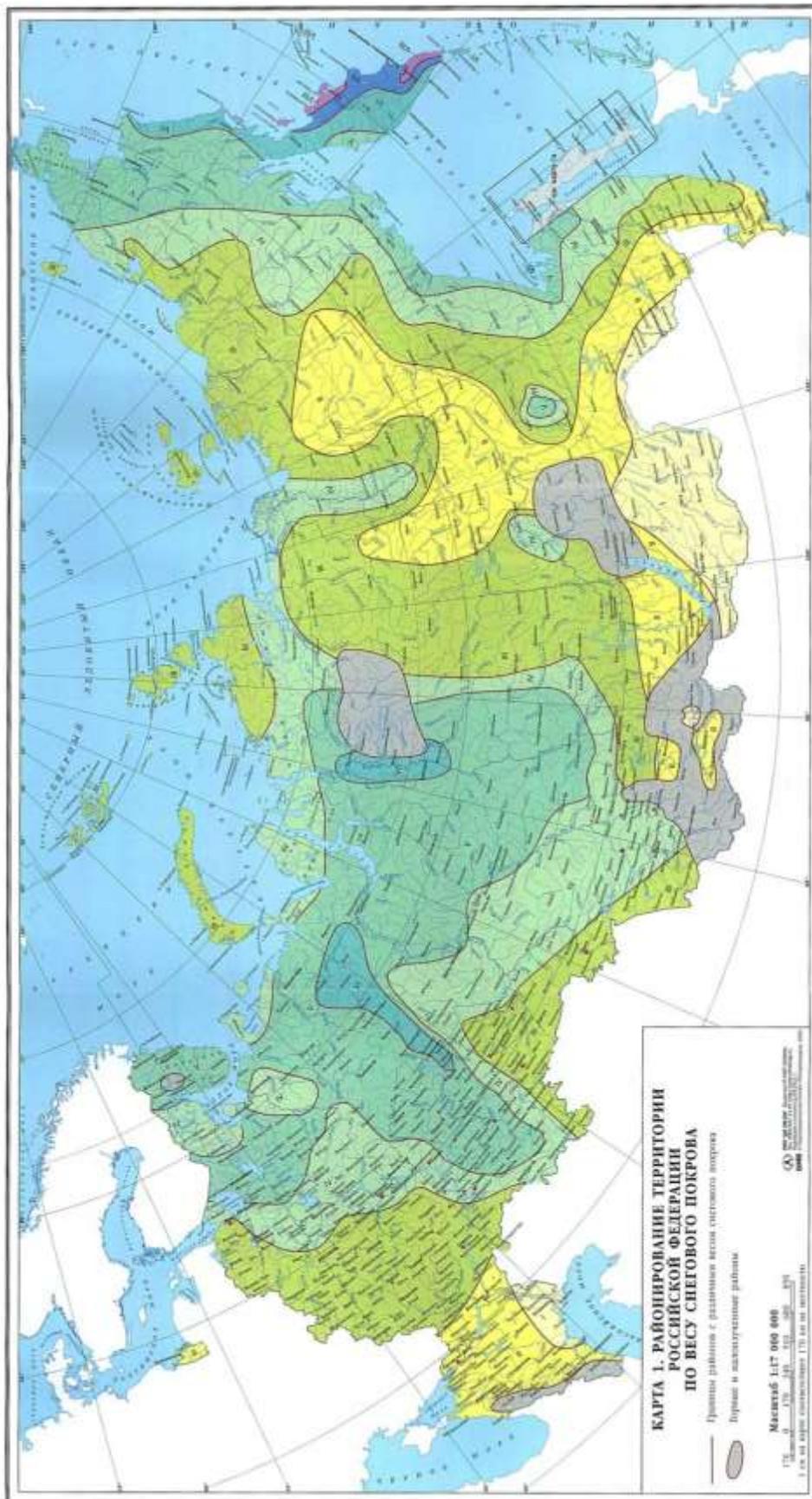


Рисунок 1.1 – Районирование территории России по весу снежного покрова

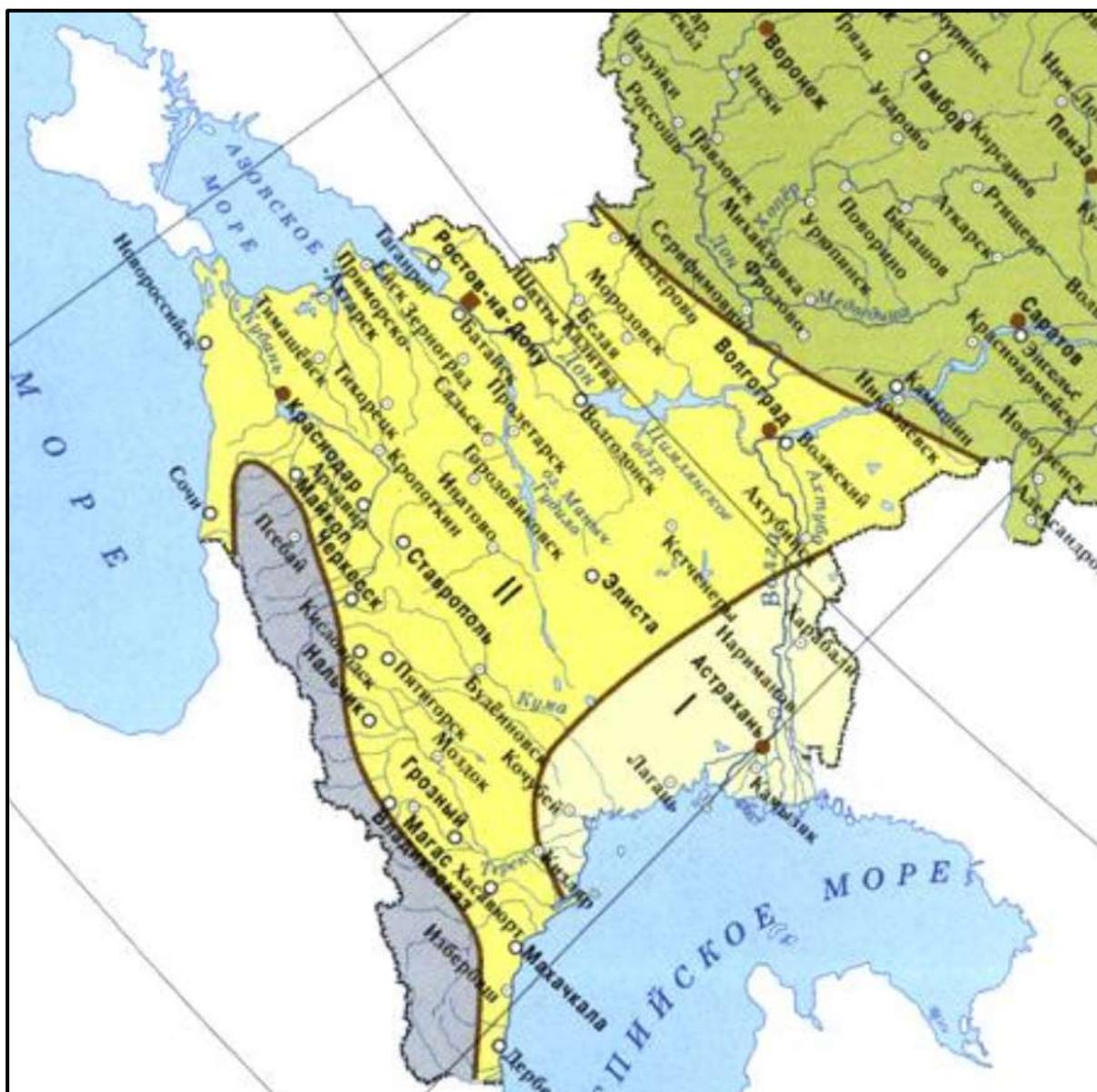


Рисунок 1.2 – Районирование территории Южного федерального округа с учетом снежного покрова

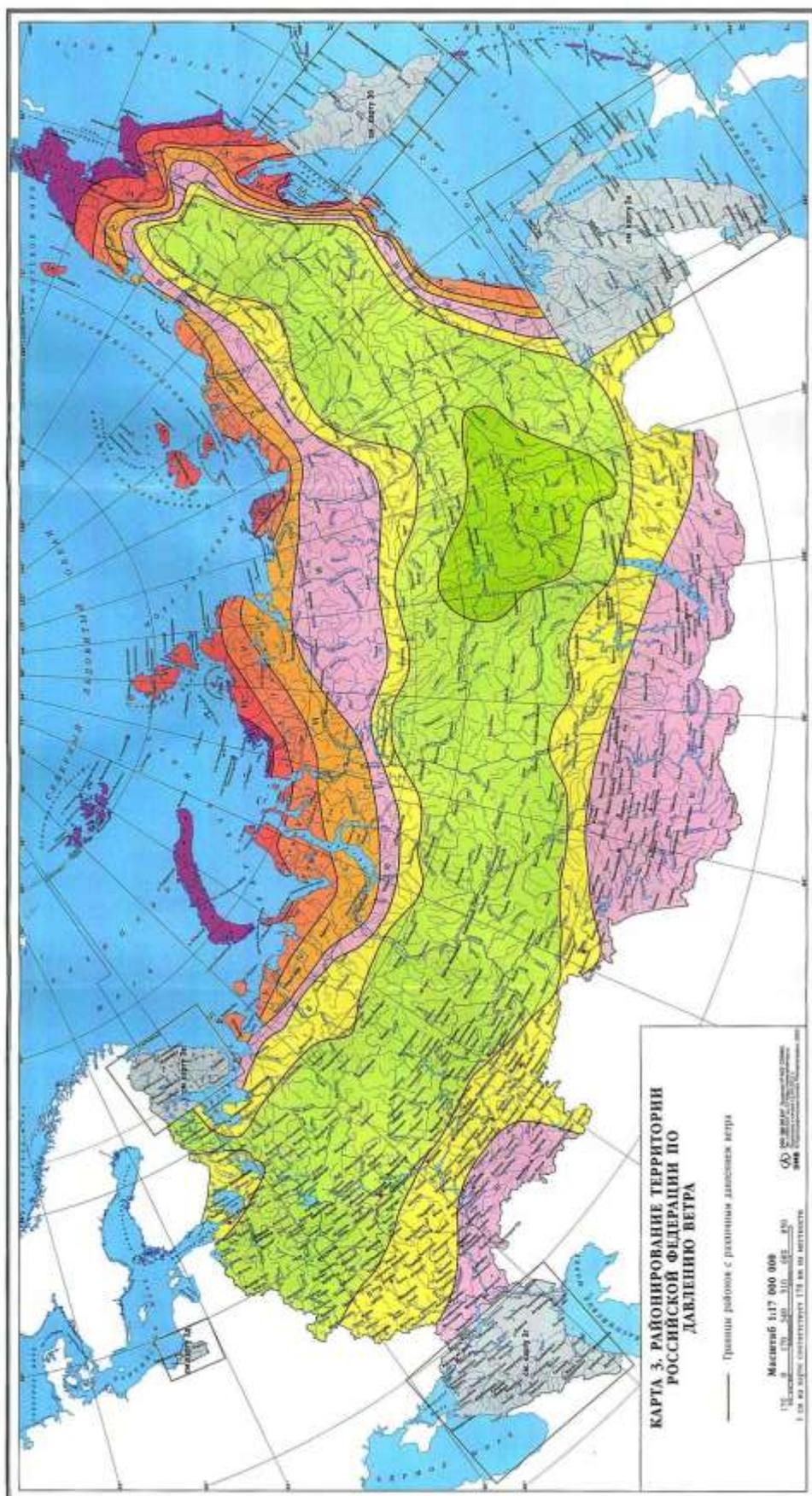


Рисунок 1.3 – Районирование территории России с учетом давления ветра



Рисунок 1.4 – Районирование территории Кавказа с учетом давления ветра

1.1.5 Сейсмическая нагрузка

Расчету величин сейсмических нагрузок посвящен специальный норматив (СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах»), а также отдельные разделы в других главах СНиП. Это достаточно трудоемкий и сложный этап проектирования.

Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений в сейсмических районах должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом расчетной сейсмической нагрузки.

При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 1.4 Таблица 1.4. Нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, следует рассматривать как знакопеременные (т.е. они могут любое направление в пространстве).

Таблица 1.4 – Коэффициенты сочетаний нагрузок

Вид нагрузок	Значение коэффициента η_c
Постоянные	0,9
Временные длительные	0,8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует рассматривать две расчетные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Целью расчетов на воздействие ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования.

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню МРЗ (максимальное расчетное землетрясение). Целью расчетов на воздействие МРЗ является предотвращение глобального обрушения сооружения или его частей, создающего угрозу безопасности людей. Формирование расчетных моделей сооружений следует проводить с учетом возможности развития в несущих и ненесущих элементах конструкций неупругих деформаций и локальных хрупких разрушений.

Расчеты на ПЗ следует выполнять для всех зданий и сооружений. Для уникальных объектов и объектов повышенного уровня ответственности, кроме того, выполняются еще и расчеты на МРЗ.

Величина сейсмической нагрузки на основе может быть упрощенно определена по формуле:

$$S_o = K_o K_1 A m, \tag{1.7}$$

где S_o – расчетная величина сейсмической нагрузки;

K_o – коэффициент, учитывающий назначение объекта и его ответственность. Для уникальных зданий и сооружений принимается равным 1,2 при расчете на ПЗ и 2,0 – при расчете на МРЗ;

K_I – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений. При расчете оснований и фундаментов принимается равным 0,5;

A – значение ускорения в уровне основания (в долях от ускорения свободного падения). Для расчета оснований и фундаментов принимается равным 0,1; 0,2 и 0,4 для расчетной сейсмичности площадки 7; 8 и 9 баллов, соответственно;

m – инертная масса объекта, включая расчетные нагрузки с учетом их сочетания по таблице 1.4.

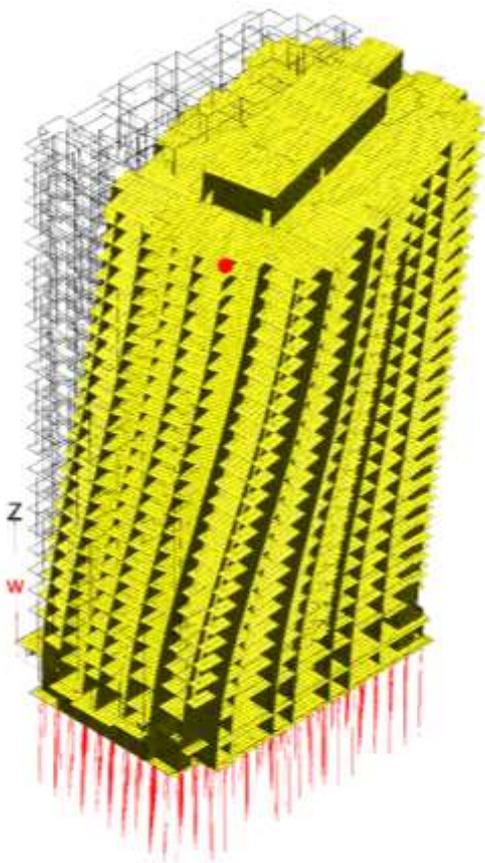


Рисунок 1.5 – Деформации здания по 1-й форме собственных колебаний

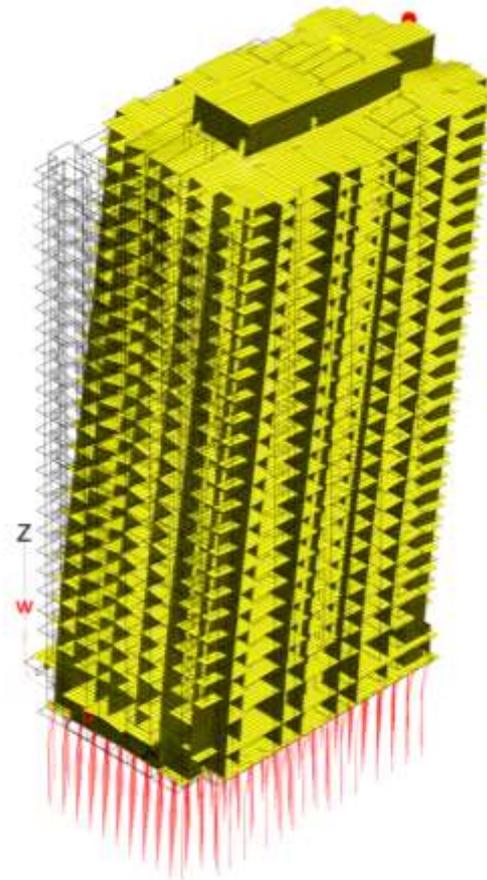


Рисунок 1.6 – Деформации здания по 2-й форме собственных колебаний

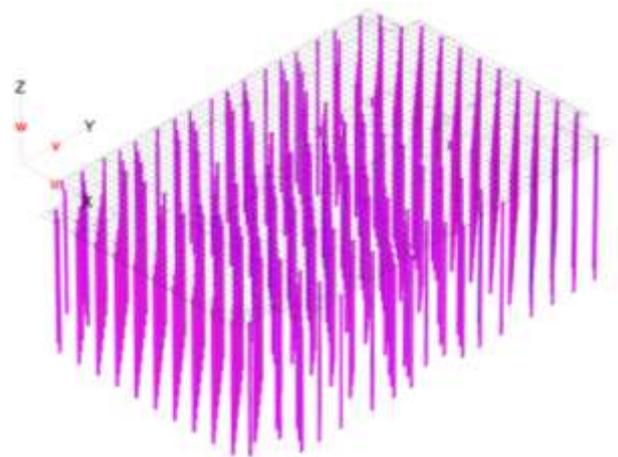


Рисунок 1.7 – Пример эпюры усилий в сваях

При проектировании реальных ответственных зданий и сооружений расчет выполняется по пространственным (3D) динамическим моделям конструкций. Сейсмические нагрузки задаются по реально записанным акселерограммам, а при их отсутствии, – по искусственным. Возникающие при этом эпюры давления на основание (или усилия в сваях) становятся исходными данными для проектирования фундаментов уникальных объектов. На рисунке 1.5 – 1.7 приведены фрагменты такого расчета.

Из их рассмотрения видно, что при сейсмическом воздействии происходит существенное перераспределение нагрузки на основание. Так, например, для рассматриваемого здания при статическом нагружении максимальное усилие в свае составляет 1573 кН, а при сейсмическом – 1715 кН. Минимальная статическая нагрузка – 860 кН, а минимальная сейсмическая – 449 кН. Причем меняется не только величина, но и характер распределения давлений на сваи: если в обычных условиях наиболее нагруженные сваи расположены ближе к центру здания, то при сейсми-

ческом воздействии – ближе к краю. Это приводит к тому, что при увеличении максимальной нагрузки на 9%, нагрузка на отдельные сваи увеличивается на 15-20% и более.

Очевидно, что оценить эти эффекты в рамках упрощенных моделей не представляется возможным.

1.2 Порядок определения нагрузок

Нагрузки удобно собирать до уровня планировочной отметки грунта или до уровня чистого пола первого этажа. Перед сбором нагрузок в каждом сечении необходимо выделить грузовую площадку, т.е. площадь, с которой собирают все распределенные и сосредоточенные нагрузки, действующие в данном сечении.

Если в заданном сечении проектируется фундамент под колонну, то собирается сосредоточенная нагрузка. Если проектируется фундамент под стену, то собирается погонная нагрузка на 1м.

Для того, чтобы облегчить составление возможных комбинаций и расчетных сочетаний нагрузок, рекомендуется собирать нагрузки по каждому виду в отдельности.

В общем случае можно рекомендовать следующую последовательность при определении величин нагрузок:

1. Внимательно изучить сооружение, выделить несущие и самонесущие конструкции, определить, как передается нагрузка от перекрытий, лестничных маршей и кровли.

2. Выделить грузовую площадку (показать на эскизе). Схемы для расчета грузовых площадок см. рисунок 2.8.

3. Рассчитать *постоянную* нагрузку от собственного веса несущих и ограждающих конструкций в пределах грузовой площадки. Для каждого вида конструкций из таблицы 1.1 выписать коэффициент надежности.

4. Рассчитать *временные длительные* нагрузки:

- а) от веса оборудования и складываемых материалов и определить для них коэффициенты надежности (таблица 1.1).

- б) от равномерно распределенной полезной нагрузки (вес людей, мебели, оборудования и т. д.) по таблице 1.3 с учетом снижающих коэффициентов ψ_A и ψ_n ;

- в) от мостовых и подвесных кранов, если таковые имеются.

- г) от веса снега. Величина нагрузки зависит от грузовой площади,

- д) от ветра.

5. Рассчитываем временные кратковременные нагрузки.

6. Определяем расчетное сочетание нагрузок. В качестве основного расчетного принимается наиболее неблагоприятное сочетание всех выше перечисленных нагрузок.

7. Учитываем степень ответственности зданий и сооружений. Для этого РАСЧЕТНЫЕ значения нагрузок умножаем на соответствующий коэффициент надежности (таблица 1.2).

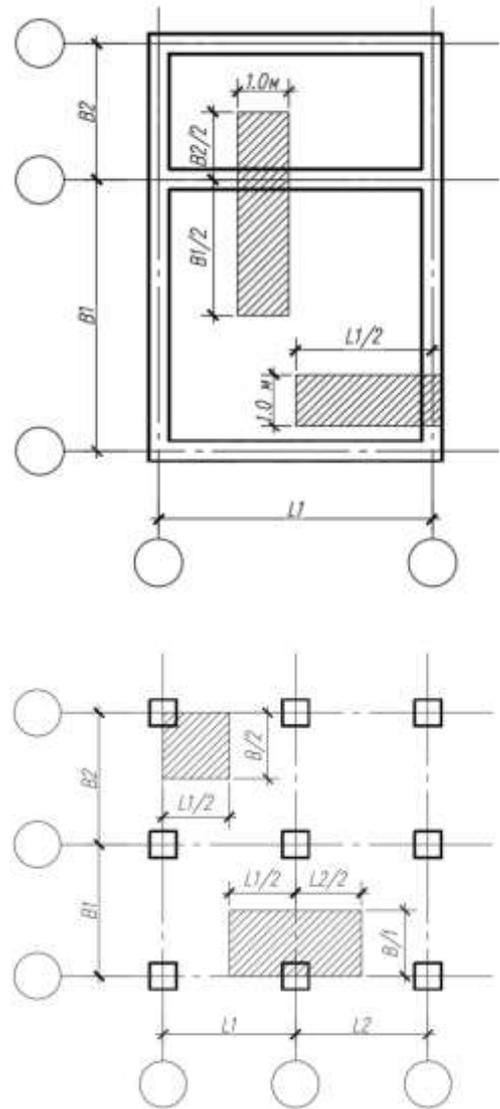


Рисунок 1.8 – Схемы расчета грузовых площадей

Сбор нагрузок удобно проводить в табличной форме:

№ п/п	Наименование и вычисление нагрузок	Нормативная величина нагрузки N_{II} , кН или кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная величина нагрузки N_f , кН или кН/м
Постоянные нагрузки:				
1				
2				
Временные нагрузки:				

Вопросы для самоконтроля

1. Какие нагрузки относятся к «постоянным»?
2. Какие нагрузки относятся к «временным»?
3. Что учитывает коэффициент надежности по нагрузке γ_f ?
4. В каркасном здании с регулярным шагом колонн на какую колонну, угловую или центральную, будет приходиться больше нагрузка? Почему?

5. Чем отличается «расчетная» нагрузка от «нормативной»?
6. Для каких зданий и сооружений пульсационную составляющую ветровой нагрузки можно не учитывать?
7. Для каких зданий и сооружений можно не учитывать сейсмическую нагрузку?
8. Что такое основное сочетание нагрузок?
9. Что такое особое сочетание нагрузок?
10. Сколько особых нагрузок может входить в одно расчетное сочетание?

1.3 Особенности нагрузок на уникальные здания и сооружения

1.3.1 Общие замечания

Принципиальный алгоритм сбора нагрузок на уникальные здания и сооружения аналогичен объектам массового строительства. Однако, учитывая значительные размеры в плане, по высоте или сложности природных условий приходится предпринимать дополнительные усилия по учету этих особенностей. Это связано с тем, что все нормы распространяются на объекты массового строительства в «средних» природно-климатических условиях и по ним накоплен достаточный опыт. Для уникальных объектов такого опыта, как правило, нет.

В большинстве случаев достаточно бывает выполнить специальное математическое моделирование, учитывающее особенности уникального объекта. Иногда моделирование дополняется специальными экспериментальными исследованиями или длительными наблюдениями за природой (например, сейсмическим мониторингом при строительстве атомных электростанций).

1.3.2 Особенности нагрузок на высотные здания

Проектирование уникальных зданий и сооружений осуществляется на основе метеорологических, микрометеорологических и климатологических данных. Поэтому для достижения надежности возводимых объектов необходимо владеть информацией о ветровом режиме местности, о зависимости между ветровым режимом местности и нагрузками, возникающими на сооружении, а также работе сооружения под воздействием этих нагрузок.

Так как решающее значение при проектировании высотных зданий имеют горизонтальные нагрузки, например ветровые и сейсмические, вертикальные несущие конструкции должны состоять из достаточно жестких конструктивных элементов, чтобы исключить нежелательные деформации здания. С целью увеличения жесткости в продольном и поперечном направлениях устраивается система горизонтальных связей. Горизонтальные нагрузки через перекрытия передаются вертикальным связевым конструкциям. Передача горизонтальных нагрузок происходит с помощью соединений, воспринимаемых сдвигающие усилия и устраиваемых между вертикальными несущими конструкциями и перекрытиями.

Выбор вертикальных несущих конструкций, их комбинаций и связей является выбором конструктивной системы здания, жесткость которой определяется

расчетом и зависит от многих факторов. Наиболее важным фактором с точки зрения обеспечения устойчивости высотного здания является оказание им сопротивления ветровым нагрузкам, увеличивающимся с повышением высоты здания.

Критерием выбора конструктивной системы высотного здания является удовлетворение условиям жесткости и устойчивости, а также комфортности пребывания людей на верхних этажах, зависящим от величины и характера ветровых нагрузок:

- горизонтальные перемещения здания от действия суммы полных нормативных вертикальных нагрузок и средней составляющей ветровой нагрузки с учетом поворота фундамента должны составлять не более $1/500$ его высоты;
- ускорение колебаний перекрытий верхних этажей при действии нормативной пульсационной составляющей ветровой нагрузки не должно превышать $0,08 \text{ м/с}^2$.

Использование упрощенных методов определения ветровой нагрузки, заложенных в СНиП, приводит к большим ошибкам для высотных зданий, так как эти методы не учитывают целый ряд факторов:

- стратификацию атмосферы (изменение скорости и направления ветра с высотой);
- взаимное влияние соседних высоких зданий;
- эффекты турбулентности, возникающие при обтекании воздушным потоком высокого здания и др.

В связи с этим, величину ветровой нагрузки на высотные здания определяют на основе результатов математического моделирования и, при необходимости, уточняют с помощью экспериментальных исследований в аэродинамической трубе и результатов мониторинга за ранее построенными зданиями. Пример такого расчета показан на рисунке 1.9.

В случае невыполнения этих условий требуется увеличить жесткость высотного здания, что достигается либо заменой конструктивной системы на более жесткую, либо включением в работу дополнительных вертикальных несущих конструкций, к которым относятся стены, рамы, стволы (ядра жесткости) и их комбинации.

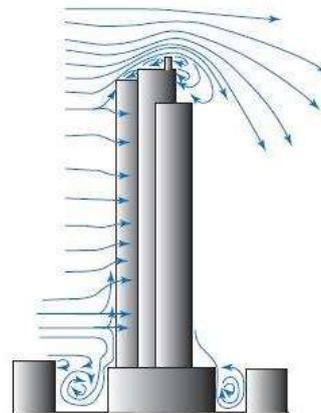


Рисунок 1.9 – Обтекание воздухом высотного объекта

Для увеличения жесткости зданий вертикальные несущие конструкции, в свою очередь, дополнительно могут усиливаться связями, в качестве которых

применяются связевые системы как в виде отдельных плоских или решетчатых диафрагм, устраиваемых в плане, так и в виде связевых поясов – ферм, предусматриваемых в одном или нескольких уровнях по высоте здания.

Безусловно, все эти изменения конструктивной схемы здания должны находить соответствующее отражение в конструкции фундаментов.

1.3.3 Нагрузки на специальные сооружения

Для борьбы со стихиями, например при строительстве и эксплуатации Керченского моста, российские ученые и инженеры разрабатывали уникальные технологии.



Рисунок 1.10 – Укрепление берега тетраподами

Например, зимой особую опасность представляют поля дрейфующего льда и обледенение конструкций. Необходимо детально изучить ледовую обстановку и все виды ледовых нагрузок, включая параметры льдин и их толщину, площади ледовых полей, размеры навалов льда. Это позволит рассчитать нагрузки на опоры сооружения (моста) в случае замерзания воды вокруг опор и в случае прихода из моря ледовых полей. После этого инженеры выполняют математическое моделирование ледовых процессов.

Только на основе такой колоссальной работы и расчетов принимаются проектные решения. Так, для защиты опор арочных пролетов от навала судов и ледовых нагрузок зачастую принимаются решения построить искусственные острова из каменной наброски, которые снаружи усилены железобетонными тетраподами (рисунок 1.10).

Другой пример – это нагрузки на сооружение от медленных тектонических подвижек земной коры. Так как уникальные объекты, которые могут занимать значительные площади, приходится строить в сложных инженерно-геологических условиях, а сами объекты могут занимать значительные площади, то возможна ситуация, когда объект окажется расположенным на тектоническом разломе. В нашей практике таким объектом был резервуар для хранения сырой нефти емкостью 100 000 м³ на базе Каспийского трубопроводного консорциума в поселке Южная Озеревка Краснодарского края.

Для изучения влияния медленных подвижек земной коры на деформации стенок резервуара с плавающей крышей была сделана компьютерная модель системы «основание–сооружение» (рисунок 1.11).

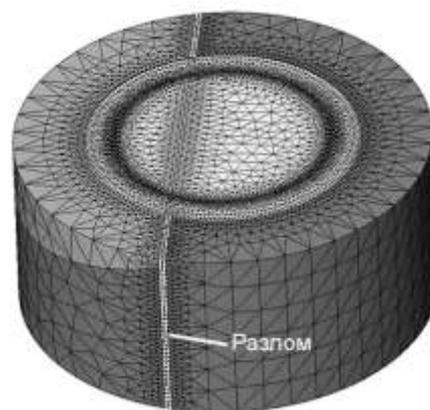


Рисунок 1.11 – Расчетная модель МКЭ системы «основание-фундамент-резервуар»

Результаты моделирования показали, что при размещении кольцевого фундамента резервуара на скальном основании и расчетных относительных смещениях участков земной коры, стенки резервуара со временем образуют складку (рисунок 1.12) таким образом, что становится возможным зависание понтона на стенках РВС.

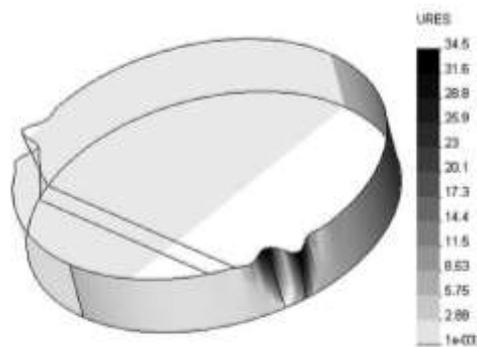


Рисунок 1.12 – Расчетные деформации стенок РВС

Так как зависание понтона – это один из основных факторов, приводящих к пожару на резервуарах такого типа, то были выполнены расчеты и разработана специальная конструкция фундамента с промежуточной подушкой, которые обеспечили безопасную эксплуатацию объекта.

Вопросы для самоконтроля

1. Какая нагрузка оказывает наибольшее влияние на несущие конструкции зданий высотой 200÷400м ?
2. Все ли виды и величины внешних нагрузок на уникальные здания и сооружения учтены действующими СНИП (СП)?
3. Что делать, если в действующих СНИП (СП) нет методики расчета какой-то нагрузки, действующей на уникальный объект?
4. Что опаснее для большепролетных зданий и сооружений: вертикальная или горизонтальная составляющая сейсмической нагрузки?
5. Какая величина расчетной нагрузки на уникальный объект имеет приоритет: полученная на основе действующих СНИП или на основе специального моделирования и/или научных исследований?

2 ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

2.1 Общие положения расчета

Проектирование оснований является неотъемлемой составной частью проектирования сооружений в целом. Основания рассчитывают по двум группам предельных состояний:

- по первой группе – по несущей способности;
- по второй группе – по деформациям (по осадкам, прогибам, подъемам и т. д.).

Расчет оснований по деформациям должен выполняться всегда, в то время, как расчет по несущей способности и устойчивости выполняется в особых случаях, оговоряемых СП 20.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность.

В деформациях основания выделяют:

осадки – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и, в отдельных случаях, собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, как, например, замачивание макропористого просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзающем грунте и т.п.;

подъемы и оседания – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта).

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:

- абсолютной осадкой основания S отдельного фундамента;
- средней осадкой основания сооружения \bar{S} ;
- относительной неравномерностью осадок двух фундаментов $\Delta S/L$;
- креном фундамента (сооружения) i ;
- относительным прогибом или выгибом f/L ;
- кривизной изгибаемого участка сооружения ρ ;
- относительным углом закручивания сооружения ϑ ;
- горизонтальным перемещением фундамента u .

Расчет основания по деформациям производится исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (2.1)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

Предельные значения совместных деформаций основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

- технологических или архитектурных требований к деформациям сооружения;
- требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения.

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать по таблице 2.1, если конструкции сооружений не рассчитаны на усиления, возникающие в них при взаимодействии с основанием, и в задании на проектирование не установлены значения предельных деформаций.

Таблица 2.1 – Величины предельных деформаций основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок ($\Delta S/L$)	Крен i	Средняя (максимальная) осадка \bar{S}_u , [см]
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции стальным	0,002	–	10
	0,003	–	15
	0,004	–	15
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	–	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усиления от неравномерных осадок	0,006	–	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0016	–	12
	0,0020	–	12
	0,0024	–	18
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: рабочие здания и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите то же, сборной конструкции отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции то же, сборной конструкции	–	0,003	40
	–	0,003	30
	–	0,004	40
	–	0,004	30
5. Дымовые трубы высотой H , м: $H \leq 100$	–	0,005	40

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок ($\Delta S/L$)	Крен i	Средняя (максимальная) осадка \bar{s}_u , [см]
$100 < H \leq 200$	–	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	–	$1/(2H)$	20
$H > 300$	–	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	–	0,004	20
7. Антенные сооружения связи: стволы мачт заземленные то же, электрически изолированные башни радио башни коротковолновых радиостанций башни (отдельные блоки)	–	0,002	20
	–	0,001	10
	0,002	–	–
	0,0025 0,001	– –	– –
Опоры воздушных линий электропередачи: промежуточные прямые анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств специальные переходные	0,003	–	–
	0,0025	–	–
	0,002	–	–

Примечания

1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов s_u^{\max} применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т. п.).

2. Значение предельной средней осадки s_u основания фундаментов применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т. п.).

3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3, принимают равными $0,5 (A_s/L)_u$ а относительного выгиба – $0,25 (\Delta S/L)_u$

4. При определении относительной разности осадок ($\Delta S/L$) в поз. 8 за L принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с тяжками – расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

5. Если основания сложены горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

6. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении.

7. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания фундаментов, отличающиеся от указанных в настоящей таблице.

2.2 Проектирование фундамента на естественном основании

2.2.1 Конструкции фундаментов мелкого заложения

Фундаментом называют подземную часть здания, предназначенную для передачи нагрузки от здания на залегающие на некоторой глубине грунты основания. **Подошвой** фундамента называется его нижняя поверхность, соприкасающаяся с основанием; верхняя плоскость фундамента, на которую опираются наземные конструкции, называется **обрезом**. За ширину фундамента принимается минимальный размер подошвы b , а за длину – наибольший ее размер l . **Высота** фундамента h_f есть расстояние от подошвы до обреза, а расстояние от поверхности планировки до подошвы называется **глубиной заложения** d .

К фундаментам мелкого заложения относятся фундаменты, передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву. Они применяются в различных областях и инженерно-геологических условиях как в сборном, так и в монолитном вариантах (таблица 2.2).

Таблица 2.2 – Области применения фундаментов мелкого заложения

Тип фундамента	Вид наземной конструкции
Отдельный	Колонны, углы зданий, балки, фермы, арки, опоры рам и др.
Ленточный	Стены зданий и сооружений, опорные рамы оборудования и др.
Сплошной (плитный)	Высотные здания, заводские (фабричные) трубы, насосные станции и др.
Массивный	Башни, мачты, мостовые опоры, колонны, станки и другое оборудование

При центральной нагрузке форму отдельных фундаментов в плане рекомендуется принимать квадратной, а при внецентренной нагрузке – прямоугольной (с отношением сторон 0,6 – 0,85).

Независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов) под фундаментами устраивают подготовку толщиной 100 мм: под монолитными – бетонную, из бетона класса В 3,5; а под сборными – из песка средней крупности. При возведении фундаментов на скальных грунтах по грунтовому основанию устраивают выравнивающий слой бетона класса В3,5.

2.2.1.1 Каменные и бетонные фундаменты

Каменные и бетонные фундаменты устраиваются монолитными и проектируются как жесткие. Они бывают сплошными массивными под все сооружение, сплошными ленточными под стены зданий и одиночными под отдельные опоры, столбы и колонны.

Каменные фундаменты выполняются из камня марки не ниже 100 и раствора не ниже 10, бетонные – из бетона не ниже В7,5. При соблюдении вышеперечисленных требований (марок по прочности и соотношений уступов) проверка прочности материала фундамента не требуется.

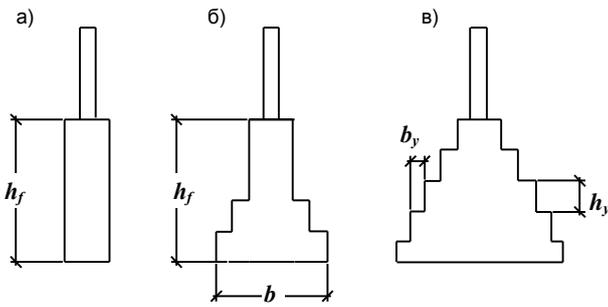


Рисунок 2.1 – Конструкции жестких фундаментов:
а – минимальной ширины; б – обычной;
в – уширенной

Фундаменты уширяются к подошве уступами, размеры которых определяются углом жесткости α , т. е. предельным углом наклона, при котором в теле фундамента скалывающие усилия равны расчетным значениям. Угол жесткости и отношение между шириной b_y и высотой h_y уступов назначаются по таблице 2.3 и таблице 2.4:

Таблица 2.3 – Углы жесткости и минимальные отношения b_y к h_y каменных фундаментов

Марка раствора	Давление на грунт p , кПа	α	$b_y/h_y = tg \alpha$
50-100	≤ 250	38°30'	0,80
	<250	33°30'	0,67
10-35	≤ 250	33°30'	0,67
	<250	29°44'	0,57
<10	≤ 250	29°44'	0,57
	<250	26°30'	0,50

Таблица 2.4 – Углы жесткости и минимальные отношения b_y к h_y бетонных фундаментов

Класс бетона	Давление на грунт p , кПа	Ленточный фундамент		Отдельный фундамент	
		α	$b_y/h_y = tg \alpha$	α	$b_y/h_y = tg \alpha$
$\geq B15$	≤ 150	36°30'	0,74	33°30'	0,67
	> 150	33°30'	0,67	31°13'	0,61
< B15	≤ 150	33°30'	0,67	31°13'	0,61
	> 150	29°44'	0,57	26°30'	0,50

2.2.1.2 Железобетонные монолитные фундаменты

Отдельные монолитные железобетонные фундаменты проектируются из тяжелого бетона класса В 15 и В 20 в соответствии с требованиями СП 50-101-2004. Они состоят из плитной части ступенчатой формы, передающей нагрузку на грунт, и подколонника, который стыкуется с колонной. Конструктивное решение и размеры фундамента одинаковы для сопряжения его со сборными и монолитными колоннами, за исключением верхней части подколонника.

Основные размеры фундаментов назначаются кратными 300 мм. Высоту фундаментов (от подошвы до обреза) принимают равной 1500, 1800, 2400, 3000, 3600 и 4200 мм. Верхний обрез фундамента должен быть на 150 мм ниже уровня чистого пола. Ширину

подошвы квадратных (при центральных нагрузках) и прямоугольных фундаментов принимают 1500 – 6600 мм, длину – 1500 – 8400 мм. Принятые размеры фундаментов необходимо увязывать с конструкциями и оборудованием заглубленных помещений.

При сопряжении фундамента со сборными колоннами в верхней части подколонника устраивается стакан. Размеры подколонника назначаются конструктивно и принимаются типовыми (таблица 2.5). Толщина дна стакана фундамента принимается по расчету, но не менее 200 мм.

Высота плитной части фундамента и высота ступеней назначаются кратными 150 мм. Плита может иметь до трех ступеней (h_1 , h_2 и h_3), размеры которых принимаются конструктивно в зависимости от высоты (таблица 2.6).

Таблица 2.5 – Размеры подколонников, мм

Сечение колонны	Размеры в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане
400x400	900x900	800	550x550
500x500	1200x1200	800	650x650
400x600		900	550x750
500x600		800	650x750
400x800		900	550x950
500x800	1200x1500	900	650x950

Таблица 2.6 – Высота ступеней плитной части фундамента, мм

Высота плитной части h	h_1	h_2	h_3
300	300	–	–
450	450	–	–
600	300	300	–
750	300	450	–
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

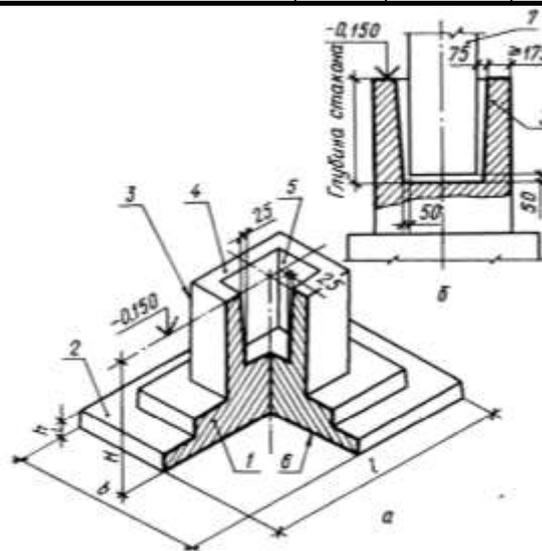


Рисунок 2.2: – Монолитный железобетонный столбчатый фундамент:

- а – общий вид; б – подколонник;
- 1 – плитная часть (одно-, двух- или трёхступенчатая); 2 – подошвенная плита; 3 – подколонник стаканного типа; 4 – обрез фундамента; 5 – стакан; 6 – подошва фундамента; 7 – колонна.

2.2.1.3 Железобетонные сборные фундаменты

Ленточные сборные фундаменты состоят из бетонных блоков стен подвалов и железобетонных фундаментных плит (рисунок 2.3). Размеры и марки фундаментных плит приведены в таблице 2.7, а блоков – в таблице 2.10. При строительстве зданий, к которым не предъявляется требований повышенной жесткости, на прочных грунтах при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента допускается применение прерывистых ленточных фундаментов, которые устраивают из плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга (в тех случаях, когда полученная в расчетах ширина оказывается меньше стандартных плит).

В целях экономии материалов разработаны пустотелые стеновые блоки (применяются в маловлажных грунтах), ребристые плиты (таблица 2.9) и плиты с угловыми вырезами (таблица 2.8).

При значительных нагрузках допускается применение ребристых железобетонных блоков (таблица 2.9), рассчитанных на давление под подошвой 300 кПа при толщине опираемой на них стены 400 мм. По условиям трещинообразования блоки рассчитаны на применение выше уровня подземных вод.

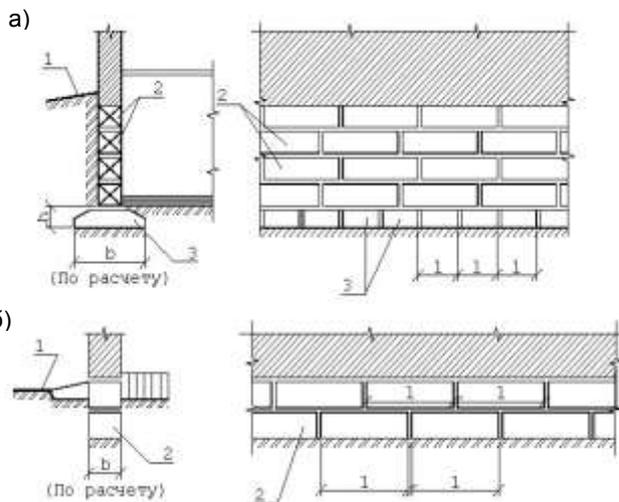


Рисунок 2.3 – Сборный ленточный фундамент:

для здания с подвалом (а); для здания без подвала (б)
1 – поверхность грунта; 2 – бетонные блоки;
3 – фундаментные плиты

Таблица 2.7 – Плиты железобетонных ленточных фундаментов

Марки плиты	Основные размеры плиты, мм				Расход материалов		Масса плиты, т
	b	l	h	a	бетон, м ³	сталь, кг	
ФЛ6.24	600	2380	300	–	0,37	1,84	0,93
ФЛ6.12		1180			0,18	0,91	0,45
ФЛ8.24	800	2380	300	150	0,46	2,5	1,15
ФЛ8.12		1180			0,22	1,24	0,55
ФЛ10.30	1000	2980	300	250	0,69	4,71	1,75
ФЛ10.24		2380			0,55	3,76	1,38
ФЛ10.12		1180			0,26	1,87	0,65

Марки плиты	Основные размеры плиты, мм				Расход материалов		Масса плиты, т
	b	l	h	a	бетон, м ³	сталь, кг	
ФЛ10.8		780			0,17	1,24	0,42
ФЛ12.30	1200	2980	300	350	0,82	7,88	2,05
ФЛ12.24		2380			0,65	6,30	1,63
ФЛ12.12		1180			0,31	3,13	0,78
ФЛ12.8		780			0,20	2,08	0,50
ФЛ14.30	1400	2980	300	400	0,96	12,43	2,40
ФЛ14.24		2380			0,76	9,85	1,90
ФЛ14.12		1180			0,36	4,38	0,91
ФЛ14.8		780			0,23	3,11	0,58
ФЛ16.30	1600	2980	300	500	1,09	15,82	2,71
ФЛ16.24		2380			0,86	12,55	2,15
ФЛ16.12		1180			0,41	6,02	1,03
ФЛ16.8		780			0,26	3,84	0,65
ФЛ20.30	2000	2980	500	700	2,04	15,60	5,10
ФЛ20.24		2380			1,62	12,47	4,05
ФЛ20.12		1180			0,78	6,19	1,95
ФЛ20.8		780			0,50	4,04	1,25
ФЛ24.30	2400	2980	500	900	2,39	27,44	5,98
ФЛ24.24		2380			1,90	21,80	4,75
ФЛ24.12		1180			0,91	10,69	2,30
ФЛ24.8		780			0,58	7,10	1,45
ФЛ28.24	2800	2380	500	1000	2,36	32,01	5,90
ФЛ28.12		1180			1,13	15,03	2,82
ФЛ28.8		780			0,72	10,30	1,80
ФЛ32.12	3200	1180	500	1200	1,29	23,24	3,23
ФЛ32.8		780			0,82	15,76	2,05

Таблица 2.8 – Плиты с угловыми вырезами

Марка плиты	Размеры, мм			Расход материалов		Масса плиты, т
	l	b	h	бетона, м ³	стали, кг	
Ф20.24-25в	2380	2000	500	1,80	32,70	4,50
Ф20.24-35в					39,28	
Ф20.24-45в					47,15	
Ф24.24-25в	2380	2400	500	2,11	48,00	5,28
Ф24.24-35в					60,58	
Ф24.24-45в					78,80	
Ф28.24-25в	2380	2800	500	2,53	72,06	6,32
Ф28.24-35в					97,70	
Ф28.24-45в					125,31	
Ф32.24-25в	2380	3200	500	2,91	125,29	7,27
Ф32.24-35в					141,85	

Примечания

1. Длина плитной части 1800мм для всех типоразмеров.
2. Расшифровка обозначений следующая: Ф28.24-35в – плита с угловыми вырезами длиной 2380мм, шириной 2800 мм, рассчитанная на давление под подошвой 350 кПа.

Таблица 2.9 – Ребристые железобетонные блоки

Марка блока	Размеры, мм			Расход материалов		Масса блока, т
	l	b	h	бетона, м ³	стали, кг	
Ф40-24	4000	2400	600	3,04	704	7,96
Ф40-16	4000	1600	600	2,34	429	5,85

Таблица 2.10 – Стеновые блоки для ленточных фундаментов

Марка блока	Размеры блока, мм			Объем бетона, м ³	Масса блока, т
	длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>		
ФБС 24.3.6	2380	300	580	0,41	0,97
ФБС 24.4.6		400		0,54	1,30
ФБС 24.5.6		500		0,70	1,63
ФБС 24.6.6		600		0,81	1,96
ФБС 12.4.6	1180	400	280	0,26	0,64
ФБС 12.5.6		500		0,33	0,79
ФБС 12.6.6		600		0,40	0,96
ФБС 12.4.3	880	400	580	0,13	0,31
ФБС 12.5.3		500		0,16	0,38
ФБС 12.6.3		600		0,19	0,46
ФБС 9.3.6	880	300	580	0,15	0,35
ФБС 9.4.6		400		0,20	0,47
ФБС 9.5.6		500		0,24	0,59
ФБС 9.6.6		600		0,29	0,70
ФБВ 9.4.6	880	400	580	0,18	0,39
ФБВ 9.5.6		500		0,20	0,49
ФБВ 9.6.6		600		0,24	0,58
ФБП 24.4.6	2380	400	580	0,44	1,05
ФБП 24.5.6		500		0,53	1,26
ФБП 24.6.6		600		0,58	1,40

Примечания

1. Масса блока приведена для тяжелого бетона.
2. Марка блоков: ФБС – фундаментный блок сплошной; ФБВ – фундаментный блок сплошной с вырезом (240 x 300 мм) для укладки перемычек, плит перекрытий и пропуска коммуникаций под потолком в подполье; ФБП – пустотелый.

Все элементы сборных фундаментов укладываются на цементном растворе с толщиной швов 20 мм. Пространственная жесткость зданий осуществляется перевязкой стеновыми блоками продольных и поперечных стен (рисунок 2.4, а) и закладкой в горизонтальные швы сеток из арматуры Ø 8 – 10 мм (рисунок 2.4, б).

При возведении сборных фундаментов на сильносжимаемых, просадочных и других структурно-неустойчивых грунтах, а также при неравномерном напластовании слоев для увеличения жесткости здания предусматриваются армированные швы или пояса поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания с соблюдением следующих требований:

- армированный шов из раствора марки не ниже М 50 имеет толщину 3–5 см;
- армированный пояс высотой 10–15 см из бетона В 7.5 и выше;
- швы армируются плоскими сетками, а пояса – каркасами из стержней диаметром не менее 10 мм.

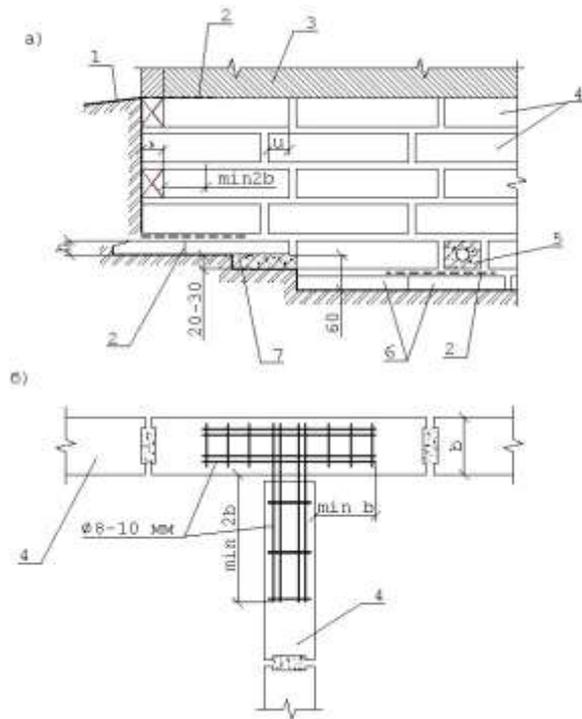


Рисунок 2.4 – Перевязка наружных и внутренних стен: блоками (а); арматурными сетками (б):

- 1 – поверхность грунта; 2 – арматурная сетка; 3 – надземная стена; 4 – бетонные блоки; 5 – ввод трубопровода; 6 – фундаментные плиты; 7 – монолитный бетон

Стены подвала, а также фундаменты, передающие на основание небольшие нагрузки, выполняются из фундаментных стеновых блоков (таблица 2.10). При малосжимаемых грунтах, а также при малой изменчивости сжимаемости основания ширина блоков принимается равной (или меньше) толщине надземных стен, но не менее 300 мм. Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15 см. Расстояние между вертикальными швами расположенных друг над другом блоков должно быть не менее 0,4 высоты блока в малосжимаемых грунтах ($E > 10$ МПа) и не менее высоты блока в сильносжимаемых, просадочных, насыпных и набухающих грунтах. В прерывистых фундаментах вертикальный шов между стеновыми блоками нижнего ряда должен располагаться в пределах фундаментных плит, при этом зазоры между плитами заполняются уплотненным грунтом. Допускается располагать этот шов в промежутках между плитами при условии, что величина консоли фундаментного стенового блока не превышает 0,2 его длины.

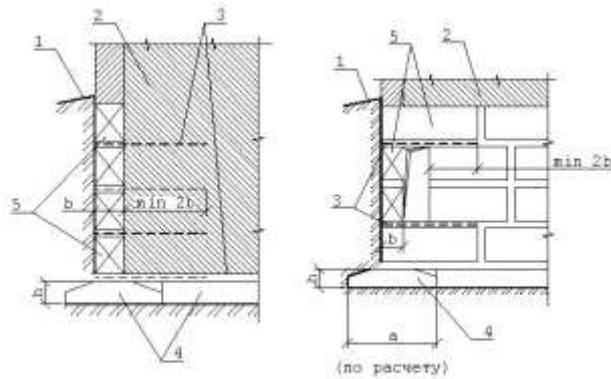


Рисунок 2.5 – Примыкание кирпичной стены к стене из бетонных блоков (а) и устройство вводов (б):

1 – поверхность грунта; 2 – кирпичная стена; 3 – арматурные сетки; 4 – фундаментные плиты; 5 – бетонные блоки

Для устройства вводов коммуникаций в здание, а также уменьшения типоразмеров фундаментных стеновых блоков в стенах фундаментов оставляются проемы шириной не более 0,6 м, которые при необходимости заполняются цокольным кирпичом или бетоном. При этом лежащий выше блок должен перекрывать проемы (рисунок 2.5). Проемы в углах здания не допускаются.

Для гражданских и небольших промышленных зданий с квадратными колоннами разработаны одноблочные железобетонные фундаменты (таблица 2.11):

- 1Ф и 1ФС – для колонн 300 x 300 мм;
- 2Ф и 2ФС – для колонн 400 x 400 мм.

Таблица 2.11 – Сборные фундаменты стаканного типа

Типоразмер	Размеры фундаментов, мм						Масса, т
	<i>b</i>	<i>h_f</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	
1Ф13	1300	1050	450	275	150	200	3,19
1Ф17	1700				50	400	4,17
1Ф21	2100				650	5,49	
2Ф13	1300		550	225	150	200	3,05
2Ф17	1700				50	400	4,04
2Ф21	2100				650	5,35	
1ФС13	1300		450	275	150	200	3,19
2ФС13			550	225			3,05

2.2.2 Особенности проектирования оснований малоэтажных зданий

Малоэтажные жилые и общественные здания, производственные сельскохозяйственные здания, гаражи и другие малоэтажные здания и сооружения могут возводиться на малозаглубленных, устраиваемых в слое сезоннопромерзающего грунта, и незаглубленных фундаментах.

Для сооружений такого типа рекомендуется применять следующие типы фундаментов:

- фундаменты на естественном основании (ленточные, столбчатые, плитные, щелевые и др.);
- фундаменты на локально уплотненных основаниях (в вытрамбованных или выштампованных котлованах, забивные блоки и др.);
- короткие сваи.

В зданиях с несущими стенами рекомендуется применять преимущественно фундаменты на естественном основании (ленточные, столбчатые, щелевые и др.). В сложных инженерно-геологических усло-

виях (специфические грунты, высокий уровень подземных вод и др.) могут быть использованы фундаменты на локально уплотненных основаниях (в вытрамбованных или выштампованных котлованах, забивные блоки и др.) или короткие сваи.

В зданиях стоечно-балочной схемы и при безростверковом опирании стен следует применять столбчатые фундаменты (на естественном или локально уплотненном основании) или короткие сваи.

Для зданий без подвалов рекомендуются малозаглубленные фундаменты. Их тип, конструкция и способ подготовки основания зависят от свойств грунтов основания и степени их пучинистости.

При проектировании малозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах, в том числе локально уплотненных, обязательным является расчет их оснований по деформациям пучения.

При строительстве на практически непучинистых грунтах несущие элементы малозаглубленных и незаглубленных фундаментов укладывают на выравняющую подсыпку из песка, на пучинистых грунтах – на подушку из непучинистого материала (песок гравелистый, крупный или средней крупности, мелкий щебень, котельный шлак и др.). В необходимых случаях для увеличения расчетного сопротивления грунта основания целесообразно предусматривать устройство песчано-щебеночной (песчано-гравийной) подушки (смесь песка крупного или средней крупности – 40 %, щебня или гравия – 60 %).

В зависимости от степени пучинистости грунта основания (ГОСТ 25100) ленточные малозаглубленные фундаменты следует устраивать:

а) на практически непучинистых и слабопучинистых грунтах - из сборных бетонных блоков, укладываемых без соединения между собой;

б) на средне- и сильнопучинистых грунтах - из сборных железобетонных блоков, содержащих выпуски арматуры (выпуски соседних блоков соединяют, стыки замоноличивают бетоном);

в) на чрезмерно пучинистых грунтах - из монолитного железобетона.

Сборно-монолитные, монолитные фундаменты и ростверки щелевых фундаментов и коротких свай всех стен должны быть жестко связаны между собой и объединены в систему перекрестных лент.

При строительстве на сильно- и чрезмерно пучинистых грунтах следует производить усиление стен армированными или железобетонными поясами, устраиваемыми в уровне перекрытий и над проемами верхнего этажа.

Малозаглубленные столбчатые фундаменты на средне-, сильно- и чрезмерно пучинистых грунтах должны быть связаны фундаментными балками, объединенными в единую систему.

При устройстве столбчатых фундаментов на пучинистых грунтах необходимо предусматривать зазор между нижней гранью фундаментных балок и планировочной поверхностью грунта, величина которого должна быть не менее расчетной деформации пучения (подъема) ненагруженного основания.

При наличии чрезмерно пучинистых грунтов и значительной чувствительности зданий к неравномерным деформациям рекомендуется строить их на малозаглубленных и незаглубленных монолитных железобетонных плитных фундаментах, под которыми устраивают подушки из непучинистых материалов.

При вытрамбовывании (выштамповывании) котлованов и забивке блоков рекомендуется использовать фундаменты в форме усеченной пирамиды с углом наклона боковых граней к вертикали $5 - 10^\circ$. Фундаменты указанной конструкции допускается закладывать в сезоннопромерзающем слое грунта.

Для зданий с несущими стенами рекомендуется применять однорядное расположение забивных блоков и пирамидальных свай с напрягаемой арматурой, а также короткие сваи различных типов и способов изготовления.

2.2.3 Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Требования к выбору глубины заложения подошвы фундамента подробно изложены в п. 5.5.1–5.5.10 СП 22.13330.2011.

Чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения, поэтому нужно стремиться принять глубину заложения как можно меньшей. Однако в силу того, что верхние слои грунта не всегда обладают необходимой несущей способностью или же конструктивные особенности сооружения (например, наличие подвала) требуют его заглубления, при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов, основными из которых являются инженерно-геологические и гидро-геологические условия строительной площадки, глубина сезонного промерзания грунтов, конструктивные особенности возводимого сооружения, включая глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов.

Учет инженерно-геологических условий строительной площадки заключается, главным образом, в выборе несущего слоя грунта, который может служить естественным основанием для фундаментов. При этом придерживаются следующих общих правил:

- следует заглублять подошву в несущий слой на глубину не менее 0,1–0,3 м (вследствие того, что слои не имеют четко очерченных границ, они как бы размыты);
- не рекомендуется оставлять тонкие прослой (30–50 см) прочного грунта между подошвой фундамента и нижележащим «слабым» слоем (к несущим «прочным» относятся грунты с высокими характеристиками c , φ , E , R_0);
- не допускается располагать фундаменты на растительном слое;
- минимальная глубина заложения принимается не менее 0,5 м от спланированной поверхности территории, а при расчетной сейсмичности площадки более 6 баллов – 1 м;
- по возможности закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ. По санитарно-техническим требованиям в зданиях с подвалами уровень пола должен быть на 0,5...1 м выше уровня подземных вод;
- в слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью.

Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их

вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания (таблица 2.12).

Таблица 2.12 – Глубина заложения d в зависимости от расчетной глубины промерзания

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундамента при глубине поверхности подземных вод d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	–//–
То же при $I_L \geq 0$	–//–	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	–//–	То же
То же при $I_L < 0,25$	–//–	Не менее $0,5d_f$

Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по формуле

$$d_{fn} = k_h d_{fn} \quad (2.2)$$

где d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по карте нормативных глубин промерзания (рисунок 2.6), м;

k_h – коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунтов у наружных фундаментов отапливаемых сооружений (таблица 2.13); для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$.

Таблица 2.13 – Значения коэффициента k_h

Сооружение	Коэффициент k_h при расчетной среднемесячной температуре воздуха в помещении				
	0°	5°	10°	15°	$\geq 20^\circ$
Без подвала с полами:					
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

Примечания:

1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $af < 0,5$ м; если $af \geq 1,5$ м, значения коэффициента k_h повышают на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном значении af значения коэффициента k_h определяют интерполяцией.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Данное условие должно выполняться с недогрузом: для монолитных фундаментов – $\leq 5\%$, для сборных – $\leq 10\%$.

Выполнение условия осложняется тем, что обе части неравенства содержат искомые геометрические размеры фундамента, в результате чего расчет приходится вести методом последовательных приближений за несколько итераций.

Предлагается следующая последовательность операций при подборе размеров фундамента:

⇒ задаются формой подошвы фундамента:

Если фундамент ленточный, то рассматривается участок ленты длиной 1 м и шириной b .

Если фундамент прямоугольный, то задаются соотношением сторон прямоугольника в виде $\eta = b/l = 0,6 - 0,85$. Тогда $A = bl = b^2/\eta$, где A – площадь прямоугольника, l – длина, b – ширина прямоугольника. Частным случаем прямоугольника является квадрат, в этом случае

⇒ вычисляют предварительную площадь фундамента по формуле:

$$A' = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma'_{II} d_1}, \quad (2.5)$$

где N_{II} – сумма нагрузок для расчетов по второй группе предельных состояний, кПа. В случае ленточных фундаментов это погонная нагрузка, в случае прямоугольных и квадратных – сосредоточенная нагрузка;

R_0 – табличное значение расчетного сопротивления грунта, где располагается подошва фундамента, кПа;

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma'_{cf}}{\gamma'_{II}} \quad (2.6)$$

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/м³;

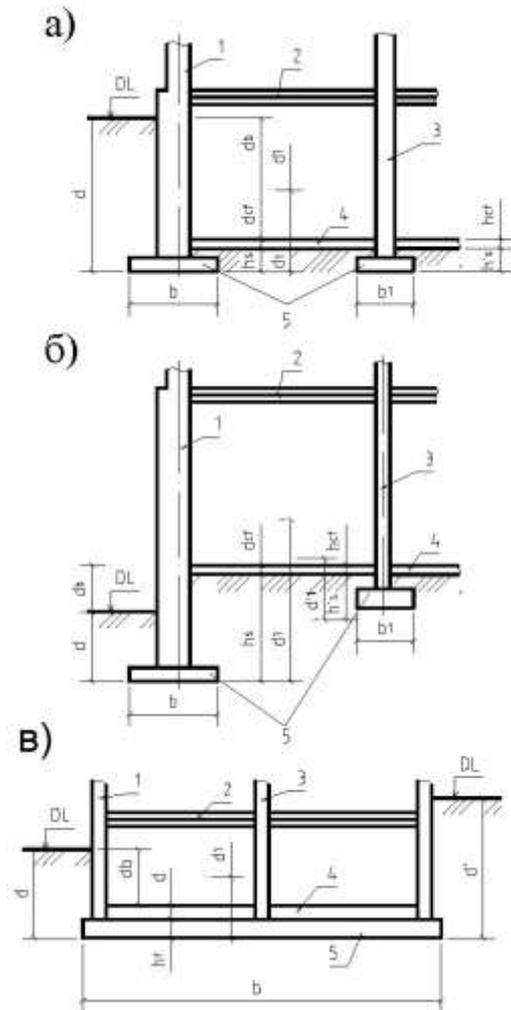


Рисунок 2.7 – К определению глубины заложения фундаментов:

при $d_1 < d$ (а); при $d_1 > d$ (б);

для плитных фундаментов (в):

1 – наружная стена; 2 – перекрытие; 3 – внутренняя стена; 4 – пол подвала; 5 – фундамент;

⇒ по известной форме фундамента вычисляют его ширину:

в случае ленточного $b = A'$;

в случае квадратного;

в случае прямоугольного и $l = \eta b$.

После определения требуемых размеров фундамента необходимо в пояснительной записке запроектировать тело фундамента в виде эскиза с проставлением размеров. При этом размерами фундамента можно в небольших пределах варьировать из конструктивных соображений, изложенных в п. 2.2.1. Только после уточнения всех размеров фундамента можно переходить к следующему пункту.

⇒ по формуле (2.7) СП 22.13330.2011 вычисляют расчетное сопротивление грунта основания R :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q (d_1 + d_b) \gamma'_{II} - d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (2.7)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, учитывающие особенности работы разных грунтов в основании фундаментов и принимаемые по таблице 2.14;

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

k_z – коэффициент, принимаемый $k_z = 1$ при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} и γ'_{II} – усредненные расчетные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) и выше подошвы, кН/м³;

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

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

M_γ, M_q, M_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 2.15;

d_I – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала (см. предыдущий пункт), м.

Таблица 2.14 – Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении их длины (или отдельного отсека) к высоте L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые и крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем, с показателем текучести грунта или заполнителя: $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
	1,2	1,0	1,1
	1,1	1,0	1,0

Примечания

1. Жесткими считаются здания и сооружения, конструкции которых приспособлены к восприятию дополнительных усилий от деформаций основания.

2. В зданиях с гибкой конструктивной схемой принимают $\gamma_{c2} = 1$.

3. При промежуточных значениях отношения длины здания или сооружения к высоте L/H коэффициент γ_{c2} определяется интерполяцией.

4. Рыхлые пески использовать в качестве основания не рекомендуется.

Таблица 2.15 – Значения коэффициентов M_γ, M_q и M_c

ϕ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c	ϕ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

⇒ определяем фактические напряжения под подошвой фундамента:

Реактивное давление грунта по подошве жесткого *центрально нагруженного* фундамента принимается равномерно распределенным, кПа:

$$p = \frac{N_{II} + G_{fII} + G_{gII}}{A}, \quad (2.8)$$

где N_{II} – нормативная вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

G_{fII} и G_{gII} – вес фундамента и грунта на его уступах (для определения веса необходимо определить объем тела фундамента или грунта и умножить его на удельный вес), кН;

A – площадь подошвы фундамента, м².

Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы. Такое нагружение является следствием передачи на него момента или горизонтальной составляющей нагрузки. При расчете давление по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимают изменяющимся по линейному закону, а его крайние значения при действии момента сил относительно одной из главных осей определяют, как для случая внецентренного сжатия:

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{II} + G_{fII} + G_{gII}}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \quad (2.9)$$

где M_x, M_y – изгибающие моменты относительно главных осей подошвы фундамента, кНм;

W_x, W_y – моменты сопротивления сечения подошвы фундамента относительно соответствующей оси, м³.

Эпюра давлений под подошвой фундамента, полученная по данной формуле должна быть однозначной, т. е. по всей ширине сечения напряжения должны быть сжимающими. Это вызвано тем, что растягивающие напряжения, в случае их возникновения, могут привести к отрыву подошвы фундамента от основания и будет необходим специальный расчет.

⇒ Зависимость «нагрузка – осадка» для фундамента мелкого заложения можно считать линейной только до определенного предела давления на основание. В качестве такого предела принимается расчетное сопротивление грунтов основания R . Выполнение условия $p = R$ соответствует образованию в однородном основании под краями фундамента незначительных, глубиной $z_{max} \cong b/4$, областей предельного напряженного состояния (областей пластических деформаций) грунта, допускающих, согласно СП, применение модели линейно-деформируемой среды для определения напряжений в основании.

Применимость модели линейно-деформируемой среды обеспечивается выполнением следующих условий:

- для *центрально нагруженных* фундаментах:

$$p < R, \quad (2.10)$$

- для *внецентренно нагруженных* фундаментах:

$$p < R, \quad p_{max} < 1,2R \quad (2.11)$$

- для *внецентренно нагруженных* фундаментах с изгибающими моментами в *двух направлениях*:

$$p < R, \quad p_{max} < 1,2R, \quad p_{max}^c < 1,5R \quad (2.12)$$

В большинстве случаев после первой итерации это условие не выполняется с требуемым допуском (превышение R над p до 5%). Все операции необходимо полностью повторить, подставив в формулу для A' вместо R_0 величину расчетного сопротивления R . Вычислить A, b , подобрать фундамент с новой величиной b , определить новую величину R , рассчитать p и снова проверить условие $p < R$.

Обычно в результате второй итерации условие $p < R$ выполняется в 70% случаев. В случае невыполнения условия расчет еще раз повторить.

При ленточных фундаментах, когда ширина плит совпадает с расчетной шириной, допускается замена прямоугольных плит плитами с угловыми вырезами. При этом плиты (любой формы) укладываются в виде непрерывной ленты. При несовпадении расчетной ширины с шириной плиты проектируются прерывистые фундамента.

По установленной глубине заложения, форме и размерам подошвы фундамента конструируют фундамент, используя сборные железобетонные и бетонные фундаментные конструкции или конструкции из монолитного бетона. Расчеты сопроводить необходимыми эскизами.

Особенности расчета прерывистых фундаментах:

При строительстве зданий, к которым не предъявляется требований повышенной жесткости, на прочных грунтах (плотных и средней плотности песках; твердых, полутвердых, тугопластичных пылевато-глинистых) при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента допускается применение прерывистых ленточных фундаментах, которые устраивают из плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга. Особенно целесообразно применение таких фундаментах в тех случаях, когда полученная в расчетах ширина оказывается меньше стандартных плит (рисунок 2.8).

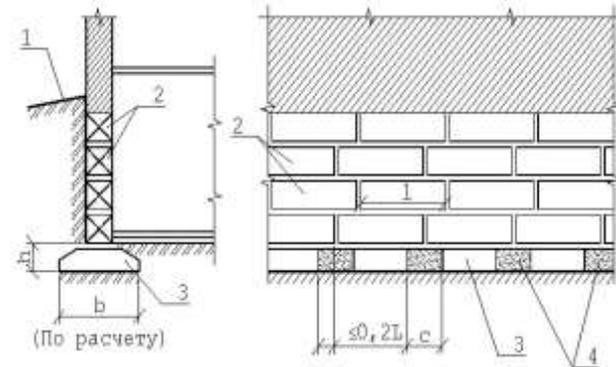


Рисунок 2.8 – Прерывистый фундамент:

- 1 – поверхность грунта; 2 – бетонные блоки;
- 3 – фундаментные плиты; 4 – промежутки между плитами, заполненные грунтом

Прерывистые фундаментах из плит прямоугольной формы и с угловыми вырезами не рекомендуется применять:

- в грунтовых условиях II типа по просадочности;
- при залегании под подошвой фундамента рыхлых песков;
- при сейсмичности района 7 баллов или более; в этом случае нужно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты;
- при залегании ниже подошвы фундамента пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$.

Вследствие распределительной способности грунтов и арочного эффекта давление под подошвой прерывистых фундаментах на небольшой глубине выравнивается и можно считать, что они работают как сплошные. Поэтому их ширину определяют, расчетное сопротивление назначают и расчет осадок производят как для сплошных ленточных фундаментах без вычета площадей промежутков.

Оптимальный интервал между плитами C назначают из условия равенства расчетного сопротивления грунта R , полученного для ленточного фундамента шириной b , сопротивлению грунта, полученному для прерывистого фундамента R_n с шириной плиты b_n , длиной l_n , с коэффициентом условий работы k_d :

$$C = \left(k_d \frac{b_n R_n}{b R} - 1 \right) l_n \quad (2.13)$$

Коэффициент условий работы зависит от состояния грунтов (для промежуточных значений определяется интерполяцией):

- $k_d = 1,3$ – для песков с коэффициентом пористости $e \cong 0,55$ и пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \leq 0$;
- $k_d = 1$ – для песков с коэффициентом пористости $e \cong 0,7$ и пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L = 0,5$;

Из условий работы грунтов основания и стеновых блоков интервал между плитами должен быть $C \leq (0,9 - 1,2)$ м и не более $0,7 \cdot l_n$, а ширина плиты должна быть $b_n \leq 1,4b$. Для более эффективного использования прерывистых фундаментов число интервалов можно увеличить, применяя укороченные плиты (1180 и 780 мм), если это не повлечет неоправданного увеличения трудовых затрат.

2.2.5 Проверка прочности подстилающего слабого слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта с меньшими прочностными характеристиками (ориентировочно оценивать по R_0), необходимо уточнить возможность применения при расчете формул теории линейно деформируемых тел. Для этого следует провести проверку прочности слабого подстилающего слоя. Проверка проводится по методике п.2.48 СНиП 2.02.01-83*: полное давление на кровлю слабого подстилающего слоя на глубине z не должно превышать расчетного сопротивления.

$$\sigma_{g(d+z)} + \sigma_{zp} \leq R_{d+z}, \quad (2.14)$$

где $\sigma_{g(d+z)}$ – природное давление на кровлю слабого слоя;

σ_{zp} – дополнительное давление на кровлю слабого слоя от нагрузки на фундамент.

Величину R_{d+z} определяют по формуле (2.7) как для условного фундамента шириной b_{ysel} и глубиной заложения $d+z$. Ширину условного фундамента b_{ysel} назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Площадь подошвы условного фундамента определяем по формуле

$$A_{ysel} = (N_{II} + G_{II}) / \sigma_{zp}, \quad (2.15)$$

где $(N_{II} + G_{II})$ – расчетная нагрузка на подошву фундамента, кПа;

σ_{zp} – дополнительное напряжение на кровлю слабого слоя от фундамента (определяется по указаниям п.2.2.6), кПа.

Зная величину A_{ysel} , найдем ширину условного прямоугольного фундамента по формуле

$$b_{ysel} = \sqrt{A_{ysel} + a^2} - a, \quad (2.16)$$

$$a = (l-b)/2,$$

где l и b – длина и ширина подошвы проектируемого фундамента.

Для ленточных фундаментов $b_{ysel} = A_{ysel}/l$.

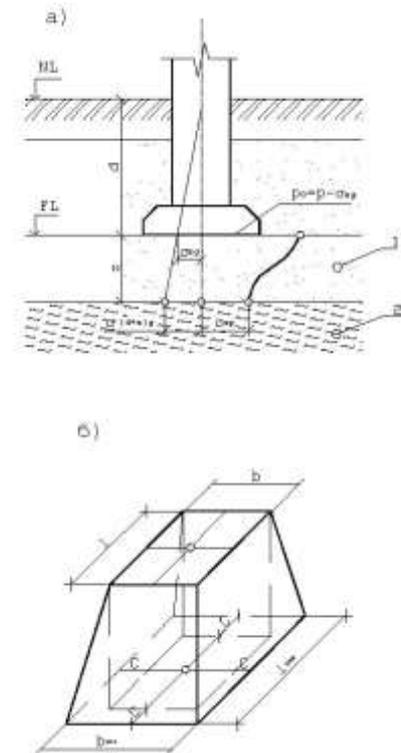


Рисунок 2.9 – К проверке прочности слабого подстилающего слоя:

напряжения на кровле подстилающего слоя (а);
площадь условного фундамента (б):

1 – несущий слой; 2 – подстилающий слой

2.2.6 Определение конечных деформаций основания

2.2.6.1 Определение осадок основания

В соответствии с заданием в курсовом проекте необходимо рассчитать осадки основания, т.е. деформации, происходящие под действием внешних нагрузок в результате уплотнения и сдвигов частиц грунта, не сопровождающихся коренным изменением его структуры.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия (3.1)

$$S \leq S_{ul},$$

где S – совместная конечная деформация (осадка) основания и сооружения, определяемая расчетом по указаниям приложения 2 СП 22.13330.2011, методика которого излагается ниже.

S_{ul} – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по указаниям п. 2.1.

Расчетная схема основания применяется в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c . Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформированном полупространстве приведена на рисунке 2.10.

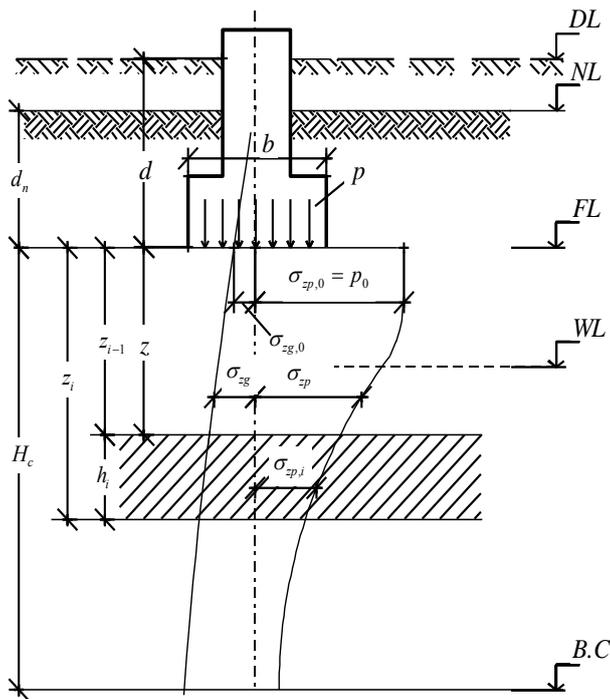


Рисунок 2.10 – Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве: DL – отметка планировки; NL – отметка поверхности природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; B.C – нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b – ширина фундамента; p – среднее давление под подошвой фундамента; p_0 – дополнительное давление на основание; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы

Для расчета S используется метод послойного суммирования осадок, который допустимо применять в случаях, когда давление под подошвой фундамента p не превышает расчетное сопротивление грунта основания R .

Последовательность расчета осадок по методу послойного суммирования следующая:

а) на фоне геологического разреза (выполненного в масштабе) показать контуры проектируемого фундамента;

б) слева от оси фундамента построить эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта (эпюру σ_{zg}), используя формулу

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.17)$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;

d_n – глубина заложения фундамента;

γ_i, h_i – соответственно удельный вес и толщина i -го слоя грунта;

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (2.18)$$

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой – **глины твердые, полутвердые, тугопластичные, суглинки твердые и скальные не трещиноватые** породы, то на его кровлю передается давление от вышележащих грунта и подземных вод. Тогда на кровле водоупора возникает скачок напряжений на величину $h_w \gamma_w$.

в) грунтовую толщу от подошвы фундамента вниз разбить на элементарные слои, мощность которых удобно принимать равной $0,2b$ или $0,4b$. При разбивке не надо обращать внимание на границы слоев различных грунтов и на уровень грунтовых вод;

г) справа от оси от уровня подошвы фундамента построить эпюру дополнительных вертикальных напряжений (эпюру σ_{zp}). Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента, определяются по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (2.19)$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 2.17 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$;

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание (для фундаментов шириной $b \geq 10$ м принимается $p_0 = p$);

p – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (при планировке срезкой принимается $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$, где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, d и d_n обозначены на рисунке 2.7).

Расчет удобно проводить в табличной форме (таблица 2.16).

Таблица 2.16 – Расчет эпюры дополнительных напряжений

z	$\xi = 2z/b$	α	σ_{zp}
0	0	1,000	256,0
0,55	0,4	0,977	250,1

Таблица 2.17 – Коэффициенты рассеивания напряжений

$\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с отношением сторон $\eta=l/b$, равным						ленточных $\eta=10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,233
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания

1. Обозначения: b – ширина или диаметр фундамента, l – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

д) определить нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ), которая находится на уровне, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$. НГСТ удобно определять графическим способом, для чего справа от оси достаточно построить эпюру $0,2\sigma_{zg}$ в том же масштабе, в котором построена эпюра σ_{zp} . Точка пересечения эпюр σ_{zp} и $0,2\sigma_{zg}$ определит НГСТ;

е) рассчитать осадку по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (2.20)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -том слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границ слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

h_i, E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -того слоя грунта; если в i -тый слой входит два геологических слоя, то E_i принимать по тому слою, мощность которого в i -том слое больше;

n – число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

Вычисленную величину S сравнить с S_u (таблица 2.1) и сделать выводы. Если величина осадки окажется больше предельного значения, необходимо перепроектировать фундамент.

2.2.6.2 Определение крена фундамента

Крен фундамента может быть вызван внецентренным приложением равнодействующей внешних сил (действием изгибающего момента), влиянием соседних фундаментов или неоднородностью грунтов основания.

В рамках курсового проекта рассматривается случай крена, вызванного внецентренным приложением нагрузок и определяется по формуле, рекомендованной СП 22.13330.2011

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{Ne}{(a/2)^2}, \quad (2.21)$$

где E и ν – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания (среднее значение коэффициента Пуассона ν составляет для песков и супесей – 0,30, для суглинков – 0,35, для глин – 0,42.

k_e – коэффициент, принимаемый по таблице 2.18;

N – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы. Если ширина фундамента $b < 10$ м принимается $N = p_0 A$, при $b \geq 10$ м – $N = p A$, где p_0 и p – соответственно дополнительное и полное давление на основание, и A – площадь подошвы фундамента;

e – эксцентриситет приложения равнодействующей $e = M/N$;

a – диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует изгибающий момент.

Крен фундаментов не определяется, если конструкция надземной части сооружения исключает их поворот.

Таблица 2.18 – Значения коэффициента k_e

Форма фундамента в направлении действия момента	$m = l/b$	Коэффициент k_e при $2H_c/b$, равном						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны $a=l$	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,56	2,00

Форма фундамента в направлении действия момента	$m = l/b$	Коэффициент k_e при $2H_c/b$, равно						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны $a=b$	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12
10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07	
Круглый $a=2r$	–	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75

Примечание – H_c – мощность сжимаемой толщи.

2.2.7 Особенности расчета фундаментов на просадочных грунтах

Основными характеристиками лессовых просадочных грунтов являются:

- относительная просадочность ε_{sl} , представляющая собой относительное сжатие грунтов при заданном давлении после их замачивания;
- начальное просадочное давление p_{sl} , рассматриваемое как минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства пород при их полном водонасыщении;
- начальная просадочная влажность W_{sl} – минимальная влажность, при которой лессовый грунт проявляет просадочные свойства.

Расчет оснований зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах производится, как правило, по второй группе предельных состояний.

Расчетное сопротивление основания R при возможном замачивании лессовых просадочных грунтов принимается равным:

начальному просадочному давлению p_{sl} , при этом устраняется возможность просадки грунтов от внешней нагрузки за счет снижения давления под подошвой фундамента;

рассчитанной по формуле 2.7 величине с использованием значений прочностных характеристик грунтов c_{II} и φ_{II} , определенных в условиях полного замачивания.

Деформации оснований зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах определяются суммированием осадок и просадок:

$$S + S_{sl} \leq S_u. \quad (2.22)$$

Расчет просадки основания ведется параллельно с расчетом осадки по подобной методике.

Просадка грунтов S_{sl} основания при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме уровня подземных вод, определяется по формуле

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (2.23)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность i -го слоя грунта при давлении, равном сумме природных и дополнительных напряжений; принимается в соответствии с данными инженерно-

геологических испытаний грунтов строительной площадки;

h_i – толщина i -го слоя;

$k_{sl,i}$ – коэффициент условий работы основания, принимаемый для фундаментов шириной от 12 м и более, равным 1, а для ленточных фундаментов шириной до 3 м по формуле

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_0, \quad (2.24)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$p_{sl,i}$ – начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа;

p_0 – давление, равное 100 кПа.

При $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ – определяется по интерполяции между значениями $k_{sl,i}$, полученными при $b = 3 \text{ м}$ и $b = 12 \text{ м}$. При определении просадки от собственного веса грунта принимается $k_{sl,i} = 1$.

Суммирование просадки по предложенной формуле производится в пределах зоны просадки h_{sl} , принимаемой равной:

а) толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки от внешней нагрузки; нижняя граница зоны определяется глубиной, где соблюдается условие $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$, или глубиной, где значение σ_z имеет минимальное значение и $\sigma_{z \min} > p_{sl}$;

б) толщине нижней зоны просадки при определении просадки от собственного веса грунта $S_{sl,q}$, начиная с глубины z_q , где $\sigma_z > p_{sl}$ или величина σ_z имеет минимальное значение при $\sigma_{z \min} > p_{sl}$;

При расчете просадки рассматриваются только те слои грунта, у которых значение относительной просадочности при фактическом напряжении $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ (т.е. фактическое напряжение больше начального просадочного давления).

Проектирование оснований, сложенных лессовыми просадочными грунтами, в случае их возможного замачивания должно осуществляться с применением мероприятий, исключающих или снижающих просадку оснований до допустимых значений и уменьшающих их влияние на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений. При этом следует предусматривать одно из следующих мероприятий:

1) устранение просадочных свойств лессовых грунтов в пределах всей просадочной толщи (глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием лессовых грунтов, термическим и химическим закреплением);

2) прорезку просадочных грунтов глубокими фундаментами всех видов, в том числе свайными и массивами из закрепленного грунта;

3) комплекс водозащитных (устройство сплошных водонепроницаемых экранов из уплотненного лессового грунта, отмопок шириной не менее 2 м, перекрывающих пазухи котлована; прокладка водонесущих коммуникаций в железобетонных лотках) и конструктивных мероприятий (увеличение прочности и жесткости конструкций; применение гибких конструкций), а также предусматривающих частичное устранение просадочных свойств (устройство песчаных подушек, вытрамбовывание котлованов, закрепление грунтов).

2.2.8 Фундаменты на основаниях, сложенных набухающими грунтами

Ряд глинистых грунтов обладает способностью набухать при повышенной влажности и, наоборот, давать усадку при последующем снижении влажности. Способность к набуханию имеют также некоторые виды шлаков и пылевато-глинистых грунтов при замачивании химическими отходами производства.

Набухающие грунты характеризуются следующими параметрами, определяемыми на основе опытов:

- давлением набухания p_{sw} ;
- влажностью набухания W_{sw} ;
- относительным набуханием при заданном давлении ε_{sw} ;
- относительной усадкой при высыхании ε_{sh} .

Расчет оснований, сложенных набухающими грунтами производится следующим образом. Деформации уплотнения грунтов основания от внешней нагрузки и возможная осадка от уменьшения влажности набухающего грунта должны суммироваться. Подъем основания при набухании грунтов рассчитывается в предположении полной стабилизации осадок уплотнения грунтов от внешней нагрузки.

Осадку основания в результате высыхания набухающих грунтов определяется по формуле

$$S_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i K_{sh}, \quad (2.25)$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ – относительная линейная усадка грунта i -го слоя;

h_i – толщина i -го слоя грунта;

K_{sh} – коэффициент, равный 1,3;

n – число слоев в пределах зоны усадки.

Нижняя граница зоны усадки, как правило, должна определяться опытным путем. При отсутствии таковой величина H_{sh} принимается равной 5 м.

Подъем основания при набухании грунта определяется по формуле:

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i K_{sw,i}, \quad (2.26)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ – относительное набухание i -го слоя грунта;

h_i – толщина i -го слоя грунта;

$K_{sw,i}$ – коэффициент принимаемый равным 0,8 при $\sigma_{z,tot}=0,05$ МПа; 0,6 – при $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа; при промежуточных значениях $\sigma_{z,tot}$ $K_{sw,i}$ принимается по интерполяции;

n – число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

Положение нижней границы зоны набухания H_{sw} находится из следующих условий:

1) при инфильтрации влаги – горизонтом грунта, где суммарное давление $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания p_{sw} ;

2) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима – опытным путем или равным $H_{sw} = 5$ м при отсутствии опытных данных.

Если расчетные деформации оснований, сложенных набухающими грунтами, оказываются больше предельных, предусматривают следующее:

- водозащитные мероприятия;
- предварительное замачивание набухающих грунтов в пределах всей зоны или ее части;
- проектирование компенсирующих песчаных подушек;
- замену набухающего грунта ненабухающим полностью или частично;
- прорезку фундаментами слоя набухающих грунтов (полную или частичную).

В качестве конструктивных мероприятий принимается увеличение жесткости зданий и сооружений путем разбивки на отдельные отсеки осадочными швами, устройство железобетонных непрерывных поясов толщиной не менее 15 см, выполняемых в нескольких уровнях по высоте.

Вопросы для самоконтроля

1. Что называется фундаментом?
2. Что называется обрезаем фундамента?
3. От чего зависит глубина заложения ленточного фундамента?
4. Что такое расчетное сопротивление основания?
5. По какой группе предельных состояний обязательно выполняется расчет?
6. Для чего ленточные фундаменты делают прерывистыми?
7. Как осуществляется переход от одной глубины заложения ленточного фундамента к другой?
8. Когда выполняется проверка прочности подстилающего слоя?
9. Чем осадка основания отличается от просадки основания?
10. Какова будет величина просадки, если начальное просадочное давление в 1,2 раза больше максимального давления под подошвой фундамента?
11. Какова будет величина деформаций набухания, если давление набухания меньше среднего давления под подошвой фундамента?
12. Какими мероприятиями снижают влияние набухающих свойств грунтов основания?

2.3 Расчет и конструирование свайных фундаментов

2.3.1 Общие указания

Сваями называются погружаемые или сформированные в грунте в вертикальном или наклонном положении относительно длинные стержни, передающие нагрузки на основание за счет лобового сопротивления и трения грунта по боковой поверхности.

Свайным фундаментом считают группу свай, объединенных сверху специальной конструкцией в виде плит или балок, называемых **ростверками**, которые предназначены для передачи и равномерного распределения нагрузки на сваи. Ростверки, являясь несущими конструкциями, служат для опирания надземных конструкций зданий.

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен производиться по предельным состояниям двух групп.

1. По первой группе:
 - по прочности конструкций свай, свайных ростверков;
 - по несущей способности грунта основания свайных фундаментов и свай;
 - по устойчивости (несущей способности) оснований свайных фундаментов в целом, если на них передаются горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.) или если основания ограничены откосами либо сложены крутопадающими слоями грунта.

2. По второй группе:
 - по осадкам оснований свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;
 - по перемещениям свай (вертикальным, горизонтальным перемещениям, углам поворота головы сваи) совместно с грунтом оснований от действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов;
 - по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

2.3.2 Выбор типа и размера свай

Тип сваи выбирается в зависимости от метода производства работ (забивные или изготовляемые в грунте), формы поперечного сечения (квадратные, прямоугольные, круглые, квадратные с круглой полостью и др.), вида армирования (напряженно-армированные, и ненапряженно-армированные) и т.д.

Размеры свай и глубина их забивки назначаются проектировщиком и зависят от ряда факторов: геологических условий, действующих нагрузок, типа ростверка, имеющегося оборудования для изготовления свай.

Для забивных железобетонных свай квадратного сечения поперечные размеры изменяются от 20 x 20 см до 45 x 45 см (таблица 2.19).

При проектировании свайного фундамента из таких свай в качестве первого приближения рекомендуется применять размер 30 x 30 см. В зависимости от положения подошвы относительно поверхности земли ростверки бывают высокие (подошва расположена над поверхностью грунта), пониженные (подошва расположена на поверхности грунта, или незначительно заглублена) и низкие (полностью расположены в грунте). Положение ростверка обычно назначает проектировщик надземной части здания или сооружения. В курсовом проекте студент назначает положение ростверка самостоятельно в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья). Глубина заложения ростверка определяется аналогично глубине заложения фундамента на естественном основании (см. п. 2.2.3).

Сопряжение сваи с ростверком может быть свободным (шарнирным) и жестким.

Таблица 2.19 – Основные размеры и масса железобетонных свай квадратного сечения

Марка	Сторона поперечного сечения	Длина, мм		Масса, т	
		призматической части L	острия l	1м сваи	острия
С	200	3000–6000	150	0,10	0,01
	250	4500–6000	250	0,16	0,03
	300	3000–12000	250	0,22	0,05
	350	8000–16000	300	0,30	0,06
	400	13000–16000	350	0,40	0,08
СН	300	9000–15000	250	0,22	0,04
	350	10000–20000	300	0,30	0,06
	400	13000–20000	350	0,40	0,08
СНпр	200	3000–6000	150	0,10	0,01
	250	4500–6000	250	0,16	0,03
	300	2000–15000	250	0,22	0,05
	350	8000–20000	300	0,30	0,06
	400	13000–20000	350	0,40	0,08
СНп	300	11000–15000	250	0,22	0,04
	350	10000–20000	300	0,30	0,06
	400	13000–20000	350	0,40	0,08

Примечания

1. Длина забивных свай L измеряется от оголовка сваи до начала острия.
2. Длина забивных свай до 6 м изменяется в каталогах через 0,5 м, свыше 6 м – через 1 м.

Обозначение свай: С4,5-30 – сплошная свая с поперечным армированием и с ненапрягаемой арматурой длиной 4,5 м и сечением 30 x 30 см (по ГОСТ 19804.1-79); С – свая с ненапрягаемой арматурой; СН – с напрягаемой арматурой; СН_{пр} – с напрягаемой проволочной арматурой; СН_п – с напрягаемой прядевой арматурой).

Свободное опирание ростверка на сваи при монолитных ростверках должно выполняться путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5–10 см. Заделка выпусков арматуры в ростверк в этом случае необязательна.

Жесткое сопряжение обеспечивается заделкой сваи в ростверк на глубину не менее d (d – сторона квадратной сваи или диаметр круглой). Жесткое сопряжение следует предусматривать в случаях когда:

а) стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т. д.);

б) сжимающая нагрузка, передаваемая на сваи, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;

в) на сваи действуют горизонтальные нагрузки, величины перемещений от которых при свободном опирании (определенные расчетом) оказываются более предельно допускаемых для проектируемого здания или сооружения;

г) в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи;

д) сваи работают на выдергивающие нагрузки. В остальных случаях назначается свободное сопряжение сваи с ростверком.

Таким образом, назначив тип ростверка (т. е. геометрическое положение его относительно поверхности грунта) и сопряжение сваи с ростверком, мы определили положение верхней части (оголовка) сваи.

Острие сваи следует располагать в прочных малосжимаемых грунтах. При этом заглубление ниж-

них концов свай в грунты, принятые за основание должно быть не менее:

- в крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности песчаные грунты, а также глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ не менее 0,5 м;
- в прочие виды нескальных грунтов – 1 м.

Назначив ориентировочное положение нижнего конца сваи на геологическом разрезе, устанавливают длину сваи (для забивных по соответствующим каталогам и ГОСТ) и уточняют положение нижнего конца сваи.

2.3.3 Расчет несущей способности одиночной сваи

По условиям работы сваи в грунте сваи делятся на сваи-стойки и висячие.

Сваи-стойки передают нагрузку на практически несжимаемые породы (скальные и полускальные, сланцы, мергели, очень плотные грунты). Их вертикальные перемещения ничтожны, силы трения по боковой поверхности не развиваются и в расчете не учитываются. Несущая способность таких свай зависит от сопротивления грунтов, залегающих под нижним концом свай ($F_d = R_s$).

Несущую способность F_d (кН) висячей забивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов оснований под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (2.27)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по таблице 2.20;

A – площадь опирания на грунт сваи, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, определяемое по таблице 2.22;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м;

γ_{cR} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения на расчетные сопротивления грунта, определяемые по таблице 2.22 и принимаемые независимо друг от друга.

Для того, чтобы воспользоваться предложенной формулой необходимо вычертить расчетную схему сваи на фоне геологического разреза (рисунок 2.11).

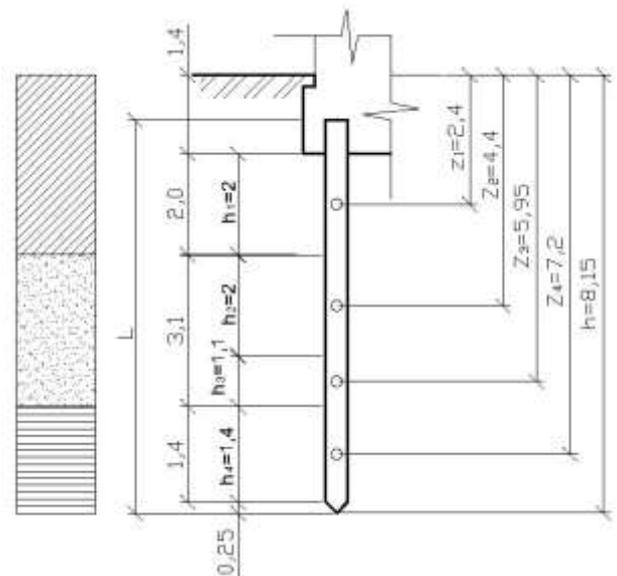


Рисунок 2.11 – Расчетная схема к определению несущей способности одиночной сваи:

z_i – глубина до середины слоя грунта, для которого определяется сопротивление на боковой поверхности;
 h_i – толщина i -го слоя грунта; h – полная глубина погружения сваи

Грунтовую толщу в пределах сваи разбивают на элементарные однородные слои, мощность которых не должна превышать 2 м. При этом на уровень грунтовых вод внимания не обращать, а растительный слой не учитывать. Рекомендуемая схема разбивки геологических слоев на элементарные: 2 м + ... + 2 м + остаток.

Таблица 2.20 – Расчетное сопротивление под нижним концом сваи

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погруженных без выемки грунта, R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых		
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6000 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	1300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

См. примечания к таблице 2.22

Таблица 2.21 – Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i , кПа									
	песчаных грунтов средней плотности									
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых							
			пылевато-глинистые грунты с показателем текучести I_L , равном							
0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0		
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2	
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4	
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5	
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5	
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6	
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6	
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6	
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6	
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6	
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6	
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6	
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7	
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7	

См. примечания к таблице 2.22

Таблица 2.22 – Коэффициенты условий работы для расчета несущей способности забивных свай

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	Под нижним концом γ_{cR}	На боковой поверхности γ_{cf}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными) паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равной стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м меньше стороны квадратной или диаметра круглой сваи	1,0	1,0
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре погружения без применения подмыва	1,0	0,9
Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:	1,2	1,0
крупные и средней крупности	1,1	1,0
мелкие	1,0	1,0
пылеватые		
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$:	0,9	0,9
супеси	0,8	0,9

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	Под нижним концом γ_{cR}	На боковой поверхности γ_{cf}
суглинки глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
Погружение вдавливанием сплошных свай:		
а) в пески средней плотности, крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,1	1,0
г) то же $I_L > 0$	1,0	1,0

Примечания

1. В случаях, когда в таблице 2.20 значения R указаны дробные, числитель относится к пескам, а знаменатель – к глинам.

2. В таблице 2.21 глубину погружения нижнего конца сваи и 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.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и свай-оболочек и промежуточных значений текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и f_i определяются интерполяцией.

4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по материалам статического зондирования, значения по таблице 2.20 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличивать на 100%. При определении степени плотности грунта по материалам других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков по таблице 2.20 следует увеличить на 60%, но не более чем до 20 МПа.

5. Значения расчетных сопротивлений R по таблице 2.20 допускается использовать при условии, если заглубление сваи в неразмыываемый и несмыываемый грунт составляет не менее 3 м.

6. Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15 x 0,15 м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается повышать на 20%.

7. Для забивных свай, опирающихся нижним концом на рыхлые песчаные грунты или на пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, несущую способность следует определять по результатам статических испытаний свай.

8. В таблице 2.21 расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай-оболочек и свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

9. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% против значений, приведенных в таблице 2.21.

10. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% против значений, приведенных в таблице 2.22 при любых значениях показателя текучести.

2.3.4 Определение количества свай, размещение их в плане и конструирование ростверка

Число свай определяется из допущения, что ростверк осуществляет равномерное распределение нагрузки на свайный куст или свайный ряд (полученное значение округляется до ближайшего большего целого числа):

$$n = \frac{\gamma_k (N_I + G_{fl})}{F_d}, \quad (2.28)$$

где γ_k – коэффициент надежности, назначаемый в зависимости от способа определения несущей способности сваи. Если она определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, $\gamma_k = 1,2$; по результатам статического зондирования грунтов $\gamma_k = 1,25$; определенная с использованием табличных значений R и f – $\gamma_k = 1,4$;

N_I – расчетная нагрузка, действующая по обрезу фундамента, кН;

G_{fl} – ориентировочный вес ростверка и грунта на его обрезах, кН;

F_d – несущая способность одиночной сваи, кН.

2.3.4.1 Размещение свай в кустовом фундаменте

В случае центральной нагрузки, сваи располагают наиболее компактным образом симметрично относительно оси нагрузки. Минимальное расстояние между сваями в осях $3d$ (d – сторона квадратной или диаметр круглой сваи).

При небольших эксцентриситетах с крайними напряжениями на ростверке $\sigma_{max} \leq 1,4\sigma_{min}$ для упрощения производства работ сваи можно размещать равномерно. При больших эксцентриситетах у нагруженного края устанавливают большее количество свай. Для того, чтобы все сваи были нагружены одинаково, их следует размещать по эпюре давлений в сечении, проходящем по подошве ростверка. Эпюру делят на равные площади и в центре тяжести каждого участка располагают оси свай.

Нагрузку N , приходящуюся на каждую сваю во внецентренно нагруженном фундаменте можно определить по формуле:

$$N = \frac{(N_I + G_I)}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}, \quad (2.29)$$

где M_x, M_y – расчетные моменты относительно главных центральных осей подошвы ростверка;

x_i, y_i – расстояния, м, от главных осей до оси каждой сваи;

x, y – расстояния, м, от главных осей до оси сваи, для которой определяется нагрузка;

n – число свай в фундаменте.

Максимальное усилие на сваю, найденное по формуле 5.29, должно удовлетворять условию:

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (2.30)$$

При кратковременных (ветровых, крановых и т. д.) нагрузках допускается перегрузка крайних свай до 20%. Разница между максимально и минимально нагруженными сваями не должна превышать 3:1.

Если условие не выполняется, необходимо увеличить число свай в фундаменте или расстояние между ними.

2.3.4.2 Размещение свай в ленточном свайном фундаменте

Свайные фундаменты в виде лент под стены зданий и сооружений могут быть со сваями, расположенными в один, два и более рядов в линейном и шахматном порядке (рисунок 2.12).

Минимальное расстояние между сваями в осях $3d$, максимальное – $6d$. В ленточном свайном фундаменте в случае, если $3d \leq a \leq 6d$ сваи располагают по оси стены в один ряд через расстояние a (в осях).

Если a незначительно меньше $3d$, используют шахматное расположение свай. Расстояние между рядами свай c_p в этом случае определяется по формуле:

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - a^2} \leq 3d. \quad (2.31)$$

Если a существенно меньше $3d$, то используют двухрядное или даже трехрядное расположение (что для гражданских зданий не очень удобно). В таких случаях рекомендуется произвести перерасчет фундамента, приняв сваи с большей несущей способностью.

Если $a > 6d$, это свидетельствует о том, что сваи для данного случая приняты очень мощные и следует произвести перерасчет для более коротких свай или же выбрать сваи меньшего сечения.

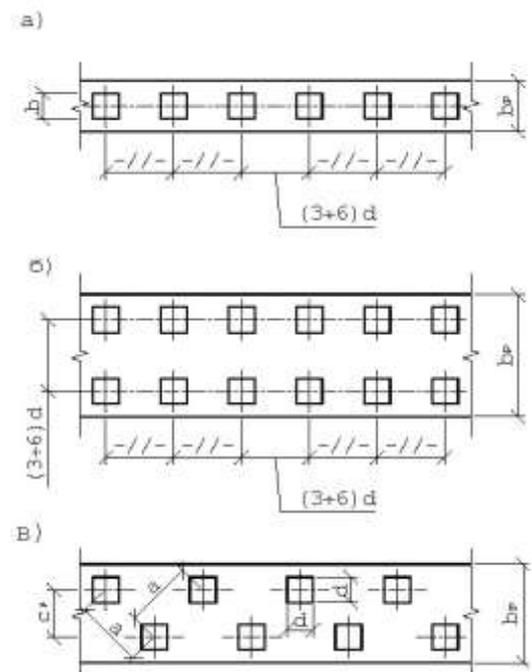


Рисунок 2.12 – Расположение свай в плане под стенами:

линейное в один ряд (а); линейное в два ряда (б); шахматное (в); b_p – ширина ростверка, назначаемая конструктивно или по расчету

2.3.4.3 Конструирование ростверка

Разместив сваи в плане, необходимо наметить основные размеры ростверка. Ростверки выполняют из монолитного или сборного железобетона.

Высоту ростверка назначают по расчету или конструктивно. По конструктивным соображениям высота ростверка должна быть равна $h_0 + 0,25$ м, но не менее 0,3 м (h_0 – величина заделки сваи, м).

Расстояние от края ростверка до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается:

- при однорядном их размещении $0,2d + 5$ см,
- при двух- и трехрядном $0,3d + 5$ см и большем числе рядов $0,4d + 5$ см (здесь d – в сантиметрах).

В пучинистых грунтах между подошвой ростверка и поверхностью грунта предусматривается зазор не менее 0,2 м.

2.3.5 Современные виды и методы устройства буровых свай

Набивные сваи изготавливают из бетона, железобетона или цементно-песчаного раствора. Конструкция набивных свай, которые имеют, как правило, цилиндрическую форму, может предусматривать уширение нижнего конца, что повышает их несущую способность.

По способу изготовления набивные сваи можно разделить на три основных типа:

- сваи без оболочки,
- сваи с оболочкой, извлекаемой из грунта, и
- сваи с неизвлекаемой оболочкой.

Буроинъекционные сваи являются разновидностью буровых и набивных свай. Они отличаются малым диаметром ($d = 120-420$ мм), большой гибкостью ($L/d = 80-120$), материалом ствола (мелкозернистый бетон), способом изготовления (инъекция бетонной смеси в скважину). В отдельных случаях диаметр буроинъекционных свай достигает 630–820 мм.

Технология CFA (непрерывно перемешивающегося шнека (НПШ)). Система CFA — непрерывное бурение скважин для свай с помощью шнекового бура — комбинирует преимущество набивных свай без извлечения грунта и универсальность буронабивных свай (рисунок 2.13). Метод бурения позволяет сооружать сваи в различных породах грунтов, сухом или заболоченном, рыхлом или плотном грунте, а также в слабых породах, туфе, известняке, песчанике и т. д. При работе отсутствуют ударное воздействие и вибрация. Оборудование системы снабжено системой звукоизоляции, что позволяет проводить буровые работы в центрах городов в соответствии с требованиями законодательства.

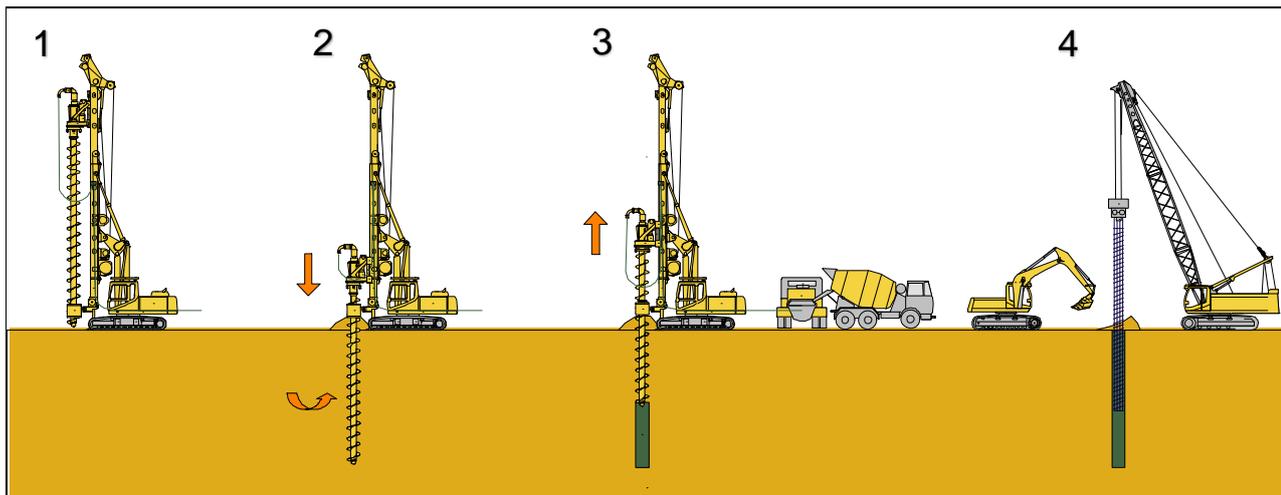


Рисунок 2.13 – Технология CFA:

- 1 – начало бурения; 2 – достижение проектной глубины; 3 – заполнение бетоном, подъем шнека;
4 – завершение бетонирования, погружение каркаса сваи

Технология DDS (раскатка скважины). Технология DDS (в англ. Drilling Displacement System – DDS) основана на принципе раскатки скважин, т. е. устраивается без выемки грунта, с уплотнением стенок скважины, посредством применения рабочего органа – раскатчика (рисунок 2.14). Происходит непрерывный процесс образования цилиндрической полости в грунте путем его деформации и уплотнения раскатывающим механизмом в стенки скважины. Благодаря этому вокруг скважины образуется уплотненная зона грунта.

Использование специального бурового инструмента, жестко закрепленного на буровом стае, делает возможным устройство буронабивных свай через плотные слои песков, а при встрече с препятствиями (валуном, например) произвести замену породоразрушающего инструмента на забурник и продолжить бурение без потери сваи. Использование раскатчика обеспечивает бурение скважин с гладкими и прочными стенками диаметром 400 мм, 450 мм, 650 мм, 800 мм.

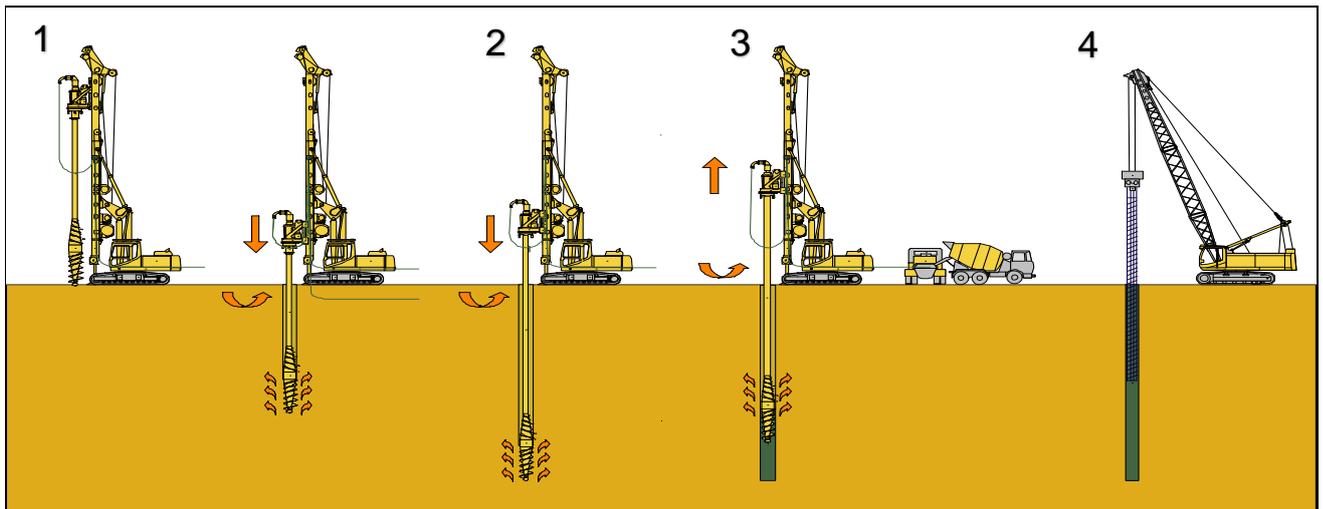


Рисунок 2.14 – Технология DDS:

1 – начало бурения; 2 – бурение с одновременным вдавливанием шнека до проектной глубины;
3 – поднятие бура, заполнение скважины бетоном; 4 – погружение арматурного каркаса сваи

Сваи под защитой обсадной трубы (Cased Continuous Flight Auger). Технология имеет сходства с технологией CFA, но в ней добавляется использование обсадной трубы (рисунок 2.15). Оно позволяет перекрывать горизонты плавунных грунтов, обеспечивать безопасность ведения свайных работ, контролировать параметры буровой скважины, гарантировать

высокое качество заполнения скважины бетоном. Этот вид свай является наиболее популярным среди транспортных строителей и мостостроителей в силу его высокой надежности. Данная технология позволяет изготавливать буронабивные сваи диаметром, 600, 800, 1000, 1200, 1500, 1800 мм, и глубиной до 75 м.

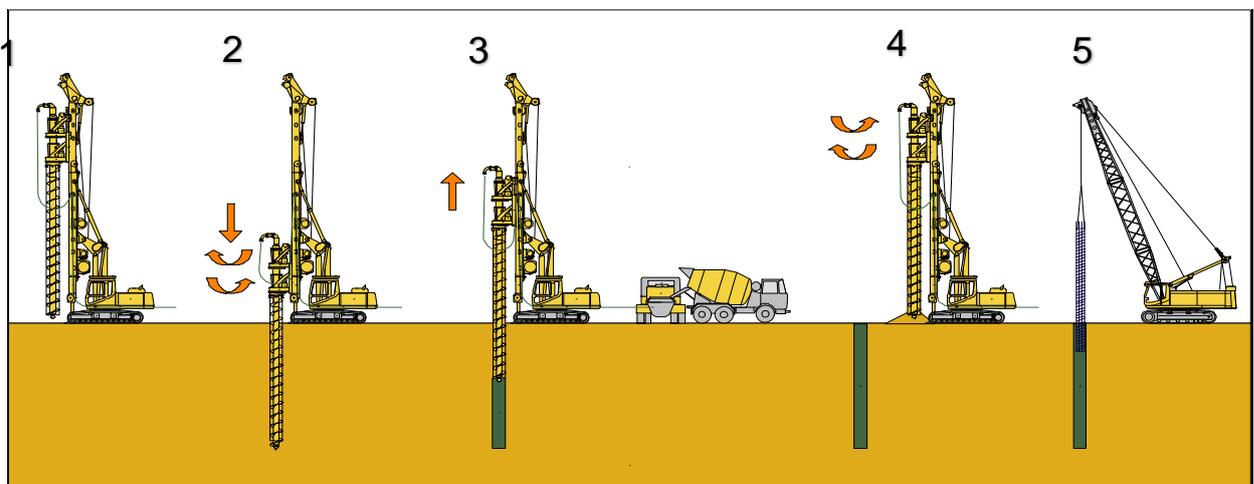


Рисунок 2.15– Технология CCFA:

1 – начало бурения; 2 – бурение скважины под защитой обсадной трубы;
3 – подъем оборудования; 4 – заполнение скважины бетоном; 5 – погружение арматурного каркаса сваи

Буронабивные сваи под обсадной трубой с келли-штангой (Fully cased Kelly drilling method). По данной технологии обсадную трубу погружают вращателем через закрепленный на трубе хомут и одновременно вдавливают гидравлическим домкратом (рисунок 2.16). Обсадная труба состоит из нескольких жестко соединенных секций. По мере погружения трубы из нее извлекают грунт шнеком и наращивают следующую секцию. Шнек закреплен на конце телескопической штанги Келли, раздвигающейся при

углублении скважины. Процесс начинается с опережающего бурения скважины обсадной трубой с армированным наконечником (кольцевой коронкой). Коронка служит как для разбуривания грунта, так и бетона первичных свай при устройстве буресекущихся свай. Обсадная труба при этом погружается в грунт вращателем или трубовкручивающим столом на глубину 1,5–2,0 м. Далее с помощью телескопической штанги Келли и подвешенного на ней короткого шнека обсадная труба очищается от грунта.

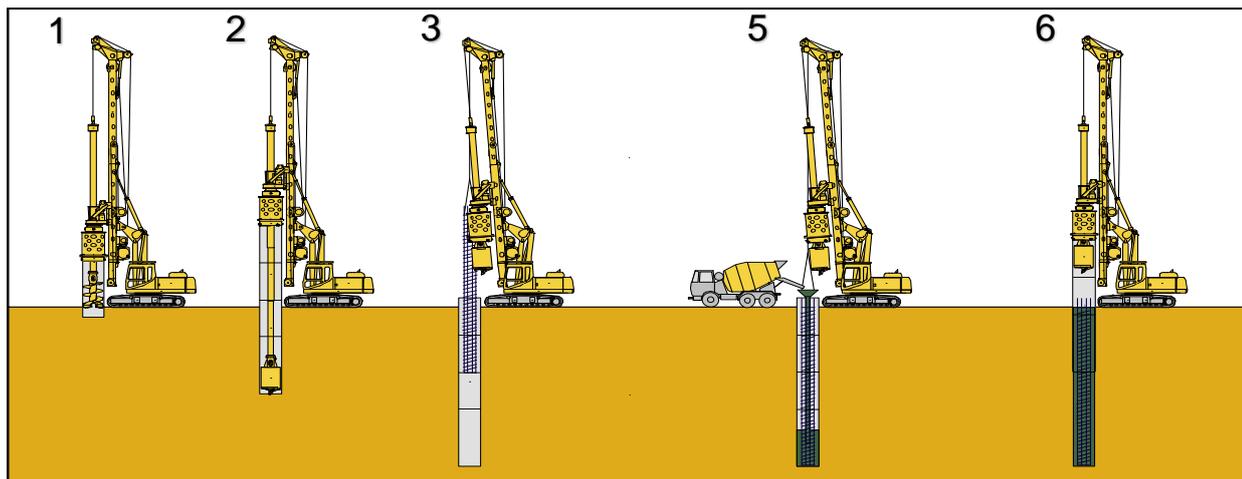


Рисунок 2.16 – Буриабивные сваи под обсадной трубой с келли-штангой.

- 1 – погружение инвентарной трубы с помощью вращателя и трубовкручивающего стола;
 2 – формирование скважины под защитой обсадной трубы опережающей проходкой; 3 – погружение арматурного каркаса;
 4 – монтаж бетонолитной трубы; 5 – заполнение скважины бетоном; 6 – извлечение обсадной трубы

Грунтовые сваи (Deep Soil Mixing). Технология глубинного смешивания грунта заключается в изготовлении грунтоцементных колонн при помощи специального буросмесительного инструмента, состоящего из полой штанги и специального рабочего органа (рисунок 2.17). В процессе бурения происходит размельчение и перемешивание грунта с частотой вращения шнека 20–80 об/мин. Бурение происходит без сотрясаний с одновременной подачей цементной смеси из так называемого монитора, находящегося на конце буровой трубы. По мере погружения смесительного инструмента на требуемую глубину осуществляется размельчение и перемешивание грунта с подаваемой под давлением 2–10 атм. цементной суспен-

зией с В/Ц от 0,5 до 1,2 или с другими химическими реагентами (известь, зола, шлак, бентонит и др.) подаваемыми по полой штанге. После достижения проектной отметки нижнего конца, наступает фаза формирования колонн DSM. В процессе извлечения инструмента из скважины полученная смесь грунта и суспензии смешивается повторно и уплотняется. Готовая свая, полученная методом мокрого смешивания грунта, требует некоторого времени для застывания. Технология включает 2 метода устройства: сухое смешивание грунта (Dry Soil Mixing) и мокрое (Wet Soil Mixing). При данной технологии размеры сваи достигают 400-1200 мм в диаметре и до 26 м глубиной.

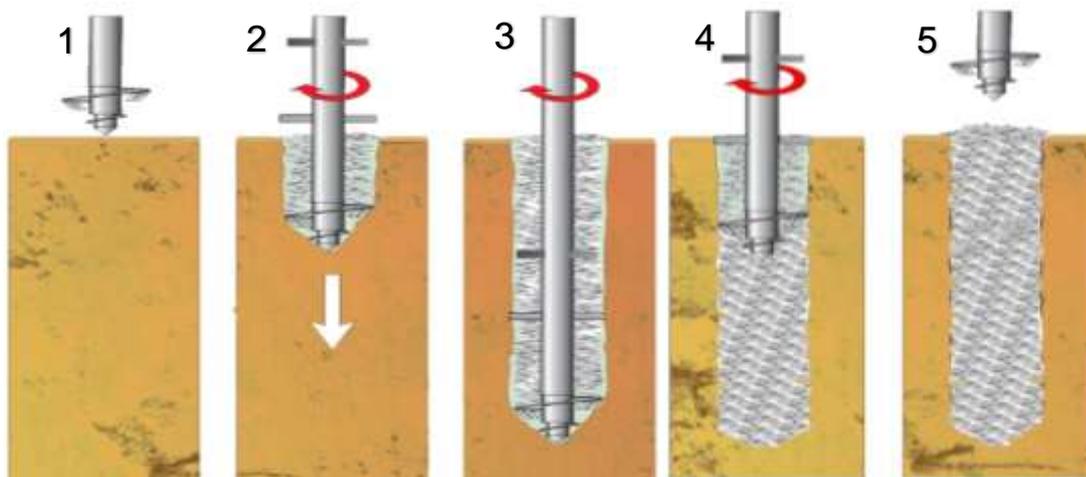


Рисунок 2.17 – Грунтовые сваи

- 1 – расположение смесительного инструмента над местом бурения; 2 – погружение смесительного инструмента в грунт;
 3 – размельчение и перемешивание грунта с подаваемой под давлением цементной суспензией; 4 – извлечения инструмента из скважины; 5 – готовая свая, полученная методом мокрого смешивания грунта

Цементация грунтов (Jet-Grouting). Струйная цементация грунтов («jet grouting») — метод закрепления грунтов, основанный на одновременном

разрушении и перемешивании грунта высоконапорной струей цементного раствора. В результате струйной цементации грунта в нем образуются цилиндрические

колонны диаметром 600—2000 мм. Изготовление грунтоцементного элемента выполняется по следующей технологии: сначала выполняется бурение лидерной скважины диаметром 112—132 мм до проектной отметки (прямой ход), во время прямого хода производят бурение лидерной скважины до проектной отметки. Буровой раствор поступает через открытый прямой клапан в буровой наконечник для удаления шлама в процессе бурения. В качестве бурового рас-

твора используется вода, бентонитовый или цементный раствор. В процессе обратного хода в сопла монитора, расположенного на нижнем конце буровой колонны, подают под высоким давлением цементный раствор и начинают подъем колонны с одновременным ее вращением. Погружение в тело незатвердевшей грунтобетонной колонны армирующего элемента (рисунок 2.18).

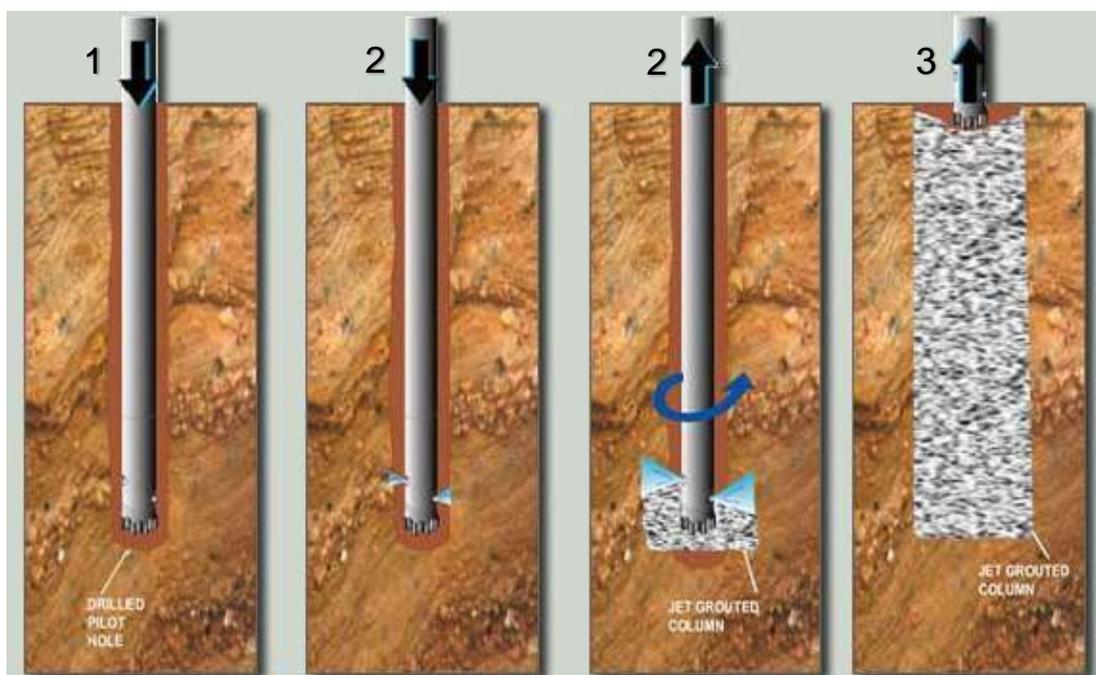


Рисунок 2.18 – Цементация грунтов

1 – бурение лидерной скважины; 2 – подъем буровой колонны с вращением и одновременной подачей струи цементного раствора; 3 – готовый грунтоцементный элемент

Буроинъекционные сваи подразделяются на сваи-стойки и висячие сваи, в зависимости от свойств грунтов, залегающих под нижними концами свай (рисунок 2.19). К сваям-стойкам относятся сваи, которые передают нагрузку своими, нижними концами, заглубленными в скальные грунты. Висячие сваи устраиваются в сжимаемых грунтах и передают нагрузку на грунт боковой поверхностью и нижними концами.

Целесообразность применения буроинъекционных свай должна определяться конкретными условиями строительной площадки и особенностью объекта на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений.

При усилении оснований существующих фундаментов рекомендуется выполнять сравнение буроинъекционных свай со способами химического, цементационного и термического упрочнения грунтов основания, задавливания свай под существующие фундаменты, подведения новых фундаментов и др. При строительстве новых объектов сравнение выполняется с другими видами свай и фундаментами на естественном основании.

В рабочих чертежах фундаментов из буроинъекционных свай должны быть указаны вид, количество и параметры свай (сечение и длина, а также несущая

способность и соответствующая ей нагрузка, допускаемая на сваю), которые могут уточняться путем статических испытаний свай в грунте до начала или в процессе строительства.

Буроинъекционные сваи рекомендуется применять в следующих случаях:

- усиление перегруженных оснований;
- усиление оснований существующих зданий и сооружений в связи с планируемым повышением этажности или изменением характера эксплуатационных нагрузок;
- строительство новых объектов рядом с существующими;
- строительство в стесненных условиях внутри действующих предприятий;
- исправление крена здания или отдельного фундамента;
- противооползневая защита
- усиление железнодорожных насыпей с нестабильным балластным шлейфом;
- решение сложных задач при реконструкции зданий и фундаментов;
- строительство новых объектов в сложных грунтовых условиях.
- устройство подземных этажей в бесподвальных зданиях и др.

Усиление оснований существующих зданий и сооружений производится обычно в следующих случаях:

- при недопустимых по величине или неравномерных осадках сооружения или его части, вызванных уплотнением под нагрузкой сильносжимаемых грунтов, замачиванием просадочных грунтов, гниением деревянных свай, перегруженностью оснований и пр.
- при эксплуатационных нагрузках (замена оборудования более тяжелым, увеличение этажности зданий, расширение проезжей части мостов, эстакад и др.).

Строительство новых объектов над, под, рядом или внутри существующих объектов вызывает необходимость в усилении оснований последних для предотвращения их деформаций, как при производстве работ, так и во время эксплуатации. Применение буроинъекционных свай в этих случаях позволяет предотвратить подвижки грунта, его плавунные утечки, вибрации, удары и шумы при производстве работ. Кроме того, использование буроинъекционных свай позволяет исключить влияние вновь возводимых объектов на существующие и выполнять работы в стесненных условиях.

Исправление крена может осуществляться двумя способами:

- усиление основания фундаментов в зоне максимальных осадок с последующим (с разрывом во времени до нескольких лет) усилением основания и других частей фундаментов, оседающих под нагрузкой до необходимой отметки.
- подведение свай под просевшую часть фундаментов с последующей принудительной посадкой остальных, менее осевших. Для посадки оснований применяют замачивание, вибрацию, направленную выборку грунта, электроразрядное уплотнение грунта и другие способы.

Буроинъекционные сваи используются в качестве объемных сетчатых «стен в грунте», применяемых как подпорные стены, в том числе для противоположной защиты и усиления железнодорожных насыпей.

Плавающие (не имеющие связи с ростерком) буроинъекционные сваи применяются для глубинного уплотнения рыхлых и среднеплотных песков, в том числе для уменьшения осадок большеразмерных плитных фундаментов, а также в качестве своеобразных нагелей по плоскостям возможного развития оползней.

Буроинъекционные сваи особенно эффективны для временного и постоянного «вывешивания» существующих фундаментов, например, при необходимости понижения отметки пола промышленных зданий, а также при устройстве подземных этажей в бесподвальных зданиях.

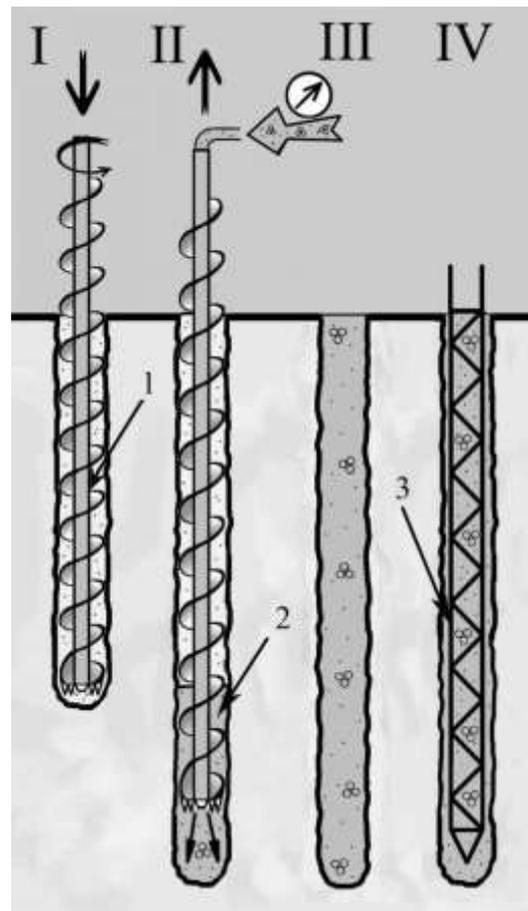


Рисунок 2.19 – Технологическая схема устройства свай «micro CFA»:

I – изготовление скважины ввинчиванием буровой колонны НПС; II – извлечение без вращения буровой колонны; III – заполнение скважины через клапан шнека; IV – погружение арматурного каркаса в бетонную смесь

Условные обозначения к рисунку 2.19:

1 – буровая колонна НПС, 2 – бетонная смесь, 3 – арматурный каркас

2.3.6 Определение конечных деформаций основания. Окончательный выбор параметров свайного фундамента

Наряду с расчетом по несущей способности свайные фундаменты из висячих свай рассчитывают по второй группе предельных состояний, т. е. по деформациям.

Сложность определения осадок свайных фундаментов связана с тем, что они передают нагрузку на грунт основания одновременно через боковую поверхность и нижние концы свай. В связи с этим при расчете осадок принимаются упрощающие допущения – свайный фундамент рассматривается как условный, массивный фундамент на естественном основании. Это означает, что сваи, грунт межсвайного пространства, а также некоторый объем грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента, рассматриваются как единый массив (рисунок 2.20).

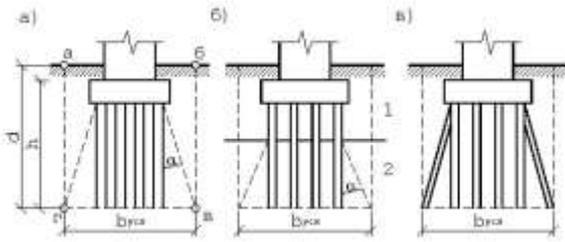


Рисунок 2.20 – Схемы условных фундаментов для расчета по второй группе предельных состояний

Первоначально определяют среднее давление, передаваемое на грунт в плоскости нижних концов свай по площади, через которую это давление передается на основание. Эта площадь называется площадью условного фундамента. Тогда среднее давление по подошве условного фундамента можно определить по формуле

$$P_{II} = \frac{N_{II} + G_{yф}}{l_{yф} b_{yф}}, \quad (2.32)$$

где N_{II} – нормативная нагрузка по обрезу фундамента, кН;

$G_{yф}$ – вес ростверка, свай и грунта в пределах объема условного фундамента, кН;

$l_{yф}$, $b_{yф}$ – ширина и длина подошвы условного фундамента, м.

В собственный вес условного фундамента при определении его осадки включаются вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента (без вычета объема свай).

Границы условного фундамента определяются следующим образом:

- снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай;
- сверху – поверхность планировки грунта;
- с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $c = h \times \text{tg}(\varphi_{mI}/4)$, а при наличии наклонных свай – проходящих через нижние концы этих свай, где φ_{mI} – средневзвешенное расчетное значение угла внутреннего трения грунта в пределах длины сваи, определяемое по формуле:

$$\varphi_{mI} = \frac{\sum_0^n \varphi h_i}{\sum_0^n h_i}, \quad (2.33)$$

где $h = h_1 + h_2 + \dots + h_n$ – глубина погружения сваи в грунт, считая от подошвы ростверка (или подошвы растительного слоя), м.

Размеры подошвы условного фундамента при определении его границ по этим правилам, находим по формулам (для ленточного свайного фундамента на длине $l_y = 1$ м):

$$b_y = a_b(m_b - 1) + d + 2c \quad (2.34)$$

$$l_y = a_l(m_l - 1) + d + 2c, \quad (2.35)$$

где a_b и a_l – расстояния между осями свай соответственно по поперечным и продольным осям, м;

m_b и m_l – количество рядов свай по ширине и длине фундамента;

d – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи, м.

Значение p_{II} не должно превышать расчетного сопротивления на грунт основания R для условного фундамента, т. е. должно выполняться условие

$$p_{II} \leq R.$$

Если данное условие не выполняется, то увеличивают количество свай, изменяют расстояние между сваями или изменяют размеры свай.

Осадку свайного фундамента определяем как для условного фундамента на естественном основании по указаниям п. 2.2.6.1.

Обязательным контролем расчета по второму предельному состоянию являются условия:

$$S < [S]_u \\ \Delta S/L < [\Delta S/L]_u$$

Вопросы для самоконтроля

1. Что называется свайей?
2. Что называется ростверком?
3. Что такое висячая свая?
4. Что такое свая-стойка?
5. От чего зависит несущая способность висячей сваи?
6. Что такое отказ сваи?
7. Когда заделка сваи в ростверк считается жесткой?
8. Какие существуют виды заделок свай в ростверк?
9. Как определяются размеры условного фундамента при расчете осадок свайных фундаментов?
10. Что является критерием достаточности несущей способности свайного фундамента?

2.4 Особенности фундаментов уникальных зданий и сооружений

2.4.1 Общие положения

В настоящее время нет точной классификации уникальных зданий. В большинстве своем общая классификация сводится к подразделению их по высотности и этажности.

В настоящее время отсутствует единая однозначная трактовка понятий «малозэтажный дом», «средней этажности», «многоэтажный дом», «высотное здание». Не только в России, но и в мире нет единых критериев понятий: «многоэтажное здание», «высотное здание» и др.

Обычно, жилые дома и здания в России классифицируются по этажности:

- малозэтажные – 1–2 этажа;
- средней этажности – 3–5 этажа;
- многоэтажные – 6 и более этажей;
- повышенной этажности – 11–16 этажей;
- высотные – более 16 этажей.

В 1976 г. на симпозиуме СІВ была принята классификация зданий по высотности. Сооружения

высотой до 30 м отнесены к зданиям повышенной этажности, до 50, 75 и 100 м – соответственно, к I, II и III категориям многоэтажных зданий, свыше 100 м – к высотным. Внутри группы высотных зданий обычно прибегают к дополнительной подгруппе с градацией высоты в 100 м.

Количество небоскребов высотой более 400 м во всем мире не более 20; высотой от 300 до 400 – не более 50, от 200 до 300 – около 150, а здания высотой от 100 до 200 м – несколько тысяч, и число таких зданий стремительно увеличивается.

Для классификации небоскребов был принят критерий высоты в метрах, а не этажности, поскольку высоты этажей принимаются различными в зависимости от назначения здания и требований национальных норм проектирования (рисунок 2.21).

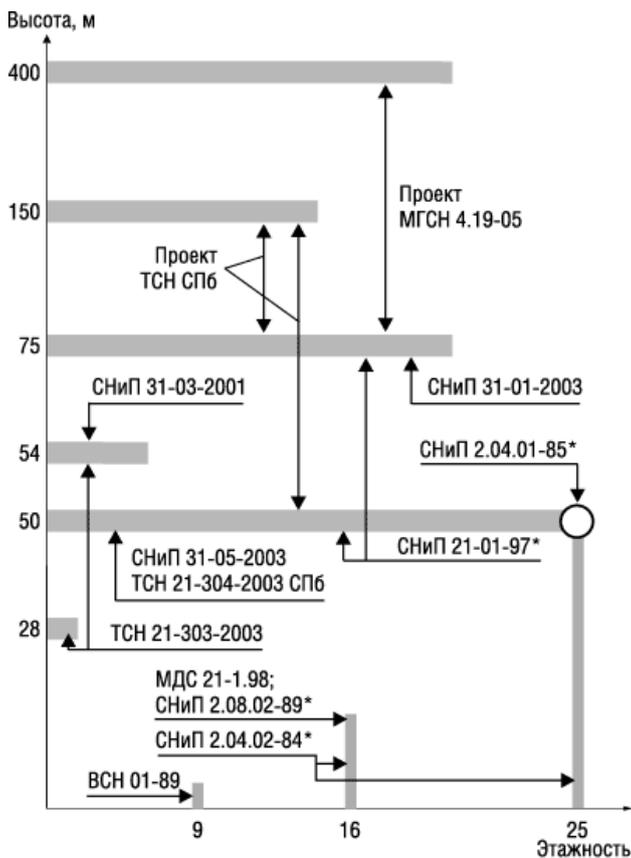


Рисунок 2.21 – Ограничительные области в нормативных документах РФ по высоте и этажности зданий и сооружений

Рамки классификации не жесткие, и в разных странах могут отличаться в соответствии со сложившимися традициями проектирования.

В России практика многоэтажного массового жилищного строительства и нормы проектирования ранее были ориентированы на высоту зданий до 75 м. Поэтому сложилась тенденция отнесения к высотным зданий выше 75 м.

Для проектирования высотных зданий были разработаны специальные нормативные документы, в том числе: МГСН 4.19-2005 «Проектирование многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве», МГСН 1.04-2005 «Временные нормы и правила проектирования планировки и застройки участков территории высотных зданий-

комплексов, высотных градостроительных комплексов в городе Москве» и Стандарт организации СТО 014227890012009 «Проектирование высотных зданий», разработанный ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища)».

Термин «высотное здание» в Градостроительном кодексе Российской Федерации не содержится. По Федеральному закону от 18.12.2006 № 232-ФЗ – к «уникальным объектам» отнесены объекты капитального строительства, в проектной документации которых предусмотрена высота более чем 100 м.

2.4.2 Принципы проектирования фундаментов уникальных зданий и сооружений

Сам факт уникальности объекта определяет и уникальность конструкции его фундамента. Однако в основе разработки уникальной конструкции лежат универсальные принципы, которые остаются неизменными. К числу таких принципов можно отнести:

1. Принцип компенсации нагрузки

При строительстве по этому принципу делают глубокий подвал в здании таким образом, чтобы вес извлекаемого грунта был примерно равен весу возводимого сооружения. Этим добиваются «нулевых» осадок и кренов.

Используется такой принцип при строительстве высотных зданий на большой толще осадочных пород, обладающих недостаточной несущей способностью. Примером может служить здание МГУ (рисунок 2.22) на Ленинских горах в Москве: его подземная часть является «зеркальным» отражением надземной.



Рисунок 2.22 – Главное здание МГУ

2. Принцип опирания на прочные грунты

При залегании прочных скальных или полускальных грунтов на достаточно небольшой глубине фундаменты здания стараются опереть на эти грунты. При этом, фундаменты выполняют, как правило, в виде свай или опускных колодцев малого диаметра. Такие фундаменты имеют почти все высокие здания в Нью-Йоркском деловом центре Манхэттен.

3. Принцип выравнивания деформаций

Высокие здания и крупные сооружения имеют значительные размеры в плане. Это приводит к тому, что осадка центральной части существенно превышает осадку края здания или сооружения. Если в основании залегают сравнительно однородные грунты, то для выравнивания осадок центра и края приходится заглублять фундамент под центром объекта (рисунок 2.62) и фундамент получается симметричным относительно вертикальной оси. Если же грунты имеют существенную неоднородность по сжимаемости, то на такой площадке либо не строят уникальный объект, либо разрабатывают специальную конструкцию фундамента с переменной несущей способностью в плане, компенсирующей неоднородность основания.

2.4.3 Основные типы фундаментов уникальных зданий и сооружений

Ниже дается краткое описание основных типов фундаментов и технологий их строительства, получивших широкое применение в современной практике.

2.4.3.1 Массивные фундаментные плиты переменной толщины

В качестве фундаментов на естественном основании, принимая во внимание высокие нагрузки, передаваемые на фундамент, отметим, что во всем мире в основном применяется сплошная монолитная железобетонная плита.

При соответствующем расчетном обосновании не исключено применение столбчатых или ленточных фундаментов. Монолитная железобетонная фундаментная плита применяется, как правило, при давлении по подошве фундамента до 0,6 МПа (здание высотой до 100–120 м) и грунтах основания, представленных песками (за исключением пылеватых и рыхлых) или переуплотненными глинистыми грунтами, в том числе подверженными воздействию ледников (моренные, флювиогляциальные, каменноугольные и другие отложения), а также в случае расположения в основании фундамента скальных грунтов.

В зависимости от инженерно-геологических условий, величины и схемы приложения нагрузки толщина фундаментной плиты может составлять 1,0÷2,5 м и более (рисунок 2.23 а).

Для уменьшения высоты фундаментной плиты в местах действия максимальных продольных и поперечных сил, а также изгибающих моментов применяются ребра жесткости (рисунок 2.23 б), располагаемые, как правило, по осям здания или уширения в зоне расположения колонн (рисунок 2.23 в). Сплошная монолитная железобетонная плита может также иметь коробчатую конструкцию (рисунок 2.23 г), что при устройстве консолей (вылете фундаментной плиты за контур здания) позволяет расширить область применения данного вида фундамента. Примером устройства коробчатого фундамента являются «сталинские высотки».

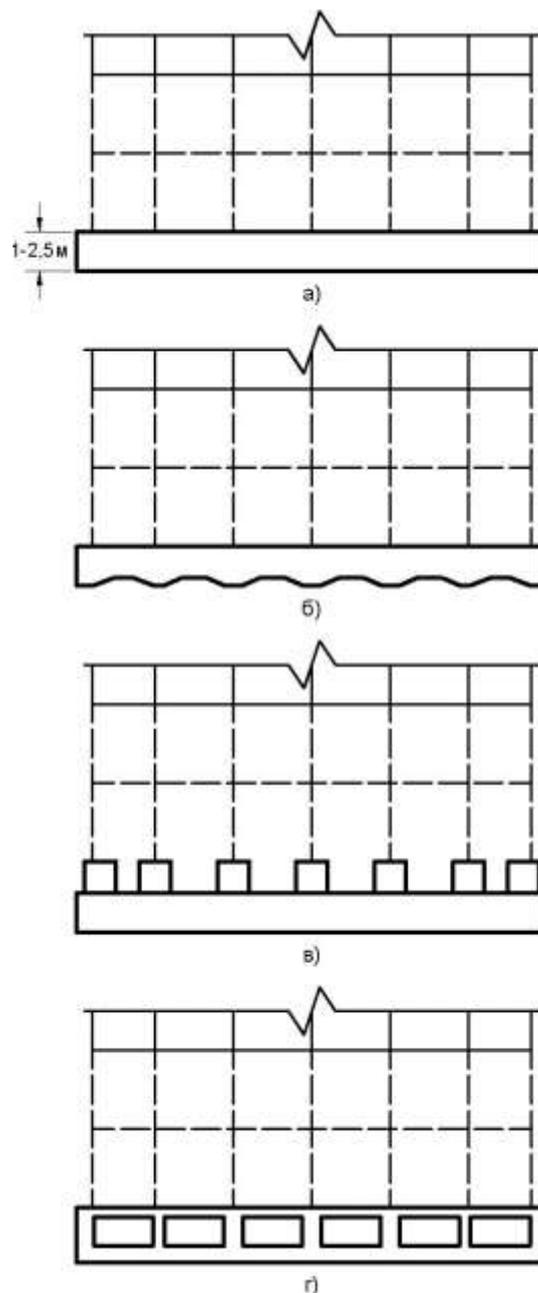


Рисунок 2.23 – Конструкции сплошной монолитной железобетонной плиты:

сплошная монолитная железобетонная плита постоянной толщины (а); сплошная монолитная железобетонная плита с ребрами жесткости (б); сплошная монолитная железобетонная плита с уширением в зоне расположения колонн (в); сплошная монолитная железобетонная плита коробчатой конструкции (г)

2.4.3.2 Буровые опоры больших диаметров

Буровые опоры большого диаметра, или барреты – глубокие опоры, изготовленные в грунте. Барреты представляют собой вид набивных свай повышенной несущей способности. Для их устройства грейфером под защитой суспензии отрывается траншея, в которую впоследствии опускается арматурный каркас (в случае производства армированных баррет) и производится бетонирование. Технология устройства баррет соответствует технологии выполнения одной

захватки стены в грунте.

Барретные фундаменты применяются при больших строительных нагрузках зданий, что характерно для высотного строительства, и могут служить альтернативой буронабивным сваям, особенно когда требуется производство значительного количества свай большого диаметра. Баретты благодаря сравнительно большим размерам могут воспринимать большие нагрузки по материалу и по грунту.

Баретты могут выполняться в форме четырехугольников и различных комбинаций. При выборе геометрических параметров баретт исходят из принципа соосной передачи нагрузки от вертикальных элементов верхней конструкции (стен, колонн, пилонов и т. д.) на фундаменты и соответственно подбирают размеры баррет. Кроме того, при определении размеров баррет необходимо учитывать размеры и технические характеристики грейфера, а также производственные особенности при соединении нескольких баретт в единый элемент.

Часто устройство баррет особенно целесообразно в комбинации с устройством стены в грунте, так как необходимая для производства техника и механизмы (грейфер, силосы для суспензии и т. д.) имеются на строительной площадке и одна производственная технология используется как для фундаментов, так и для ограждающей конструкции. Процесс изготовления баретты показан на рисунке 2.24.



Рисунок 2.24 – Изготовление баррет

Для зданий существенно переменной этажности, например, высотного здания с пристроенной подземной автостоянкой, использование свай или глубоких опор под высотной частью часто бывает вызвано необходимостью избежать возможных неравномерных осадок и связанных с ними усилий в надземных и фундаментных конструкциях.

Альтернативой здесь может служить только использование адекватной последовательности строи-

тельства – сначала возводится высотный корпус, а затем, когда основные осадки реализуются, пристраиваемая подземная или малозэтажная часть. Возможность такого технического решения должна проверяться расчетом основания по I группе предельных состояний, чтобы не допускать выпор грунта из-под подошвы фундамента. Применение свай или глубоких опор непосредственно под тяжело нагруженными вертикальными несущими конструкциями может обеспечить нормальное функционирование возводимого здания.

Часто бывает целесообразно использовать сваи не только в виде полей с постоянным в плане шагом. Эффективным с инженерной точки зрения решением может оказаться сгущение шага свай под колоннами, стенами и ядрами жесткости возводимых многоэтажных зданий (рисунок 2.25).



Рисунок 2.25 – Арматурный каркас сваи диаметром 2000 мм

Такой инженерный прием повышает эффективность работы свай и улучшает условия работы плиты и надфундаментной конструкции. В принципе имеется техническая возможность регулировать жесткостные характеристики основания и за счет изменения длины свай. Такой прием в отдельных случаях используется за границей, в частности в Германии.

Тормозит применение этого способа устройства свайных фундаментов под высотные здания в основном отсутствие достоверных методов их расчета из свай переменной длины.

2.4.3.3 Свайно-плитные фундаменты

Комбинированный свайно-плитный фундамент (КСПФ) – сложносоставная геотехническая конструкция, которая использует совместное несущее действие элементов фундамента – фундаментной плиты и свай при передаче нагрузок от конструкции на грунт. Концепция КСПФ подразумевает, что нагрузка от сооружения передается на грунт частично сваями, используя сопротивление под пятой и по боковой поверхности, и частично – самой фундаментной плитой. В традиционном свайном фундаменте плита не учитывается при передаче нагрузки на основание.

К определяющим взаимодействиям «грунт – несущая конструкция КСПФ» относятся их следующие виды (рисунок 2.26).

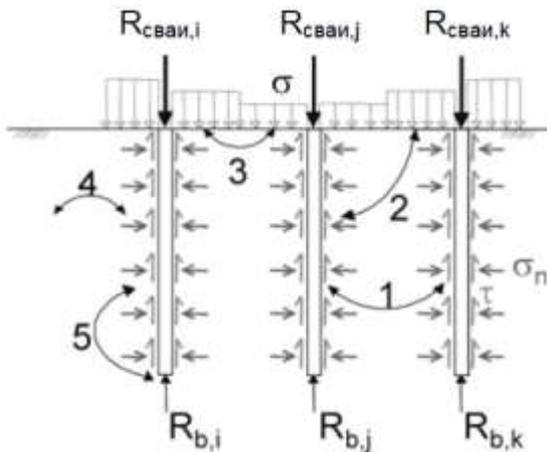


Рисунок 2.26 – Взаимодействия между КСПФ и грунтами основания:

- 1 – между сваями и грунтом основания; 2 – между сваями в группе; 3 – между фундаментной плитой и грунтом основания; 4 – между сваями и фундаментной плитой

Свайно-плитный фундамент подразумевает включение в работу, как свай, так и плиты. Он применяется в случаях, когда грунт под подошвой фундамента может включиться в работу и воспринять часть нагрузки. Данный тип фундаментов эффективен при «борьбе» с креном здания в случаях, если на фундамент действуют неравномерно приложенные нагрузки или фундамент под высотную часть не разделён осадочным швом от остальной, как правило, подземной части здания, а также для снижения влияния нового строительства на существующие здания и сооружения. В целом такая конструкция фундамента является наиболее эффективной при строительстве так любимых современными архитекторами многофункциональных комплексов, состоящих из высотных частей, объединенных единым стилобатом.

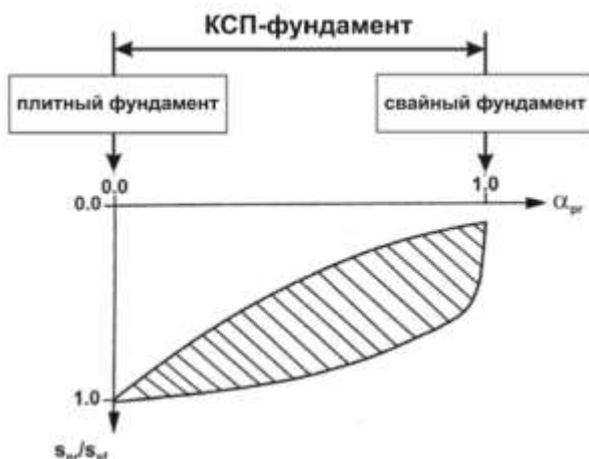


Рисунок 2.27 – Изменение свайно-плитного коэффициента и область использования расчетных моделей

Несущая способность КСПФ описывается свайно-плитным коэффициентом α_{pf} . Свайно-плитный коэффициент может варьировать между двумя предельными значениями $\alpha_{pf} = 0$ для плитного фундамента и $\alpha_{pf} = 1$ для свайного фундамента (рисунок 2.27).

При проектировании СПФ приходится учитывать взаимодействие между грунтом основания, сваями и ростверком (плитой). По сравнению с традиционными методами расчет и проектирование СПФ требует применения более сложной модели взаимодействия между основанием и сооружением.

На основе накопленного опыта в настоящее время выработаны следующие положения для проектирования СПФ:

- применять несколько длинных свай вместо большого количества коротких;
- сваи располагать в зоне действия нагрузки;
- при расчёте несущей способности свай по материалу и их конструировании следует учитывать перегруженность угловых и периметральных свай относительно центральных;
- мероприятия по сохранению естественного состояния грунта под плитой должны являться составной частью проекта;
- между плитной частью ростверка и сваями выполнять зазор, который после включения фундаментной плиты в работу замоноличивается.

Исследования взаимодействия свай показали, что лучше использовать меньшее количество свай и располагать их в зоне приложения нагрузки (под колонной или пилоном), чем большее количество свай и высокий ростверк.

Для выравнивания нагрузки между центральными и периметральными сваями последние выполняются более короткими, возможно также повышение несущей способности (жесткости) центральных свай по боковой поверхности или по нижнему концу путём инъекции цементного раствора или предварительного обжатия грунта под нижним концом свай.

Сохранения естественного состояния грунта под плитой можно достичь путем недобора грунта на $1 \div 1,5$ м или устройства армированной силовой бетонной подготовки толщиной 200–250 мм, в которой оставляются отверстия для выполнения свай. В случае применения забивных свай их погружение осуществляется через предварительно пробуренные глубиной 1–2 м скважины диаметром 0,9В, где В – сторона квадратного сечения сваи. Данная глубина бурения должна определяться опытным путём или расчётом таким образом, чтобы не произошло разрушения силовой бетонной подготовки – с одной стороны и уплотнился грунт под плитой – с другой, тем самым наиболее эффективно включившись в работу. Такой прием применяется на множестве объектов Москвы при устройстве свайно-плитных фундаментов. В обычной практике головы свай на определенную величину заводят в тело ростверка или силовой бетонной подготовки. В данном случае верх сваи срубается ниже бетонной подготовки, позволяя плитной части ростверка при нагружении здания опуститься до голов свай. Таким образом, можно регулировать процент вовлечения плиты и свай в работу фундамента.

2.4.3.4 Фундаменты с применением геотермальных свай

Нефть, газ, уголь и многие другие энергоносители относятся к не возобновляемым источникам энергии, которые истощаются и становятся все дороже с каждым годом. В то же время у нас под ногами находится мощнейший источник энергии, который существовал еще до возникновения человечества.

Этот источник – сама земля (грунт), постоянно вырабатывающая огромное количество тепла, которое можно извлечь с помощью геотермальных систем.

В любое время года независимо от климатических условий температура в поверхностном слое земли на определенной глубине постоянно держится на примерно одинаковом уровне, каждые 100 м увеличиваясь на 3°C. При этом на поверхности температура земли может быть любой (рисунок 2.28).

Температура земли на глубине нескольких метров относительно постоянна, таким образом, с помощью геотермальных систем можно обеспечить любое здание постоянным притоком тепловой энергии, за которую не нужно платить. Несомненным плюсом здесь является и то, что энергия является экологически чистой.

Геотермия (греч.: geo – земля; therm – тепло) – это раздел геофизики, изучающий тепловое состояние, распределение температуры и ее источников в недрах Земли, ее тепловую историю. Геотермальная энергия – это энергия земли, извлекаемая из грунтов, атмосферы или грунтовых вод.

Энергия земли используется для отопления помещений и подогрева воды. Также с помощью геотермальных установок можно аккумулировать тепловую энергию и охлаждать помещения.



Рисунок 2.28 – График зависимости температуры грунта от глубины скважины в разное время года

Геотермальные системы функционируют по принципу теплообменника. Современная геотермальная система представляет собой комплекс из грунтового теплообменника, системы труб, заполненных теплоемким раствором (например, солевым), и теплового насоса (рисунок 2.29).

Сегодня геотермальные установки используют во многих странах для отопления и охлаждения коттеджей, промышленных объектов, деловых центров, высотных зданий и других объектов, при этом оборудование может использоваться для зданий любой площади.

Оригинальное и эффективное решение для отопления и охлаждения офисных зданий и крупных

промышленных объектов – геотермальные сваи, в которые монтируются один или несколько трубопроводов.



Рисунок 2.29 – Арматурный каркас и геотермальный контур в свае

Первые здания, опирающиеся на них, были построены в Германии еще в конце прошлого века. С помощью энергетических свай появляется возможность интегрировать геотермальный теплообменник напрямую в свайный фундамент. Сваи могут быть как готовыми (забивные сваи), так и изготавливаться непосредственно на объекте (буронабивные сваи из монолитного железобетона).



Рисунок 2.30 – Принципиальная схема свайно-плитного фундамента из геотермальных свай

Энергетические сваи рекомендуется использовать в качестве переменного накопителя – для чередования режимов отопления и охлаждения. Геотермальные сваи можно считать выгодным вложением для инвесторов, поскольку их установка позволяет совместить затраты на фундамент и устройство грунтового теплообменника, а в последующем экономить до 35% энергопотребления здания.

Геотермальные сваи – это термально активированные фундаментные сваи. Первичной функцией энергетической сваи является передача нагрузки от здания на грунт. Дополнительно сваю можно использовать в качестве среды для передачи термальной энергии. Принципиальная схема свайно-плитного фундамента из геотермальных свай показана на рисунке 2.30.

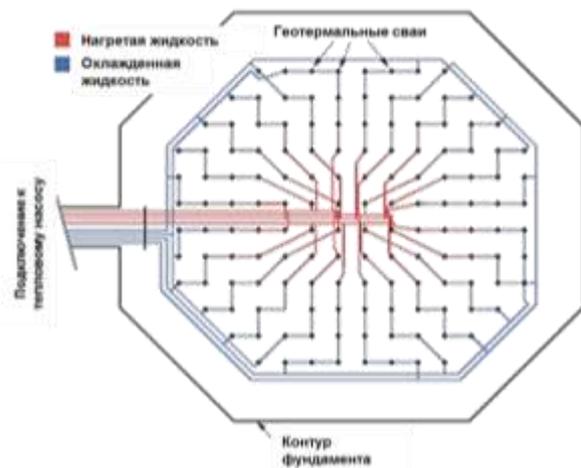


Рисунок 2.31 – Схема свайного поля с применением геотермального контура в сваях

В отличие от других систем термальной энергии, геотермальные сваи можно использовать в качестве основной системы передачи нагрузки. При необходимости пиковые нагрузки должны компенсироваться за счет использования дополнительных систем энергообеспечения. Если при строительстве необходимо использовать сваи большой длины и диаметра, то существует возможность их термальной активации. Данное дополнение к основной функции требует меньше инвестиций, но при этом играет значительную роль во всей энергосистеме объекта.

Систему энергетических свай (рисунок 2.31) следует использовать в качестве переменного накопителя, систематически чередуя режимы отопления и охлаждения. Таким образом, достигается оптимальная мощность отведения как для генерации тепла, так и холода. Тепловой баланс системы энергетических свай может быть рассчитан так, чтобы обеспечить равномерную энергоэффективность. Длина и диаметр геотермальных свай зависят от необходимой статической нагрузки, которую необходимо передавать от здания на основание.

В Европе геотермальными системами уже оснащены многие жилые, и промышленные здания, в том числе: общественно-деловой центр Заргенсе (Швейцария), детский дом Orange House of the Tabaluga Children's Foundation в Тутцинге (Германия), офисные комплексы в Германии, промышленные объекты в Швейцарии и др.

Теперь геотермальные установки работают и в России. Так, в Центре городского развития инновационного центра Сколково «Гиперкуб» площадью 6700 м² функционирует геотермальная система, состоящая из теплового насоса и 13 зондов длиной 80 м каждый. Тепловой насос обеспечивает здание энергией для отопления, охлаждения и горячего водоснабжения.

Использование геотермальной энергии – это простой и экономичный способ отопления и охлаждения помещений, который позволяет не только удовлетворить текущие потребности, но и внести свой сильный вклад в сохранение экологичного будущего нашей планеты.

2.4.3.5 Струйная грунтоцементная технология

Струйная геотехнология – методика закрепления породы нового поколения, позволяющая значительно упростить процесс строительства на нестабильных, обводненных и нарушенных породах.

Появление струйной цементации позволило открыть новые перспективы в строительстве на участках с проблемными геологическими условиями, а также добиться значительного снижения финансовых рисков при возведении различных объектов на нарушенных породах.

Укрепление грунта представляет собой изменение его физико-механических свойств под воздействием нагнетаемого инъекционного раствора. Результатом применения технологии становится трансформация породы в грунтоцементный массив, обладающий высокой прочностью и противодиффузионными характеристиками.

Отличительной особенностью струйной цементации (Jet Grouting) от других методов инъектирования грунта является возможность относительно надежно прогнозировать и контролировать результат нагнетания цементного раствора в неоднородные грунты. Это позволяет проектировщикам применять данную технологию в ответственных сооружениях.

Методы закрепления подразделяются по типу раствора (цементация, силикатизация, смолизация), а также по методу введения стабилизирующей смеси в породу (инъекционный способ и струйная цементация).

Методика Jet Grouting начала применяться в Японии и ряде европейских стран во второй половине XX века. За несколько десятилетий прогрессивная технология стала использоваться во всем мире и на сегодняшний день задействуется как в гражданском, так и в промышленном строительстве.

Струйная цементация сочетает в себе достоинства инъекционных технологий (эффективность, возможность проведения работ в ограниченном пространстве, вблизи построек) и такие специфические плюсы, как:

- возможность работы с грунтами с любым коэффициентом фильтрации и структурой, включая песок, гравий и суглинок;
- возможность создания монолитного грунтоцементного массива, обладающего предсказуемыми и стабильными характеристиками, не зависящими от типа породы.

Грунтоцемент, созданный по методике Jet Grouting, обладает искусственно созданной равномерной консистенцией и установленными свойствами (коэффициент фильтрации, коэффициент сжатия и т. п.), благодаря чему уже во время проектирования можно добиться высокой точности расчетов и свести к минимуму риск неравномерной осадки. Из-за особенностей технологии созданный в ходе струйной цементации грунтоцемент имеет форму круглых в сечении свай (рисунок 2.32).



Рисунок 2.32 – Процесс выполнения грунтоцементных свай

Суть метода Jet Grouting – параллельное разрушение породы и перемешивание грунта и стабилизирующего раствора в формате mix-in-place (англ. «смешивание на месте»). Прогрессивный метод не только отличается эффективностью, но и позволяет экономить ресурсы, одновременно выполняя две технологические операции.

Предварительным этапом работ становится испытание грунтов на участке строительства, необходимое для выявления оптимально подходящей технологии цементации, необходимого состава стабилизирующего раствора, а также глубины бурения.

Подробности технологии устройства Jet-свай описаны ниже в разделе 5.2, а пример глубокого котлована приведен на рисунке 2.33.



Рисунок 2.33 – Ограждение глубокого котлована из Jet-свай

2.4.3.6 Метод выполнения фундаментов «top-down»

При строительстве торгового центра впервые в Санкт-Петербурге применена передовая технология подземной проходки «top-down», суть которой состоит в том, что «стена в грунте» сдерживает давление воды и подземные этажи растут не «снизу вверх» со дна котлована, а наоборот, от уровня поверхности «сверху вниз» на глубину 15 м (рисунок 2.34).

«Top-down» – это заглубляемое сооружение, жесткая железобетонная по периметру конструкция, позволяющая свести к минимуму осадки грунта, что гарантирует сохранность всех зданий и сооружений,

находящихся в непосредственной близости от места ведения работ, а также имеется возможность использования «стены в грунте» в качестве как ограждающей, так и несущей конструкции.

Технология работ следующая. Стены сооружения возводятся в узких и глубоких траншеях, извлеченный грунт замещается бентонитовым раствором. Раствор создает гидростатическое давление на стенки траншеи, удерживает их от обрушений. Затем в вырытую траншею опускается арматурный каркас, который заполняется высокомарочным бетоном или железобетонными элементами, которые вытесняют бентонитовый раствор. Это предохраняет от осадок и деформаций здания, расположенные в непосредственной близости от места строительства. При применении технологии «top-down» в тело сваи заводятся прочные стальные сердечники.

Современные западные геотехнологии ограждения котлованов адаптированы к инженерно-геологическим условиям Санкт-Петербурга. На рисунке 2.35 показан пример устройства фундаментов здания «Лихта-Центр» по технологии «top-down».



Рисунок 2.34 – Принципиальная схема технологии «top-down»

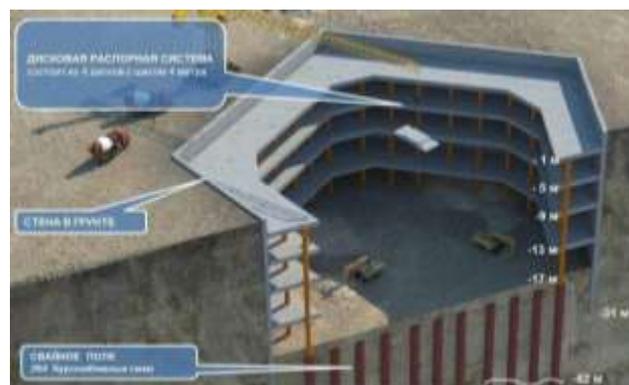


Рисунок 2.35 – Пример устройства монолитной стены в грунте в сочетании с технологией «top-down»

Другой пример – строительство подводного гаража в Женеве, на акватории под р. Роной. Здесь также использовалась технология возведения «стены в грунте» (с использованием технологии «top-down», рисунок 2.36).

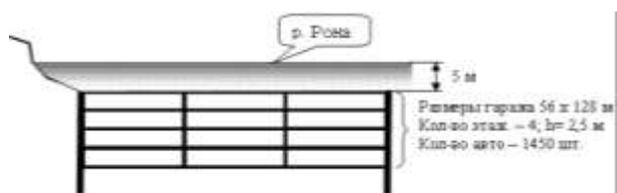


Рисунок 2.36 – Схема устройства четырёхуровневого гаража под рекой по методу «стена в грунте»

Возведение такого гаража под рекой не только экономит место в городской застройке, но и является экологически чистым с точки зрения эксплуатации.

2.4.3.7 **Выполнение фундаментов и инженерной защиты глубоких котлованов методом «стена в грунте» с применением анкерного крепления**

В последнее время широкое распространение в строительстве для устройства фундаментов глубокого заложения, крепления стен глубоких котлованов, подземных этажей и других работ находит способ устройства по методу «стена в грунте».

Основная последовательность выполнения работ по данной методике:

1. В грунте отрывается траншея (используется жёсткий грейфер или механизированный траншеекопатель) на проектную глубину с врезкой в водопор (траншея имеет ширину 60÷100 см; глубину h до 40÷50 м).

2. Разработка траншеи без потери устойчивости вертикальных стенок ведётся под глинистым раствором монтмориллонитовой (бентонитовой) глины.

3. Траншея бетонируется методом вертикальной перемещающейся трубы (ВПТ) – создаётся бетонная (ж/б) стенка.

При выполнении данных работ особая роль отводится глинистому раствору монтмориллонитовой глины с объёмным весом $1,05 \div 1,15 \text{ г/см}^3$. Глинистые частицы раствора (монтмориллонита) не только смачиваются водой, но вода проникает внутрь кристалла, приводя к разбуханию глины, увеличению её в объёме до 200 раз. Монтмориллонитовая глина обладает свойством тиксотропии, т. е. при динамическом воздействии мы имеем раствор, а при отсутствии такового фактора (через 4÷6 ч), золь превращается в гель, что позволяет удерживать стенки траншеи в вертикальном положении.

Давление от раствора монтмориллонитовой глины (σ_1) должно быть больше давления окружающей среды (σ). Для того чтобы удержать давление в устье траншеи применяют форшахту (металлическую или железобетонную). Она имеет высоту порядка 1÷1,5 м и заливается раствором до верха. В результате в устье траншеи будет создано избыточное давление, обеспечивающее устойчивость стенок траншеи в этом месте.

Полученная стена в грунте замыкается в плане и создается единая конструкция. Грунт постепенно выбирается в направлении сверху вниз, с устройством дисков перекрытий – элементов жесткости, играющих роль распорок.

На рисунке 2.37 приведен процесс строительства подземного пятиуровневого сооружения на Коменданской площади в Санкт-Петербурге. Конструкция стен круглого, диаметром 80 м сооружения, вы-

полнена методом «стена в грунте» с устройством контрфорсов, обеспечивающих устойчивость, а затем произведена откопка и устройство перекрытий.



Рисунок 2.37 – Этап производства работ по устройству глубокого котлована с использованием ограждения по методу «стена в грунте»

На следующих фотографиях приведены примеры использования конструкций «стена в грунте» при освоении подземного пространства под городской территорией в одном из городов Германии.

Приведённые примеры и рассмотренные методики устройства глубоких котлованов подземных сооружений дают наглядное представление о перспективах развития данных способов возведения сооружений, которые получают наибольшее развитие при строительстве в городской черте (рисунок 2.38).

В столице Мексики архитекторы предложили еще один вариант использования технологии стены в грунте, разработав проект 300-метровой башни устремленной не в небо, а наоборот, – к центру Земли (рисунок 2.39).

Со стороны «землескреба» напоминает вытянутую и перевернутую вверх дном ацтекскую пирамиду. На поверхности остается лишь плоское «дно», что позволяет, даже возведя в центре города колоссальное здание, полностью сохранить его исторический внешний облик и сберечь площади.



Рисунок 2.38 – Освоение подземного пространства в городской черте с использованием метода «стена в грунте»

По всей высоте здания проходит центральный столб свободного пространства, который обеспечит достаточное снабжение воздухом и светом, проникающим сквозь стеклянную крышу.

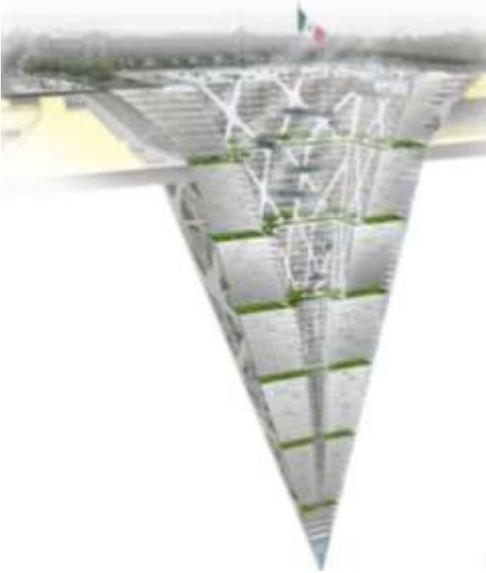


Рисунок 2.39 – Семидесятиэтажный «небоскрёб наоборот», запроектированный в Мексике

«Землескрёб» представляется проектировщикам весьма практичным решением проблем центра мексиканской столицы, который испытывает острый дефицит офисных, торговых и жилых помещений, при том, что власти жёстко запретили снос исторических зданий и ограничили высотный регламент восемью этажами.

Существует анкерная схема крепления ограждения котлованов (рисунок 2.40). Грунтовые анкера применяются вместо распорной системы. Грунтовые анкера компенсируют опрокидывающий момент, действующий со стороны грунта на конструкцию.

Характеристика грунта определяет, какая именно конструкция анкерного крепления и какой материал для нее следует выбирать.

В качестве одного из элементов анкеров используют трубы, в случае когда необходимо ввести насадки для подмыва и инъектирования в скважину.

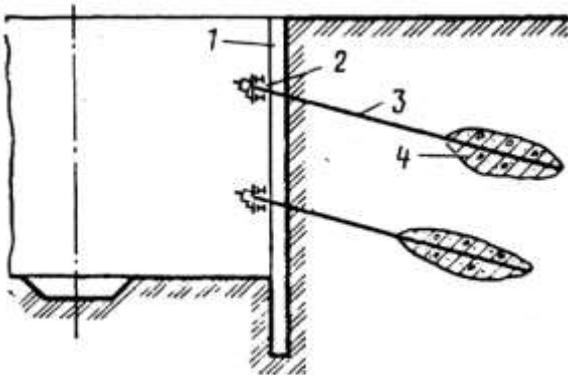


Рисунок 2.40 – Анкерное крепление котлована:
1 – свая крепления котлована; 2 – пояс из двух двутавров;
3 – тяга анкера; 4 – заделка анкера

Чтобы анкера были более долговечны и не подвергались коррозии, их защищают различными покрытиями:

- пластмассовыми оболочками;
- покрытиями из специальных растворов;

- антикоррозийными затворами.

Работа такого ограждения аналогична работе заанкеренной подпорной стенки. Наиболее часто используются предварительно напряженные анкера, поскольку они позволяют предотвратить разуплотнение грунта вокруг котлована. В случае применения предварительно-напрягаемых анкеров ограждение прижимается к грунту силой в десятки тонн на каждый метр еще до того, как грунт мог разуплотниться (за исключением самого верхнего участка, который работает по консольной схеме). Это позволяет компенсировать отпор вынимаемого грунта. Есть у анкерного крепления и еще один плюс: котлован совершенно свободен от всяких временных конструкций и наиболее удобен для разработки грунта и возведения сооружения (рисунки 2.41–2.42).

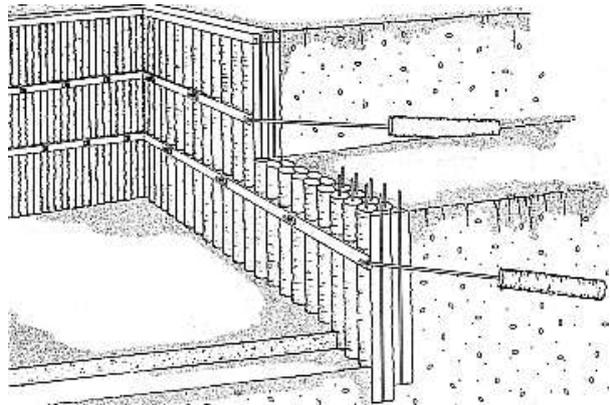


Рисунок 2.41 – Анкерное крепление котлована



Рисунок 2.42 – Грунтовые анкера при креплении подпорной стены глубокого котлована

2.4.3.8 Опускные колодцы

Опускные колодцы используют при устройстве фундаментов глубокого заложения и различного рода заглубленных сооружений (насосных станций, гаражей, вагоноопрокидывателей, опор мостов и др.).

По форме в плане опускные колодцы бывают круглые, эллиптические, прямоугольные, а по вертикали цилиндрические и призматические, конические и ступенчатые. В нижней части колодец снабжен ножом, режущая кромка которого облицована стальными уголками или листами.

Сущность опускного колодца состоит в том, что конструкцию вначале устанавливают или бетонируют

на поверхности земли, а затем внутри нее разрабатывают грунт в направлении от центра к ножу.

Массивные колодцы, как правило, гравитационные, погружаемые под воздействием собственного веса. Тонкостенные колодцы погружают в тиксотропных рубашках или с использованием задавливания (рисунок 2.43).

Опускные колодцы возводят из монолитного, сборного и сборно-монолитного железобетона.

Для уменьшения и равномерной передачи на поверхность грунта давления от первого яруса опускного колодца до начала работ по бетонированию или монтажу под ножевую часть колодца должно быть подготовлено временное основание в виде песчано-щебеночных призм, деревянных или железобетонных подкладок, железобетонных колец.

Материалом для опускных колодцев служит железобетон (рисунок 2.44). В нижней части колодец оборудован ножом, обычно железобетонным, режущая кромка которого облицована стальными уголками или листами.

Достоинства технологии сооружения опор на опускных колодцах:

- простота и доступность;
- погружение с помощью простейшего оборудования (кран с грейфером или эрлифты);
- малая энергоемкость (это важно для отдаленных районов и при малых объемах работ);
- возможность сооружения мощных фундаментов с глубиной заложения до 40–80 м.

Недостатки данной технологии:

- большой расход бетона;
- неполное использование (всего на 15–20%) прочностных свойств бетона как материала для колодца;
- длительные сроки сооружения;
- повышенная (по сравнению с сооружением свайных и столбчатых фундаментов) трудоемкость работ;
- невозможно использовать колодец, если в грунте есть валуны или скальные прослойки.

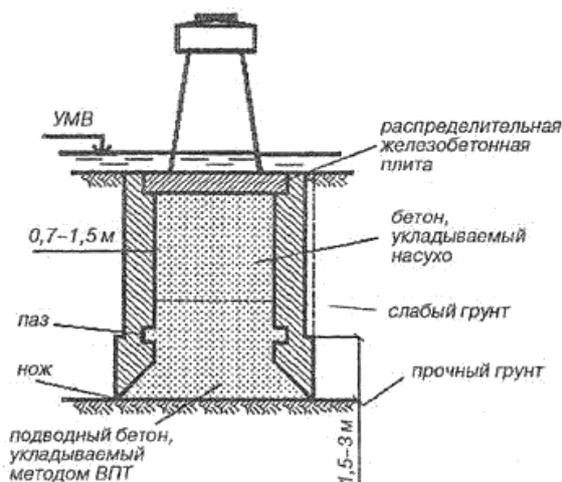


Рисунок 2.43 – Общий вид опускного колодца

Сейчас опускные колодцы применяют редко, так как они менее экономичны и индустриальны по сравнению со свайными и столбчатыми фундаментами глубокого заложения.



Рисунок 2.44 – Общий вид фундамента в виде опускного колодца

Серьезной проблемой при опускании колодца являются препятствия в виде валунов, утонувших бревен, удалить которые трудно. Если в процессе опускания попадает такое препятствие, водоотлив, организуемый внутри колодца, может привести к прорыву грунта во внутреннюю полость. Для предупреждения прорыва воды с грунтом колодец иногда обкладывают снаружи мешками с глиной. В некоторых случаях препятствия можно удалить с помощью водолазов. Если удалить препятствие невозможно, колодец превращают в кессон.

Опускные колодцы в основном сооружают на островке (или на суходоле), специально отсыпанном на месте будущей опоры или на берегу, с последующей доставкой к месту установки (рисунок 2.45).

Методы опускания колодцев:

1. С островков;
2. С доставкой на плаву с берега (наплавной колодец);
3. С подмостей на подвесках;

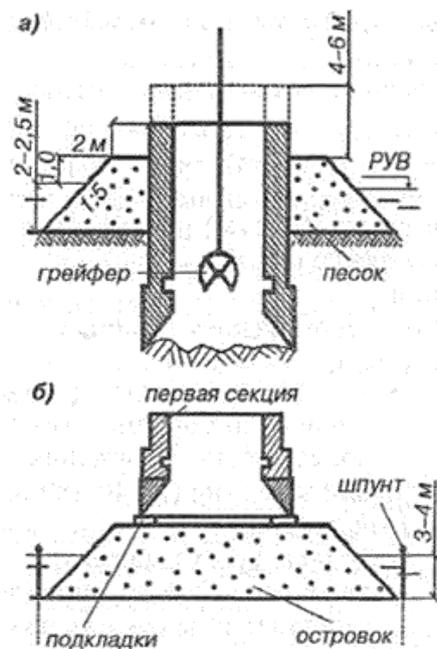


Рисунок 2.45 – Устройство островка: а – без ограждения; б – в ограждении

Колодец опускается, главным образом, за счет преодоления боковых сил трения собственным весом. Одновременно извлекают грунт из шахт (проемов) колодца механическим способом (грейфером, подвешенным к стреле крана) или гидромеханическим (гидроэлеватором или эрлифтом), который чаще применяют для несвязных грунтов. Для обеспечения гарантированного опускания колодца требуется выполнение условия

Облегчить погружение можно с помощью вибропогружателей, задавливанием (пригружая островок, например, водным балластом в понтонах), а также уменьшением силы трения, чего достигают:

- подмывая грунт под ножом и по боковой поверхности наружных стен (для этого в стены закладывают специальные подмывные трубы);
- делая стены в нижней части колодца толще, чем в верхней части, на 10–15 см. Создаваемая таким образом щель заполняется глинистым раствором, т. е. образуется тиксотропная рубашка. Силы трения при опускании колодца в пределах рубашки практически отсутствуют (потом раствор затвердевает, и силы трения восстанавливаются).

2.4.4 Особенности фундаментов высотных зданий

Конструктивные решения высотных зданий – важнейший элемент проектирования. От выбора конструктивного решения зависит, прежде всего, безопасность пребывания в высотном здании, а также объемно-пространственные, архитектурно-планировочные и инженерно-технические решения. Правильный выбор конструкций позволит создавать современные безопасные и высокотехнологичные высотные здания.

Высотные здания состоят из различных конструктивных элементов, располагаемых как в подземной, так и в надземной частях высотного здания.

Подземные конструкции. В системе «высотное здание – фундаменты – основание» наиболее нагруженными конструкциями являются конструкции подземной части, на которые передаются все действующие на здание вертикальные, ветровые и/или сейсмические нагрузки. Промежуточным звеном в этой системе являются фундаменты, от выбора типа которых зависит как надежное функционирование остальных несущих конструкций высотного здания, так и комфортное пребывание в них людей.

Фундаментом называется подземная часть здания или сооружения, воспринимающая все нагрузки, как постоянные, так и временные, возникающие в надземных частях, и передающая давление от этих нагрузок на основание.

Одним из основных факторов, влияющих на выбор типа фундаментов, являются инженерно-геологические условия площадки строительства. Результаты изысканий позволяют провести предварительную оценку несущей способности основания, его возможность осадок и их неравномерности, общей устойчивости основания. Неблагоприятные результаты могут служить основанием для отказа от выбранной площадки строительства по требованиям безопасности или из-за высокой стоимости мероприятий по понижению интенсивности влияния этих процессов. Кроме того, изыскания позволяют выявить возможное

влияние строительства высотного здания на окружающую застройку.

Глубина заложения фундаментов принимается такой, чтобы обеспечить жесткость подземной части здания, заделку здания в основание и уменьшение осадок и кренов сооружения.

С учетом изложенного выше для высотных зданий наиболее эффективными решениями фундаментов могут быть следующие варианты:

- плитные фундаменты повышенной жесткости, плитные фундаменты переменной толщины, также коробчатого типа с развитой подземной частью, на естественном или укрепленном основании;
- свайные фундаменты, в том числе в виде глубоких опор с заделкой нижних концов в коренные породы;
- комбинированные свайно-плитные (КСП) фундаменты (рисунок 2.46).

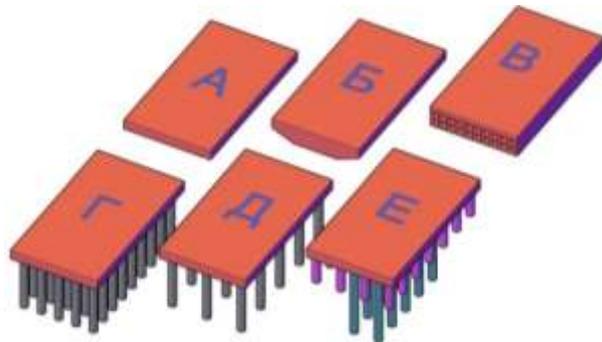


Рисунок 2.46 – Конструктивные типы фундаментов высотных зданий:

- а – плитный; б – плитный переменной толщины;
- в – плитный коробчатого типа; г – свайный со сплошным плитным ростверком; д – комбинированный свайно-плитный, е – то же, но с переменной длиной свай

Выбор конструкции фундамента осуществляется на основании технико-экономического сравнения вариантов и зависит от конструктивно-планировочной схемы здания, характера напластований грунтов, их физико-механических характеристик и взаимодействия строящегося здания с массивом грунта и окружающей застройкой.

Плитный фундамент представляет собой сплошную железобетонную плиту повышенной жесткости (толщиной 1,5 м и более), расположенную под всей площадью возводимого здания.

Нагрузки от здания распределяются по всей поверхности фундаментной плиты и передаются на грунты основания главным образом через подошву.

Применяются фундаментные плиты переменной толщины с изменением сечения в области краев плиты. Плитные фундаменты традиционно являются наиболее простым конструктивным решением. Однако условия взаимодействия таких фундаментов с основанием при применении их для высотных зданий требуют тщательного расчетного обоснования из-за возможного возникновения кренов, выпоров грунта из-под края фундамента, значительных изгибающих усилий в конструкции фундамента, потенциальной возможности потери общей устойчивости здания. При достаточной прочности и малодеформируемых грунтах плитные фундаменты могут применяться при больших (более 500 кПа) удельных нагрузках на основание,

если расчетами доказано отсутствие значительного локального выпора грунта из-под фундамента и прогнозируются допустимые для нормальной эксплуатации величины осадок. Для обеспечения перечисленных условий могут применяться следующие мероприятия:

- усиление грунтов в основании;
- устройство консольных выпусков из фундаментной плиты за пределы контура здания;
- устройство стен в грунте, препятствующих выпору грунта из-под фундаментной плиты;
- организация деформационных швов;
- разработка оптимальных схем передачи нагрузок на основание, учитывающих очередность возведения зданий, входящих в комплекс строящегося объекта.

Плитные (сплошные) фундаменты проектируют в виде балочных или безбалочных, бетонных или железобетонных плит. Ребра балочных плит могут быть обращены вверх и вниз. Места пересечения ребер служат для установки колонн каркаса. При большом заглублении сплошных фундаментов и необходимости обеспечить большую жесткость фундаментные плиты можно проектировать коробчатого сечения с размещением между ребрами и перекрытиями коробок помещений подвалов.

Фундаменты в виде коробчатого сечения применяются при возведении высотных зданий с большими нагрузками. Ребра такой плиты выполняются на полную высоту подземной части здания и жестко соединяются с перекрытиями, образуя, таким образом, замкнутые различной конфигурации сечения. Этот тип фундамента формирует под зданием развитое подземное пространство, представляя собой нижнюю фундаментную плиту, наружные и внутренние вертикальные несущие конструкции (стены, колонны, стволы) и перекрытия одного или нескольких подземных этажей. Количество участвующих в работе перекрытий определяется по расчету.

Вместе с подземной частью такой плитный фундамент еще называется «плавающим». Применение его может оказаться эффективным при строительстве высотных зданий на основаниях, сложенных не столь прочными грунтами, которые рекомендуются для сплошных фундаментных плит. В то же время повышение этажности подземной части высотного здания потребует как геотехнического обоснования проектов, так и решения ограждающих конструкций котлованов.

Примером плитного фундамента под высотным зданием может служить фундамент Дрезднер банка во Франкфурте-на-Майне (1978). Это офисное здание высотой 166 м (32 надземных этажа) в качестве фундамента имеет железобетонную плиту толщиной 4,0 м и общей площадью 3400 м² (рисунок 2.47).



Рисунок 2.47 – Здание Дрезднер банка, Франкфурт-на-Майне

Плитный фундамент коробчатого типа был реализован при возведении высотного здания «Эдельвейс» (высота 175 м) на Давыдовской улице в Москве.

Свайные фундаменты устраивают при строительстве зданий на слабых сильносжимаемых водонасыщенных грунтах, а также при передаче на основание больших нагрузок от колонн и стен. Этот тип фундамента обеспечивает передачу нагрузки на более плотные грунты, расположенные на некоторой глубине. Свайный фундамент под высотным зданием предполагает устройство свайного поля чаще всего из буронабивных или буриинъекционных свай различной конфигурации, объединенных сплошным массивным жестким ростверком, занимающим всю площадь пятна застройки возводимого здания. Работа этого типа фундамента заключается в следующем: нагрузки от здания воспринимаются ростверком, распределяются на сваи и передаются на грунты основания за счет трения по боковой поверхности и сопротивления под нижним концом сваи (рисунок 2.48 а). Классическим вариантом свайного фундамента для высотного здания является фундамент здания Коммерцбанка во Франкфурте-на-Майне: 111 свай длиной 45 м передают нагрузку от надфундаментной конструкции на слой прочного франкфуртского известняка (рисунок 2.48 б).

При недостаточной несущей способности плита фундамента может быть эффективно дополнена мощными буронабивными опорами и превратиться в комбинированный свайно-плитный фундамент, повышающий взаимодействие здания с основанием. Однако применение такого конструктивного варианта допустимо лишь при отсутствии в основании высоко расположенных водоносных пластов или при осуществлении водопонижения.

В качестве примера реализованных недавно и реализуемых в настоящее время уникальных объектов ниже приведено техническое описание, особенности расчета и конструирования некоторых из них.

При строительстве в разных регионах специалисты сталкиваются с местными климатическими, ландшафтными особенностями и вынуждены искать рациональные решения, которые позволят обеспечить безопасность и надежность объекта.



Рисунок 2.48. Высотные здания на различных типах фундаментов:

а – высотное здание «Эдельвейс», Москва
б – Коммерцбанк, Франкфурт-на-Майне

«Лахта Центр» (рисунок 2.49) является уникальным проектом для России, поэтому к его реализации были привлечены не только ведущие российские научно-исследовательские институты и проектные организации, но и зарубежные компании, обладающие богатым опытом высотного строительства в различных климатических и геологических условиях. При реализации здания применена сложная система многоступенчатого контроля производства работ и дальнейшего поведения свайного основания в процессе строительства и эксплуатации.



Рисунок 2.49 – Многофункциональный высотный комплекс «Лахта Центр» в г. Санкт-Петербурге

не менее 100 лет. Чаще всего, дополнительная накапливаемая осадка здания за такой период соизмерима с основной деформацией.

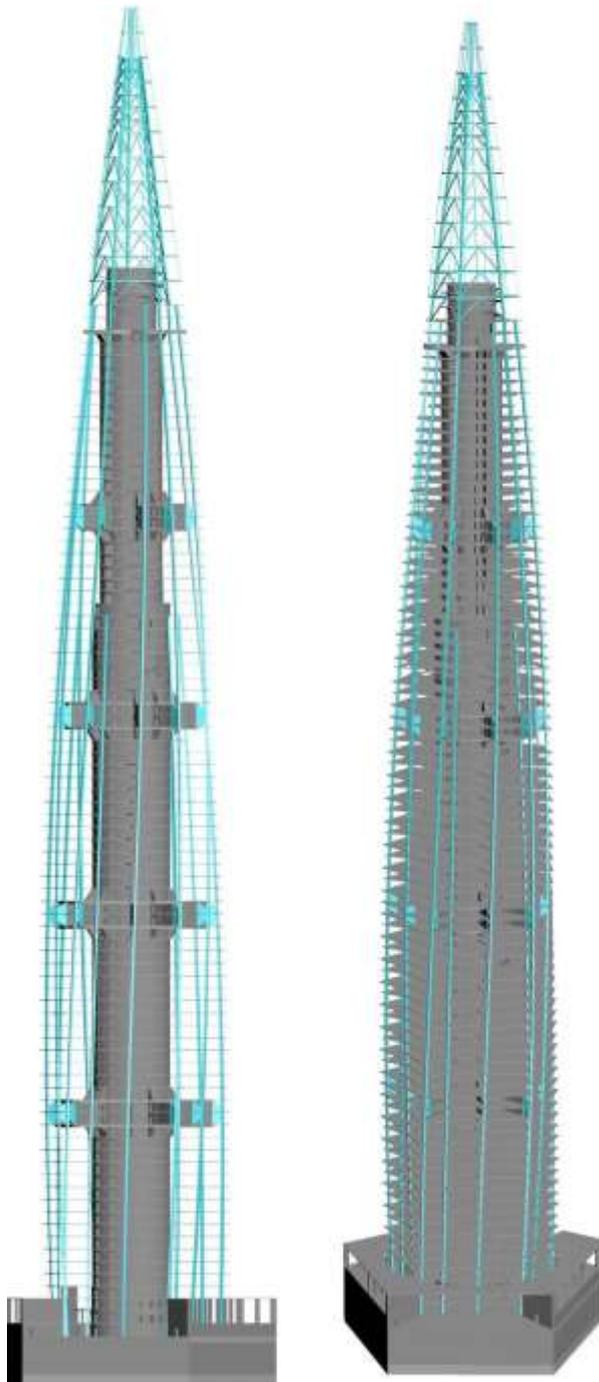


Рисунок 2.50 – Расчетная схема здания «Лахта – Центр»

Для анализа всего комплекса возможных внешних воздействий были составлены детальный расчетные модели (рисунок 2.50–2.53), в том числе с учетом нелинейной работы основных несущих конструкций, фундаментов, грунтов основания. При определении расчетных деформаций основания для объектов подобного функционального назначения и уровня ответственности проводится оценка развития осадок во времени. Как правило, рассматривается период

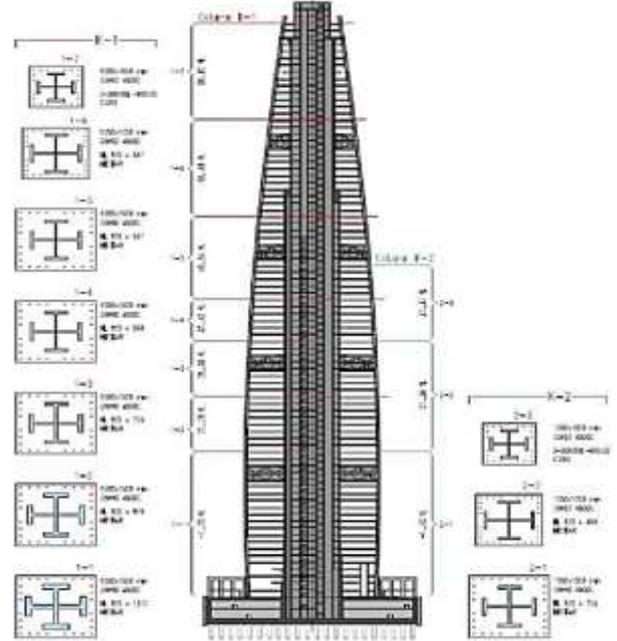


Рисунок 2.51 – Схема изменения поперечного сечения несущих колонн здания «Лахта Центр» с ростом этажности

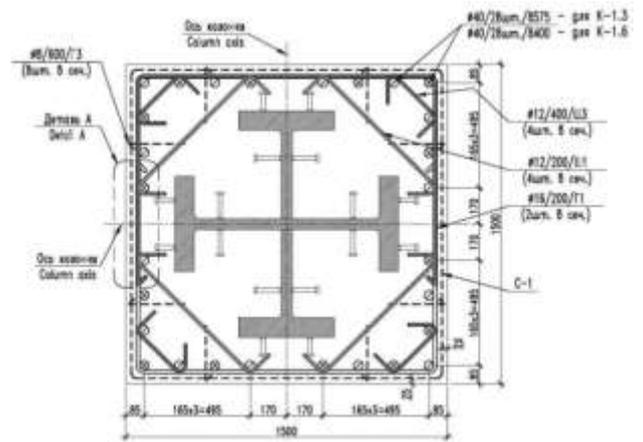


Рисунок 2.52 – Типовое поперечное сечение колонны



Рисунок 2.53 – Узел опирания сталебетонной колонны на коробчатый фундамент

Фундамент небоскреба выполняется в виде мощной железобетонной коробки с глубиной заложения 17м. Нижняя плита фундамента – это железобетонная конструкция толщиной 3,6м.

Геологические условия площадки строительства приведены на рисунке 2.54.

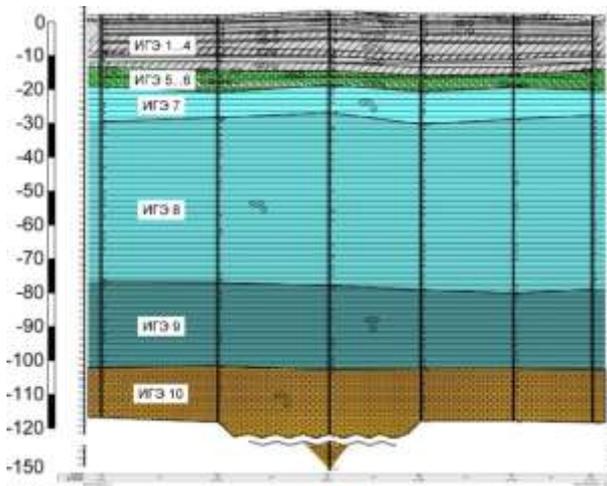


Рисунок 2.54 – Инженерно-геологические условия площадки строительства здания «Лахта Центр»:

ИГЭ 1–4 – комплекс морских и озерных отложений; комплекс озерно-ледниковых отложений; ИГЭ 5,6 – ледниковые отложения; ИГЭ 7–10 – верхнепротерозойские котлинские отложения

Возведение фундамента производилось по технологии «top-down» (сверху вниз), распорные диски перекрытий сдерживали давление грунта при откопке котлована на глубину порядка 20м. Для защиты здания от грунтовых вод по периметру здания была выполнена стена в грунте из монолитного железобетона глубиной 30 м (рисунок 2.55).

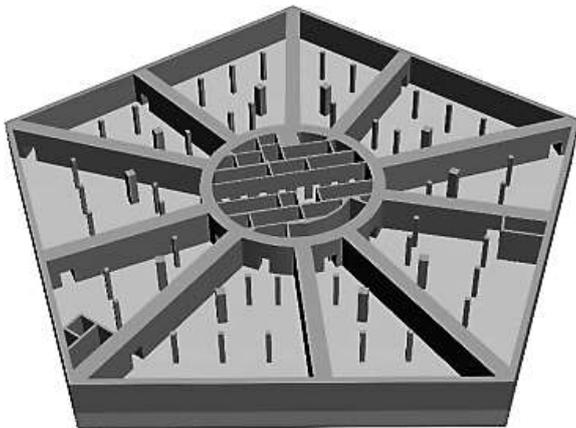


Рисунок 2.55 – Пространственная схема коробчатого фундамента здания «Лахта Центр»

Фундамент высотного здания в комплексе «Лахта Центр» опирается на 264 сваи диаметром 2000 мм (рисунок 2.56). Максимальная глубина погружения свай (82 м) – в центре здания под ядром, а по мере удаления от центра сваи укорачиваются. Данное решение снижает неравномерность осадок здания по периметру и в центральной части, что дает больше свободы для конструкторов и архитекторов в надземной части здания.

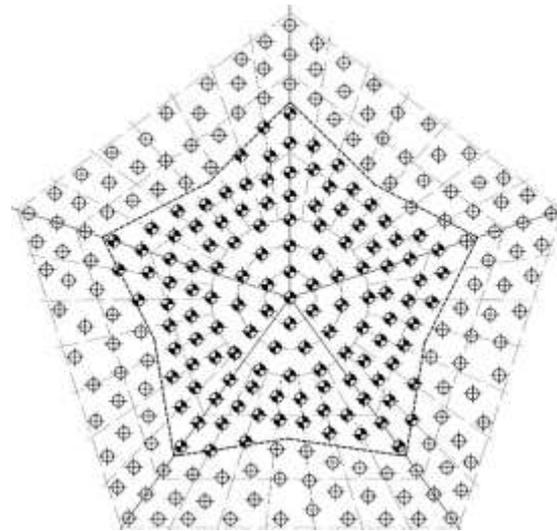


Рисунок 2.56 – Схема расположения свай в составе фундамента здания «Лахта Центр»

Основные параметры фундаментной конструкции:

- Сваи в составе фундамента имеют диаметр 2 м;
- Шаг центральных свай 5 м (2,5d);
- Шаг свай за центральным ядром 3–4 м (1,5–2,0 d);
- Шаг свай в периметральной зоне 5 м (2,5 d);
- Центральные сваи длиной 65 м от дна котлована (86,9 м от уровня поверхности земли);
- Периметральные сваи длиной 55 м от дна котлована (76,9 м от уровня поверхности земли);
- Средняя расчетная нагрузка на сваю составляет 2560 т;
- Максимальная нагрузка на сваю в составе свайного поля составляет 5000 т.

По состоянию на конец 2017 г. фундамент «Лахта Центра» занесен в Книгу рекордов Гиннеса по непрерывному бетонированию. В процессе подготовки к процессу бетонирования был учтен целый ряд взаимосвязанных друг с другом параметров, каждый из которых должен был выполняться в строгой последовательности (рисунок 2.57).



Рисунок 2.57 – Армирование фундаментной плиты здания «Лахта Центр»

«Кингдом Тауэр», г. Джидда, Саудовская Аравия. Здание «Кингдом Тауэр» (рисунок 2.58–2.61) является на сегодняшний день самым высоким из когда-либо построенных и возводимых. Возможно, мировая практика строительства высотных уникальных зданий определит новые требования к проектированию сверхвысотных объектов. Очевидно, что при сохранении тенденции роста населения нашей планеты такие здания в развитых странах будут все более и более востребованными.

Основные характеристики здания:

- Высота – 1007 м;
- Этажей – 240;
- Нагрузка – 8,800 МН;
- Сосредоточенная нагрузка – до 400 МН;
- Площадь – 3,720 м²



Рисунок 2.58 – Возводимое здание «Кингдом Тауэр» высотой 1007 м в г. Джидда, Саудовская Аравия

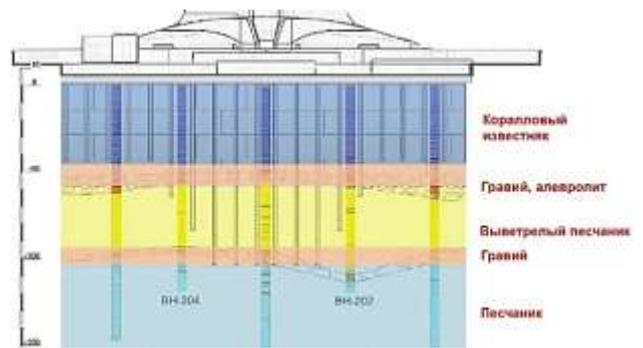


Рисунок 2.59 – Грунтовые условия площадки строительства «Кингдом Тауэр»

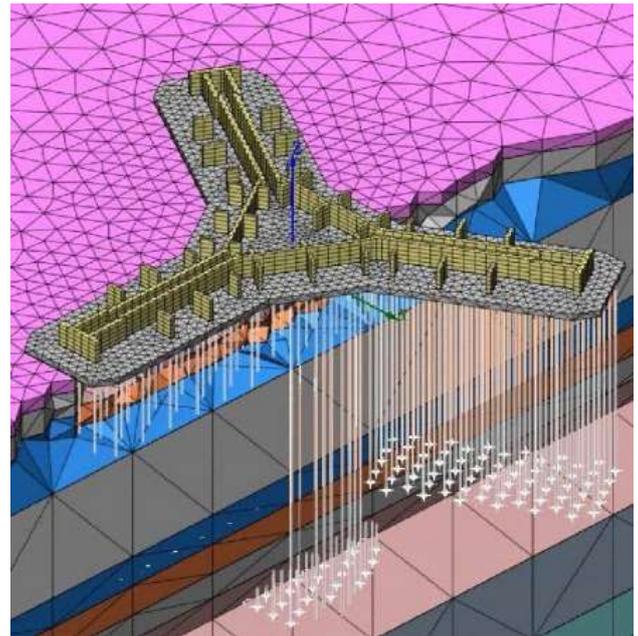


Рисунок 2.60 – Фрагмент расчетной модели высотного здания с выделением основных несущих элементов в уровне заделки свай переменной длины в фундаментную плиту

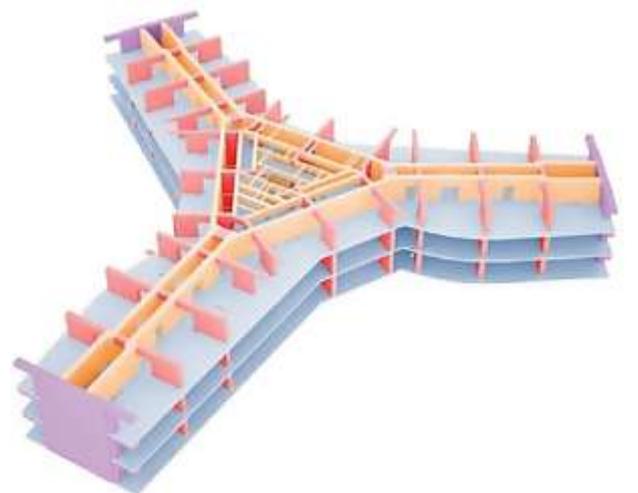


Рисунок 2.61 – Схема расположения основных несущих элементов высотного здания «Кингдом Тауэр»

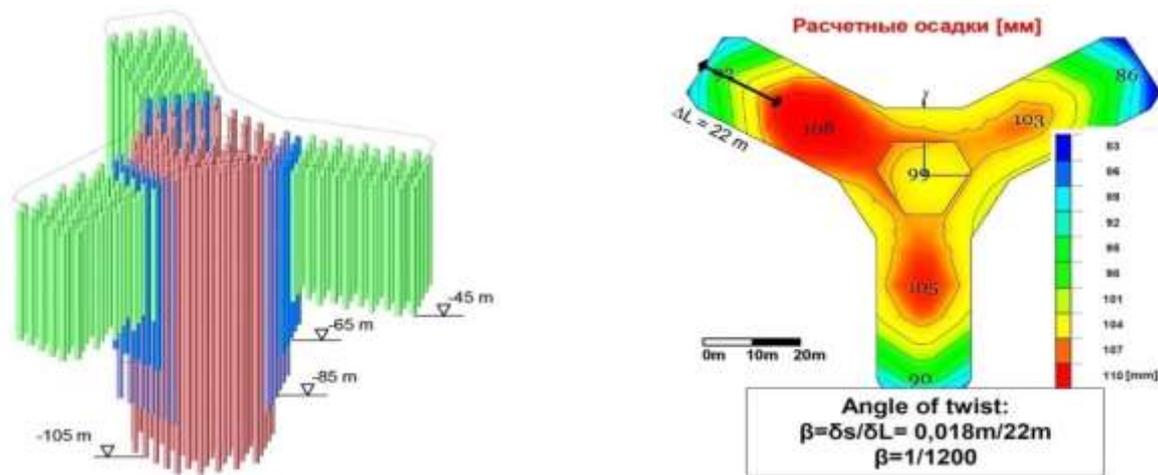


Рисунок 2.62 – Схема распределения свай разной длины в пределах фундамента «Кингдом Тауэр» с указанием изополей расчетных осадок фундаментной плиты



Рисунок 2.63 – Этап армирования фундаментной плиты «Кингдом Тауэр»



Рисунок 2.64 – Этап возведения основных несущих конструкций «Кингдом Тауэр»

Башня в форме трех лепестков идеально подходит для жилых домов, а сужающиеся кверху шпили создают необходимую аэродинамическую структуру помогающую уменьшить влияние воздушных вихрей (рисунок 2.62–2.64).

В проекте будут представлены высокопроизводительные системы наружных стен, что позволит

свести к минимуму потребление энергии за счет снижения тепловых нагрузок. Кроме того, каждая из трех сторон Королевской Башни имеет ряд насечек создающих карманы, которые отбрасывая тень на нижние этажи, являются своего рода щитом от солнца и обеспечивают открытые террасы с прекрасным видом на Джидду и Красное море.

Строительство башни потребует 2 млн кубических метров бетона и 80 тыс. тонн стали. При этом выбранное местоположение затрудняет работу: соленый морской воздух пагубно сказывается на таких конструкциях. Еще одной проблемой является высокое давление ветра.

В таких зданиях могут быть консолидированы и оптимизированы важные социальные и корпоративные процессы. Таким образом, значимость подобных объектов будет неизменно возрастать, и их эксплуатационные сбои могут быть чувствительны для повседневной жизни большого количества людей, поэтому актуальность проводимых сегодня научных исследований, направленных на изучение жизни таких зданий неоспорима.

Наиболее достоверным критерием правильности принятых решений является непосредственный опыт строительства и последующей эксплуатации, а, следовательно, наблюдение за строительными этапами. В этом помогает геотехнический мониторинг, возможности которого также постоянно совершенствуются за счет внедрения новых методов наблюдения, а также благодаря повышению точности измерений.

Наиболее прогрессивными методами мониторинга сегодня являются GPS-мониторинг и лазерное сканирование.

Практически для всех уникальных объектов регламентируется выполнение геотехнического мониторинга, программа которого составляется авторами проекта. Наряду с программой мониторинга разрабатывается система оперативного реагирования на превышение допустимых параметров. В таких случаях принимают оперативные решения, позволяющие отрегулировать сложившуюся ситуацию.

На рисунке 2.65 приведены примеры некоторых значимых зарубежных и российских уникальных объектов, при реализации которых потребовалось принимать нестандартные решения в области фундаментостроения.



а



б



в



г



д



е



ж

Рисунок 2.65 – Примеры уникальных зданий и сооружений:
 а – «Бурдж-Халифа», Дубай, АОЭ; б – «Шанхайская башня», Шанхай, Китай; в – «Часовая королевская башня», Мекка, Саудовская Аравия; г – Стадион «Фишт», Сочи, Россия; д – Керченский мост, Кубань – Крым, Россия;
 е – Стадион «ФК Краснодар», Краснодар, Россия; ж – Мост на о. Русский, Владивосток, Россия

2.4.5 Фундаменты под специальные сооружения

Отличительной особенностью промышленных зданий и сооружений является многообразие видов эксплуатационных нагрузок. Когда они сочетаются с крупными размерами, сложными геологическими условиями и стесненной площадкой, то возникают серьезные проблемы в проектировании фундаментов.

В связи с этим какие-то общие рекомендации здесь дать очень сложно. Каждый случай приходится исследовать индивидуально и подбирать для него методику решения проблемы.

Общим методом решения здесь является математическое моделирование, а его достоверность определяется, прежде всего, квалификацией работающих специалистов.

В качестве примера можно привести расчет фундамента крупного резервуара, расположенного в сейсмической зоне на оползнеопасном склоне (рисунок 2.66).

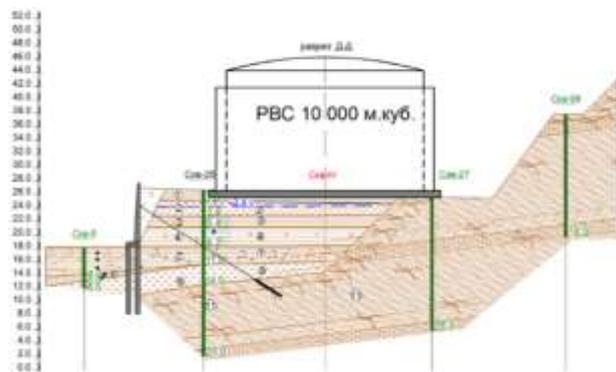


Рисунок 2.66 – Резервуар для нефтепродуктов (РН Туапсинский НПЗ)

Объект высшего уровня ответственности необходимо было запроектировать учитывая, что расчетные модели действующих СНиП здесь не работают (рисунок 2.67), так как основную нагрузку на основание и резервуар создают волновые и конвективные колебания хранимого жидкого продукта, а не собственный вес сооружения.

Таким образом, здесь имело место сочетание большого числа осложняющих факторов:

- высокая сейсмичность площадки;
- существенная неоднородность основания;
- оползнеопасный склон;
- взаимное влияние соседних резервуаров;
- стесненные условия площадки;
- пожаро- и взрывоопасность хранимого продукта.

Все эти факторы были изучены на математических моделях, что позволило разработать надежные фундаменты и удерживающие сооружения. Для повышения достоверности результатов, моделирование пришлось выполнять в разных программах в плоской (2D) (рисунок 2.69) и пространственной (3D) постановках (рисунок 2.68), сопоставляя полученные результаты.

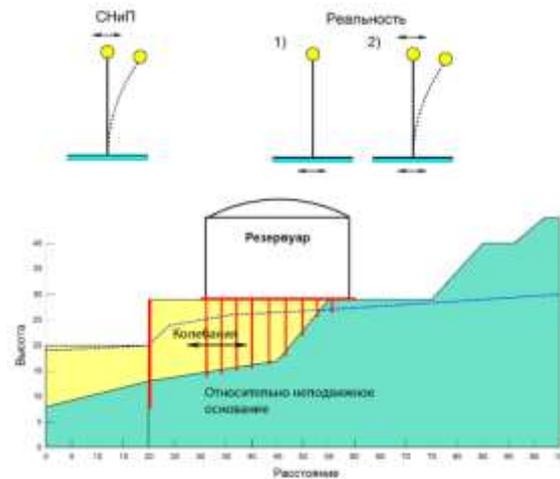


Рисунок 2.67 – Сравнение расчетной модели СНиП и реальности

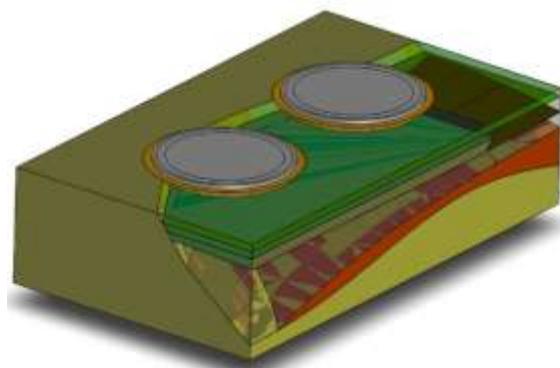


Рисунок 2.68 – Пространственная (3D) модель основания резервуаров

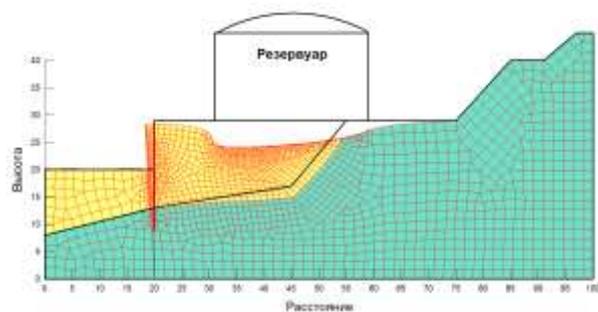


Рисунок 2.69 – Расчет деформаций по плоским (2D) моделям

Вопросы для самоконтроля

1. Назовите основные принципы проектирования фундаментов уникальных зданий и сооружений?
2. Перечислите основные типы фундаментов уникальных зданий.
3. Какие технологии часто используются для устройства фундаментов уникальных зданий?
4. Что такое барреты?
5. Перечислите основные конструктивные типы фундаментов высотных зданий.
6. Назовите основные отличия в расчете фундаментов уникальных зданий от объектов массового строительства.

3 ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

3.1 Общие требования к проектированию фундаментов в сейсмических районах

При проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах не следует применять следующие конструктивные решения фундаментов:

- сочетание в пределах одного здания (отсека) фундаментов различного типа;
- сочетание в пределах одного здания (отсека) фундаментов с различной глубиной заложения. Как исключение допускается устройство уступов подошвы фундаментов высотой до 0,6 м и заложением до 1:2 (высота к длине) в местах переходов от глубоко заложённых фундаментов к фундаментам, имеющим меньшую глубину заложения. В скальных грунтах уступы могут устраиваться без указанных ограничений.
- опирание фундаментов здания (отсека) на грунты различных категорий по сейсмическим свойствам;
- расположение фундаментов в пределах призм обрушения склона;
- опирание фундаментов на активные тектонические разломы.

В случае заложения смежных отсеков зданий на разных отметках переход от более углубленной части к менее углубленной делается уступами, при этом ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва, а отдельные столбчатые фундаменты под колонны, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне.

Отдельно стоящие фундаменты рекомендуется связывать между собой связями, воспринимающими усилия растяжения и сжатия.

При строительстве на просадочных (набухающих) грунтах рекомендуется предусматривать мероприятия по ликвидации (снижению) просадочных (набухающих) свойств грунтов, либо полной прорезке просадочной (набухающей) толщи свайными фундаментами.

При строительстве на просадочных (набухающих) грунтах бескаркасных зданий высотой 5 этажей и более под всем отсеком следует предусматривать устройство подвала или технического подполья. При этом рекомендуется ограничивать количество и размеры проемов в стенах подвала (технического подполья) и располагать их под глухими участками стен первого этажа.

Горизонтальную гидроизоляцию в зданиях следует выполнять, как правило, из цементного раствора. Применение для этих целей материалов на битумной или полимерной основе допускается только при использовании экспериментально обоснованных конструктивных решений, исключающих недопустимые горизонтальные смещения здания.

3.2 Особенности проектирования фундаментов мелкого заложения

По верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки М100 толщи-

ной не менее 40 мм и продольную арматуру диаметром 10 мм в количестве три, четыре и шесть стержней при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно. Через каждые 300–400 мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром 6 мм. В случае выполнения стен подвалов из сборных панелей, конструктивно связанных с ленточными фундаментами, укладка указанного слоя раствора не требуется.

В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков фундаментные блоки следует укладывать в виде непрерывной ленты. Перевязка кладки должна быть обеспечена в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях на глубину не менее 1/2 высоты блока.

Для заполнения швов между блоками следует применять раствор марки не ниже М50. В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов должна предусматриваться укладка в горизонтальные швы в углах и пересечениях стен подвалов арматурных сеток длиной 2 м с продольной арматурой общей площадью сечения не менее 100 мм.

3.3 Особенности проектирования свайных фундаментов

Для свайных фундаментов в сейсмических районах следует применять сваи всех видов, кроме свай без поперечного армирования и булавовидных. Применение буронабивных свай допускается:

- только в устойчивых грунтах, не требующих закрепления стенок скважин;
- при диаметре свай не менее 400 мм;
- при отношении длины сваи к ее диаметру не более 25.

Примечание. Как исключение допускается прорезка водонасыщенных грунтов набивными и буронабивными сваями с применением обсадных труб.

При проектировании свайных фундаментов в сейсмических районах опирание конца свай следует предусматривать на скальные, крупнообломочные, плотные и средней плотности песчаные и пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$.

- Опирание нижних концов свай не допускается:
- на рыхлые водонасыщенные пески, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$;
- на крутопадающие пласты скальных пород.

Нижние концы свай-стоек рекомендуется проектировать в одном уровне. При расположении отдельных частей зданий на сваях резко отличной длины эти части здания следует разделять антисейсмическими швами.

Заглубление в грунт свай в сейсмических районах должно быть не менее 4 м, а при наличии в основании нижних концов свай водонасыщенных песчаных грунтов средней плотности – не менее 8 м. Допускается уменьшение заглубления свай при соответствующем обосновании.

Допускается принимать заглубление свай в грунт таким же, как в несейсмических районах:

- случае опирания свай на скальные грунты;
- для одноэтажных зданий, не содержащих ценного оборудования, если в них не предусматривается постоянное (длительное) пребывание людей.

Ростверк свайного фундамента под несущими стенами здания в пределах отсека должен быть непрерывным и расположенным в одном уровне. Верхние концы свай должны быть заделаны в ростверк на глубину, определяемую расчетом, учитывающим сейсмические нагрузки.

Устройство безростверковых свайных фундаментов зданий и сооружений не допускается.

При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается применять свайные фундаменты с промежуточной подушкой из сыпучих материалов (щебня, гравия, песка крупного и средней крупности). Такие фундаменты не следует применять в биогенных грунтах, просадочных грунтах II типа, на подрабатываемых территориях, геологически неустойчивых площадках (на которых имеются или могут возникнуть оползни, сели, карсты, суффозия и т. п.) и на площадках, сложенных нестабилизированными грунтами.

Для свайных фундаментов с промежуточной подушкой следует применять такие же виды свай, как и в несейсмических районах.

3.4 Особенности проектирования фундаментов каркасных зданий

Сопряжение сборных железобетонных колонн с фундаментами следует выполнять путем замоноличивания колонн в стаканах фундаментов.

Над стыками фундаментных балок с фундаментом следует укладывать симметрично относительно координатной оси здания сетку длиной 2 м из арматуры диаметром 8 мм при расчетной сейсмичности 7 баллов и 10 мм при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных – 200 мм.

Под стены лестничных клеток, решенных в виде самостоятельных конструкций в пределах плана здания, и колонны ячейки каркаса, в которой расположена лестница, рекомендуется делать общий фундамент.

Отдельные столбчатые фундаменты под наружные колонны в пределах каждого отсека рекомендуется связывать между собой.

В районах с расчетной сейсмичностью 9 баллов рекомендуется связывать между собой и фундаменты под внутренние колонны. При просадочных, рыхлых песчаных, насыпных и тому подобных грунтах это требование следует распространять и на районы с расчетной сейсмичностью 8 баллов.

Фундаментные балки, поддерживающие подвальные стены, самонесущие стены или заполнение, должны устраиваться из железобетона и надежно связываться между собой и с фундаментами.

Фундаменты под вертикальные диафрагмы жесткости следует объединять с фундаментами примыкающих колонн. В случае если такие объединенные фундаменты не могут воспринимать горизонтальные сейсмические нагрузки силами пассивного отпора грунта, их необходимо соединять с соседними фундаментами балками или стенками.

Подвалы рекомендуется располагать под всем отсеком каркасного здания. При устройстве подвала под частью отсека здания переход от более углубленной части к менее углубленной делается уступами.

3.5 Усиление оснований

При уменьшении расчетной сейсмичности строительной площадки на 1 балл путем преобразования физико-механических свойств грунтов III категории и перевода их во II категорию по сейсмическим свойствам следует соблюдать следующие требования:

- горизонтальные размеры области укрепляемого грунтового массива должны превышать его глубину не менее чем в 3 раза и выходить за пределы пятна здания или сооружения не менее чем на 3 м в каждую сторону;
- нижняя граница массива с преобразованными свойствами должна достигать поверхности более плотных грунтов I-й или II-й категории по сейсмическим свойствам.

Уплотнение водонасыщенных грунтов путем понижения уровня подземных вод с помощью откачивания воды водопонижающими установками через погружаемые в грунт иглофильтры рекомендуется сочетать с одновременным устройством дренажных систем в виде вертикальных песчаных дрен, объединенных на поверхности песчаной подушкой.

Рекомендуются следующие методы механического уплотнения грунтов:

- трамбование;
- виброуплотнение;
- замена слабых грунтов более прочными;
- глубинное уплотнение грунтовыми сваями;
- уплотнение при помощи водопонижения и устройства вертикального дренажа.

Реализацию этих методов следует производить по технологическим рекомендациям, разработанным для строительства в несейсмических районах.

Выбор способа искусственного закрепления грунтов с целью увеличения несущей способности основания рекомендуется осуществлять на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом данных таблицы 4.1

Поверхностное уплотнение грунтов гладкими и кулачковыми катками, виброуплотнительными плитами, трамбовками, в том числе тяжелыми, допускается применять для маловлажных и влажных грунтов при степени влажности менее 0,7 и при условии, что мощность грунтового слоя, подлежащего уплотнению, не превышает 3,5 м.

Применение глубинного уплотнения грунтовыми сваями рекомендуется для устранения просадочных свойств лессовых грунтов на глубину до 20 м. При этом возможно, как механическое устройство грунтовых свай в пробитых скважинах, так и устройство их в полостях, образованных удлиненными зарядами взрывчатых веществ.

Проект инженерной подготовки площадки строительства, предусматривающий снижение сейсмической опасности, следует выполнять конкретно для рассматриваемого объекта строительства.

Таблица 3.1 Области применения различных методов закрепления основания

Способы закрепления	Вид грунта	Коэффициент фильтрации м/сут.
Цементация	Крупнообломочный и песчаный	80–500
Силикатизация:		
двухрастворная	То же	2–80
однорастворная	То же	0,5–5,0
газовая	Лёссовый (просадочный)	Не менее 0,1
однорастворная	То же	Не менее 0,2
Электросиликатизация	Глинистый и песчаный	0,005-0,5
Термическое закрепление	Суглинок и глина (воздухопроницаемый неводонасыщенный)	Любой

Вопросы для самоконтроля

1. Сколько типов фундаментов можно применять в пределах одного здания (отсека) в сейсмических районах?
2. Может ли меняться глубина заложения фундамента одного типа в пределах здания (отсека)?
3. Когда допускается опирание фундаментов одного типа на грунты разной категории по сейсмическим свойствам (в пределах здания/отсека)?
4. Когда допускается расположение фундаментов уникальных объектов в пределах призмы обрушения склона/откоса?
5. Какие фундаменты можно опирать на активные тектонические разломы?
6. Что рекомендуется делать с отдельно стоящими фундаментами в пределах пятна здания?
7. Что рекомендуется делать с просадочными свойствами грунтов основания?
8. Из чего следует, как правило, выполнять горизонтальную гидроизоляцию?
9. Какими конструктивными мероприятиями повышается сейсмостойкость фундаментов мелкого заложения?
10. Когда можно применять прерывистые ленточные фундаменты на слабых грунтах в сейсмических районах?
11. Что нужно делать со швами между фундаментными блоками?
12. Какой минимальный диаметр свай допускается в сейсмических районах?
13. Когда допускается опирание нижних концов свай на рыхлые водонасыщенные пески?
14. Какое должно быть минимальное заглубление свай в сейсмических районах?
15. Каким образом можно снизить расчетную сейсмичность площадки строительства?

4 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ И СТЕН ПОДВАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ

4.1 Общие положения

Ленточные фундаменты под стены выполняются в монолитном или сборном варианте. Размеры подошвы фундамента определяются по указаниям п.2.2.4 как для внецентренного сжатия. Порядок определения силовых факторов в уровне подошвы излагается ниже.

По конструктивному решению стены подвалов зданий подразделяются на массивные (кирпич, бетонные блоки) и гибкие (железобетонные навесные панели)

4.2 Определение активного давления грунта на подпорные стены

Наружные стены подвалов рассчитываются на нагрузки, передаваемые наземными конструкциями, и на давление грунта, определяемое по нижеизложенным рекомендациям.

Полезная нагрузка на прилегающей к подвалу территории по возможности заменяется эквивалентной равномерно распределенной. При отсутствии данных об интенсивности полезной нагрузки она может быть принята равной $q = 10 \text{ кПа}$.

Усилия в стенах подвала, опертых на перекрытие, определяются как для балочных плит с защемлением на уровне сопряжения с фундаментом, так и с шарнирной опорой в уровне опирания на перекрытие с учетом возможного перераспределения усилий от поворота (крена) фундамента или смещения стен при загрузении территории, прилегающей к подвалу.

4.2.1 Давление от собственного веса грунта

В случае свободной от нагрузки наклонной поверхности засыпки и наклонной тыловой грани стены горизонтальная σ_{ah} и σ_{av} вертикальная составляющие активного давления грунта на глубине z (рисунок 4.1) определяются по формулам:

для несвязного грунта

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a \quad (4.1)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (4.2)$$

для связного грунта

$$\sigma_{ah}' = \sigma_{ah} - \sigma_{ch} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{av}' = \sigma_{ah}' \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (4.4)$$

$$\sigma_{ch} = cK \quad (4.5)$$

где γ – расчетное значение удельного веса грунта;

σ_{ch} – давление связности;

- c – удельное сцепление грунта;
- α – угол наклона тыловой грани стены к вертикали, принимаемый со знаком плюс при отклонении от вертикали в сторону стены;
- δ – угол трения грунта на контакте со стенкой, принимаемый для стен с повышенной шероховатостью равным φ , для водонасыщенных мелкозернистых песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок равным 0, в остальных случаях равным $0,5\varphi$ (здесь φ – расчетное значение угла внутреннего трения грунта)
- λ_a – коэффициент активного давления грунта.

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (4.6)$$

где ρ – угол наклона поверхности грунта к горизонту принимаемый со знаком плюс при отклонении этой поверхности от горизонтали вверх.

В частном случае для гладкой вертикальной тыловой грани и горизонтальной поверхности грунта коэффициент активного бокового давления грунта вычисляется по формуле:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (4.7)$$

Значение коэффициента K определяется по формуле (если полученное значение меньше нуля, то в расчетах принимается $K = 0$):

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \alpha \cdot \cos \delta} - \lambda_a \frac{\cos \alpha \cdot \cos \rho}{\cos(\alpha - \rho)} \right]. \quad (4.8)$$

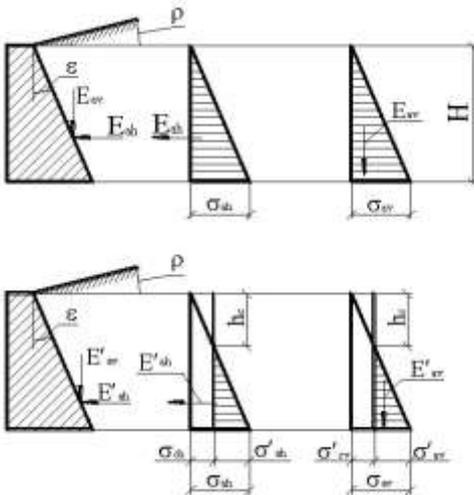


Рисунок 4.1 – К определению активного давления грунта на стенку:
а – несвязного; б – связного

В частном случае при горизонтальной поверхности засыпки ($\rho = 0$) и вертикальной задней грани ($\alpha = 0$) горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине z , определяется по формуле:

$$\sigma_{ah}' = \gamma z \lambda_a + c(\lambda_a - 1) / \operatorname{tg} \varphi. \quad (4.9)$$

4.2.2 Давление от нагрузки на поверхности засыпки

Определим давление на стены от сплошной равномерно распределенной нагрузки q . Горизонтальная σ_{qh} и σ_{qv} вертикальная составляющие активного давления грунта от этой нагрузки на глубине z для связных и несвязных грунтов определяются по формулам:

$$\sigma_{qh} = q \lambda_a \quad (4.10)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\alpha + \delta) \quad (4.11)$$

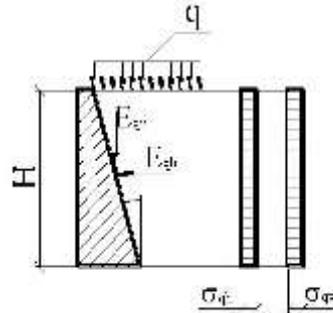


Рисунок 4.2 – К определению давления грунта от нагрузки на поверхности засыпки

4.3 Определение силовых факторов в стене подвала

Изгибающие моменты и поперечные силы в стенах подвалов определяются по формулам:

- при перекрытии подвала, расположенным ниже уровня планировки (рисунок 4.3 а)

$$M_{inf} = m_2 (v_1 \sigma_{sup} + v_2 \sigma_{inf}) l H^2; \quad (4.12)$$

$$Q_{sup} = \left(\frac{1}{3} \sigma_{sup} + \frac{1}{6} \sigma_{inf} \right) l H - \frac{M_{inf} m_1}{H m_2}; \quad (4.13)$$

$$Q_{inf} = \left(\frac{1}{6} \sigma_{sup} + \frac{1}{3} \sigma_{inf} \right) l H - \frac{M_{inf}}{H}; \quad (4.14)$$

$$M_x = Q_{sup} x - \frac{1}{2} \left[\sigma_{sup} + \frac{(\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) x}{3H} \right] l x^2; \quad (4.15)$$

расстояние от верхней опоры до максимального пролетного момента:

$$x_0 = \frac{\left[\sqrt{\sigma_{sup}^2 + 2Q_{sup}(\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) / (lH)} - \sigma_{sup} \right] H}{\sigma_{inf} - \sigma_{sup}}; \quad (4.16)$$

- при перекрытии подвала, расположенном выше уровня планировки (рисунок 4.3 б),
-

$$M_{inf} = m_2 \left[\sigma_{sup} \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{8} n + \frac{1}{10} n^2 \right) + \sigma_{inf} \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} n + \frac{1}{40} n^2 \right) \right] l H^2; \quad (4.17)$$

$$Q_{sup} = \frac{nbH_1}{6} (2\sigma_{sup} + \sigma_{inf}) - \frac{M_{inf} m_1}{H m_2}; \quad (4.18)$$

$$Q_{inf} = nH \left[\sigma_{sup} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} n \right) + \sigma_{inf} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} n \right) \right] + \frac{M_{inf}}{H}; \quad (4.19)$$

$$M_x = Q_{sup} X - \frac{1}{2} \left[\sigma_{sup} + \frac{(\sigma_{inf} - \sigma_{sup})(H_1 + X - H)}{3H_1} \right] \cdot l(H_1 + X - H)^2; \quad (4.20)$$

$$X_0 = \left[\frac{\sqrt{\sigma_{sup}^2 + 2Q_{sup}(\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) / (lH)} - \sigma_{sup}}{\sigma_{inf} - \sigma_{sup}} \right] H_1, \quad (4.21)$$

где σ_{sup} и σ_{inf} – горизонтальные давления на верхнюю и нижнюю части стены подвала от собственного веса грунта и от равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта;

$$\sigma_{sup} = \sigma_{ah}^{sup} + \sigma_{qh} \cdot \sigma_{ch}; \quad (4.22)$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{ah}^{inf} + \sigma_{qh} \cdot \sigma_{ch}; \quad (4.23)$$

где σ_{ah}^{sup} , σ_{ah}^{inf} , σ_{qh} и σ_{ch} – определяются по указаниям, приведенным ниже (индексы «sup» и «inf» относятся соответственно к верхней и нижней частям стены);

M_{inf} – изгибающий момент на уровне нижней опоры;

M_x – изгибающий момент в сечении стены, расположенном на расстоянии X от верхней опоры;

Q_{sup} – поперечная сила на уровне верхней опоры;

Q_{inf} – поперечная сила на уровне нижней опоры (на уровне сопряжения стены с фундаментом);

l – размер сечения стены (в продольном направлении);

H – расстояние от низа перекрытия до верха фундамента;

H_1 – толщина слоя грунта, вводимая в расчет при определении бокового давления грунта (см. рисунок 5.3);

m_1 – коэффициент, учитывающий поворот фундамента;

m_2 – коэффициент, учитывающий податливость верхней опоры;

k_1 и k_2 – коэффициенты, учитывающие изменение жесткости стеновых панелей (для стен с переменной толщиной по высоте), принимаются по Таблица в зависимости от отношения толщины стеновой панели в верхней части δ_{sup} к толщине ее в нижней части δ_{inf} на уровне сопряжения с фундаментом;

$$n = H_1/H.$$

Таблица 4.1 – Значения коэффициента жесткости

$\sigma_{sup}/\sigma_{inf}$	k_1	k_2
1	0,0583	0,0667
0,7	0,0683	0,0747
0,6	0,0753	0,0787
0,5	0,0813	0,0837
0,4	0,0883	0,0907
0,3	0,0993	0,0977

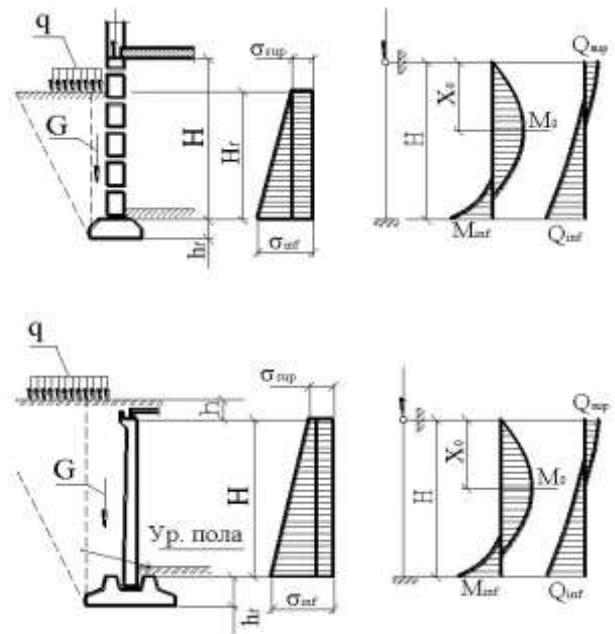


Рисунок 4.3: К определению расчетных усилий в стенах подвалов:

а – при перекрытии выше уровня планировки;

б – при перекрытии ниже уровня планировки

Коэффициент m_1 , учитывающий поворот ленточного фундамента, принимается при наличии конструкций, препятствующих повороту фундамента (перекрестных лент или сплошной фундаментной плиты), равным 0,8; в остальных случаях m_1 определяется по формуле:

$$m_1 = \frac{1}{1 + E_{m\omega} \delta_{inf}^3 / [E b^2 (H + h_f)]}, \quad (4.24)$$

где $E_{m\omega}$ – модуль упругости материала стены;

E – модуль деформации грунта основания;

b – ширина подошвы фундамента;

δ_{inf} – толщина стены в сечении по обрезу фундамента;

h_f – высота фундамента.

Если значение m_1 по данной формуле окажется более 0,8, то принимается $m_1 = 0,8$.

Коэффициент m_2 в случае, когда перекрытие подвала расположено ниже уровня планировки, принимается

- при невозможности горизонтального смещения верхней опоры стены (опирание перекрытия на массивные фундамента, поперечные стены и т. п.)

$$m_2 = m_1 + 0,2;$$

- при возможности упругого смещения верхней опоры стены

$$m_2 = 1,2(m_1 + 0,2).$$

Если перекрытие подвала расположено выше уровня планировки, то

$$m_2 = 1,4(m_1 + 0,2).$$

Вопросы для самоконтроля

1. Как изменяется расчетная схема ленточного фундамента при появлении подвала?
2. Какие конструктивные решения стен подвалов

5 ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

5.1 Технология изготовления буринъекционных свай

Фундаменты и стены подвалов из бутовой и кирпичной кладки на сильновыветрелом растворе пониженной прочности перед устройством буринъекционных свай необходимо укрепить цементацией. Для цементации используют цементные растворы или растворы со специальными добавками. Цементация выполняется путем инъекции растворов под давлением в шпуров диаметром 25 – 100 мм, пробуриваемые в кладке с шагом 40 – 100 см (в зависимости от состояния раствора кладки). Шпуров не должны выходить из тела фундаментов оканчиваясь, как правило, за 20 – 30 см до подошвы фундаментов. Пропиточная цементация специальными полимерными и полимерцементными составами выполняется по специальным методикам.

Иногда из-за неправильной эксплуатации подвалов и инженерных коммуникаций в отдельных местах по контакту фундамента с грунтом образуются промоины, разуплотнения и другие нарушения сплошности основания. В таких случаях перед или одновременно с устройством свай рекомендуется выполнять цементацию контакта «фундамент - основание». Шпуров для цементации в этом случае должны пробуриваться через кладку до грунта, причем должны быть приняты меры по недопущению выбуривания грунта из-под подошвы фундамента.

Технологический цикл по устройству буринъекционных свай состоит из следующих операций:

- бурение скважины;
- заполнение скважины твердеющим раствором;
- установка арматурного каркаса;
- опрессовка свежееуложенного раствора.

В зависимости от грунтовых условий и особенностей технологии очередность отдельных операций может изменяться.

Бурение скважин в грунте и в усиливаемых конструкциях (стены, фундаменты) выполняется, как правило, одними и теми же буровыми станками. Бурение кирпичных, бетонных и бутовых стен и фундаментов выполняется вращательным бурением трехшарошечным долотом или пневмоударниками. В особенно ответственных случаях для уменьшения динамических воздействий на фундамент (большие деформации существующих конструкций; чувствительные грунты в основании и т. п.), а также для проходки железобетонных конструкций бурение выполняется колонковой трубой с твердосплавной коронкой.

В зависимости от грунтовых условий и состояния надземных конструкций скважины в грунте рекомендуется выполнять одним из следующих видов бурения:

- шнековое бурение без крепления стенок скважины;

бывают?

3. На какие нагрузки рассчитываются наружные стены подвалов?
4. От действия чего появляется внецентренная нагрузка на ленточный фундамент стены подвала?
 - бурение полыми шнеками с клапаном или теряемым башмаком;
 - вращательное бурение колонковой трубой или шарошечным долотом с промывкой буровым раствором;
 - пробивка скважин пневмопробойниками;
 - раскатка ввинчиванием формующего наконечника.

Бурение скважины может выполняться любыми способами и оборудованием, исключаящими влияние на существующие подземные конструкции и их основания и гарантирующими получение устойчивой скважины на весь период устройства свай.

Производство работ герметичными проходными многосекционными шнеками (технология СТЮЗ) с последующим заполнением скважины буровым раствором или бетонной смесью может выполняться только при условии извлечения состава гидравлической системой бурового станка с постоянной скоростью под избыточным против бытового давления с контролируемым расходом инъецируемого материала.

При бурении с промывкой в качестве промывочной жидкости рекомендуется применять бентонитовые, цементно-бентонитовые или цементные растворы.

Для изготовления ствола свай используют мелкозернистый бетон (ГОСТ 25192-2012 Бетоны. Классификация и общие требования). Пример армирования ствола свай дан на рисунке 5.1.

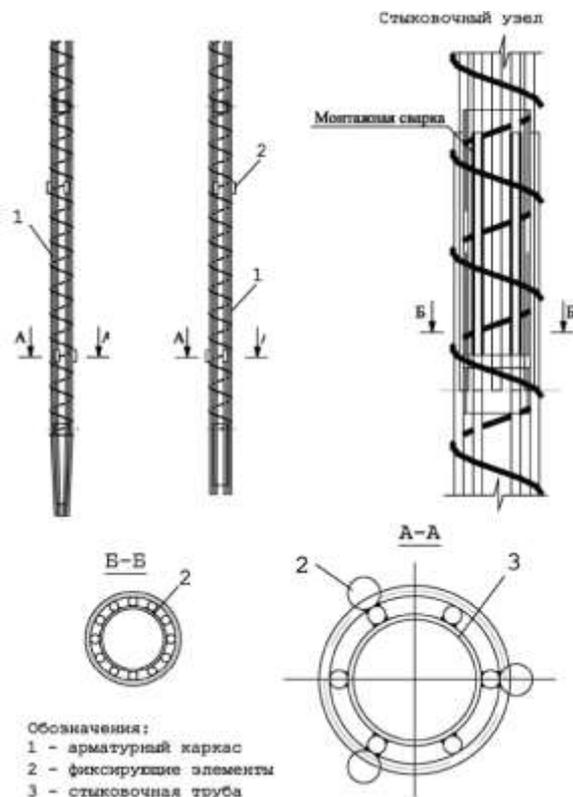


Рисунок 5.1 – Армирование буринъекционной свай

Опресовка свежееуложенной бетонной смеси и стенок скважины производится для повышения несущей способности сваи за счет уплотнения окружающего грунта и создания общих или локальных уширений ствола сваи. Опресовка может производиться одним из следующих способов:

а) закачка растворонасосом дополнительной порции бетонной смеси через тампон, разжимаемый в устье скважины, в теле существующего фундамента или в специально забетонированном устьевом патрубке. Опресовка выполняется под давлением 0,2–0,3 МПа в течение 2 мин. Если в течение этого времени не удастся удержать указанное давление, опресовку повторяют через 1–2 ч до получения необходимого результата;

б) опресовка бетонной смеси через герметичные проходные шнеки в забое или на определенном участке длины скважины;

в) «вторичная инъекция» – опресовка определенного участка ствола сваи путем инъекционного разрыва контакта «грунт–бетон первичной инъекции скважины». В зависимости от времени выполнения работ необходимое для разрыва давление может достигать 3–4 МПа.

5.2 Технология изготовления Jet – сваи

Как уже отмечалось выше (см. п.п. 2.3.5 и 2.4.3.5) Jet-сваи выполняются путем перемешивания цементного раствора, подаваемого под высоким давлением, с грунтом основания.

Изготовление грунтоцементных свай включает в себя следующие шаги:

- приготовление бетонной смеси необходимой консистенции;
- тестирование образца грунтобетона на коэффициент фильтрации и соответствие проектной прочности;
- закачка стабилизирующей смеси в буровое оборудование;
- погружение монитора в грунт до необходимой глубины;
- разрушение породы и создание грунтобетона с помощью энергии струи, подаваемой под напором;
- извлечение монитора с одновременным созданием тела грунтоцементной сваи.

В настоящее время существует три основных технологии устройства Jet-свай (рисунок 6.2). Главное отличие между ними – организация процесса разрушения грунта и создания грунтоцементных свай.

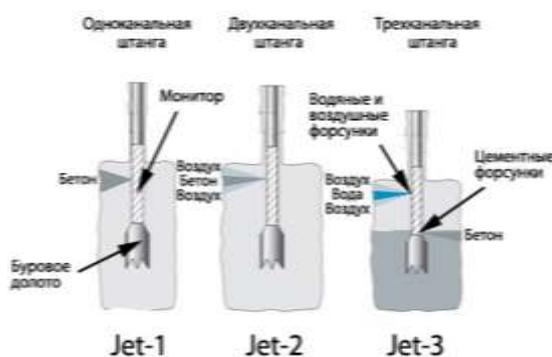


Рисунок 5.2 – Создание грунтоцемента с помощью систем Jet-1, Jet-2 и Jet-3

Представленное на современном рынке буровое оборудование для Jet Grouting позволяет выполнять разрушение грунта и формирование свай с помощью:

- подаваемого под напором бетонного раствора (Jet-1);
- бетонного раствора и воздушной струи (Jet-2);
- бетонного раствора, воздушной струи и водяной струи (Jet-3).

С возрастанием сложности методики цементирования растет и максимально возможный диаметр создаваемой грунтоцементной сваи. Добавление к струе бетонного раствора струй воздуха и воды позволяет более эффективно разрушать породу, добываясь большего объема тела сваи.

Основными критериями выбора между тремя системами являются тип пород на участке строительства и экономическая эффективность применения конкретной методики цементации.

Рассмотрим подробнее специфику каждой системы, ее возможности и требуемое оборудование:

– Jet-1 (Single Fluid System, однокомпонентная система). Наиболее малозатратный вариант, для реализации требуется оснастить буровое оборудование шнеком с каналом для подачи бетонной смеси. Нагнетание стабилизирующего раствора происходит под давлением до 600 атм. Бетонная смесь подается из форсунок в направлении, перпендикулярном ходу движения бурового шнека. В связи с тем, что разрушение породы производится при помощи струи бетонного раствора, в малопроницаемых глинистых породах максимальный размер грунтоцементной сваи уменьшается.

– Jet-2 (Double Fluid System, двухкомпонентная система). Струя бетонной смеси дополнительно усиливается с помощью подачи сжатого воздуха в том же направлении. Для проведения работ требуется специализированный воздушный насос и буровое оборудование, оснащенное двухканальным шнеком. Использование энергии сжатого воздуха увеличивает производительность и позволяет создавать сваи большего диаметра. Как и при цементации по технике Jet-1, двойная бетоновоздушная струя подается в боковом направлении, разрушая породу вокруг бурового шнека.

– Jet-3 (Triple Fluid System, трехкомпонентная система). Это наиболее дорогостоящая и сложная технология. Она требует применения трехканального бурового шнека и трех разновидностей насосов, а также повышенного расхода цемента. В отличие от перечисленных выше методик, при цементации Jet-3 порода разрушается исключительно с помощью мощной водовоздушной струи, подаваемой перпендикулярно направлению бурения через сопла. Стабилизирующий раствор подается вертикально через расположенные ниже форсунки, что позволяет исключить примеси в теле сваи и создать объемные бетонные сооружения большого диаметра. Система цементации Jet-3 широко применяется при строительстве на нарушенных грунтах с включениями, карстовыми пустотами и т. д.

Подбор технологии цементации грунтов Jet Grouting производится на основе всестороннего анализа геологических особенностей участка, параметров возводимого сооружения и экономической эффективности.

6 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНА

Котлованами называют выемки, выполненные в грунте и предназначенные для различных целей: устройства фундаментов, монтажа подземных конструкций и т. п. Выемки, имеющие большую длину и малую ширину, называют *траншеями*.

Для рассматриваемого сооружения необходимо запроектировать котлован (траншею). При этом необходимо обеспечить выполнение норм техники безопасности, обосновать возможность производства земляных работ, учесть рекомендации курса технологии строительного производства. В случае необходимости предусмотреть крепление откосов котлована, понижение уровня грунтовых вод или водоотлив.

Размеры дна котлована в плане определяются расстояниями между наружными осями сооружения, расстояниями от этих осей до крайних уступов фундаментов, размерами дополнительных конструкций, устраиваемых около фундаментов с наружных сторон (пристенных дренажей, временных водоотливных канав и пр.), и минимальной шириной зазора, позволяющего возводить подземные части сооружения, между дополнительной конструкцией и стенкой котлована (принимается обычно $\geq 0,5$ м). Размеры котлована наверху складываются из размеров дна котлована и ширины откосов или конструкций крепления его стенок. Глубина котлована определяется отметкой заложения подошвы фундамента и дополнительных устройств (песчаной подушки, пластового дренажа и т. д.).

В зависимости от свойств грунта, глубины выработки и наличия подземных вод стенки котлованов либо крепят, либо придают им естественный откос.

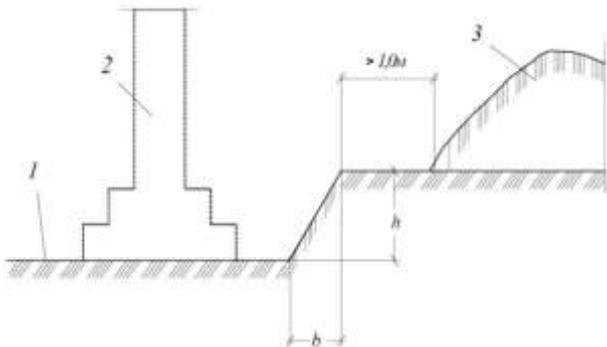


Рисунок 6.1 – Котлован с естественными откосами:
1 – дно котлована; 2 – очертания будущего фундамента; 3 – вынутый грунт

Котлованы с естественными откосами устраивают в сухих и маловлажных устойчивых грунтах. При глубине котлована более 5 м крутизна откоса принимается по расчету, а при глубине ≤ 5 м ее можно не рассчитывать, а назначать в зависимости от грунтовых условий по таблице 6.1 (за крутизну откоса принимается отношение высоты откоса h к его заложению b).

Таблица 6.1 – Наибольшая крутизна грунтовых откосов

Грунты	Наибольшая крутизна откосов при глубине котлована, м, до					
	1,5		3		5	
	α , град	h/b	α , град	h/b	α , град	h/b
Насыпные	56	1:0,67	45	1:1	38	1:1,25
Песчаные и гравийные влажные (ненасыщенные)	63	1:0,5	45	1:1	45	1:1
Супеси	76	1:0,25	56	1:0,67	50	1:0,85
Суглинки	90	1:0	63	1:0,5	53	1:0,75
Глины	90	1:0	76	1:0,25	63	1:0,5
Моренные: пески и супеси	76	1:0,25	60	1:0,57	53	1:0,75
суглинки	78	1:0,25	63	1:0,5	57	1:0,65

В строительной практике часто прибегают к устройству котлованов с вертикальными откосами (с целью уменьшения объемов земляных работ; из-за стесненных условий), которые, как правило, требуют крепления боковых стенок. Устройство котлованов и траншей с вертикальными стенками без креплений допускается только в маловлажных грунтах и если они оставляются открытыми на непродолжительный срок. Глубина таких котлованов не должна превышать величин, указанных в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Наибольшая глубина выемок с вертикальными стенками

Грунты	Наибольшая глубина выемки, м
Древесные, гравийные, песчаные и пластичные супеси	1,0
Супеси твердые, суглинки и глины мягкопластичные	1,25
Суглинки и глины: тугопластичные	1,5
полутвердые	2,0
твердые	3,0

Пример оформления плана котлована показан на рисунке 6.2

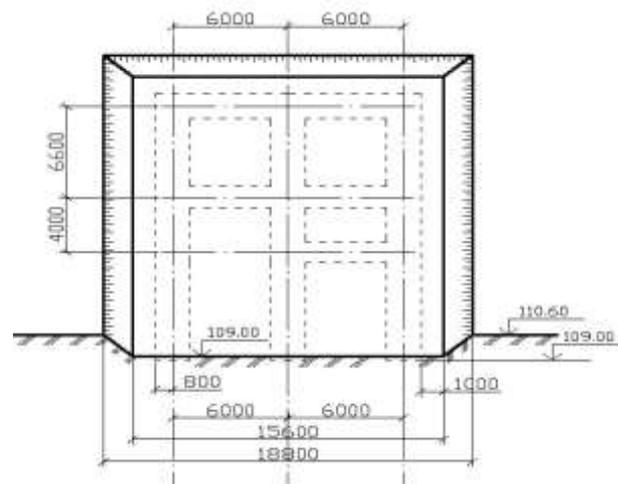


Рисунок 6.2 – План котлована, совмещенный с разрезом

6.1 Особенности котлованов уникальных зданий

Принципы устройства котлованов уникальных зданий и сооружений аналогичны объектам массового строительства. Их специфика определяется в основном двумя факторами:

- большими размерами в плане;
- значительной глубиной.

Эти факторы обуславливают влияние выемки грунта на близлежащие объекты: разгрузка основания приводит к вертикальным и горизонтальным смещениям грунта на расстоянии до нескольких десятков метров.

Кроме того, разработка котлована, как правило, сопровождается понижением уровня грунтовых вод (УГВ). Это, в свою очередь, приводит к дополнительным осадкам соседних зданий.

Для решения возникающих проблем, как правило, выполняют дополнительные расчеты с целью получения количественной оценки данного влияния и, при необходимости, изменяют конструкцию котлована, технологию производства работ и/или выполняют усиление основания близлежащих зданий и сооружений.

Удержание откосов глубоких котлованов, как правило, требует применения анкеров, расположенных в несколько ярусов (рисунок 6.3). Если рельеф местности не ровный, то кроме откосного давления ограждение котлована должно воспринимать еще и оползневое давление. Это увеличивает трудоемкость и стоимость строительства. Для снижения себестоимости используют сочетание различных типов удерживающих сооружений (рисунок 6.4).



Рисунок 6.3 – Госпиталь Св.Ольги (Штутгарт, Германия): многоярусное анкерное крепление ограждения котлована, удерживающее склон



Рисунок 6.4 – Госпиталь Св.Ольги (Штутгарт, Германия): сочетание различных типов ограждения котлована и высачивание грунтовых вод по трещинам в породах

7 ЗАЩИТА ОТ ПОВЕРХНОСТНЫХ И ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Для защиты фундаментов и подземных помещений здания или сооружения от атмосферных и грунтовых вод необходимо предусмотреть специальные защитные мероприятия, которые зависят от гидрогеологических условий строительной площадки, сезонного колебания и возможного изменения уровня грунтовых вод, особенностей конструкций и назначения помещения. Выработанные практикой строительства различные способы защиты конструкций и подземных помещений от подземных вод и сырости можно разделить на три основные группы:

- борьба с проникновением атмосферных осадков в грунт путем отвода дождевых и талых вод с площадки строительства;
- устройство дренажей для его осушения;
- применение различных видов гидроизоляции.

Для организации отвода дождевых и талых вод осуществляется вертикальная планировка территории застройки, заключающаяся в придании местности определенных уклонов. Для эвакуации собравшейся воды предусматривается устройство на местности системы водоотливных канав, а на застроенной местности, где применение открытой системы водоотлива затруднительно, устраивают закрытые лотки и ливневую канализацию.

В качестве защиты фундаментов и грунтов основания от атмосферных вод вокруг здания предусматривается также асфальтобетонная отмостка шириной 1,2–1,5 м.

Гидроизоляция предназначена для обеспечения водонепроницаемости сооружений, а также защиты от коррозии и разрушения материалов фундаментов и подземных конструкций при физической или химической агрессивности подземных вод.

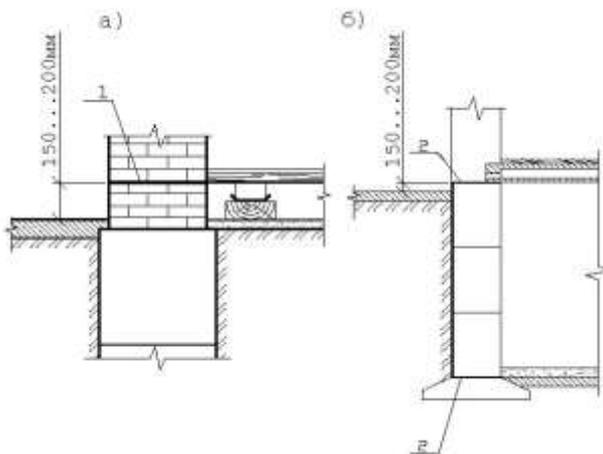


Рисунок 7.1 – Изолация сырости стен бесподвального здания (а) и стен подвального помещения (б):

- 1 – цементный раствор или рулонный материал;
- 2 – обмазка битумом за два раза

В каждом конкретном случае выбирается наиболее рациональный тип гидроизоляции, который в комплексе с другими водозащитными мероприятиями обеспечивает заданный режим влажности в изолируемых помещениях на весь срок их службы.

В простейшем случае, когда необходимо защи-

тить от капиллярной влаги надземные помещения, достаточно ограничиться устройством по выровненной поверхности всех стен на высоте 15÷20 см от верха отмостки или тротуара непрерывной водонепроницаемой прослойки из жирного цементного раствора толщиной 2–3 см или 1–2 слоев рулонного материала на битумной мастике.

Если уровень подземных вод находится ниже пола подвала (рисунок 7.1), то гидроизоляция подвальных и заглубленных помещений устраивается путем обмазки за 1–2 раза наружной поверхности горячим битумом с прокладкой рулонной изоляции в стене на уровне пола подвала, причем во влажных грунтах обмазку выполняют по оштукатуренной цементным раствором поверхности стены. В сильно увлажненных грунтах в цементный раствор добавляют специальные добавки для уменьшения водонепроницаемости. С внутренней стороны пол и штукатурку выполняют из плитки или в виде цементного слоя с железнением.

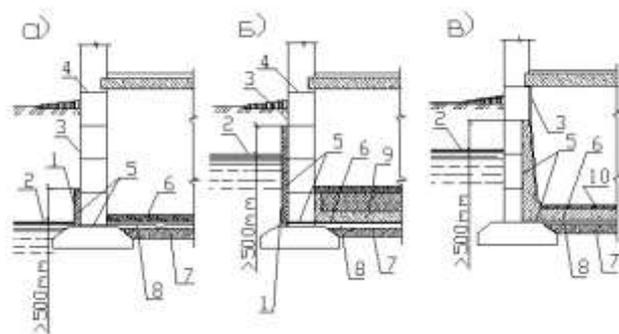


Рисунок 7.2 – Гидроизоляция подвальных помещений при небольших (а) и при больших (б, в) напорах подземных вод;

- 1 – защитная стенка; 2 – уровень подземных вод;
- 3 – битумная обмазка; 4 – цементный раствор или рулонный материал; 5 – рулонная изоляция; 6 – защитный цементный слой;
- 7 – бетонная подготовка; 8 – цементная стяжка;
- 9 – железобетонное перекрытие; 10 – железобетонная коробчатая конструкция

Если уровень подземных вод находится выше отметки пола подвала, то гидроизоляцию устраивают в виде сплошной оболочки, защищающей заглубленное помещение снизу и по бокам (рисунок 7.2). Она выполняется из рулонных материалов и наклеивается на изолируемую поверхность битумной мастикой (клеечная гидроизоляция). Водонепроницаемый ковер ниже расчетного уровня подземных вод должен быть непрерывен по всей заглубленной поверхности и устраиваться на высоту, превышающую на 0,5 м максимальную отметку уровня подземных вод.

Вертикальная гидроизоляция для защиты заглубленных помещений с боков наклеивается, как правило, с наружной стороны конструкций, чтобы под действием напора подземных вод она была прижата к изолируемой поверхности. Для предохранения от механических повреждений ее ограждают снаружи защитной стенкой из кирпича ($\delta = 120$ мм), бетона или блоков. Зазор между изоляцией и защитной стенкой заполняют жидким цементным раствором.

Горизонтальная гидроизоляция для защиты заглубленных помещений снизу наклеивается на гладко выровненную цементной стяжкой поверхность подго-

товки и предохраняется сверху цементным или асфальтовым слоем толщиной 3÷5 см. Гидростатическое давление воды при уровне подземных вод до 0,5 м выше пола подвала компенсируется весом конструкции пола над изоляцией или пригрузочным слоем бетона толщиной $h_0 = h_w(\gamma_w/\gamma_0)$. Если уровень подземных вод поднимается выше отметки пола подвала более, чем на 0,5 м, то давление воды воспринимается специальной конструкцией, например, заделанные в стены или опоры здания железобетонные плиты.

В местах примыкания конструкций пола и фундаментов во избежание разрывов гидроизоляции устраивается компенсатор в виде петли рулонного ковра в коробе, заполненном битумной мастикой.

Вопросы для самоконтроля

1. Как называется раздел проектной документации, посвященный основным технологическим решениям и организации строительства?
2. Какие основные операции включает в себя технологический цикл по устройству буроинъекционных свай?
3. Что рекомендуется применять в качестве промывочного раствора при бурении с промывкой буроинъекционных свай?
4. Для чего нужен промывочный раствор при бурении скважин?
5. Какие бетоны используются для изготовления ствола буроинъекционной сваи?
6. Для чего выполняется опрессовка свежееуложенной бетонной смеси буроинъекционной сваи?
7. Сколько существует основных технологий устройства Jet-свай?
8. За счет чего происходит разрушение окружающего грунта при устройстве свай по технологии Jet-1?
9. За счет чего происходит разрушение окружающего грунта при устройстве свай по технологии Jet-2?
10. За счет чего происходит разрушение окружающего грунта при устройстве свай по технологии Jet-3?
11. При одних и тех же условиях, какие сваи имеют больший диаметр, Jet-1 или Jet-2?
12. При одних и тех же условиях, какие сваи имеют большую прочность ствола, Jet-1 или Jet-2?
13. Какая технология изготовления Jet-свай позволяет исключить примеси грунта в теле сваи и создать объемное бетонное сооружение?
14. В чем заключаются основные преимущества Jet технологии перед другими способами инъектирования раствора в грунт?
15. Что называется котлованом?
16. Чем котлован отличается от траншеи?
17. Чем определяются размеры котлована в плане?
18. Чем определяется глубина котлована?
19. Чем отличается водоотлив от водопонижения?
20. Когда можно делать котлован с естественными откосами?
21. Как влияет откачка воды из глубокого котлована на соседние здания?
22. Как выполняют удержание откосов глубоких котлованов?
23. Для чего при устройстве глубоких котлованов используют несколько технологий удержания откосов?
24. Назовите основные группы методов защиты подземных помещений от грунтовых вод?
25. Для чего делается горизонтальная гидроизоляция в надземной части стены подвала (фундаментной стены)?

8 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ

При реальном проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений приходится учитывать много факторов, влияющих на выбор проектного решения, и разрабатывать несколько (не менее трех) вариантов.

Следует иметь в виду, что выполнение оценок целесообразности того или иного типа фундаментов следует производить, как правило, для здания и сооружения в целом. Нельзя судить о преимуществе конструкции фундамента, например, по анализу технико-экономических показателей, полученных для одного фундамента, так как оптимальное для него решение может не отражать оптимальности решения различных фундаментов, имеющих в здании.

Однако, только в рамках курсового проекта, для предварительной оценки технико-экономических показателей фундаментов различных видов в таблице 8.1 приведены удельные показатели стоимости и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов.

Таблица 8.1 – Удельные показатели стоимости (в ценах 1985 г) и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов

Наименование работ	Стоимость, руб	Трудоемкость, чел.-дни
Разработка грунтов глубиной до 3 м:		
песчаных	1,8	0,23
глинистых	2,0	0,28
влажных	2,3	0,32
Устройство подготовки под фундаменты:		
песчаной	4,8	0,11
щебеночно-гравийной	11,5	0,13
бетонной	23,7	0,58
Устройство монолитных железобетонных фундаментов и ростверков из бетона марки М200:		
столбчатых	29,6	0,72
ленточных	26,1	0,38
Устройство сборных железобетонных фундаментов из бетона марки М200	59,2	0,55
Устройство ленточных фундаментов и стен подвалов из сборных бетонных блоков марки М100	53	0,42

Наименование работ	Стоимость, руб	Трудоемкость, чел.-дни
Погружение железобетонных свай из бетона марки М300 в грунты I группы: длинной до 12 м длинной до 16 м составных длиной до 20 м	85,2	1,05
	93,8	1,68
	105,3	1,6
Погружение железобетонных свай из бетона марки М300 в грунты II группы: длинной до 12 м длинной до 16 м составных длиной до 20 м	90,3	1,05
	103,7	1,68
	111,2	1,6
Бурение лидерных скважин в грунтах: I группы II группы	1,85	0,09
	2,15	0,11
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М200 без уширения диаметром мм: ≤630 ≤720 ≤820 ≤1020	58,3/90,8	1,32/1,97
	54/84,8	1,02/1,41
	53,7/82,4	0,91/1,25
	50/74,3	0,76/1,04
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М200 с уширением	87,6/125,8	2,36/2,56
Устройство набивных свай из бетона марки М200 с уплотнением скважин (в деле): пробивкой вытрамбовыванием	45,0	1,12
	37,2	1,32

Примечания

1. Показатели по всем видам работ (за исключением бурения лидерных скважин) даны в расчете на 1 м³, а по бурению лидерных скважин – на 1 м.

2. Над чертой даны значения для связных грунтов, под чертой – для несвязных.

3. Показатели по земляным работам учитывают транспортировку, обратную засыпку и уплотнение грунта.

4. Затраты труда даны только для строительной площадки.

Для оценки технико-экономических показателей в курсовом проекте необходимо начертить в пояснительной записке два варианта запроектированных фундаментов, представить подсчет объема основных работ и материалов, распространив каждую конструкцию фундамента на все здание. Затем рассчитать стоимость и трудоемкость каждого фундамента (по форме таблицы 8.2), проанализировать технологичность каждого фундамента в конкретном случае, используемые механизмы и др. Дать технико-экономическое сравнение двух вариантов и рекомендовать один из фундаментов для конкретного применения в данном здании при данных грунтовых условиях.

Таблица 8.2 – Определение технико-экономических показателей свайного фундамента (на естественном основании)

Наименование работ	Количество, м ³	Стоимость, руб		Трудоемкость, чел.-дни	
		на един.	всего	на един.	всего
Разработка глинистых грунтов	58	2,0	116	0,28	16,24

9 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Рассмотренные в настоящем учебном пособии методы расчета и конструирования оснований и фундаментов уникальных зданий предполагают постоянное совершенствование для того, чтобы являться надежным и достоверным инструментом, помогающим инженеру такие выбирать такие решения фундаментов, которые помогут стать реальностью самым смелым архитектурным замыслам.

Как правило, нерегулярные в плане и по высоте уникальные здания и сооружения формируют настолько сложные сочетания усилий, передаваемых на основание, что это неизбежно приводит к необходимости разработки таких же уникальных фундаментов.

Поэтому современный инженер должен обладать не только баковыми знаниями, но быть изобретательным, способным добиваться наилучшего сочетания красоты, надежности, материалоемкости возводимого объекта.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций.— М.: Стандартиформ, 2015.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. — М.: Госстрой России, 2011.
3. СП 22.13330.2011. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. — М.: Госстрой России, 2011.
4. СП 24.13330.2011. Проектирование и устройство свайных фундаментов. — М.: Госстрой России, 2011.
5. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. — М., 2015.
6. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. — М.: ФГУП ЦПП, 2005
7. СП 43.13330.2012 Сооружения промышленных предприятий. — М.: ФГУП ЦПП, 2013.
8. СП 253.1325800.2017 Инженерные системы высотных зданий. — М.: ФГУП ЦПП, 2017.
9. СНКК 22-301-2000* (ТСН 22-302-2000* Краснодарского края). Строительство в сейсмических районах Краснодарского края / Департамент строительства Краснодарского края. — Краснодар, 2004.
10. СНКК 20-303-2002 (ТСН 20-302-2002 Краснодарского края). Нагрузки и воздействия. Ветровая и снеговая нагрузки./Департамент по строительству и архитектуре Краснодарского края. — Краснодар: Типография администрации Краснодарского края, 2003.
11. Рекомендации по применению микросвай. — М.: Росстрой России, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2006.
12. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие / С.Б. Ухов [и др.]; под ред. С. Б. Ухова. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: ВШ., 2002.
13. Шадунц, К. Ш. К расчету зданий и сооружений на сложных, неравномерно сжимаемых основаниях / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2003. — № 2. — С. 7–10.
14. Мариничев, М.Б. Разработка конструктивного решения вертикально армированного основания плитного фундамента высотного здания в сейсмическом районе / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев // Материалы международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении». — Новочеркасск: Изд-во ИД «Политехник», 2015. — С. 272–281.
15. Мариничев, М.Б. Практическая реализация метода вертикального армирования неоднородного основания для компенсации неравномерной деформируемости грунтового массива и снижения сейсмических воздействий на надземное сооружение / М.Б. Мариничев, И.Г. Ткачев, Ю. Шлее // Научный журнал КубГАУ [Электронный ресурс]. — Краснодар: КубГАУ, 2013. — №10(094). — Режим доступа: <http://ej.kubagro.ru/2013/10/pdf/51.pdf>
16. Шадунц, К.Ш. Плитные фундаменты многоэтажных зданий на просадочных грунтах / К.Ш. Шадунц, М.Б. Мариничев // Жилищное строительство. — 2003. — № 11. — С. 16–18.
17. Шадунц, К. Ш. Особенности деформаций днищ резервуаров / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. В. Угринов // Промышленное и гражданское строительство. — 2004. — № 3. — С. 28–29.
18. Мариничев М. Б. Эффективные фундаментные конструкции в сложных грунтовых условиях / М. Б. Мариничев, К. Ш. Шадунц, А. Ю. Маршалка // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. — № 2. — С. 34-36
19. Патент РФ 2300604 Способ строительства свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. А. Демченко. Оpubл. 07.10.2005.
20. Патент РФ 2242563 Способ подготовки основания резервуара / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. В. Угринов. Оpubл. 20.12.2004.
21. Патент РФ 2378454 Способ возведения свайно-плитного фундамента / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев. Оpubл.14.08.2008
22. Мариничев, М.Б. Опыт реализации нестандартных методов проектирования и строительства фундаментов высотных зданий в сейсмических районах / М.Б. Мариничев // Научный журнал КубГАУ [Электронный ресурс]. — Краснодар: КубГАУ, 2017. — №01(125). С. 623 – 657. — Режим доступа: <http://ej.kubagro.ru/2017/01/pdf/43.pdf>, 2,188 у.п.л.
23. Шадунц К.Ш., Ещенко О.Ю., Волик Д.В. Напряженно-деформированное состояние оснований современных зданий. Международный сборник научных трудов. «Совершенствование качества материалов и конструкций». — Новосибирск 2004-2005г. С. 53–56.
24. Шадунц К.Ш., Ещенко О.Ю. Фундаменты крупных резервуаров в зоне тектонических разломов (технологии НТЦ «ГеоПроект»). Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов» №6, 2005г, С.28–32.
25. Шадунц К.Ш., Ещенко О.Ю. Надежность фундаментов изотермических резервуаров на Тамани. Журнал «Энергосбережение и водоподготовка» №1, 2006, С.63–65.
26. Ещенко О.Ю. Усиление оснований резервуаров грунтовыми подушками переменной мощности. Материалы Российской науч.-практ. конф., посвященной памяти проф. Ю.Н.Мурзенко и А.П.Пшеничкина: «Актуальные проблемы фундаментостроения на юге России», 14–15 июля 2010г,- г.Новочеркасск, ЮРГТУ (НПИ), 2010г. С 123–128.
27. Ещенко О.Ю. Применение принципов бионики в геотехнике. Сб. трудов юбил. конф. посвящ. 80-летию каф. мех. гр., осн. и фонд. МГСУ - М.: МГСУ, 2010, С.160–165.
28. Ещенко О.Ю. Особенности инженерно-геологических изысканий для строительства и реконструкции стальных резервуаров, предназначенных для хранения нефти и нефтепродуктов. Журнал «Инженерные изыскания», №6, 2011, С.62–67
29. Ещенко О.Ю., Чернявский Д.А. Оценка влияния геометрических параметров буроинъекционных конических свай на их осадку в глинистых грунтах. Журнал «Строительство и архитектура», 2015, том 3, выпуск 2(7), С. 58–60.
30. Ещенко О.Ю., Волик Д.В. Сейсмостойкое строительство. — Краснодар, ФГОУ ВПО КубГАУ, 2011 – 76 с.
31. Патент РФ 2 489 549 Сооружение для хранения жидкостей больших объемов на неоднородном основании / Ещенко О.Ю., Болгов И.В. Оpubл. 14.10.2013.

Учебное издание

Ещенко Олег Юрьевич
Мариничев Максим Борисович
Чумак Максим Викторович

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Учебное пособие

В авторской редакции

Подписано в печать 15. 03. 2017 г. Формат 60 x 84 ½,
Усл. печ. л. – 9,0. Уч.-изд. л. – 5,3.
Тираж 75 экз. Заказ № _____

Типография Кубанского государственного аграрного университета
350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13