

Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации
Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Пермский национальный исследовательский
политехнический университет»

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

*Утверждено
Редакционно-издательским советом
университета в качестве
учебно-методического пособия*

Издательство
Пермского национального исследовательского
политехнического университета
2021

Авторы:
С.В. Калошина, О.А. Шутова, А.В. Захаров,
А.Б. Пономарев, М.И. Кудашева

УДК 624.131;624.15
П 791

Рецензенты:
канд. техн. наук, доцент *Д.Г. Золотозубов*
(Пермский национальный исследовательский
политехнический университет);
канд. техн. наук, доцент, директор *В.И. Клевко*
(ООО «НПФ «Стройэксперт»»)

П 791 **Проектирование** фундаментов в стесненных условиях городской застройки: учеб.-метод. пособие / С.В. Калошина [и др.]. – Пермь : Изд-во Перм. нац. исслед. политех. ун-та, 2021. – 223 с.

ISBN 978-5-398-02574-3

Рассматриваются опасные инженерно-геологические процессы, развивающиеся на урбанизированных территориях; особенности устройства котлованов и фундаментов в условиях плотной городской застройки; мероприятия по предотвращению влияния нового строительства на существующую застройку; особенности проведения геотехнического мониторинга. Приведены указания к выполнению расчетов по определению влияния нового строительства на существующую застройку; отдельные экспериментальные подходы к исследованию грунтов в лабораторных условиях.

Предназначено для магистров, обучающихся по направлению 08.04.01 «Строительство».

*Утверждено на заседании кафедры СПГ.
Протокол № 9 от 11 февраля 2021 г.*

УДК 624.131;624.15

ISBN 978-5-398-02574-3

© ПНИПУ, 2021

СОДЕРЖАНИЕ

1. Инженерно-геологические процессы и явления, развивающиеся на урбанизированных территориях	7
1.1. Общие положения	7
1.2. Опасные инженерно-геологические процессы	11
1.2.1. Гравитационные склоновые процессы	11
1.2.2. Водно-эрозионные процессы	18
1.2.3. Процессы, связанные с подземными водами	19
1.2.4. Карстовые явления	25
1.2.5. Суффозионные явления	26
1.2.6. Просадочные явления	27
1.3. Развитие опасных инженерно-геологических процессов на территории Пермского края	28
Вопросы для самопроверки	35
2. Строительство зданий на урбанизированных территориях	37
2.1. Особенности возведения зданий в условиях плотной городской застройки	37
2.2. Понятие и нормирование дополнительных деформаций	38
2.3. Причины деформаций существующих зданий при новом строительстве	42
2.4. Учет сложившихся условий при строительстве новых зданий	47
2.4.1. Учет конструктивных особенностей существующих зданий в условиях плотной городской застройки	48
2.4.2. Учет инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительства	54
2.4.3. Учет технологии производства земляных работ	57

2.5. Устройство котлована вблизи существующего фундамента	59
2.6. Устройство глубоких котлованов	65
2.6.1. Виды ограждения глубоких котлованов	65
2.6.2. Технологии устройства глубоких котлованов	67
2.7. Строительное водопонижение в условиях плотной городской застройки	77
2.8. Меры по уменьшению влияния нового здания на соседние	87
2.9. Деформации существующих зданий при строительстве рядом с ними новых зданий	93
2.10. Геотехнический мониторинг зданий и геологической среды	95
Вопросы для самопроверки	113
3. Расчетные методы оценки влияния нового строительства на существующие здания и сооружения	116
3.1. Расчет осадки основания методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей	116
3.1.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов	117
3.1.2. Построение расчетной схемы. Разбиение основания на элементарные слои	120
3.1.3. Определение напряжений на границах элементарных слоев	122
3.1.4. Определение глубины сжимаемой толщи	126
3.1.5. Определение осадок методом угловых точек	127
3.1.6. Определение крена фундамента существующего здания	130
3.1.7. Пример расчета осадки основания существующего фундамента методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних площадей	132
Вопросы для самопроверки	152

3.2. Оценка влияния работ по забивке свай на существующие здания и сооружения	153
3.2.1. Исходные данные	153
3.2.2. Проектирование свайных фундаментов и шпунтовых ограждений из погружаемых элементов вблизи сооружений	158
3.2.3. Проектирование свайных фундаментов и шпунтовых ограждений из погружаемых элементов вблизи подземных коммуникаций	163
3.2.4. Меры по уменьшению влияния динамического воздействия на сооружения и коммуникации	165
3.2.5. Пример расчета возможности погружения свай вблизи здания	168
Вопросы для самопроверки	171
4. Экспериментальные подходы к исследованию грунтов в лабораторных условиях	173
4.1. Изготовление образцов глинистого грунта нарушенной структуры с заданными значениями плотности и влажности	174
4.1.1. Описание методики	174
4.1.2. Определение числа пластичности	175
4.1.2.1. Определение влажности грунта на границе раскатывания	176
4.1.2.2. Определение влажности грунта на границе текучести	177
4.1.3. Определение влажности грунта методом высушивания до постоянной массы	179
4.1.3.1. Пример оформления результатов определения влажности глинистой пасты	181
4.1.3.2. Пример определения числа пластичности грунта	182
4.1.4. Методика определения количества воды для получения глинистой пасты требуемой консистенции	183

4.1.4.1. Пример определения количества воды для получения глинистой пасты требуемой консистенции	184
4.1.5. Формирование образцов грунта заданными характеристиками плотности и влажности	185
4.1.6. Определение характеристик физического состояния грунтов	186
4.2. Экспериментальные исследования в области геотехники	188
Список литературы.....	199
Приложение 1	201
Приложение 2	202
Приложение 3	205
Приложение 4	208
Приложение 5	213
Приложение 6	216
Приложение 7	217
Приложение 8	218
Приложение 9	222

1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ И ЯВЛЕНИЯ, РАЗВИВАЮЩИЕСЯ НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

1.1. Общие положения

Следствием человеческого вмешательства в природную обстановку можно считать изменение почти всех компонентов среды, попадающих в сферу влияния человека. Активному воздействию подвержены как атмосфера, почвенный покров, подземная и поверхностная гидросфера, рельеф и растительность, так и современные геодинамические процессы и явления, являющиеся предметом изучения динамической геологии.

Динамическая геология – направление геологии, занимающееся изучением разнообразных геологических процессов, форм рельефа земной поверхности, взаимоотношений различных по генезису горных пород, характера их залегания и деформации. Известно, что в ходе геологического развития происходило многократное изменение состава, состояния вещества, облика поверхности Земли и строения земной коры. Эти преобразования связаны с различными геологическими процессами и их взаимодействием.

Среди них выделяются две группы:

1. Эндогенные (*от греч.* эндос – внутри), или внутренние, связанные с тепловым воздействием Земли, напряжениями, возникающими в ее недрах, с гравитационной энергией и ее неравномерным распределением.

2. Экзогенные (*от греч.* экзос – снаружи, внешний), или внешние, вызывающие существенные изменения в поверхностной и приповерхностной частях земной коры. Эти изменения связаны с лучистой энергией Солнца, силой тяжести, непрерывным перемещением водных и воздушных масс, циркуляцией воды на поверхности и внутри земной коры, с жизнедеятельностью организмов и другими факторами. Все экзогенные процес-

сы тесно связаны с эндогенными, что отражает сложность и единство сил, действующих внутри Земли и на ее поверхности.

Одним из видов вмешательства человека в природную среду является строительство зданий и инженерных сооружений.

Строящееся или возведенное сооружение взаимодействует с природной средой. Воздействие сооружения проявляется в изменении напряженного состояния грунтов и массивов (нагрузки на основания от сооружений и транспорта, извлечение из недр полезных ископаемых, разработка котлованов, выемок, карьеров, подземных выработок), нарушении теплового и водного режимов грунтов (уничтожение растительности, осушение или обводнение территорий), изменении гидрогеологических условий (откачка подземных вод, дренаж грунтовых вод, заполнение водохранилищ) и др.

Возведение сооружений ускоряет либо замедляет, оживляет или ослабляет и видоизменяет природные экзогенные геологические процессы и обуславливает возникновение и развитие новых процессов, аналогичных естественным, но нередко ярче выраженных, а также процессов, не имеющих аналогов в природе. Процессы и явления, главным агентом возникновения и развития которых является человек, называются *инженерно-геологическими*. В отличие от природных, эти процессы и явления развиваются главным образом в массивах, ставших объектами хозяйственной, в особенности инженерной, деятельности и выступающих как основания, среда, материалы различных сооружений и как объекты разработки, а также добычи ископаемых. Эти процессы протекают локально, часто с относительно более высокой скоростью и более интенсивно, нежели их естественные аналоги. Возникновение, развитие и действие инженерно-геологических процессов планомерно направляются, регулируются и управляются человеком. Однако имеют место и побочные процессы и явления, пока еще не управляемые, например оседание поверхности земли при извлечении из недр полезных ископаемых, сдвигении подземных выработок, местные землетрясения в зоне горных работ и вблизи глубоких водохранилищ и др.

Таблица 1

Основные инженерно-геологические процессы и явления, развивающиеся при различных видах строительства

Вид строительства	Вертикальные зоны и характерные признаки строительства	Грунты-основания, среда и материалы сооружений, объекты разработки	Основной тип искусственного воздействия на природную обстановку	Характерные инженерно-геологические процессы, явления и образования
Аэродромное, автотроллейбусное, дорожное	Глубина сезонного промерзания и оттаивания грунтов. Обычно зона аэрации с присутствием воздуха в порах пород. Переменные влажность, льдистость и температура грунтов	Главным образом почвы, покровные породы	Нарушение теплового и водного режима грунтов. Динамическое воздействие с возможностью бокового выпирания грунтов. Усадка и трамбование грунтов, нагрузка от движущихся самолетов и автомобилей	Деформации площадок и дорожного полотна при замерзании и оттаивании грунтов (дорожные пучины, наледь, солифлюктация, термокарст); образование дождевых колеи
Железнодорожное, мостовое, портовое, промышленное и гражданское	Глубина до 30 м. Обычно зона активного выветривания и водообмена. Сезонные колебания температуры грунтов затрагивают книзу. Постоянная влажность грунтов	Главным образом осадочные породы, преимущественно рыхло-обломочные, талые и мерзлые	Нарушение теплового режима. Разгрузка массивов при вскрытии котлованов и выемок. Подвижная нагрузка. Нагрузки от сооружений. Обводненные территории. Подъем уровня грунтовых вод на застроенных территориях при конденсации влаги под водонепроницаемыми покрытиями и миграция ее к охлажденным поверхностям. Водоупложнение	Обрушение откосов, оползны, выпирание грунтов откосов, пылувные явления. Сжатие, осадки и выпирание грунтов оснований сооружений. Просадки, выщелачивание, набухание, размыв и засоление грунтов. Осадки поверхности земли. Наледи, деформации откосов и оснований при оттаивании мерзлых грунтов

Окончание табл. 1

Вид строительства	Вертикальные зоны и характерные признаки строительства	Грунты-основания, среда и материалы сооружений, объемы разработки	Основной тип искусственного воздействия на природную обстановку	Характерные инженерно-геологические процессы, явления и образования
Подземное. Разработка полезных ископаемых	Глубина десятки и сотни метров. Обычная зона водонасыщения. Постоянная и часто повышенная температура. Повышенное давление	Различные горные породы, чаще с преобладанием скальных включений	Местная разгрузка с ослаблением всего массива. Нарушение гидрогеологического, газового и теплового режимов. Взрывание пород	Развитие горного давления. Сдвигение выработок, провалы и оседание дневной поверхности. Оседание поверхности земли при извлечении из недр подземных вод, нефти, газа, угля, руды и пр.
Гидротехническое	Глубина 10–100 м и более	Различные породы	То же. Нагружение чаши водохранилища водой. Нарушение гидрогеологического режима в прилегающей полосе	Переработка берегов водохранилищ. Подъем уровня грунтовых вод в прибрежной полосе, нередко ее заболачивание или засоление. Просадка вдоль каналов, шлюзов
Все виды строительства	Различные глубины	То же	Искусственное изменение состава, сложения, состояния и свойств пород	Уплотнение, осушение, увлажнение, замораживание оттаивание, упрочнение и ослабление пород. Разрушение либо связывание частей трещиноватых массивов пород

В табл. 1 охарактеризованы основные инженерно-геологические процессы и явления, развивающиеся при аэродромном, железнодорожном, мостовом, гидротехническом и подземном строительстве.

1.2. Опасные инженерно-геологические процессы

Под опасными инженерно-геологическими процессами понимается многообразие геологических процессов, которые происходят в приповерхностных частях литосферы под воздействием внешних природных и техногенных факторов и могут нанести существенный ущерб гражданским и промышленным сооружениям.

Перечень наиболее опасных геологических явлений и процессов, оказывающих существенное отрицательное влияние, включает:

- склоново-гравитационные (оползни, обвалы);
- водно-эрозионные (селевые потоки, русловые процессы, овражная эрозия);
- процессы, связанные с подземными водами (подтопление, карст, суффозия, просадки);
- процессы, связанные с ветро-волновыми явлениями на акваториях (морская абразия, переработка берегов водохранилищ);
- процессы криогенной группы (термокарст, морозное пучение, термоэрозия, солифлюкция, наледи);
- землетрясения, извержение вулканов и др.

1.2.1. Гравитационные склоновые процессы

Оползни. Как и другие геологические процессы, оползни развиваются под влиянием двух групп факторов: природных и техногенных. Согласно И.П. Иванову и Ю.Б. Тржцинскому, те и другие факторы можно разделить на две группы (табл. 2):

1) факторы, изменяющие свойства горных пород, слагающих склон;

2) факторы, изменяющие напряженное состояние пород приоткосного массива.

Наиболее часто оползни возникают на склонах, сложенных чередующимися водоупорными (глинистыми) и водоносными породами (например, песчано-гравийными, трещиноватыми известняковыми). Развитию оползней способствует такое залегание, когда слои расположены с наклоном в сторону склона или в этом же направлении пересечены трещинами. В сильно увлажненных глинистых породах оползни приобретают форму потока. В плане оползни часто имеют форму полукольца, образуя понижение в склоне, называемое оползневой цирком. Продольный разрез и строение оползня показаны на рис. 1. При активном развитии оползневых процессов на одном и том же склоне могут последовательно образовываться несколько оползней. В этом случае формируется ступенчатый оползневый склон с более или менее выраженными в рельефе так называемыми оползневыми террасами.

Таблица 2

Перечень основных факторов (процессов)
возникновения оползневых явлений

Природные факторы	Техногенные факторы	Характер и результаты воздействия
I группа факторов, изменяющих свойства горных пород, слагающих склон или откос		
Выветривание пород	Разрушение пород строительными, горными и другими работами	Уменьшение прочности пород за счет изменения их физического состояния
Увлажнение природными водами	Увлажнение техногенными водами	Уменьшение прочности пород за счет их разуплотнения, набухания и размокания
Изменение температуры пород	Оттаивание ММП при разработке МПИ и эксплуатации сооружений	Разрушение цементационных связей, уменьшение прочности

Окончание табл. 2

Природные факторы	Техногенные факторы	Характер и результаты воздействия
Суффозионный вынос	Фильтрационный вынос (выпор)	Уменьшение плотности и прочности песчано-глинистых пород
Вековая ползучесть горных пород	Продолжительность эксплуатации откосного сооружения	Реологические изменения, уменьшение прочности
Выпадение цементирующих соединений из природных растворов	Техническая мелиорация горных пород	Увеличение прочности и устойчивости пород
II группа факторов, изменяющих напряженное состояние горных пород приоткосного массива		
Эрозия и абразия	Подрезка природных склонов	Увеличение угла наклона склонов и откосов, возрастание сдвигающих усилий
Изменение базиса эрозии	Углубление выемки	Увеличение высоты склонов и откосов, возрастание сдвигающих усилий
Изменение уровня грунтовых вод	Осушение карьерных полей	Формирование гидростатического и гидродинамического давления воды
Затопление атмосферными осадками и поверхностными водами	Затопление и подтопление при строительстве гидротехнических сооружений	То же
Пригрузка склонов делювием и обвальными массами	Статическая и динамическая нагрузки от сооружений и транспорта	Возрастание сдвигающих усилий, формирование порового давления
Землетрясения	Наведенные землетрясения, промышленные взрывы	То же
Аккумуляция аллювиально-делювиальных отложений	Террасирование, подпорные сооружения	Увеличение удерживающих усилий. Возрастание коэффициента устойчивости

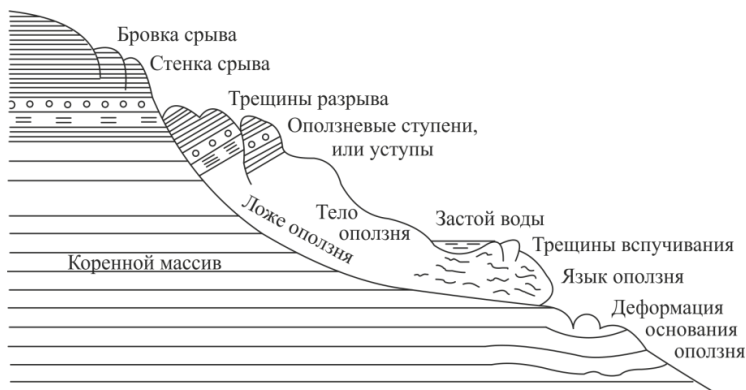


Рис. 1. Продольный разрез склона с телом оползня

Климатические факторы формирования динамики оползней многообразны, так как они определяют их тепловлагообеспеченность. Для оползней важнее степень увлажнения, т.е. то количество осадков, которое проникает в оползневый склон или оползневое тело. Эта величина существенно зависит от условий инфильтрации и может значительно меняться в течение года. Принято считать, что эта величина прямо пропорциональна годовой сумме осадков: чем больше осадков, тем сильнее увлажнены склоны. На самом деле так бывает далеко не всегда. Наиболее сложная зависимость наблюдается между увлажненностью склонов и осадками за холодный период года. И в данном случае количество влаги, поступающей в оползневые склоны, зависит не только и не столько от мощности снежного покрова, сколько от режима снеготаяния.

Обвалы – отрывы (отделения) и падения больших масс горных пород на крутых и обрывистых склонах гор, речных долин и морских побережий. Обвалы происходят в результате ослабления связности (цельности) горных пород, главным образом под влиянием процессов выветривания, деятельности поверхностных и подземных вод.

К основным видам обвальных явлений относятся вывалы, камнепады, скальные осыпи, а также комбинированные оползни-обвалы (рис. 2).

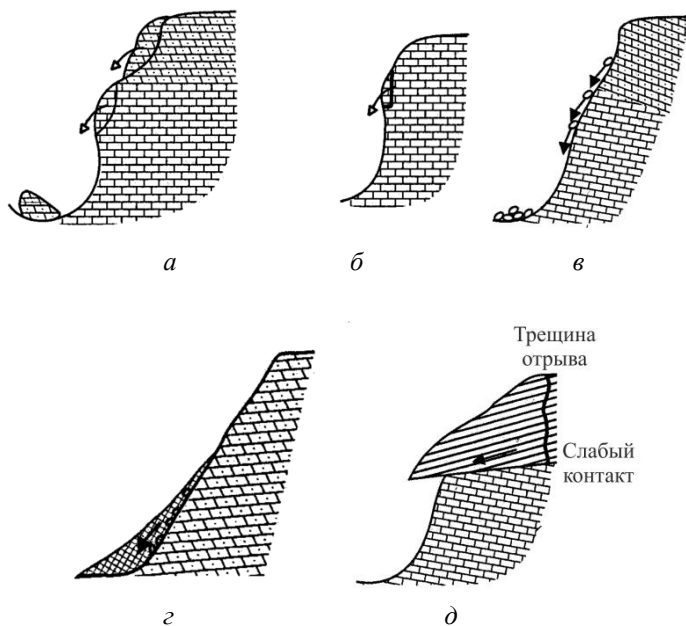


Рис. 2. Различные виды обвальных явлений: а – обвал; б – вывал; в – камнепад; г – осыпь; д – оползень-обвал

Объем крупнейшего обвала – Усойского (1911) на р. Мургаб (Памир) – составил около 2,2 млрд м³. В результате этого обвала образовались естественная плотина и Сарезское озеро.

Природные факторы формирования обвалов, по существу, те же, что и для оползней. К ним относятся:

- литолого-петрографические особенности массива;
- климатические условия;
- геоморфологические условия;
- сейсмические условия;

– геолого-структурные особенности массива, включая тектоническую раздробленность и т.п.

К обвальным явлениям относят также формирование развалов, рассыпание, камнепады.

Развалы – распад крупных глыб и блоков пород на пологих склонах и вершинах гребней. Причинами формирования развалов являются выветривание и разгрузка напряжений массивов скальных пород.

Рассыпание – смещение развалов глыб и камней на незначительные расстояния по склону. Механизм рассыпания осуществляется под действием гравитационных сил.

Камнепад – падение и смещение по склону отдельных камней, щебня и глыб. Камнепады формируются вследствие вывалов отдельных глыб или отрыва камней от неустойчивых частей на крутых склонах. В некоторых местах на крутых скальных склонах наблюдаются практически постоянные камнепады вследствие активных процессов выветривания. На таких участках можно наблюдать периодическое отрывание и скатывание вниз отдельных камней.

К техногенным факторам формирования или активизации рассматриваемых обвалов и обвальных явлений относятся:

- искусственная активизация выветривания массива;
- подрезка склонов;
- взрывы (динамические воздействия на массив);
- сельскохозяйственная деятельность, снижающая устойчивость склонов, и т.п.

Учет техногенных факторов обвальной опасности особенно необходим в горных областях при строительстве различных инженерных сооружений: прокладке дорог, трубопроводов, строительстве высокогорных плотин, промышленных и жилых зданий и др.

Особенно большая опасность возникновения техногенных обвальных явлений существует при строительстве и разработке глубоких карьеров.

При оценке *обвальной опасности* территорий определяют:

- относительную пораженность территории обвалами, %;
- площадь обвалоопасных склонов;
- частоту обвалов, шт./год на км².

Прогноз обвальной опасности склонов составляется на базе анализа состояния склона и факторов формирования обвальных явлений. Для этого используют:

- данные мониторинга;
- расчет коэффициента устойчивости склона по эмпирическим формулам;
- моделирование.

Наиболее эффективна оценка обвальной опасности дистанционными методами на базе аэро- или космосъемки, а также по результатам мониторинга. С помощью многозональной аэрофотосъемки удастся изучать детали обвальной опасности на значительных территориях, в том числе в труднодоступных районах.

В результате обвала может почти полностью разрушиться та или иная экосистема и сформироваться так называемая фаза обнажения – появление незаселенного пространства в геологическом массиве. Это вызовет следующую фазу сукцессии – миграцию организмов, затем их колонизацию и т.д. Таким образом, динамика и интенсивность обвальных явлений определяют в той или иной степени и динамику сукцессии в экосистемах.

Профилактические мероприятия включают в себя следующее:

- выравнивание склонов;
- обрушение склонов;
- уборку опасных глыб;
- дренаж склонов.

Конструктивные мероприятия включают создание:

- защитных стенок;
- защитных дамб;
- контрфорсов;
- защитных галерей,

а также укрепление склонов.

1.2.2. Водно-эрозионные процессы

Эрозионные процессы – комплекс процессов размыва почв, грунтов, берегов и русел рек, осуществляемых водными потоками, что в совокупности с гравитационными движениями (перемещениями) ведет к образованию долин, оврагов и снижению поверхности водосборных бассейнов. Различают плоскостную эрозию (эрозия почв), производимую на склонах временными нерусловыми потоками талых и дождевых вод; овражную эрозию, которая связана с деятельностью временных потоков, сосредоточивающихся в бороздах и других линейно вытянутых понижениях на склонах, в балках, и линейную (речную) эрозию.

Русловые процессы. Добычу нерудных строительных материалов из русел рек строители считают экономически выгодной, так как она, как правило, осуществляется в непосредственной близости от мест жилищного или промышленного строительства. Тем самым значительно сокращаются транспортные расходы и расходы на организацию карьеров. Однако при этом не учитывается негативное влияние карьеров на природную среду, в основном посадки урвней и ухудшение экологической обстановки. Добыча аллювия из русловых карьеров является одним из самых заметных видов антропогенной нагрузки, которой подвергаются речные русла в последние несколько десятилетий. При разработке карьеров возникают прямые и косвенные нарушения системы «поток – русло». Прямые нарушения заключаются в изменении на участке реки бытовой формы поперечного сечения русла, уничтожении или видоизменении форм руслового рельефа. Это сказывается на гидравлических характеристиках потока, распределении скоростей течения, которые непосредственно связаны с мезоформами речного русла. Кроме того, изменяется режим гидравлических сопротивлений, поскольку при добыче уничтожаются микроформы речного дна. Глубина разработки русловых карьеров достигает 10 м и более, а площади разработки – десятков и сотен гектаров. В результате разработки

русловых карьеров развиваются трансгрессивная (ниже по течению) и регрессивная (выше по течению) эрозии. Первая объясняется осаждением в карьерной выемке донных наносов, вторая – посадкой уровней в результате глубокой трансформации русла и снижения гидравлических сопротивлений.

Селевые процессы. Селевыми потоками (селями) называют стремительные русловые потоки, состоящие из смеси воды и обломков горных пород, внезапно возникающие в бассейнах небольших горных рек.

Непосредственными причинами зарождения селей служат ливни, интенсивное таяние снега и льда, прорыв водоемов, землетрясения, извержения вулканов. Несмотря на разнообразие причин, механизмы зарождения селей имеют много общего и могут быть сведены к трем главным типам: эрозионному, прорывному и обвально-оползневому.

Формирование селей обусловлено определенным сочетанием геологических, климатических и геоморфологических условий: наличием селеформирующих грунтов, источников интенсивного обводнения грунтов, а также геологических форм, способствующих образованию достаточно крутых склонов и русел.

Источниками питания селей твердыми составляющими являются ледниковые морены с рыхлым заполнением, рыхлообломочный материал осыпей, оползней, обвалов, смывов, русловые завалы и загромождения, образованные предыдущими селями, древесно-растительный материал. Источниками питания селей водой являются дожди и ливни, ледники и сезонный снежный покров, воды горных рек.

1.2.3. Процессы, связанные с подземными водами

Подтопление – направленный процесс подъема уровня грунтовых вод и увеличения влажности грунтов на застроенных территориях, обусловленный изменением водного баланса под влиянием комплекса техногенных факторов при соответствующем

щих природных условиях. Подтопление застроенных частей городских территорий следует считать типичным антропогенным процессом. Оно возникает там, где в результате деятельности человека изменен баланс подземных вод в сторону их увеличения. Это приводит к нарушению как режима подземных вод, так и влажностного режима зоны аэрации. Подтопление начинает зарождаться еще в процессе строительства и вступает в зрелую фазу в процессе эксплуатации городских зданий и сооружений.

Процессы подтопления зависят от природных и техногенных факторов. К природным относятся климатические, орографические, геоморфологические, геологические и гидрогеологические условия. Под комплексом техногенных факторов следует понимать суммарное воздействие строительной и хозяйственной деятельности человека на геологическую среду.

Активизации опасных геологических процессов способствуют такие техногенные факторы, как новое строительство, прокладка инженерных коммуникаций, и многие другие. Причины изменения уровня грунтовых вод (УГВ) делятся на группы в зависимости от стадии строительства, во время которой они возникают. Так, при возведении нового здания может произойти подтопление, уровень грунтовых вод при этом повысится; если производится некорректное применение технологии водопонижения, то могут появиться проблемы, связанные с колебаниями уровня грунтовых вод. На стадии эксплуатации опасность для зданий и сооружений может нести подтопление, водопонижение под вновь возводимым соседним зданием, а также агрессивное воздействие грунтовых вод на конструкции и строительные материалы подземной части. Данная классификация приведена на схеме (рис. 3).

Если говорить в целом, подтопление – это повышение уровня подземных вод и увлажнение грунтов зоны аэрации. Причины этого процесса можно разделить на естественные и искусственные.



Рис. 3. Основные причины изменения уровня грунтовых вод

Естественные причины подтопления:

1. *Пассивные*: климатические, геологические, гидрогеологические условия, подпор и изменения поверхностного стока.

2. *Активные*: режим подземных вод, атмосферные осадки.

Искусственные причины подтопления:

1. *Систематические*: утечки из водонесущих коммуникаций, инфильтрация из искусственных водоемов, барражный эффект.

2. *Периодические*: талые воды, сезонные.

3. *Эпизодические*: аварии.

Чтобы понять, как влияет подтопление на состояние грунтов, необходимо знание работы и свойств грунтов. Грунтом называется многокомпонентная система, которой даже при небольших нагрузках свойственно нелинейное поведение.

Грунт считается трехкомпонентной системой, в состав которой входят твердое вещество, жидкость и газ. В зоне про-

мышленных и гражданских сооружений на относительно небольшой глубине в грунтах, как правило, присутствуют все три компонента одновременно. Однако на больших глубинах в особых условиях могут быть двухкомпонентные и однокомпонентные системы (например, при вечной мерзлоте может присутствовать лишь твердая составляющая или твердая и газообразная). В зоне положительных температур ниже уровня грунтовых вод могут быть твердый и жидкий компоненты, которые называются грунтовой массой. Газ в условиях высокого гидростатического давления полностью растворяется в воде, но может выделяться из нее при повышении температуры и понижении внешнего давления. Таким образом, при внешних воздействиях, таких как строительство или эксплуатация зданий и сооружений, система может менять свой состав; например однокомпонентная система может переходить в трехкомпонентное или двухкомпонентное состояние. При таком переходе обычно свойства грунта ухудшаются.

На свойства грунта значительно влияют минералогический и химический состав, наличие биологической составляющей. Единый геологический процесс, протекающий в грунте вследствие химических, биологических и физико-химических воздействий, изменяет свойства грунта во времени до строительства, при строительстве, в процессе эксплуатации.

Твердые составляющие грунта состоят из породообразующих минералов. Часть этих минералов инертны к воде, они не меняют своих свойств даже при изменении содержания воды, а также при широком диапазоне температур. Грунты, состоящие из таких минералов, считаются наиболее благоприятными для строительства, это магматические горные породы, метаморфологические и часть осадочных. Среди осадочных грунтов можно назвать пески, крупнообломочные грунты, песчаники, конгломераты. Многие грунты содержат наряду с инертными минера-

лами другие, растворимые в воде. Минералы, которые являются растворимыми: гипс, галит, кальцит, слагают такие породы, как мрамор, известняк и гипс. В нескальных грунтах растворимые минералы обычно отсутствуют или представлены в небольших количествах. Однако даже при небольшом содержании такие минералы оказывают значительное влияние на свойства грунта. В сухом состоянии частицы грунта могут быть скреплены растворимыми минералами (например, в лессовых грунтах). При увлажнении связи разрушаются и грунт теряет прочность и деформируется даже под действием собственного веса, тем более под действием внешней нагрузки от зданий и сооружений.

Отрицательное воздействие подтопления наиболее интенсивно проявляется по отношению к грунтам, грунтовым водам, строительным конструкциям. Оно активизирует экзогенные геологические процессы (суффозию, эрозию, просадочность и склоновые гравитационные процессы). За последние десятилетия подтопление городских территорий в России стало практически повсеместным. Из 1064 городов России этот процесс развивается в 792, что составляет 74,4 %. Подтоплению подвержены такие крупные города России, как Москва, Санкт-Петербург, Астрахань, Иркутск, Нижний Новгород и др.

Последствия подтопления взаимосвязаны. Связь между ними приведена на схеме (рис. 4).

В археологическом культурном слое городов и современных техногенных отложениях органические образования часто залегают в виде неразложившихся древесных остатков. Ниже уровня грунтовых вод и в засоленных грунтах они сохраняются веками. Если происходит понижение уровня грунтовых вод, появляется доступ кислорода, происходит разложение этих остатков, что приводит к ослаблению грунта и снижению несущей способности техногенных грунтов.



Рис. 4. Последствия подтопления

Таблица 3

Меры защиты от подтопления

Стадия	Защита территории от подтопления		
	Для зданий и сооружений		Для территорий застройки
	Конструктивные действия	Укрепление грунтов	
Эксплуатация	Усиление фундаментов. Пояса из металла. Капитальный ремонт	Укрепление грунтов основания. Противооползневые мероприятия	Укрепление откосов. Ремонт дорог. Дренаж. Вертикальная планировка. Ливнесток
Новое строительство	Гидроизоляция. Деление на отсеки. Железобетонные пояса	Уплотнение грунта. Грунтовые сваи. Прорезка слабых грунтов. Замена грунтов	

Процесс подтопления часто возникает вместе с загрязнением грунта. Этому способствуют атмосферные осадки, которые

могут вызвать выщелачивание почвы и увеличение агрессивности подземных вод. Загрязнение оказывает влияние на активность органической составляющей грунта (появление плесени, грибка и насекомых).

Подтопление может привести к серьезным последствиям, поэтому необходимо принимать меры по защите от этого явления и его воздействия на здания, сооружения и территорию застройки. Меры защиты для зданий и сооружений могут быть в виде конструктивных мероприятий и мероприятий по укреплению грунта, которые, в свою очередь, делятся на группы в зависимости от стадии строительства, на которой могут быть использованы. Классификация мер защиты от подтопления приведена в табл. 3.

1.2.4. Карстовые явления

Слово «крас» (kras) означает камень или скалу и происходит от названия горного плато в Словении. Термин «карст» утвердился в научной литературе как название специфического процесса и порожденных им форм, свойственных территориям, сложенным растворимыми в воде горными породами. В русскоязычную литературу он введен в 1883 г. Е.С. Федоровым при описании Кунгурской ледяной пещеры в Приуралье. Существует более 50 определений термина «карст», отражающих три подхода к этому природному феномену: географический, геологический и инженерно-геологический. В широком понимании карст – это сами формы и процесс их образования. Карст – сложный геодинамический процесс, оказывающий влияние на все элементы литосферы. Его можно рассматривать как геоморфологический (образование поверхностных и подземных форм рельефа); физико-географический (формирование особого типа ландшафта); геологический (растворение породы, изменение ее состава, структуры, текстуры и образование новых осадочных пород и полезных ископаемых); гидрогеологический (формиро-

вание коллекторов подземных вод разного химического состава); геохимический и биохимический (миграция химических элементов в системе «порода – вода»); инженерно-геологический процесс (изменение прочностных свойств грунтов, снижение устойчивости территорий).

Карст возможен, если на какой-то территории существует четыре основных условия его развития, а именно: наличие растворимых в воде горных пород; их трещиноватости; наличие движущейся воды (подземной или поверхностной); способность воды растворять породы. Скорость образования карстовых форм и явлений зависит от природных (количество, температура и химический состав атмосферных осадков; колебание уровня, температуры и химического состава поверхностных и подземных вод; литологический состав карстующихся пород, их мощность и трещиноватость; литологический состав перекрывающих отложений, их мощность и водопроницаемость и др.) и техногенных (застройка, утечки воды из систем водоснабжения и канализации, объем водопотребления и водоотведения, нефте- и газопроводы, откачка воды из горных выработок и др.) факторов.

1.2.5. Суффозионные явления

Суффозия (от лат. *suffosio* – подкапывание) – вынос из грунта мелких частиц, минералов и растворимых веществ фильтрующейся водой. Суффозионные процессы приводят к обрушению и проседанию земной поверхности. Большую опасность представляют дренаж и утечки из подземных коммуникаций. Особенно неустойчивы насыпные грунты. Большая часть поверхностных деформаций приурочена именно к ним.

Суффозионные процессы часто возникают на склонах речных долин и откосах котлованов и берегах водохранилищ при быстром спаде паводковых вод или сбросе лишних вод, в местах выхода на поверхность грунтовых вод, на орошаемых территориях. В откосах строительных выемок суффозионный вынос

частиц приводит к оседанию поверхности, образованию провалов, воронок, оползней.

1.2.6. Просадочные явления

Просадки – уплотнение грунта, находящегося под действием внешней нагрузки или только собственного веса. Происходят при искусственном замачивании (в лессе и лессовидных отложениях), оттаивании (термические просадки в мерзлых грунтах), динамических воздействиях (вибрационные просадки). Величина проседания поверхности, вызванная просадкой грунтов, колеблется от долей сантиметров до 2 м. Просадки могут вызывать образование трещин на поверхности и в массиве грунта. Если фильтрация влаги в просадочных при замачивании грунтах происходит после окончания просадочных явлений, то возможна послепросадочная деформация грунта за счет выщелачивания из него водорастворимых соединений.

Причина просадочных явлений (в лессе и лессовидных отложениях) – недоуплотненное состояние грунта с теряющими прочность при замачивании связями частиц. При данной влажности грунта каждой величине давления отвечает определенная его пористость, уменьшающаяся с возрастанием давления. Междучастичные связи в грунте могут задержать его уплотнение, несмотря на увеличение (под влиянием веса новых отложений или построенных сооружений) давления, благодаря чему создается несоответствие пористости давлению – недоуплотненное состояние. При снижении прочности связей частиц грунта (например, при замачивании лесса в результате утечек из водопроводной сети или при повышении уровня грунтовых вод вблизи водохранилищ) возникают просадочные явления. Недоуплотненное состояние лесса и лессовидных отложений характерно для засушливых полупустынных или степных районов (Средняя Азия, Украина, Северный Кавказ, Китай, юг Центральной Европы, бассейн Миссисипи).

Просадочные свойства лесса и лессовидных грунтов изучаются в компрессионных приборах, путем замачивания котлованов и другими способами. Отношение величины уплотнения грунта при замачивании к первоначальной высоте образца грунта называется относительной просадочностью (изменяется от 0 до 0,1 и больше). Просадочные явления возможны при возрастании влажности грунта до некоторой величины (начальная влажность просадки) и при давлении, превышающем некоторую величину (начальное давление просадки).

Условия строительства на лессе и лессовидных грунтах подразделяются на два типа: просадки поверхности земли под действием собственного веса замоченного грунта менее 5 см, просадки поверхности более 5 см. Разные типы условий требуют различных строительных мероприятий. Для борьбы с просадочными явлениями в строительстве производится замачивание грунтов, силикатизация, уплотнение, обжиг, осуществляются конструктивные мероприятия и устраняется возможность замачивания оснований сооружений.

1.3. Развитие опасных инженерно-геологических процессов на территории Пермского края

Инженерно-геологические процессы на территориях городов имеют свои особенности, возраст, время проявления и существования. По данным исследований, проводимых В.И. Катаевым, В.П. Костаревым, В.Е. Малаховым, Пермский край относится к территориям с высоким уровнем развития геологических процессов, в том числе весьма опасных. Из 20 классифицированных СП 115.13300.2016 по категориям опасности природных процессов 14 и 8 из 11, рассмотренных в СП 116.13330.2012, в той или иной мере развиты на территории Пермской градопромышленной агломерации (табл. 4, рис. 5) и должны быть учтены при строительстве. Наибольшее распространение на территории г. Перми получили такие процессы, как переработка берегов Камского и Воткинского водохрани-

лиц, подтопление, заболачивание, оползневые и суффозионные процессы, овражная эрозия.

Таблица 4

Распространение опасных геологических процессов на территории г. Перми (по данным ОАО «ВерхнекамГИСИЗ»)

Административный район	Инженерно-геологические процессы и явления												
	АГС	В	Зб	Зт	КС	Об	Оп	ПрБ	ПрГ	ПрТ	Пт	Э	Эол
Дзержинский	++	+	+++	+++	+++	-	+	++	+	++	+++	+	-
Индустриальный	++	++	+	++	++	+	+	+	++	+++	+++	++	-
Кировский	+++	+	+++	++	+	-	+	+++	+	+	+++	+	+
Ленинский	++	++	+++	+++	++	+	+	+++	+	++	+++	+	+
Мотовилихинский	++	+++	+++	++	++	+	++	++	++	+++	++	+++	+
Орджоникидзевский	+++	+++	++	++	++	+	++	+++	+	++	+++	++	-
Свердловский	+++	+++	+	-	+++	+	++	-	++	+++	+++	++	-

Условные обозначения: АГС – агрессивная (к строительным конструкциям и коммуникациям) геологическая среда (воды и грунты); В – выветривание скальных и полускальных грунтов (формирование трещиноватой и крупнообломочной зон коры выветривания); Зб – заболачивание; Зт – затопление; КС – карстово-суффозионные (в том числе выщелачивание сульфатных линз в терригенных породах) и суффозионные (в основном обусловленные техногенными причинами) процессы; Об – обвалы и осыпи; Оп – оползни (включая солифлюкционные); ПрБ – переработка берегов водохранилищ; ПрГ – просадочность лессовидных грунтов; ПрТ – горно-геологические, связанные с горными выработками XVIII–XIX вв. подработанные территории; Пт – подтопление; Э – эрозионные; Эол – эоловые (перенос песчаных и пылеватых грунтов). Активность проявления: +++ – сильная, ++ – средняя, + – слабая.

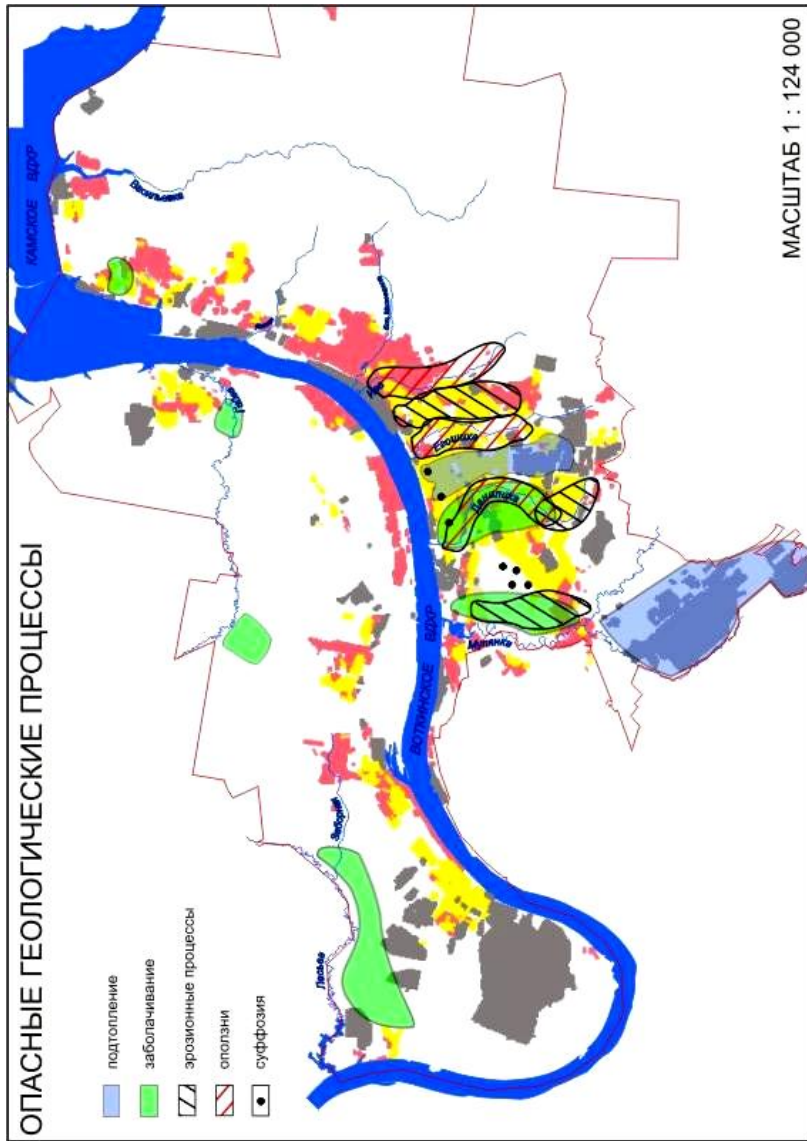


Рис. 5. Опасные геологические процессы, наблюдаемые на территории г. Перми

Подтопление

Подтопление – один из наиболее распространенных и ущербобразующих инженерно-геологических процессов. Примерно 40 % территории г. Перми подтопляемы или потенциально подтопляемы. Процесс возникает там, где в результате деятельности человека изменен баланс подземных вод в направлении уменьшения расходных и увеличения приходных составляющих, где нарушен режим подземных вод и влажностный режим зоны аэрации. Таким образом, проблема подтопления для г. Перми связана в первую очередь с воздействием техногенных факторов на водный баланс территории и широким распространением слабоводопроницаемых глинистых грунтов. Кроме того, для территории города характерны значительные площади распространения низких террас р. Камы, которые по своему геоморфологическому положению и гидрогеологическому строению являются потенциально подтопляемыми. Подтопление происходит также и на площадях распространения высоких камских террас, что обусловлено возникновением техногенной верховодки. Ее возникновение обусловлено неблагоприятными природными условиями (слабая дренированность и наличие в разрезе слабopроницаемых глинистых грунтов), на которые накладывается интенсивное техногенное влияние. Эксплуатация промышленных и гражданских сооружений, как правило, ведет к дополнительной инфильтрации в грунты утечек сточных вод. Объемы подобных утечек порой достигают 20 %. Подъем уровня грунтовых вод в зонах влияния предприятий со значительным водопотреблением может достигать 0,5–1 м в год. Влияние подтопления на условия функционирования сооружений проявляется в изменении (ухудшении) физико-механических свойств грунтов-оснований, воздействии агрессивных вод на металлические и железобетонные конструкции.

Суффозионные процессы

Суффозионные процессы на территории города проявляются в виде проседания поверхности, образования провалов в цоколь-

ной части зданий и обрушения. Наибольшую опасность для зданий и сооружений города представляют процессы суффозионного выноса в зонах интенсивной трещиноватости и пустот, приуроченных к старым горным выработкам в медистых песчаниках шешминского горизонта. Значительная часть провалов связана с водонесущими коммуникациями, проложенными, как правило, под автодорожными покрытиями.

На территории г. Перми наибольшее количество суффозионных провалов приурочено к трассам водонесущих коммуникаций, которые проложены в основном под автодорогами. Большую опасность для зданий и сооружений города представляет также суффозионный вынос грунтов из зон интенсивной трещиноватости и пустот, приуроченных к старым горным выработкам, использовавшимся при добыче медной руды из песчаников шешминской свиты. Значительная часть материалов о размещении выработок утрачена. Большинство входов в шахты и отвалов пород в застроенных районах в настоящее время спланировано и перекрыто почвенно-растительным слоем, асфальтом, насыпным материалом и т.п. Это создает трудности при прогнозировании площадей проявления суффозионных процессов.

Эрозионные процессы

В левобережной части города притоки р. Камы образуют достаточно густую речную сеть. Развитие эрозионных процессов на территории города обусловлено прежде всего особенностями рельефа, историей его формирования, литологическим составом четвертичных отложений и неотектоникой. Процессам оврагообразования во многом способствует нарушение сплошности растительного покрова, концентрация поверхностного стока и деформация склонов под действием техногенных факторов.

Оползневые процессы

Оползни формируются на склонах речных долин и оврагов. Часто причинами их возникновения являются: бесконтрольная эксплуатация земельных участков, сопровождающаяся беспоряд-

дочной отсыпкой бытовых отходов; засыпка естественных выходов подземных вод, плохая организация стоков поверхностных вод. Наибольшее развитие оползневые процессы получили на склонах р. Данилихи, Егошихи и Ивы. Иногда размер оползневой достигает сотен метров с амплитудой смещения в десятки метров.

С наибольшей вероятностью оползни возникают по крутым склонам речных долин и крупных балок. Древние оползни с созданием водохранилищ активизировались. Реальная угроза подвижки оползневых тел существует всегда.

Результат оползневого процесса – площадки, ступени, бугры, цирки (седлообразные углубления) в нижних частях склонов.

Опасными участками, на которых наиболее вероятно возникновение оползневой активности, являются г. Оханск, пос. Усть-Нытва, с. Бубка – на правом берегу Воткинского водохранилища; район населенных пунктов Таман-Городище на Камском водохранилище.

В последние десятилетия активным рельефообразовательным явлением стала абразия. Размыв берегов вызывает обвалы – внезапные обрушения глыб и крупных блоков пород в подножии склонов. В результате совместного воздействия этих двух процессов возвышенные берега камских водохранилищ приобретают вид крутой, иногда почти вертикальной, высокой (от нескольких метров до 20–30 м) стены. В первые годы после затопления водохранилищ суглинистые берега отступали со скоростью в несколько десятков метров в год, сегодня средние скорости переработки берегов 0,2–0,6 м/год.

Наибольшая густота овражного расчленения характерна для южной и центральной частей края, как наиболее освоенных и возвышенных территорий региона, – до 0,1–0,2 км/км², при обычном показателе всего 0,002–0,005 км/км² (2–5 м на 1 км²). Менее всего оврагов сегодня находится в северной части края.

Ежегодный прирост размеров (длины) оврагов в прочных породах составляет от нескольких сантиметров до десятков сан-

тиметров, в рыхлых и легко размываемых – 1,0–1,5 м. Отдельные же овраги в годы сильного весеннего снеготаяния или обильных ливневых дождей могут вырастать на 10 м и более.

Заболачивание территорий

Заболоченные участки в пределах города наблюдаются в устьях почти всех малых рек. В приплотинной северной части города они соединяются, образуя единую цепь вдоль уреза реки. Основное влияние на заболачивание территории оказывают гидрогеологические, геоморфологические условия (в связи с неотектоническими движениями), литологический состав грунтов приповерхностной части. Иногда наличие на склонах водоразделов суглинков и глин пойменной и старичной фаций аллювия, глинистых элювиальных и озерных отложений затрудняет инфильтрацию атмосферных вод настолько, что приводит к застою и усилению заболачивания. Заболачивание долин рек отмечается в низовьях Мулянки, Гайвы, Пермьанки, Данилихи.

Карстовые процессы

Характерной особенностью Пермского Приуралья как экономического региона является то, что часть горнопромышленных и городских агломераций находится в пределах распространения карстующихся пород. Данная особенность определена наличием промышленных залежей полезных ископаемых среди карстующихся пород (угли) или легкорастворимых залежей (соли) и положением природных транспортных магистралей – рек, многие из которых по морфолого-гидрологическому типу относятся к транзитным карстовым, по берегам которых и расположены относительно крупные города края.

Карстовые процессы охватывают более 40 % территории края. Высокоопасный карст занимает 6,6 тыс. км².

Наличие большой площади поверхностных карстовых пород делает потенциально опасными как транспортные магистрали, так и объекты воздушного транспорта, в связи с возможными провалами и смещениями поверхности.

На сегодняшний день карстово-техногенные системы сформировались на территориях практически всех крупных градопромышленных агломераций: Соликамск – Березники; Кизел – Губаха – Чусовой; Кунгур.

Основная часть карстовых провалов происходит в весенне-летний период (апрель – август) после прохождения весеннего половодья и паводка.

Вопросы для самопроверки

1. Чем занимается динамическая геология?
2. Что понимается под термином «эндогенные процессы»?
3. Что понимается под термином «экзогенные процессы»?
4. В чем различия эндогенных и экзогенных процессов?
5. Что подразумевает под собой термин «опасные инженерно-геологические процессы»?
6. Какие факторы влияют на изменение свойств горных пород и каков результат их воздействия?
7. Какую роль играет климат в образовании оползней?
8. Перечислите основные факторы, влияющие на возникновение оползневых явлений.
9. Что представляет собой такое явление, как обвал?
10. Какие основные виды обвалов вы знаете?
11. Перечислите основные факторы формирования обвалов.
12. Какие мероприятия направлены на предотвращение обвалов?
13. В чем состоит различие оползня и обвала?
14. Какую опасность представляют водно-эрозионные процессы?
15. Какие процессы называют эрозионными?
16. Что представляет собой селевой поток?
17. Назовите причины и этапы формирования селевого потока.

18. Каковы причины и последствия изменения уровня грунтовых вод?

19. Какие процессы происходят в грунтовом массиве при изменении уровня грунтовых вод?

20. Назовите меры защиты от подтопления.

21. Каковы возможности проявления карста?

22. Назовите причины и последствия просадочных явлений.

23. В чем заключается различие карстовых и суффозионных процессов?

24. Какие опасные инженерно-геологические процессы распространены на территории г. Перми и Пермского края?

2. СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

2.1. Особенности возведения зданий в условиях плотной городской застройки

Возведение зданий вблизи или вплотную к существующим зданиям является значительно более сложной задачей, чем строительство отдельно стоящего объекта. Это связано с тем, что строительство нового здания вблизи уже существующего вызывает дополнительное уплотнение основания, в результате чего увеличиваются напряжения в грунте (рис. 6), что, в свою очередь, может привести к появлению в кладке стен ранее построенных зданий трещин, перекосов проемов и лестничных маршей, к сдвигу плит перекрытий и т.п. Особенно возрастает опасность подобных деформаций при строительстве на основаниях, сложенных слабыми грунтами. Так, в Москве при опускании колодца для подземного гаража при строительстве делового центра на ул. Мясницкой аварийные деформации получило расположенное рядом пятиэтажное жилое здание, которое позже было полностью разобрано.

С.Н. Сотников (1986) приводит данные по обследованию в Санкт-Петербурге 128 зданий, вблизи которых были построены новые объекты. До 80 % из них получили повреждения различной степени, вплоть до аварийных. Неповрежденными оказались в основном здания, которые были выше новых, а чем выше существующих были новые здания, тем значительнее оказались повреждения. Аналогичное положение отмечалось в других городах страны, а также в ряде промышленных объектов.

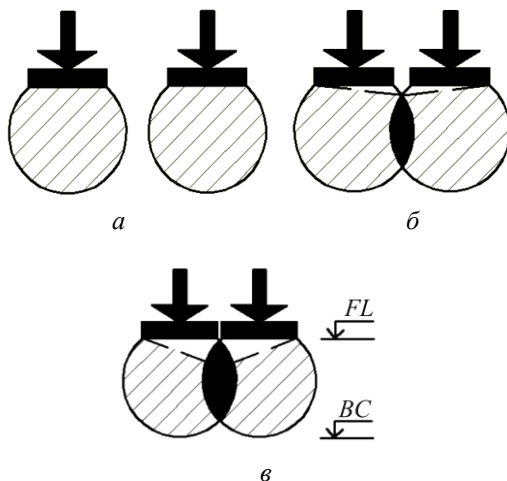


Рис. 6. Взаимное влияние двух фундаментов (зданий): *а* – зоны напряжений не перекрываются; *б, в* – зоны напряжений перекрываются; *FL* – уровень подошвы фундамента; *BC* – глубина активной зоны сжатия

2.2. Понятие и нормирование дополнительных деформаций

При строительстве зданий в стесненных условиях основными факторами, определяющими долговечность сооружений, являются деформации оснований, их осадки, под которыми понимают вертикальное смещение грунтовых оснований. Как известно, равномерная осадка всего сооружения не вызывает дополнительных напряжений в его конструкциях, тогда как разность осадок отдельных частей основания особенно сказывается на прочности фундаментов и надфундаментных конструкций.

Под действием дополнительных нагрузок от нового строительства основания существующих зданий претерпевают деформации, внешним проявлением которых чаще всего являются неравномерные осадки и крены существующих зданий (табл. 5). В результате этого происходит перераспределение усилий в надземных частях здания, которые могут вызвать образование в них трещин и даже их разрушение.

Таблица 5

Предельные дополнительные деформации оснований фундаментов сооружений окружающей застройке, расположенных в зоне влияния нового строительства или реконструкции

№ п/п	Сооружения	Категория технического состояния зданий	Предельные дополнительные деформации оснований фундаментов	
			Относительная разность осадок $(\Delta S/L)_н$	Максимальная осадка $S_{ад,н}^{max}$, см
1	Гражданские и производственные одноэтажные и многоэтажные здания с полным железобетонным каркасом	I	0,0020	5,0
		II	0,0010	3,0
		III	0,0007	2,0
2	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных панелей	I	0,0016	4,0
		II	0,0008	3,0
		III	0,0005	2,0
3	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	0,0020	4,0
		II	0,0010	3,0
		III	0,0007	1,0
4	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из кирпича или бетонных блоков с арматурными или железобетонными поясами	I	0,0024	5,0
		II	0,0015	3,0
		III	0,0010	2,0

№ п/п	Сооружения	Категория технического состояния зданий	Предельные дополнительные деформации основания фундаментов	
			Относительная разность осадок $(\Delta S/L)_n$	Максимальная осадка $S_{ад,н}^{max}$, см
5	Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	–	–
		II	0,0006	1,0
		III	0,0004	0,5
6	Высокие жесткие сооружения и трубы	I	0,004	5,0
		II	0,002	3,0
		III	0,001	2,0

Примечания: 1. $S_{ад,н}^{max}$ – значение предельной дополнительной максимальной осадки основания отдельно стоящих фундаментов на естественном основании или свайных ростверков, в том числе при усилении оснований и фундаментов сооружений окружающей застройки.

2. Для сооружений с категорией технического состояния IV (предаварийное или аварийное) дополнительные деформации основания фундаментов не допускаются.

3. Значения табл. 5 допускаются не применять, если в основании фундаментов реконструируемого сооружения в пределах сжимаемой толщи H_c , определенной с учетом требований п. 5.6.41 СП 22.13330.2016, залегают грунты с модулем деформации $E \leq 7$ МПа или в основании залегают специфические грунты, указанные в разд. 6 СП 22.13330.2016. Вместо указанных величин следует пользоваться значениями региональных таб-

лиц, характерных для этих районов и приведенных в территориальных строительных нормах. В случае отсутствия соответствующих нормативных значений в территориальных строительных нормах необходимо руководствоваться данными табл. 5.

4. Если конструктивная схема здания окружающей застройкой отличается от указанных в табл. 5, то для того здания (в том числе исторической застройкой или памятников истории, архитектуры и культуры) необходимо устанавливать предельные величины дополнительных деформаций основания путем проведения прочностных расчетов с учетом их технического состояния, конструктивной схемы, прогнозируемых деформаций основания и других требований.

5. Для оценки допустимости дополнительных деформаций водонесущих напорных подземных коммуникаций допускается использовать требования СП 249.1325800.2016 «Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами».

Осадку, которую получают существующие здания при уплотнении городской и промышленной застройки, принято называть дополнительной (S_{ad}). Критерий допустимости дополнительных деформаций, согласно п. 9.37 СП 22.13330.2016, записывается в следующем виде:

$$S_{ad} \leq S_{ad.u}^{\max},$$

где S_{ad} – дополнительная осадка основания фундамента (совместная дополнительная деформация основания и сооружения), определяемая в соответствии с указаниями п. 9.33 СП 22.13330.2016 с учетом совокупности воздействий, связанных с новым строительством или реконструкцией; $S_{ad.u}^{\max}$ – предельное значение дополнительной осадки основания фундаментов (предельное значение совместной дополнительной деформации основания и сооружения), устанавливаемое в соответствии с указаниями прил. К СП 22.13330.2016 с учетом категории технического состояния сооружения окружающей застройки (прил. Д СП 22.13330.2016; см. табл. 5).

2.3. Причины деформаций существующих зданий при новом строительстве

Дополнительная осадка S_{ad} (в отличие от собственной осадки) возникает в результате трех главных причин:

1. Строительно-технологических воздействий на грунт основания существующего здания – дополнительная строительно-технологическая осадка ($S_{ad.t}$).

2. Изменения напряженного состояния основания существующего здания при загрузении массива грунта новым зданием – дополнительная осадка, вызванная уплотнением основания существующего здания вследствие передачи статической нагрузки от нового здания ($S_{ad.s}$).

3. Воздействий технологического оборудования, размещенного в новом здании, на основания соседних зданий – дополнительная эксплуатационная осадка ($S_{ad.e}$).

Таким образом, дополнительную осадку S_{ad} можно определить по формуле

$$S_{ad} = S_{ad.t} + S_{ad.s} + S_{ad.e}.$$

Осадки $S_{ad.t}$ и потеря устойчивости грунта основания соседних зданий особенно опасны, когда новые сооружения возводятся в глубоких котлованах.

Наиболее существенными причинами развития строительно-технологической осадки $S_{ad.t}$ являются:

– разработка котлованов и траншей, прокладка подземных коммуникаций, пешеходных и транспортных тоннелей, особенно с применением водопонижения и без крепления стенок котлованов и траншей;

– откопка строительного котлована глубже подошвы существующих фундаментов;

– промораживание и оттаивание грунта под фундаментами зданий при зимнем ведении работ в соседнем котловане (рис. 7, а).
Обстоятельства, приводящие к промерзанию и пучению грунтов основания, различны. Основной причиной промерзания грунтов при разработке котлована вблизи существующих фундаментов является нарушение правил производства работ в морозное время, т.е. недостаточность теплоизоляции существующих фундаментов и оснований. В связи с этим работы по возведению котлована вблизи существующих фундаментов в осенне-зимний период проводить не рекомендуется, а выкопанные летом и осенью котлованы необходимо засыпать до наступления морозов;

– разуплотнение основания восходящими потоками подземной воды при удалении ее открытым способом;

– ухудшение свойств грунта в основании работающими землеройными, сваебойными, уплотняющими машинами и механизмами (например, использование при разработке котлована и удалении из него разбираемых старых фундаментов экскава-

тора с ковшом драглайн, передающим на грунт интенсивные динамические воздействия (рис. 7, *з*);

– применение для рыхления мерзлого грунта и разрушения старых фундаментов тяжелых ударных механизмов (шар-молота или клин-молота). Влияние их динамической работы сказывается на состоянии грунта на расстоянии до 20 м и более, в зависимости от его вида (рис. 7, *в*);

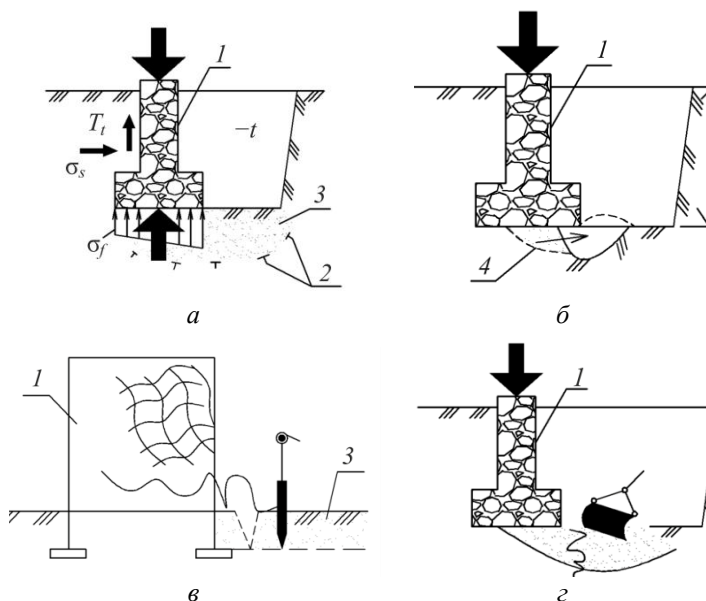


Рис. 7. Нарушение естественного состояния грунта при производстве работ по устройству фундаментов: *а* – промораживание грунта; *б* – перебор грунта; *в, з* – динамическое воздействие механизмов; *1* – существующий фундамент; *2* – граница сезонного промерзания грунта; *3* – мерзлый грунт; *4* – выдавливание грунта; σ_s и σ_f – нормальные напряжения по боковой поверхности и по подошве фундамента; T_t – суммарная касательная сила выпучивания

– затопление основания подземными и поверхностными водами;

– выдавливание плавунных грунтов во время разработки котлована;

– нарушение требований проекта производства работ по разработке котлована, креплению его стенок и возведению фундаментов в части устройства неподвижного шпунта и сохранения естественной структуры грунтов оснований соседних зданий (рис. 7, б);

– отклонение шпунтовых стен котлована, если возле него имеются старые здания.

Последствия неправильного выбора технологий ведения работ в стесненных условиях можно проследить на примере административного здания, расположенного по адресу ул. Петропавловская, 53 в г. Перми. В результате неверной технологии устройства свайных фундаментов рядом возводимого здания, а также ошибок при устройстве шпунтовой стенки и строительстве водопонижения наблюдаемое здание получило неравномерную осадку, что повлекло за собой образование многочисленных вертикальных и наклонных трещин со сдвижкой строительных элементов (рис. 8).



Рис. 8. Развитие вертикальных и наклонных трещин вследствие неравномерной осадки фундаментов

Дополнительная осадка $S_{ad.s}$ возникает, поскольку вокруг возводимого здания формируется «осадочная воронка», размеры

которой в плане соизмеримы с мощностью сжимаемой зоны основания (до 20–30 м и более). При этом наибольшие осадки образуются в пределах ближайших 10 м от участка загрузки основания новым зданием.

Характер деформаций (осадок и кренов) при взаимном влиянии фундаментов зависит от условий загрузки этих фундаментов, т.е. от времени приложения нагрузок. Так, если загрузка оснований двух фундаментов происходит одновременно, то здания или сооружения получают наклон в направлении друг к другу (рис. 9, а). Когда фундаменты возводятся и нагружаются последовательно, то здания, возведенные во вторую очередь (при прочих равных условиях), получают осадку меньшую, чем возводимые одновременно. Крен зданий и первой, и второй очереди оказывается направленным в одну сторону (рис. 9, б). Это обстоятельство необходимо учитывать при проектировании.

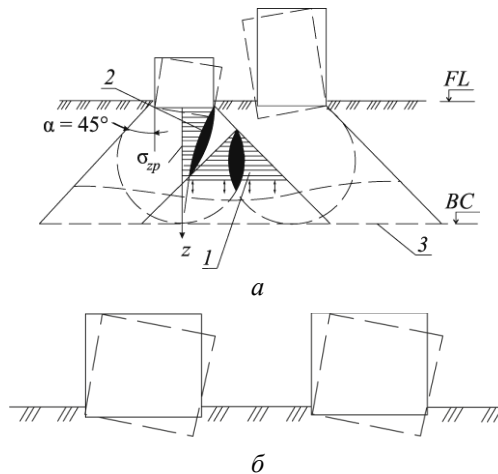


Рис. 9. Взаимное влияние близко расположенных фундаментов зданий в зависимости от времени загрузки основания: а – одновременно; б – последовательно; 1 – зона влияния напряжений; 2 – дополнительные нормальные вертикальные напряжения; 3 – нижняя граница сжимаемой зоны; σ_{zp} – вертикальные напряжения от нагрузки, передаваемой на основание фундамента

Дополнительные воздействия от производственно-технологического оборудования, размещаемого в новых зданиях (сооружениях), могут вызывать дополнительную осадку $S_{ad.e}$ фундаментов соседних зданий, дорог и коммуникаций.

Наиболее опасны вибрационные воздействия на грунт при работе массивных молотов, прессов, мощных компрессоров и других механизмов, генерирующих колебания низких частот, соизмеримых с частотами собственных колебаний строительных конструкций. В таких случаях требуется применять средства виброзащиты. Опасны также агрессивные стоки химических производств из-за влияния на грунт и фундаменты соседних зданий.

2.4. Учет сложившихся условий при строительстве новых зданий

Различные здания и сооружения неодинаково реагируют на возведение вблизи них новых. Главные причины этого следующие:

– чувствительность конструкций зданий (сооружений) к неравномерным осадкам (определяется конструктивной схемой и технологическим состоянием несущих конструкций – зависит от возраста и технического износа);

– инженерно-геологические и гидрогеологические условия (определяются деформированностью основания);

– технология производства земляных работ.

Практика показывает, что если не учтен хотя бы один из указанных трех основных факторов, то это отрицательно сказывается на состоянии существующих зданий и может привести к нарушению режима работы размещенного в них оборудования, инженерных сетей на участках вводов и др.

2.4.1. Учет конструктивных особенностей существующих зданий в условиях плотной городской застройки

Исторический (хронологический) срез позволяет полнее выявить качественные отличия в конструктивных особенностях зданий, возведенных в разные периоды.

На основе архивных материалов, предоставленных администрацией, в сложившемся к сегодняшнему дню жилом фонде г. Перми можно четко выделить здания трех этапов по времени строительства и общему стилю застройки: дореволюционный (до 1917 г.), социалистический (1930–1990 гг.) и современный (рыночно-ориентированный) (табл. 6). Значительную часть застройки г. Перми (до 70 %) составляют здания высотой до пяти этажей на ленточных фундаментах, построенные в 1950–1970 гг. Новые высотные здания все чаще возводятся на свайных, плитных или свайно-плитных фундаментах. Использование плитного фундамента объясняется его повышенной пространственной жесткостью, простотой технологии изготовления, а также способностью выдерживать значительные нагрузки на слабых основаниях, что немаловажно в сложившихся условиях строительства г. Перми.

Таблица 6

Конструктивные особенности зданий в зависимости от времени строительства

Тип застройки	Конструктивные особенности зданий			
	Фундаменты	Стены	Перекрытия	Этажность
1. Дореволюционная (до 1917 г.)	Ленточные – от деревянных до бутовых (XVIII–XIX в.) и кирпичных (XIX–XX в.) (рис. 10)	Бутовые, кирпичные, деревянные	Деревянные	2–4

Окончание табл. 6

Тип застройки	Конструктивные особенности зданий			
	Фундаменты	Стены	Перекрытия	Этажность
2. Социалистическая: 2.1. «Сталинская застройка» (1930–1960 гг.)	Монолитные ленточные, столбчатые, позднее – свайные (рис. 11 и 12)	Кирпичные, шлакоблочные	Деревянные, фрагментарные, полностью железобетонные по металлическим балкам	5
2.2. Сборно-железобетонные (панельные и блочные) здания	Ленточные мелкозаглубленные, свайные (см. рис. 11, 12)	Панельные	Железобетонные	5–16
2.3. Кирпичные здания	Ленточные мелкозаглубленные, свайные (см. рис. 11, 12)	Кирпичные	Железобетонные пустотные	5–16
3. Современная (рыночно-ориентированная): 3.1. Сборно-панельные здания	Свайные по монолитному ростверку, ленточные (см. рис. 11, 12)	Панельные	Железобетонные	До 16
3.2. Кирпичные здания	Свайные по монолитному ростверку, ленточные	Кирпичные	Железобетонные пустотные	До 18
3.3. Монолитно-каркасные здания	Свайные, плитные, свайно-плитные (см. рис. 12, рис. 13, 14)	Кирпичные, навесные панели, из эффективных мелкоштучных блоков	Железобетонные	Свыше 18

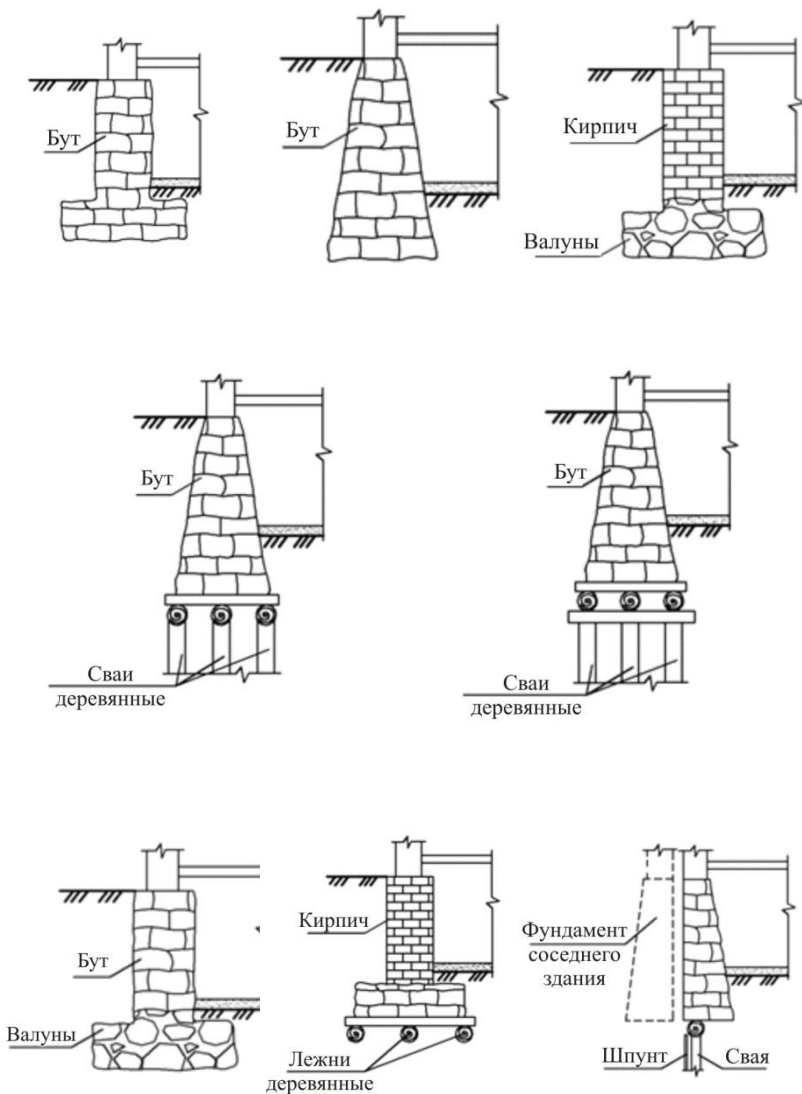


Рис. 10. Бутовые и кирпичные фундаменты

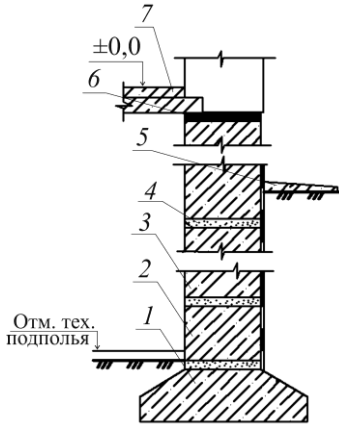


Рис. 11. Сборный ленточный фундамент из бетонных блоков под стены здания с подвалом и техническим подпольем:
 1 – фундаментная плита; 2 – бетонные стеновые блоки;
 3 – вертикальная гидроизоляция; 4 – цементно-песчаный раствор;
 5 – отсыпка; 6 – горизонтальная гидроизоляция;
 7 – цокольное перекрытие

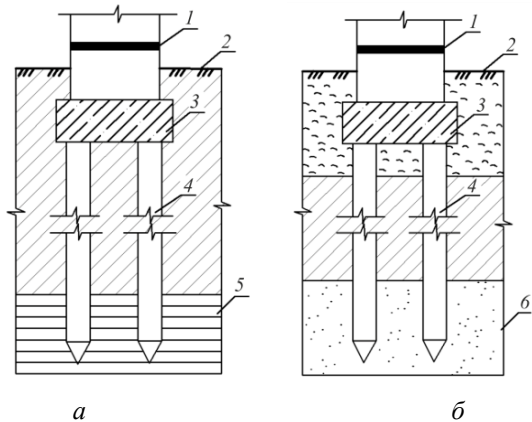


Рис. 12. Свайный фундамент: а – сваи-стойки; б – висячие сваи;
 1 – гидроизоляция; 2 – поверхность земли; 3 – ростверк; 4 – забивная свая прямоугольного сечения; 5 – плотный грунт; 6 – слабый грунт

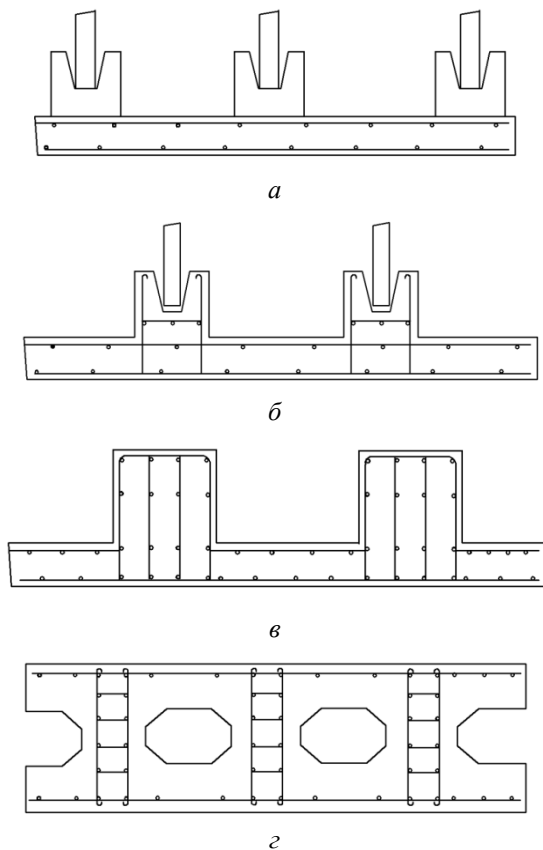


Рис. 13. Плитные фундаменты: *а* – со сборными стаканами;
б – с монолитными стаканами; *в* – ребристая плита;
г – плита коробчатого сечения

Технология возведения плитно-свайного фундамента заключается в следующем (см. рис. 14):

1. Устраивают сваи *1* по любой технологии.

2. На спланированной поверхности *2* дна котлована изготавливают монолитную железобетонную плиту *3* фундамента без сопряжения со сваями *1* благодаря оставленным зазорам вокруг свай.

3. После набора прочности бетоном плиты 3 начинают возведение подвала и надземной части здания, при этом собственный вес здания или его части воспринимается только плитой 3.

4. В результате этого плита 3 претерпевает осадку S , обжимая грунт под собой.

5. Затем через проемы в стенах подвала подают бетонную смесь для замоноличивания зазоров, изготовления объединяющей железобетонной стяжки 4 и получают плитно-свайный фундамент.

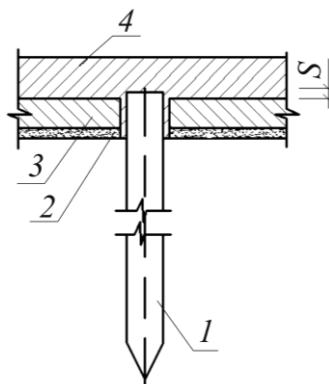


Рис. 14. Плитно-свайный фундамент

Здания, имеющие различные конструктивные схемы, будут по-разному вести себя при выполнении СМР на прилегающей территории. Так, в СН 490–87 «Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки» регламентируются предельные допустимые ускорения колебаний фундаментов существующих зданий в результате технологических воздействий нового строительства в зависимости от конструктивной схемы существующих зданий, состояния конструкций этого здания и типа грунта (табл. 7).

При строительстве зданий в сложных условиях городских агломераций необходимо также помнить, что если соседняя застройка находится в пределах зоны риска от реконструкции и строительства зданий (сооружений), то необходимо выполнить обследование конструкций существующих зданий и установить категорию их технического состояния согласно ГОСТ 31937–2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

Допустимый уровень колебаний
фундаментов существующих зданий (табл. 6 ВСН 490–87)

Сооружения и их конструктивные особенности	Категория сооружений по состоянию	Предельные допускаемые ускорения колебаний фундаментов в зависимости от группы грунтов оснований, м/с ²		
		1-я	2-я	3-я
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	I	6,0	4,5	1,2
	II	4,5	3,0	1,0
	III	3,0	2,2	0,7
Здания, в которых не возникают усилия от неравномерных осадок	I	5,0	3,0	1,0
	II	3,5	2,2	0,7
	III	2,8	1,5	0,4
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	I	3,0	2,2	0,7
	II	2,0	1,2	0,5
	III	1,5	1,0	0,3
Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	I	4,0	2,5	0,8
	II	3,0	1,5	0,6
	III	2,0	1,2	0,4

**2.4.2. Учет инженерно-геологических
и гидрогеологических условий строительства**

При реконструкции городской застройки приходится встречаться со случаями возведения новых зданий на площадках, часть которых была ранее застроена уже снесенными зданиями или образована насыпным грунтом, свалкой и т.п.

Искусственные насыпные и намывные грунты включают типы отсыпанных и намытых грунтов природного происхождения и отходов производственной и хозяйственной деятельности человека. Виды этих грунтов выделяются по степени уплотнения от собственного веса: слежавшиеся – процесс уплотнения закончился; неслежавшиеся – процесс уплотнения продолжается.

Ориентировочное время, необходимое для самоуплотнения насыпных грунтов от их собственного веса (процесс уплотнения закончился), приведено в табл. 8.

Таблица 8

Ориентировочное время, необходимое для самоуплотнения насыпных грунтов

№ п/п	Насыпные грунты	Время, необходимое для самоуплотнения грунта, лет
1	Планомерно возведенные насыпи (при их уплотнении) из грунтов:	
	Песчаных	0,5–2
	Пылевато-глинистых	2–5
2	Отвалы грунтов и отходов производства:	
	Из песчаных грунтов	2–5
	Пылевато-глинистых грунтов	10–15
	Шлаков, формовочной земли	2–5
	Золы, колошниковой пыли	5–10
3	Свалки грунтов и отходов производства:	
	Из песчаных грунтов, шлаков	5–10
	Пылевато-глинистых грунтов	10–30

Насыпные грунты дополнительно подразделяют по однородности состава и сложения:

- на планомерно возведенные насыпи (обратные засыпки) и подсыпки (подушки), которые характеризуются практически однородным составом, сложением и равномерной сжимаемостью;
- отвалы грунтов и отходов производства, которые характеризуются практически однородным составом и сложением, но имеют неравномерную плотность и сжимаемость;
- свалки грунтов, отходов производства и бытовых отходов, которые характеризуются неоднородным составом и сложением, неравномерной плотностью и сжимаемостью, а также содержанием органических включений.

В случае если основание возводимого здания сложено перечисленными выше грунтами, необходимо детальное инженерно-геологическое обследование пятна застройки, выявление площадной неоднородности основания и принятие такого решения фундаментов, которое не допустит неравномерных деформаций здания.

Количество определений характеристик грунтов, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, должно устанавливаться в зависимости от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и класса здания и сооружения и указываться в программе исследований.

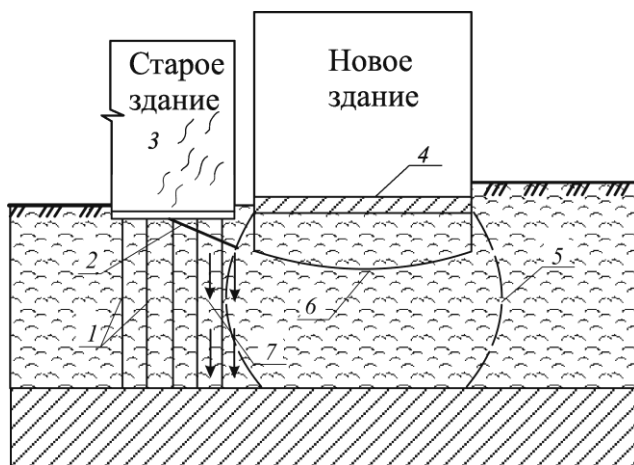


Рис. 15. Строительство нового здания с другим типом фундамента:
 1 – свая; 2 – граница зоны разуплотнения грунта под старым зданием;
 3 – зона трещин; 4 – плита; 5 – граница области дополнительных вертикальных напряжений от строительства нового здания; 6 – кривая осадок нового здания; 7 – дополнительная нагрузка на сваи за счет отрицательного трения

Следует стремиться к использованию одностипных фундаментов существующих и новых зданий. Однако это не всегда

оказывается возможным. В случае разных конструкций фундаментов необходимо проводить дополнительные поверочные расчеты для обеспечения нормальной эксплуатации существующих зданий. В качестве примера на рис. 15 показан случай строительства нового здания на фундаментной плите вблизи старого здания на свайном фундаменте. В результате осадок построенного здания в некоторой части под ростверком старого здания может возникнуть зона разуплотнения грунта, уменьшающая первоначальную несущую способность свай. Кроме того, дополнительные напряжения, возникающие в основании от массы нового здания, приведут к дополнительной нагрузке (отрицательное трение) на крайние ряды свай. Следствием этого может стать дополнительная неравномерная осадка старого здания с повреждением его конструкций.

2.4.3. Учет технологии производства земляных работ

По условиям техники безопасности рытье котлованов и траншей с вертикальными стенками без их крепления допускается только в грунтах естественной влажности на глубину, не превышающую следующих значений: в насыпных, песчаных и гравелистых грунтах – 1 м; в супесях – 1,25 м; в суглинках и глинах – 1,5 м; в особо плотных нескальных грунтах – 2 м.

Допустимая крутизна откосов в грунтах естественной влажности из условий безопасного производства работ зависит от глубины разрабатываемой выемки или высоты насыпи и принимается по табл. 9.

В стесненных условиях котлованы и траншеи устраиваются преимущественно с вертикальными стенками с использованием креплений с учетом ограничения движения транспорта и пешеходов, обеспечения сохранения свойств грунтов оснований и сохранности находящихся в непосредственной близости зданий и сооружений.

Таблица 9

Допустимая крутизна откосов

№ п/п	Грунт	Крутизна откосов при глубине выемки, м		
		до 1,5	от 1,5 до 3	от 3 до 5
1	Насыпной естественной влажности	1:0,25	1:1	1:1,25
2	Песчаный и гравелистый влажный	1:0,5	1:1	1:1
3	Супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
4	Суглинок	1:0	1:0,5	1:0,75
5	Глина	1:0	1:0,25	1:0,5
6	Лессовый сухой	1:0	1:0,5	1:0,5

При разработке котлована для строительства нового здания рядом с существующим необходимо руководствоваться следующими требованиями: не применять ударные и взрывные способы разработки грунта, максимально сокращать сроки работ в строительном котловане, не допускать складирование строительных материалов в непосредственной близости от фундаментов существующих зданий.

Если здание возводится вплотную к существующему при той же глубине заложения фундамента, не следует разрабатывать котлован вплоть до стенки существующего фундамента без проведения защитных мероприятий. В противном случае возникает опасность выпора или выдавливания грунта из-под подошвы существующего фундамента в котлован, что может привести к недопустимой осадке фундамента и перекосу конструкции здания вплоть до возникновения аварийной ситуации.

Отрывку котлована вдоль существующего здания производят отдельными захватками по 3–4 м по длине примыкания к существующему зданию. Переходить к соседним захваткам можно только после устройства фундаментов нового здания в пределах уже разработанной захватки.

Если глубина заложения фундамента нового здания больше, чем у существующего, до начала разработки котлована не-

обходимо устройство ограждения по линии примыкания к существующему зданию.

2.5. Устройство котлована вблизи существующего фундамента

При откопке котлованов около существующих фундаментов снижаются вертикальные и горизонтальные напряжения в массиве грунта ниже дна котлована и по соседству с ним. В массиве грунта за пределами котлована, в том числе и под существующими фундаментами, резко уменьшаются горизонтальные напряжения из-за снятия пригрузки, а вертикальные напряжения, зависящие от давления, передаваемого фундаментом на основание, остаются без изменения. В результате развиваются пластические деформации грунта, сопровождающиеся его выдавливанием из-под фундамента в сторону котлована (рис. 16). Интенсивность их развития зависит от взаимного расположения подошвы существующего фундамента и котлована.

В зоне примыкания фундаменты нового и существующего зданий должны, как правило, закладываться на одном уровне.

При необходимости заложения фундаментов нового здания ниже отметки заложения фундаментов существующего (рис. 17) определяется допустимая разность отметок заложения рассматриваемых фундаментов Δh :

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + C_1/p_1),$$

где a – расстояние между фундаментами в свету; φ_1 , C_1 – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления при расчете по I группе предельных состояний; p_1 – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента существующего здания от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

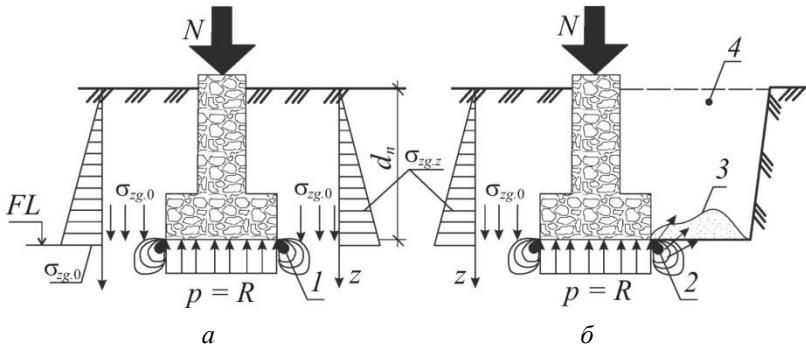


Рис. 16. Вертикальные напряжения в основании сооружений:
a – до разработки соседнего котлована; *б* – после его разработки;
I – зоны пластических деформаций грунта; 2 – зоны возможного выпора грунта; 3 – подъем дна котлована; 4 – котлован, выкопанный возле фундамента; $\sigma_{zg,0}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента; $\sigma_{zg,z}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента; p – среднее давление по подошве фундамента; R – расчетное сопротивление грунта; d_n – глубина заложения фундамента

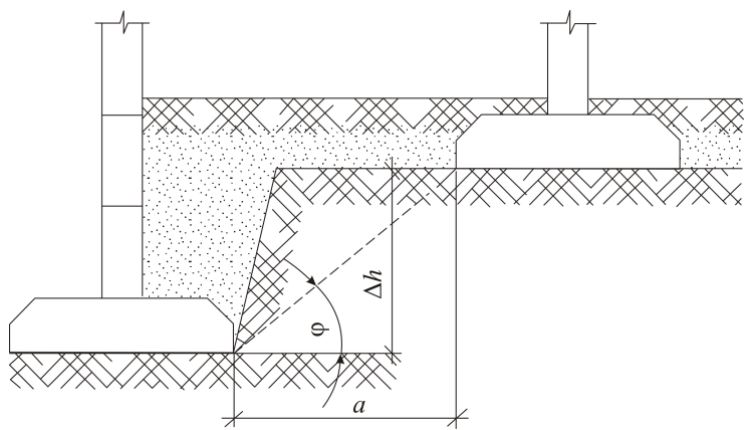


Рис. 17. Заложение соседних фундаментов на разной глубине

Если существующее здание не имеет подвала, а котлован нового должен быть отрыт вплотную к фундаментам существующего, следует учитывать активное боковое давление грунта на стену существующего здания, направленное в сторону отрытого котлована (рис. 18).

Если среднее давление под подошвой существующего фундамента (в случае непосредственного примыкания) $p \leq R$ (R – расчетное сопротивление грунта основания), то при расположении дна котлована выше на 0,5 м и более подошвы существующего фундамента (рис. 19), как правило, выдавливания грунта из-под подошвы фундамента не происходит. Однако необходимо учитывать, что фундамент пристраиваемого здания может оказаться на недостаточно уплотненной обратной засыпке ранее возведенного фундамента и поэтому получит осадку большую, чем остальные фундаменты.

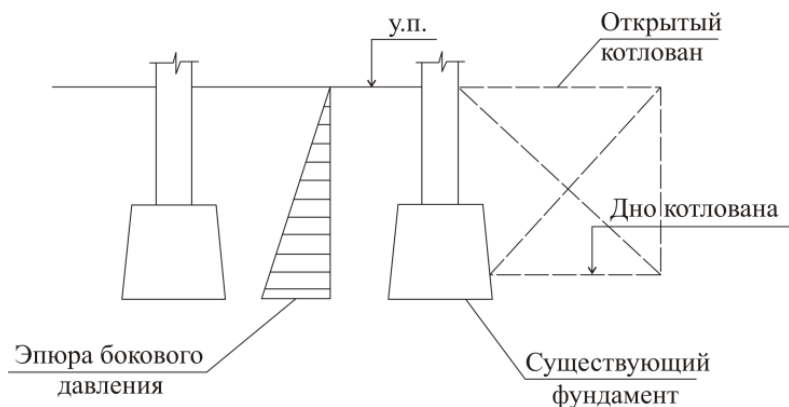


Рис. 18. Боковое давление грунта на стену существующего здания при отрывке котлована под фундаментами нового здания

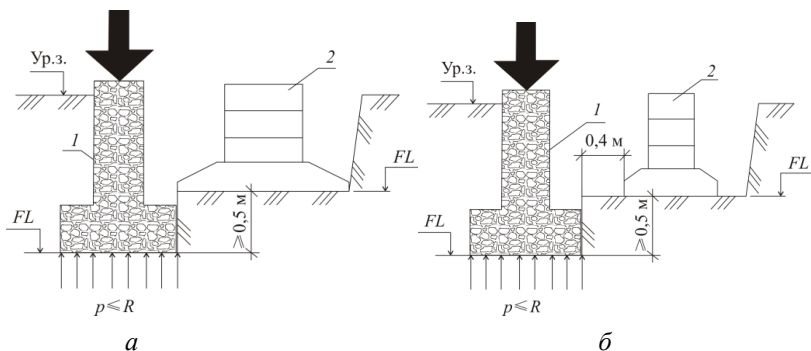


Рис. 19. Расположение существующих 1 и проектируемых 2 фундаментов, при котором исключается выдавливание грунта из-под существующего фундамента: а – примыкание фундаментов вплотную; б – примыкание фундаментов при незначительном удалении; Ур.з. – уровень земли; FL – уровень подошвы фундамента

При разработке проекта производства работ в зависимости от соотношения глубин проектируемого котлована d_t , заложения подошвы существующих фундаментов d_f и уровня подземных вод d_w требуется учитывать следующие положения (рис. 20):

1. При $d_t \leq (d_f - 0,5)$ и $d_t \leq d_w$ разработка котлована возможна без применения специальных мероприятий.

2. При $(d_f - 0,5) < d_t < d_f$ и $d_t \leq d_w$ разработку котлована в пределах полосы шириной 5 м, считая от края существующего фундамента, следует производить захватками не более 1,5 м по длине примыкания.

3. При $d_f < d_t < (d_f + 1)$ м вдоль линии примыкания котлована к существующим фундаментам следует задавить шпунт, устойчивость которого должна быть вычислена с учетом давления, передаваемого на грунт существующими фундаментами.

4. При $d_t > (d_f + 1)$ м независимо от соотношения d_t и d_w требуется проведение следующих мероприятий:

– выполнение работ на одной захватке не должно превышать двух суток;

– выбор способа разработки грунта следует осуществлять с учетом напряженного состояния грунтов в основании существующих фундаментов. Применение экскаватора с ковшом драглайн, шар- или клин-молота на расстоянии ближе 20 м от существующих зданий, а также взрывного способа недопустимо.

5. Если котлован глубиной $d_t < d_f$ примыкает вплотную к фундаментам существующих построек, следует, как правило, применять деревянный технологический шпунт, забиваемый по краю фундамента на глубину 2–3 м ниже подошвы. При этом необходимо выполнить расчет этого основания по устойчивости с учетом способа разработки котлована.

6. В случаях когда котлован глубиной $d_t < d_f$ примыкает не вплотную к существующим фундаментам, необходимо принимать во внимание следующие положения (рис. 20):

$d_b \leq d_f$, $L \leq 1,5d_f$, $b_f \leq L$ – котлован располагается за пределами призмы выпора, устойчивость фундамента заведомо обеспечена;

$d_f - d_b \leq d_f - d_t$ при $L \geq 0$ и $d_w > d_t$ – устойчивость фундаментов и основания обеспечена;

$d_t \leq d_f$, $0 \leq L \leq 1,5d_f$ – производится расчет по первому предельному состоянию.

7. При $d_t > d_w$ до начала разработки котлована необходимо забить технологический шпунт (рис. 21), чтобы сократить или предотвратить приток подземных вод; такой шпунт должен быть погружен до подстилающего водоупора (см. рис. 21, а) или на глубину, определяемую соотношением

$$L \geq (2,2d_t - 1,1d_w),$$

где L – необходимая длина шпунта (от поверхности земли) (см. рис. 21, б).

Необходимо помнить, что длина шпунта, определенная по приведенной формуле, не гарантирует устойчивости грунтов основания существующих фундаментов, и этот вопрос подлежит специальному рассмотрению. Разработка котлована и возведение фундаментов должны выполняться захватками.

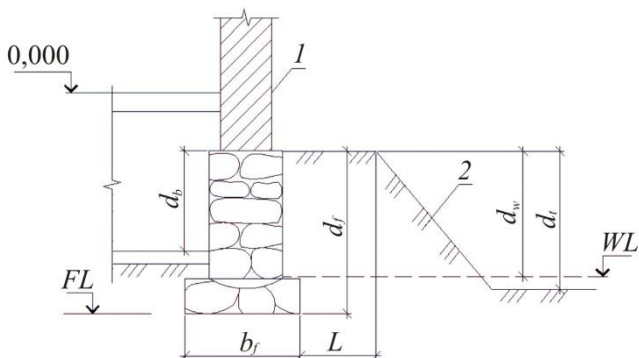


Рис. 20. Схема устройства котлована вблизи существующего фундамента: 1 – фундамент; 2 – котлован

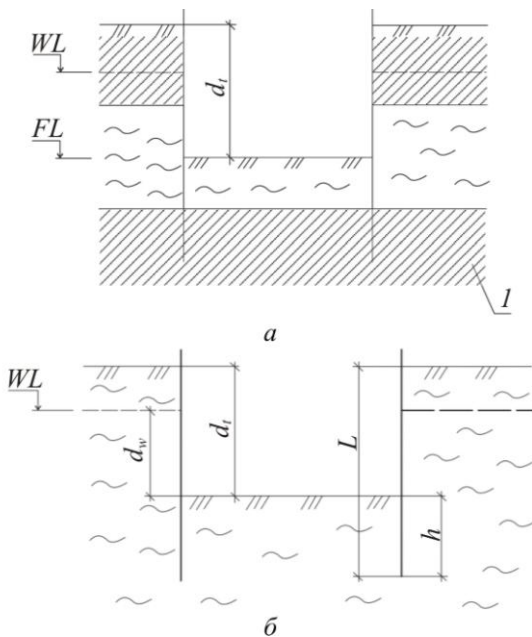


Рис. 21. Схема забивки технологического шпунта: *a* – для образования водонепроницаемой завесы; *б* – для предотвращения механической суффозии грунта; 1 – водоупор; WL – уровень грунтовых вод; FL – отметка подошвы фундамента

Расчет влияния нового здания, имеющего ленточные или столбчатые фундаменты, на осадку фундаментов существующего допускается не производить, если грунты основания имеют средний в пределах сжимаемой толщи модуль деформаций $E \geq 15$ МПа и расстояние между краями новых и существующих фундаментов $l \geq 0,25H$, где H – глубина сжимаемой толщи.

Если фундамент выполняется в виде сплошной фундаментной плиты, расчет влияния допускается не производить при $E \geq 30$ МПа и $l \geq 0,5H$.

2.6. Устройство глубоких котлованов

2.6.1. Виды ограждения глубоких котлованов

При устройстве котлованов в стесненных городских условиях строительная площадка имеет ограниченные размеры и окружена существующими зданиями и инженерными коммуникациями. По этой причине котлованы возводятся преимущественно с вертикальными стенами, крепление которых обеспечивается специальными ограждениями.

В качестве ограждения котлованов наиболее часто используется шпунтовое ограждение и ограждение, выполненное способом «стена в грунте».

Шпунтовое ограждение представляет собой сплошную стенку, состоящую из отдельных элементов – шпунтин, погруженных вплотную друг к другу. Погружение шпунтин осуществляется методами вибропогружения, вдавливания, забивки или в предварительно пробуренные скважины. Шпунтовые ограждения выполняются чаще всего из металлических шпунтин, реже из железобетонных. Металлические шпунтины выполняются из прокатных профилей (корытный шпунт, Z-образный и т.д.) (рис. 22, а, б). Железобетонные шпунтины изготавливаются преимущественно прямоугольного сечения (рис. 22, в).

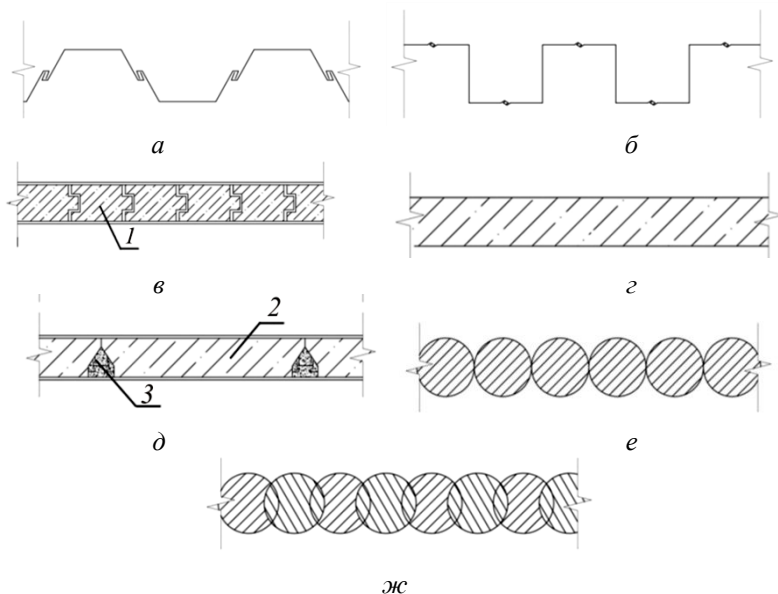


Рис. 21. Виды ограждения котлована: *а* – шпунт типа «Ларсен»; *б* – Z-образный шпунт; *в* – железобетонный шпунт; *г* – монолитная «стена в грунте» траншейного типа; *д* – сборная «стена в грунте» траншейного типа; *е* – «стена в грунте» из соприкасающихся свай; *жс* – «стена в грунте» из пересекающихся свай; *1* – железобетонная шпунтина; *2* – сборная железобетонная панель; *3* – замковый стык панелей

Устройство ограждения способом «стена в грунте» заключается в создании узкой выработки (траншеи или сплошного ряда пересекающихся скважин) с последующим устройством в ней ограждающей стены. Различают два типа «стены в грунте»:

1. Траншейного типа – «стена в грунте» создается разработкой траншеи грейфером или гидрофрезами с последующим заполнением монолитным, сборно-монолитным или сборным железобетоном (рис. 22, *г*, *д*).

2. Свайного типа – «стена в грунте» образуется из отдельных свай (соприкасающихся или пересекающихся), устраиваемых по буронабивной или струйной технологии (рис. 22, е, ж).

Основные достоинства и недостатки данных ограждений, а также область применения приведены на основании источников в табл. 10.

2.6.2. Технологии устройства глубоких котлованов

При возведении подземных частей зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки применяют в основном следующие способы:

1. Открытый.
2. Полузакрытый.
3. Комбинированный.

Открытый способ

Технология строительства открытым способом заключается в устройстве котлована на полную глубину с последующим возведением конструкций подземной части здания или сооружения обычным способом снизу вверх (рис. 23).

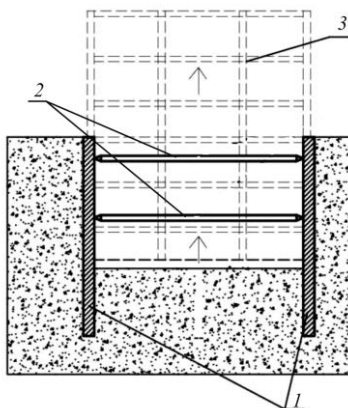


Рис. 23. Открытый способ устройства котлована: 1 – ограждение котлована; 2 – распорки; 3 – возводимое здание

Область применения, достоинства и недостатки
ограждений котлованов

Вид ограждения	Длина	Грунтовые условия	Достоинства	Недостатки
Железобетонный шпунт	До 9 м	Практически во всех дисперсных грунтах, за исключением крупнообломочных грунтов и грунтов, содержащих крупные твердые включения	<ol style="list-style-type: none"> 1. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку. 2. Не требуется времени для набора прочности 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Высокая трудоемкость погружения. 2. Большая масса
	До 30 м			
Шпунтовое ограждение			<ol style="list-style-type: none"> 1. Не требуется времени для набора прочности. 2. Простота и надежность стыковки. 3. Большой профильный ассортимент 	
Металлический шпунт				

Продолжение табл. 10

Вид ограждения	Длина	Грунтовые условия	Достоинства	Недостатки
«Стена в грунте» траншейного типа	Монолитная железобетонная	Дисперсные грунты, за исключением участков с геологически неустойчивыми грунтами (карст, лессовые, рыхлые пески, загорфованные и т.д.) в крупных грунтах с незаполненными пустотами между зернами, в илах текучей консистенции и плавунах, при наличии в грунтах напорных подземных вод с высокими скоростями фильтрации	<ol style="list-style-type: none"> 1. Возможность проходки крупных включений с использованием гидрофрезерного оборудования. 2. Отсутствие динамических нагрузок при устройстве. 3. Не требует площадей для складирования материала. 4. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Требуется время для набора прочности. 2. Сложность контроля качества арматурных и бетонных работ. 3. Низкое качество поверхности
	Сборная железобетонная	До 18 м	<ol style="list-style-type: none"> 1. Гарантированное качество бетона и расположение армирования. 2. Не требуется времени для набора прочности. 3. Гарантированное поперечное сечение. 4. Возможность придавать в заводских условиях необходимую отделку поверхности панелей. 5. Возможность проходки крупных включений с использованием гидрофрезерного оборудования. 6. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Требуется площадь для складирования материала. 2. Сложность транспортировки длиномерных панелей в плотных городских условиях

Окончание табл. 10

Вид ограждения	Длина	Грунтовые условия	Достоинства	Недостатки
Из буровых свай	До 26 м	То же	<ol style="list-style-type: none"> 1. Не требуется больших площадей для складирования материалов. 2. Отсутствие динамических нагрузок. 3. Возможность разбуривания крупных включений в грунте. 4. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Требуется время для набора прочности. 2. Сложность контроля качества арматурных и бетонных работ. 3. Низкое качество поверхности
Из грунтоцементных свай (jet-grouting)	До 40 м	Практически весь диапазон грунтов – от гравийных отложений до мелкодисперсных глин и илов, слабых и обводненных грунтов	<ol style="list-style-type: none"> 1. Отсутствие динамических нагрузок. 2. Высокая производительность. 3. Возможность применения малогабаритного оборудования. 5. Не требуется больших площадей для складирования материалов. 4. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Требуется время для набора прочности. 2. Сложность контроля качества арматурных и бетонных работ. 3. Низкое качество поверхности. 4. Возможно повреждение инженерных коммуникаций из-за большого давления нагнетания
«Стена в грунте» свайного типа				
Ограждения комбинированного типа, которые устраняют недостатки того или иного ограждения				

Технология устройства котлована открытым способом состоит из следующих основных этапов:

1. Устройство ограждения.
2. Поярусная разработка грунта в котловане с устройством при необходимости креплений ограждения котлована.
3. Возведение непосредственно здания или сооружения.

В качестве крепления вертикальных стен котлована применяются распорные крепления, подкосные крепления, анкерные крепления и консольная заделка в грунт, а также комбинированные варианты.

Распорное крепление ограждения котлована (рис. 24) заключается в установке горизонтальной конструкции в один или несколько ярусов, которые воспринимают горизонтальные нагрузки от ограждения котлована. Распорные элементы изготавливают в основном из металла, а в узлах стыковки распорок с ограждением устраивают металлический или железобетонный распределительный пояс, для того чтобы на ограждение не передавалась сосредоточенная нагрузка. Горизонтальные распорные конструкции в основном применяются как временные на период строительства с последующим демонтажем, но также могут быть включены в состав железобетонных перекрытий подземных частей зданий или сооружений. К недостаткам распорного метода относится сложность разработки грунта (распорки создают помехи строительной технике) и ограниченная ширина котлована (высокая материалоемкость).

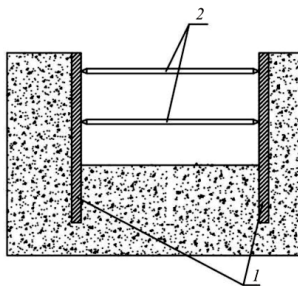


Рис. 24. Распорное крепление ограждения котлована:
1 – ограждение котлована; 2 – распорки

Подкосное крепление применяют при креплении ограждения стен широких котлованов для снижения материалоемкости. Подкосы могут быть установлены в один или несколько рядов. К недостаткам подкосов относится сложность разработки грунта вблизи подкосных креплений.

Наиболее удобным креплением ограждения котлована при разработке грунта является анкерное крепление в грунт (рис. 25). Грунтовые анкеры воспринимают нагрузки от ограждающих конструкций и передают их на грунтовый массив в качестве выдергивающих усилий. Грунтовые анкеры бывают как временными (на период строительства), так и постоянными (часть ограждающей конструкции на весь срок эксплуатации).

Достоинство применения грунтовых анкеров:

- не мешает разработке грунта;
- возможность разработки котлованов без ограничения по ширине;
- меньшая материалоемкость по сравнению с распорными конструкциями.

Однако существуют значительные недостатки применения грунтовых анкеров в плотных городских условиях:

- сложность выполнения инженерно-геологических изысканий за границами строительной площадки, под существующими зданиями и запрет владельцев существующей застройки применять анкеры под зданиями;
- близкое расположение инженерных коммуникаций и фундаментов соседних зданий, что затрудняет качественное устройство анкеров.

Консольная заделка в грунт применяется в неглубоких котлованах и при невозможности установки распорных, подкосных и анкерных креплений. Заделка в грунт осуществляется непосредственно ограждающей стеной котлована, а также устройством дополнительных свай, которые воспримут часть или всю горизонтальную нагрузку (позволяет уменьшить поперечное сечение и глубину погружения ограждающей стены).

Возможно также применение технологии jet-grouting, с помощью которой создают плиту по дну котлована, играющую роль распорной конструкции и противофильтрационной завесы. Устройство плиты jet-grouting осуществляется до начала разработки грунта в котловане путем нагнетания на необходимую глубину цементного раствора под высоким давлением, в результате чего образуется горизонтальная плита из секущихся грунтоцементных колонн (рис. 26).

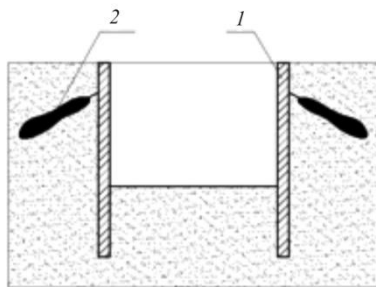


Рис. 25. Анкерное крепление ограждения котлована: 1 – ограждение котлована; 2 – анкеры

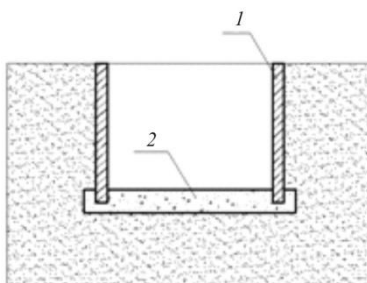


Рис. 26. Устройство плиты jet-grouting: 1 – ограждение котлована; 2 – плита jet-grouting

Таким образом, преимуществами открытого способа являются относительная простота технологии и высокая степень механизации работ, а к недостаткам относится большой расход материала на временные конструкции.

Полузакрытый способ

Полузакрытый способ строительства заключается в строительстве подземной части здания и сооружения путем устройства ограждения практически с поверхности земли (при минимальной предварительной срезке) или с необходимой отметки, после этого возводятся перекрытия и разрабатывается грунт под их защитой. Разработанный грунт извлекается на поверхность через специальные технологические отверстия в перекрытиях (рис. 27).

Роль распорных конструкций в данной технологии выполняют перекрытия, а также возможно устройство плиты jet-grouting по дну котлована.

Различают два основных метода строительства:

- 1) top-down (сверху вниз);
- 2) up-down (вверх-вниз).

Возведение по методу top-down (сверху вниз) осуществляется по следующим основным этапам:

1. Устройство ограждения котлована и постоянных или временных (демонтируемых после строительства) опор, поддерживающих перекрытия.

2. Разработка грунта ведется с поверхности земли и до необходимой отметки экскавации.

3. Устраивается фундамент здания, демонтируются временные опоры и возводится надземная часть.

Возведение по методу up-down (вверх-вниз) осуществляется для подземной части здания или сооружения, как и в технологии top-down (сверху вниз), но разработка грунта ведется с одновременным возведением надземной части здания или сооружения на постоянных опорах и в необходимых случаях на дополнительных временных опорах.

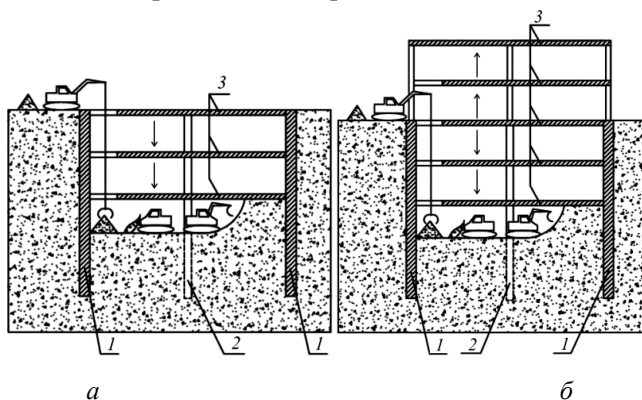


Рис. 27. Технологии строительства: *а* – top-down; *б* – up-down; 1 – ограждение котлована; 2 – временная опора; 3 – перекрытия

Ограждения котлована выполняют чаще всего по способу «стена в грунте», но также возможно применение шпунтового ограждения. Устройство ограждения осуществляют обычными методами по соответствующим технологиям для данных видов ограждений.

Разработку грунта и устройство перекрытий ведут с использованием трех основных методов:

1. Опережающее возведение перекрытий с последующей поярусной разработкой грунта в котловане, причем бетонирование перекрытия осуществляется безопалубочным методом по подготовленному грунтовому основанию.

2. Опережающая поярусная разработка грунта в котловане с последующим устройством перекрытий с помощью инвентарной опалубки, опирающейся на подготовленное грунтовое основание.

3. Комбинированный метод сочетает первые два метода.

Опережающее возведение перекрытий с последующей разработкой грунта состоит из следующих основных этапов:

1. Подготовка грунтового основания:

- укладка уплотненной песчаной подсыпки;

- устройство бетонной подготовки с выравниванием цементно-песчаным раствором.

2. Укладка полиэтиленовой пленки (исключение адгезии с бетонной подготовкой).

3. Армирование перекрытия.

4. Бетонирование перекрытия.

5. Разработка грунта на следующий ярус под перекрытием после набора требуемой прочности бетона.

6. Подготовка грунтового основания для устройства следующего перекрытия.

Опережающая разработка грунта с последующим устройством перекрытий состоит из следующих основных этапов:

1. Разработка грунта на ярус.

2. Подготовка основания под установку стоек опалубки:

- уплотнение грунта с втрамбовкой в грунт щебня;

- укладка деревянных лежней на щебень.

3. Установка стоек на лежни и устройство инвентарной опалубки.

4. Армирование перекрытия.

5. Бетонирование перекрытия.

6. Разборка опалубки перекрытия после набора требуемой прочности бетона.

7. Разработка грунта на следующий ярус.

Опережающее возведение перекрытий с последующей ярусной разработкой грунта в котловане характеризуется большой трудоемкостью, но позволяет уменьшить горизонтальные усилия на ограждение при строительстве, что приводит к экономии материала ограждения котлована. В свою очередь, опережающая разработка грунта с последующим устройством перекрытий менее трудоемка, но при этом возникают большие горизонтальные усилия в ограждении. Исходя из этого, при строительстве можно комбинировать эти методы (на основании технико-экономического сравнения): верхние перекрытия устраивают по второму методу (с опережающей разработкой грунта), а нижние – по первому (с опережающим возведением перекрытий).

Основные достоинства полужакрытого способа строительства следующие:

1. Минимальные деформации существующей застройки (за счет жестких монолитных перекрытий) при точном соблюдении технологий возведения.

2. Снижение сроков строительства при применении технологии up-down (вверх-вниз).

Основные недостатки заключаются в следующем:

1. Высокая трудоемкость строительства.

2. Тяжелые условия труда рабочих.

3. Требуется специальная мобильная техника.

4. Требуется время для набора прочности бетона перекрытия.

Комбинированный способ

Рассмотрим комбинированный способ, сочетающий в себе полузакрытый и открытый способы: полу-полузакрытый способ строительства (semy-top-down) (рис. 28).

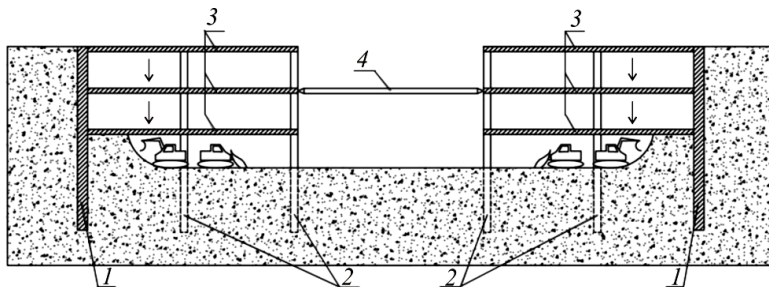


Рис. 28. Комбинированный способ строительства: 1 – «стена в грунте»; 2 – временная опора; 3 – перекрытия; 4 – распорка

Полу-полузакрытый способ строительства (semy-top-down) применяется при широких котлованах. По периметру котлована строительство ведется по технологии top-down (сверху вниз), а в центре – открытым способом по обычной схеме снизу вверх. При этом строительство ведется с опережающей разработкой грунта на ярус в центральной ядре (открытый метод), а затем по периметру котлована по технологии top-down с опережающей разработкой грунта на ярус с последующим устройством перекрытий. При необходимости в центральной части устраиваются распорные конструкции в уровнях перекрытий. После разработки грунта и устройства фундамента возводится центральная часть по обычной технологии снизу вверх.

2.7. Строительное водопонижение в условиях плотной городской застройки

Водопонижением называется искусственное понижение уровня грунтовых вод, достигаемое откачкой или отводом вод к

пониженным местам. Водопонижение применяется при производстве земляных и других строительных работ по возведению фундаментов, гидротехнических сооружений, различных подземных сооружений и коммуникаций, а также при разработке горных выработок в строительный период.

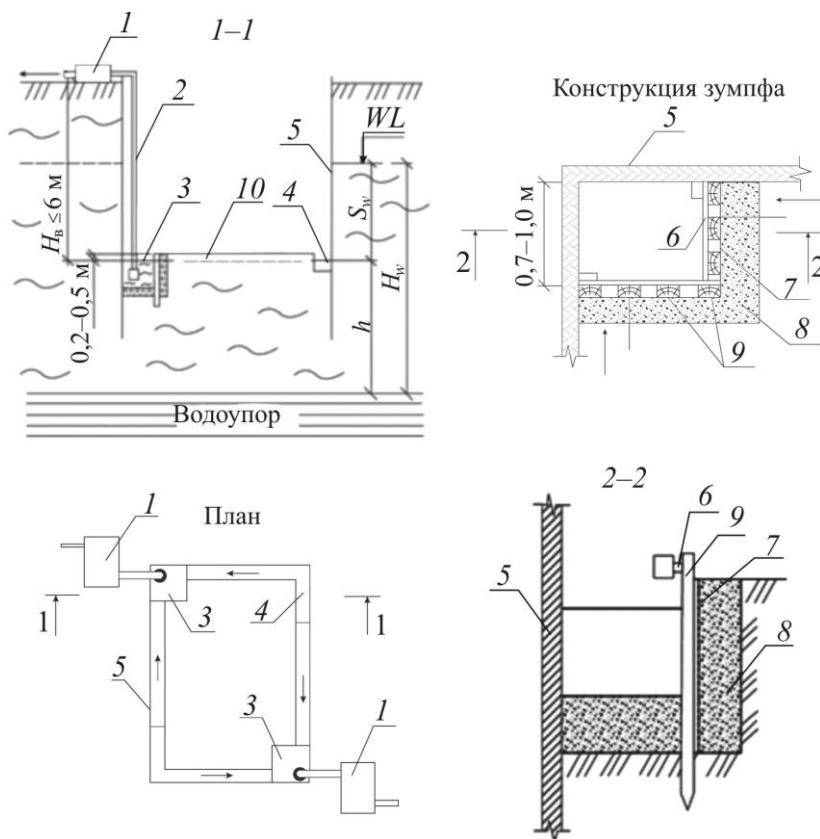


Рис. 29. Схема открытого водоотлива: 1 – насос; 2 – всасывающий шланг; 3 – зумпф; 4 – канавки; 5 – шпунт; 6 – обвязка; 7 – металлическая сетка; 8 – фильтрующая отсыпка из песка и гравия слоем 15–20 см; 9 – доски, забитые вертикально; 10 – УГВ в котловане после водопонижения

Простейшие способы удаления воды известны с давних времен. Раньше применяли различные водоподъемные средства: ковшовые колеса, лопастные колеса, деревянные водоподъемные насосы и др. С начала двадцатого столетия метод водопонижения получил дальнейшее развитие благодаря изобретению метода удаления воды с помощью устройства скважинных колодцев. В последнее время наряду с совершенствованием известных технологий водопонижения стали применяться и новые способы. Существуют следующие способы водопонижения:

1. Открытый водоотлив (рис. 29) – это водоотлив в котлованах и траншеях через специальные зумпфы (водосборники), к которым вода поступает по канавкам и водостокам, направляющим фильтрационный приток через откосы и дно выработки. Необходимость устройства канавок и зумпфов приводит к некоторому увеличению объемов земляных работ, что почти не ощущается при разработке больших котлованов и карьеров и более ощутимо при разработке малых котлованов. Вместимость зумпфа рекомендуется принимать не менее пятиминутной максимальной производительности откачивающего из него воду насоса.

2. Закрытые способы водопонижения:

1) *иглофильтровый способ водопонижения* реализуется с использованием иглофильтровых установок, состоящих из стальных труб с фильтрующим звеном в нижней части, водосборного коллектора и самовсасывающего вихревого насоса с электродвигателем. Стальные трубы погружают в обводненный грунт по периметру котлована или вдоль траншеи. Фильтрующее звено состоит из наружной перфорированной и внутренней глухой труб;

2) *вакуумный способ* реализуется применением вакуумных водопонижающих установок. Эти установки используются для понижения уровня грунтовых вод в мелкозернистых грунтах (мелкозернистые и пылеватые пески, супеси, илистые и лессовые грунты с коэффициентом фильтрации 0,02–1,0 м/сут), в ко-

торых применять легкие иглофильтровые установки нецелесообразно;

3) *электроосмический способ* реализуется применением наряду с иглофильтрами в грунте стальных труб или стержней, погружаемых на расстоянии 0,5–1,0 м от иглофильтров в сторону котлована. Иглофильтры подключают к отрицательному полюсу (катод), а трубы или стержни – к положительному полюсу источника постоянного тока (анод).

Водопонижение является сложным технологическим процессом, при его проведении возможно возникновение следующих осложнений:

1. Пригрузка основания при изменении уровня грунтовых вод, т.е. при изменении уровня грунтовых вод происходит изменение (увеличение) нагрузки на основание (рис. 30).

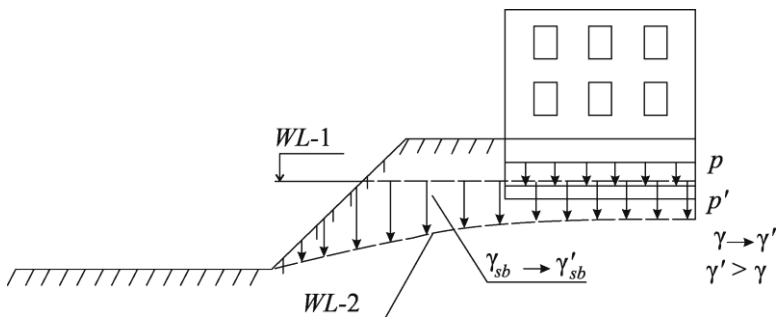


Рис. 30. Пригрузка основания при изменении УГВ: WL-1, WL-2 – уровень грунтовых вод до и после водопонижения соответственно; γ_{sb} , γ'_{sb} – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды до и после водопонижения соответственно; γ , γ' – удельный вес грунта до и после водопонижения соответственно; p – давление по подошве фундамента; p' – дополнительное давление после снятия взвешивающего действия воды

2. Плыунные явления (рис. 31). Плыунностью называется способность водонасыщенных дисперсных пород переходить в текучее состояние. Разжиженная порода, образующаяся при

этом, называется пльвунум. В пльвунное состояние могут переходить пески различного гранулометрического состава, даже крупнозернистые. Наиболее опасен этот процесс для тонкозернистых песков с пылеватыми, илистыми, коллоидными и органическими фракциями, обладающими тиксотропными свойствами.

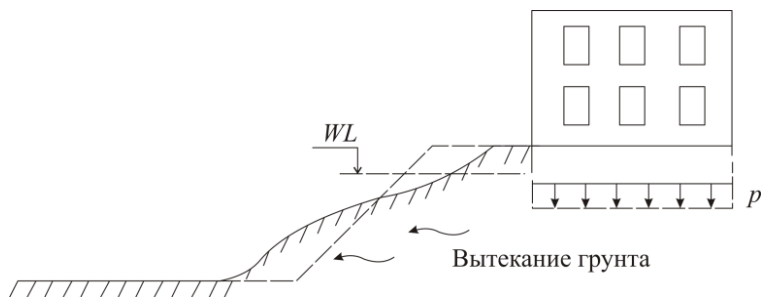


Рис. 31. Пльвунные явления

3. Гидравлический прорыв грунта (рис. 32). В случае открытой поверхности воды или при наличии водопроницаемых грунтов между отметками свободной поверхности воды за пределами котлована и поверхностью воды в пределах котлована между ними возникает фильтрационный поток или поток грунтовых вод с соответствующим давлением на грунтовый скелет водопроницаемого грунта. При неблагоприятных условиях этот грунтовый или фильтрационный поток может привести к гидравлическому прорыву грунта. В связи с этим возникает необходимость определения гидродинамической устойчивости грунта.

4. Оползневые явления – сползание и отрыв грунтовых масс вниз по склону под действием силы тяжести (рис. 33).

5. Суффозия – это процесс выноса мелких минеральных частиц породы фильтрующейся через нее водой. Процесс близок к карсту, но отличается от него тем, что суффозия является пре-

имущественно физическим процессом и частицы породы не претерпевают дальнейшего разрушения (рис. 34).

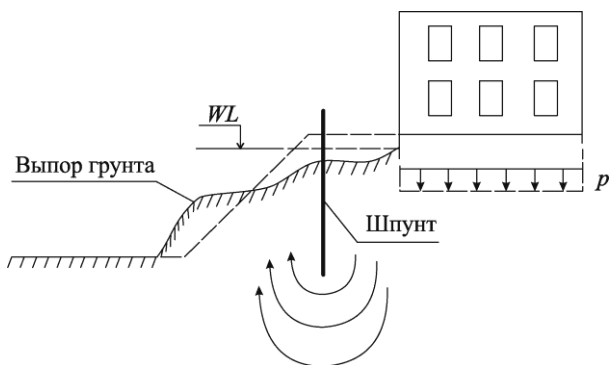


Рис. 32. Гидравлический прорыв грунта

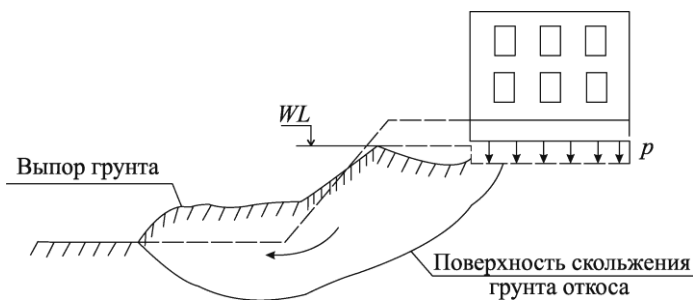


Рис. 33. Оползневые явления

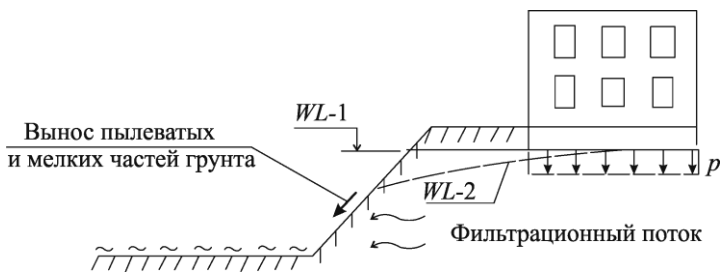


Рис. 34. Суффозия

6. Загнивание деревянных свай (рис. 35). В связи с понижением грунтовых вод конструкции деревянных свай начинают взаимодействовать с кислородом, что вызывает повышение активности различных микроорганизмов, провоцирующих загнивание конструкций свай.

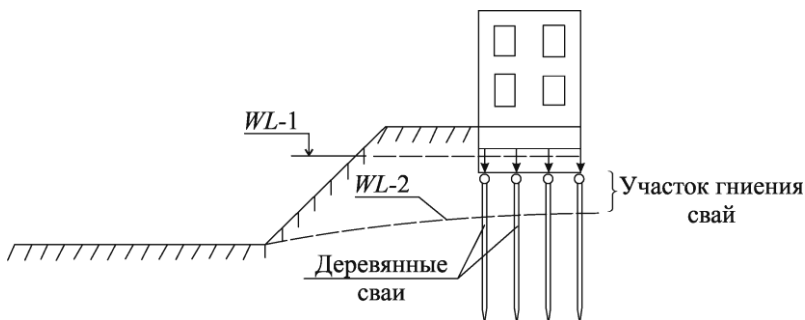


Рис. 35. Загнивание деревянных свай

При понижении уровня грунтовых вод при новом строительстве соседнее здание может получить неравномерные осадки. В.Г. Симагин, П.А. Коновалов приводят примеры данных ситуаций (рис. 36). Для ведения работ был огражден шпунтовой стенкой глубокий котлован, практически вплотную примыкающий к одной стороне здания столовой. Затем с помощью иглофильтров был понижен уровень грунтовых вод и начались земляные работы, а после – устройство бетонных конструкций подвальной части здания. В связи с продолжительностью работ шесть дней в неделю в выходной день иглофильтры выключали, подвал периодически затапливался подземными водами. В первый день рабочей недели вода отсасывалась и работы продолжались. Через месяц после начала данных работ у оконных проемов здания столовой появились трещины, оконные рамы покосились и здание стало осаживаться в сторону шпунтового ограждения котлована (см. рис. 36). Через полтора месяца ряд по-

мещений первого этажа пришлось закрыть, так как эксплуатация здания стала небезопасной.

Анализ причин аварийных деформаций позволил установить, что крен здания был обусловлен снижением уровня подземных вод в толще его основания, в результате чего исчезало взвешивающее влияние подземной воды. Плотность грунта повышалась в два раза, основание претерпевало дополнительное уплотнение, сопровождающееся неравномерной осадкой здания. Если депрессионная кривая поверхности подземных вод быстро выполаживается по мере удаления от понижающего фильтра, то участки основания, где происходит уплотнение грунта, по глубине будут неодинаковые даже в пределах пятна застройки. Этим объясняется наличие крена в сторону иглофильтров. Кроме того, периодические снижения и подъемы уровня подземных вод способствовали развитию обильного трещинообразования в надфундаментных конструкциях здания.

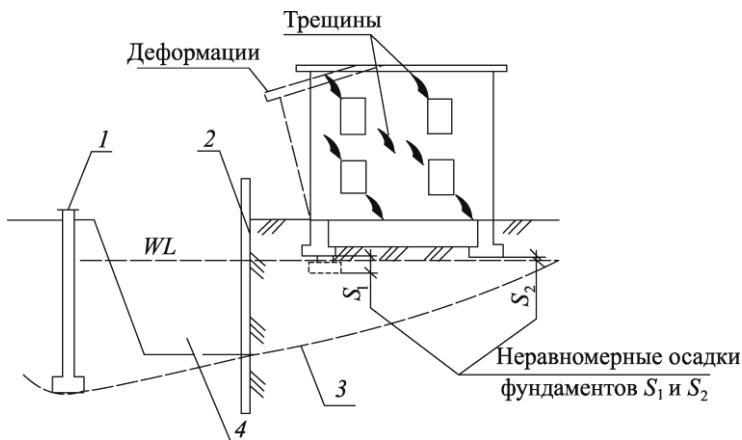


Рис. 36. Деформации здания вследствие понижения уровня подземных вод иглофильтровой установкой: 1 – иглофильтры; 2 – шпунт; 3 – уровень подземных вод после понижения (депрессия); 4 – котлован

Еще один пример. Пятиэтажное кирпичное здание с продольными несущими стенами на сборных ленточных фундаментах с глубиной заложения 3,3 м, построенное в г. Тюмени, эксплуатировалось в течение двух лет. В основании его залегали слои мягко- и текучепластичных суглинков с прослойкой мелко-водонасыщенного песка. Подземные воды располагались на глубине 2,2 м. В летний период в 5–6 м от здания параллельно его фасаду началась прокладка ливневой канализации. Для нее нужно было разработать траншею глубиной 4 м, при этом работы сопровождались откачкой воды из траншеи. Примерно в это же время в простенках здания практически на всех этажах и в стеновых блоках подвала появились трещины. Наблюдение за осадками здания и анализ поведения гипсовых маяков, установленных на трещинах в здании, позволили сделать вывод, что именно работы по устройству ливневой канализации послужили причиной неравномерных осадок и деформации здания (рис. 37).

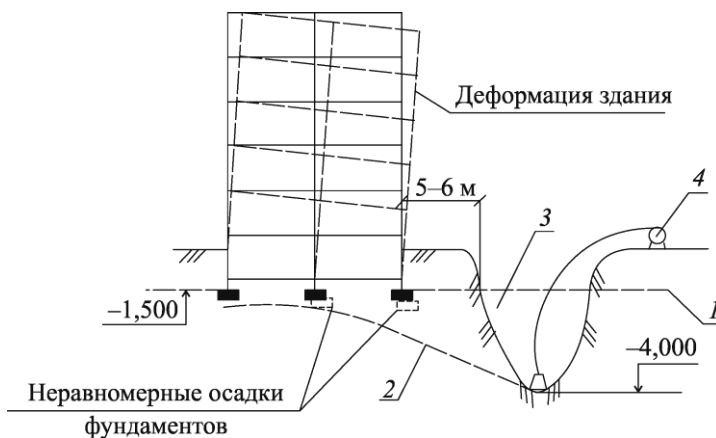


Рис. 37. Деформации жилого здания, вызванные открытым водоотливом из смежной с ним траншеи: 1 – уровень подземных вод до откачки; 2 – уровень подземных вод после откачки; 3 – траншея; 4 – насос

За счет изменения положения уровня грунтовых вод происходит нарушение равновесия системы «грунт – грунтовая вода». Последствия водопонижения проявляются в различной степени в зависимости от условий водопонижения и характеристик грунта.

В случае водонасыщенных грунтов ограждение котлована должно быть заглублено в подстилающий водоупор или, в отсутствие водоупора, его длина должна обеспечивать невозможность движения грунтовой массы из-под фундамента в котлован, что определяется специальным расчетом (рис. 38, 39). Необходимо также проверить устойчивость ограждения и не допустить горизонтального смещения верхней части стенки в сторону котлована.

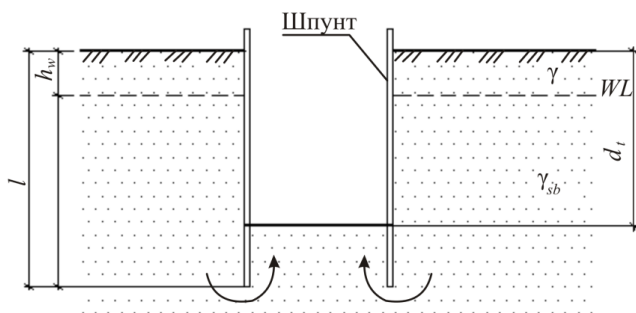


Рис. 38. Гидравлический прорыв: γ_{sb} – удельный вес водонасыщенных грунтов; γ – удельный вес грунта выше УГВ; d_t – глубина котлована; h_w – глубина залегания УГВ

Для обеспечения устойчивости грунта должно выполняться следующее условие:

$$I = \frac{d_t - h_w}{l - h_w} \leq 0,3,$$

где I – гидравлический напор; величина 0,3 – критическая.

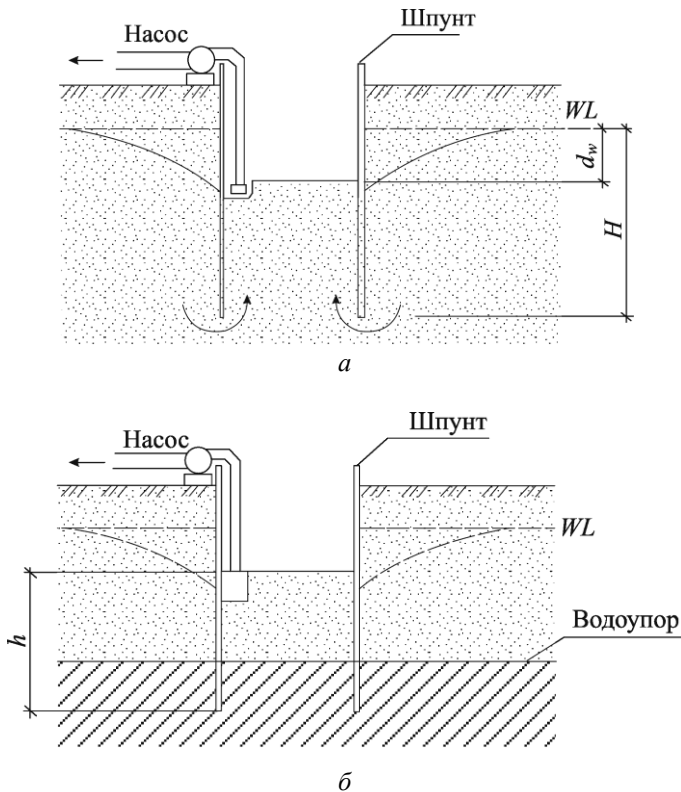


Рис. 39. Водоотлив из котлована: *а* – без водоупора ($H \geq 2,2d_w$);
б – при наличии водоупора ($H \geq 1,2$ м); d_w – глубина залегания
 грунтовых вод относительно дна котлована; H – глубина погружения
 шпунта ниже УГВ; h – глубина погружения
 шпунта ниже дна котлована

2.8. Меры по уменьшению влияния нового здания на соседние

Специфика проектов фундаментов, расположенных возле существующих зданий и сооружений, состоит в том, что они должны обеспечить нормальную работу конструкций нового

здания и не приводить к развитию деформаций основания соседних зданий.

Дополнительные расчетные деформации существующего здания не должны превышать половины предельных значений, устанавливаемых СП.

Принципиально уменьшение влияния может быть осуществлено при помощи планировочных, архитектурных, конструктивных, технологических и организационных мероприятий.

Планировочные мероприятия направлены на то, чтобы новое здание было отнесено от существующих на безопасное расстояние – обычно на 10–20 м. Тогда новое здание может рассматриваться как «отдельно стоящее» и специфических проблем с фундаментами не возникает.

Архитектурное решение может упростить задачу, если новое здание в зоне примыкания тем или иным способом облегчено. Допустим, в зоне примыкания располагают блок, высота которого меньше соседнего, новое здание облегчено проездами и т.п.

Конструктивные мероприятия являются основными и заключаются в следующем: 1) новое здание строится на фундаментах мелкого заложения; 2) новое здание возводится на свайных фундаментах; 3) под новым зданием предусмотрено строительство глубокого подземного объема (гараж, склад и т.п.).

Основная опасность для существующих зданий при строительстве вблизи них новых связана с развитием дополнительных осадок. При этом наибольшие повреждения возникают в пределах 2–7 м от границы примыкания старых зданий. Следовательно, если между смежными зданиями обеспечен достаточный разрыв, опасность дополнительной осадки резко снижается. Основываясь на этом, С.Н. Сотников в 1986 г. предложил новый тип фундаментов с консолями для строительства в стесненных условиях.

Сущность этого решения сводится к следующему (рис. 40). Фундамент нового здания не доводится до его торца. Торцевая часть здания опирается на консоль, вылет которой определяется по расчету. Сама консоль рассчитывается и проектируется по правилам железобетонных конструкций. Она может выполняться как в виде плиты, так и в виде пространственной конструкции.

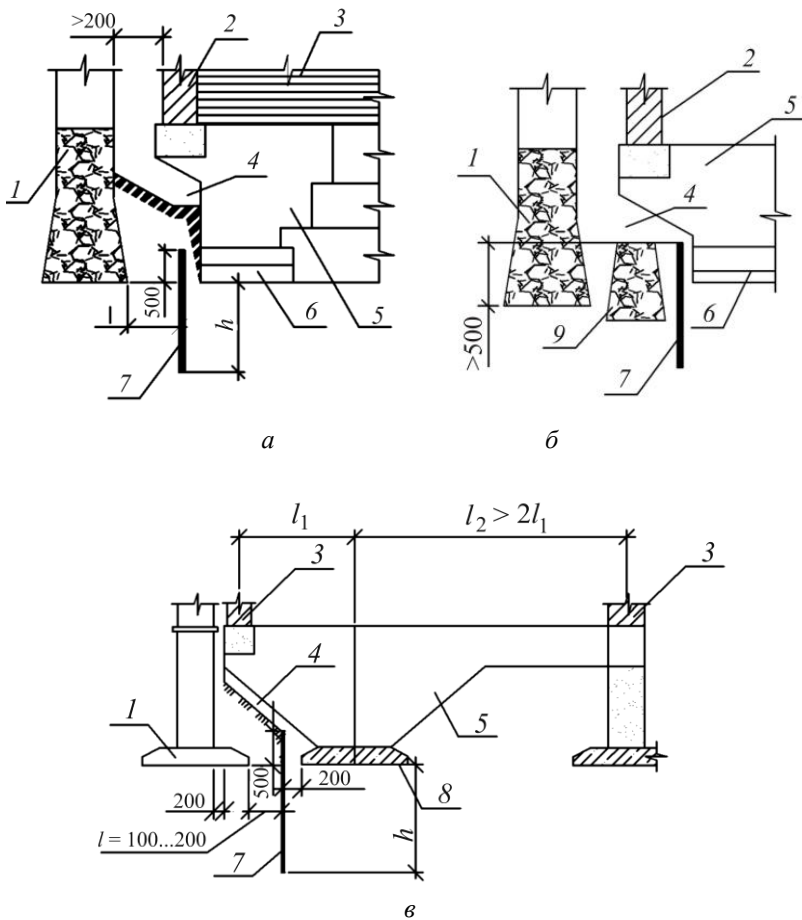


Рис. 40. Консольное примыкание к существующим фундаментам новых зданий: а – с продольными несущими стенками; б – с сохранением фундамента разобранного здания; в – с поперечными несущими стенками; 1 – фундамент существующего здания; 2 – ограждающая стенка нового здания; 3 – несущая стенка; 4 – зазор между балкой с консолью и грунтом; 5 – фундаментная балка с консолью; 6 – уширение подошвы фундамента; 7 – разьединительный шпунт; 8 – поперечный ленточный фундамент; 9 – фундамент разобранного здания

В Санкт-Петербурге построены и нормально эксплуатируются несколько зданий с вылетом консолей 3–7 м. Данное мероприятие эффективно при выполнении двух условий: 1) между нижней гранью консоли и грунтом должен быть обеспечен воздушный зазор, размер которого назначается не менее двойной величины ожидаемой осадки нового здания; 2) между фундаментами и стенами нового и существующих зданий должен быть выполнен осадочный шов. Конструкции шва и его исполнению должно быть уделено особое внимание.

Другим надежно апробированным способом является устройство между зданиями разделительной стенки, изготавливаемой в виде шпунтового ряда, бурозавинчиваемых или набивных свай, «стены в грунте». Назначение разделительной стенки – изменить напряженное состояние грунта так, чтобы напряжения в основании старого здания от влияния нового не получили опасного развития, а вызванная ими дополнительная осадка не имела опасных последствий или была нулевой.

Стенка заделывается на глубину h_2 в более прочные подстилающие грунты ниже перекрывающих их слабых грунтов или ниже сжимаемой толщи в основании проектируемого фундамента h_1 . Расчет глубины заделки стенки производится исходя из условия

$$tu \sum f_{1i} l_{1i} \leq 2u \sum f_{2j} l_{2j},$$

где t – коэффициент условий работы, применяемый для разделительной стенки, которая погружается в грунт на глубину менее 4 м, – 0,6, на глубину более 4 м – 0,8; u – длина участка разделительной стенки, принимаемая равной 1 м; f_{1i} , f_{2j} – расчетные сопротивления i -го и j -го слоев грунта соответственно на боковой поверхности стенки в пределах глубин h_1 и h_2 , определяемые по табл. 11; l_{1i} , l_{2j} – значения толщины i -го и j -го слоев грунта в пределах глубин h_1 и h_2 соответственно.

Таблица 11

Расчетные сопротивления грунта f_b , кПа,
по боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина расположения слоя грунта z_i , м	f_i для песчаных грунтов средней плотности									
	Крупных и средней плотности	Мелких	Пылеватых	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
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	

Примечания: 1. Для промежуточных глубин z_i и промежуточных значений показателя текучести I_L значения f_i определяют интерполяцией.

2. Для плотных песков значения f_i необходимо увеличить на 30 %.

3. Толщину слоев при членении толщи грунтов для определения f_i следует принимать не более 2 м.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в табл. 11, при любых значениях показателя текучести.

Суммирование в левой части приведенного выше неравенства производится по всем слоям грунта в пределах h_1 , в правой части – в пределах h_2 .

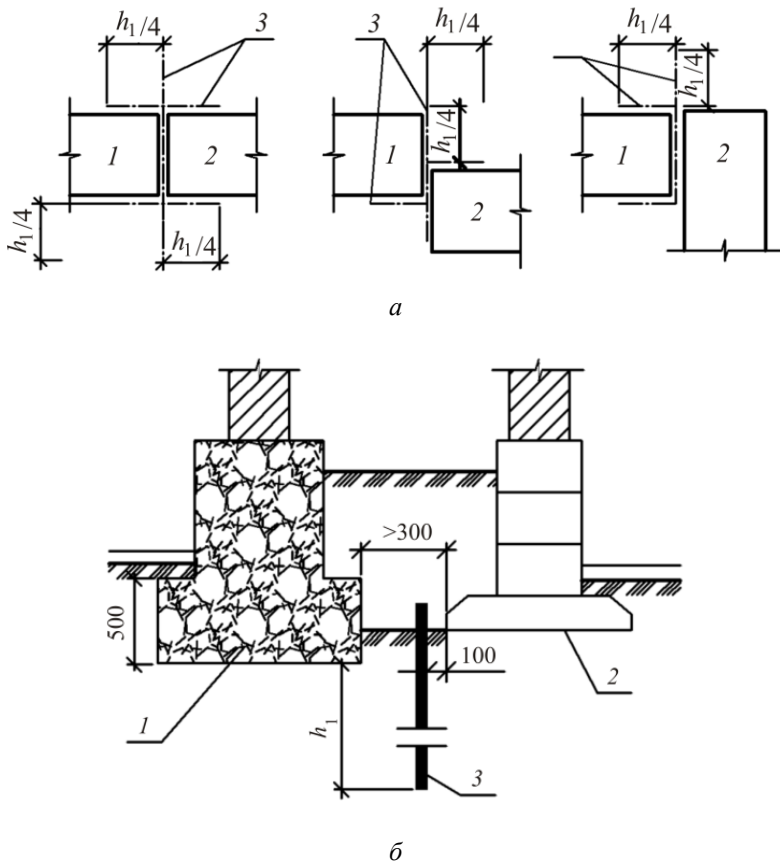


Рис. 41. Расположение разделительной шпунтовой стенки: *a* – план; *б* – разрез; 1 – существующее здание; 2 – строящееся здание; 3 – разъединительный шпунт; h_1 – длина шпунта (мощность сжимаемой толщи)

Разделительная стенка должна устраиваться по всей линии примыкания фундамента нового здания к существующему и с каждой стороны выходить за пределы существующего здания не менее чем на $h_1/4$ (рис. 41).

2.9. Деформации существующих зданий при строительстве рядом с ними новых зданий

Внешний вид и характер трещин в фундаментах и стенах здания позволяют достаточно точно выяснить природу их возникновения. На рис. 42–45 представлены характерные деформации зданий в зависимости от условий их строительства и эксплуатации.

Причина повреждений (см. рис. 42) неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий.

Причина повреждений (см. рис. 43) неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий.

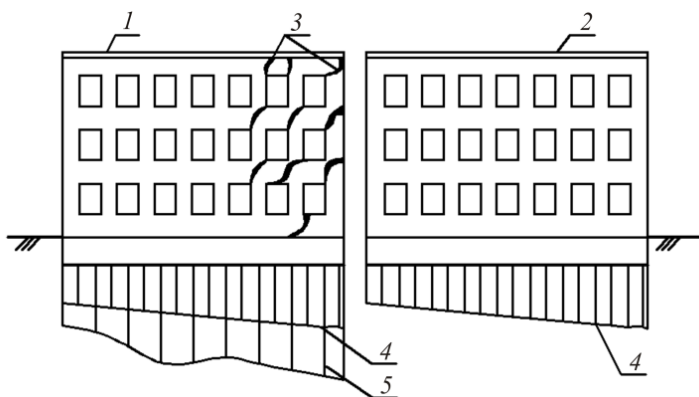


Рис. 42. Деформации при возведении зданий в несколько очередей:
1, 2 – соответственно здания первой и второй очереди строительства;
3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций;
4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов

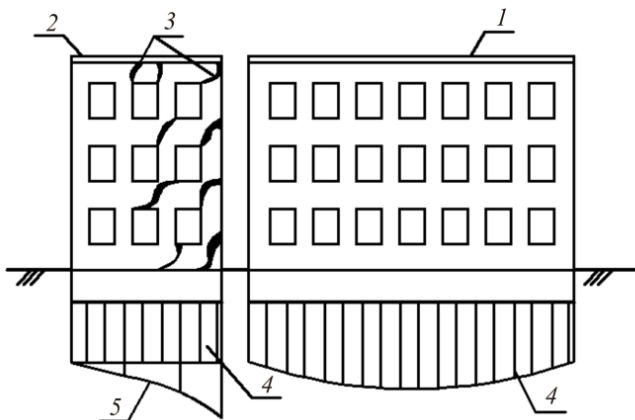


Рис. 43. Деформации при возведении нового здания вблизи существующего: 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов

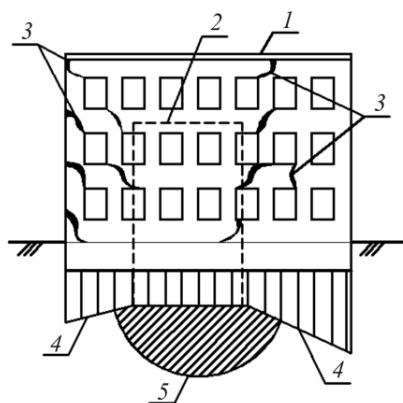


Рис. 44. Деформации при строительстве нового здания на месте снесенного: 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее старое здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов нового здания; 5 – граница зоны уплотненного грунта

Причины повреждений (см. рис. 44):

- отсутствие предпостроечного уплотнения грунтов основания;
- отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания;
- неправильное конструктивное решение фундаментной части здания.

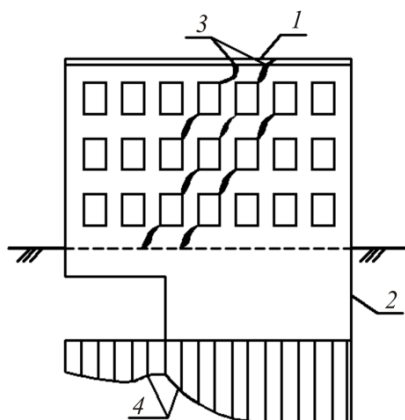


Рис. 45. Деформации при ступенчатом фундаменте здания:
1 – возводимое здание; 2 – фундаментная часть здания; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций;
4 – эпюра осадок фундаментов

Причины повреждений (см. рис. 45):

- неправильное конструктивное решение фундаментной части здания;
- отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания.

2.10. Геотехнический мониторинг зданий и геологической среды

Целью геотехнического мониторинга является обеспечение безопасности строительства и эксплуатационной надежности объектов нового строительства или реконструкции, включая

здания и сооружения окружающей застройки, за счет своевременного выявления изменений контролируемых параметров конструкций и грунтов оснований, которые могут привести к переходу объектов в ограниченно работоспособное или аварийное состояние.

Объекты нового строительства и реконструкции, подлежащие геотехническому мониторингу, устанавливают в соответствии с СП 22.13330 в зависимости от геотехнической категории, которая представляет собой категорию сложности геотехнического проектирования объекта, определяемую в зависимости от уровня ответственности объекта и сложности инженерно-геологических условий площадки строительства.

Уникальность объекта и уровень ответственности сооружения устанавливают в соответствии с ГОСТ 27751.

Категорию сложности инженерно-геологических условий строительства определяют в соответствии с СП 47.13330.

Сооружения окружающей застройки уровней ответственности КС-3 (повышенный) и КС-2 (нормальный), в том числе подземные инженерные коммуникации, подлежат геотехническому мониторингу при их расположении в зоне влияния нового строительства или реконструкции, размеры которой определяют по результатам геотехнического прогноза.

Геотехнический мониторинг осуществляют в соответствии с программой, которую разрабатывают и утверждают в составе проектной документации. Программа геотехнического мониторинга объекта строительства определяет состав, объем, периодичность и методы работы с учетом инженерных изысканий на площадке строительства, конструктивных решений проектируемого или реконструируемого сооружения и сооружений окружающей застройки; последовательность выполнения строительных работ и т.п.

К контролируемым параметрам при геотехническом мониторинге вновь возводимых сооружений относятся следующие:

- осадки фундаментов и относительная разность осадок;

- крен;
- напряжения под подошвой фундаментов;
- послойные осадки грунтов основания;
- напряжения в основании под пятой свай и в стволе свай;
- усилия в грунтовых анкерах;
- напряжения в конструкциях подземной части (фундаменты, колонны, перекрытия);
- уровень подземных вод;
- поровое давление и др.

К контролируемым параметрам при геотехническом мониторинге реконструируемых сооружений относятся следующие:

- дополнительные осадки фундаментов и относительная разность дополнительных осадок;
- дополнительный крен;
- напряжения под подошвой фундаментов;
- послойные осадки грунтов основания;
- напряжения в основании под пятой свай и в стволе свай;
- напряжения в конструкциях подземной части (фундаменты, колонны, перекрытия) и др.

Состав контролируемых параметров следует назначать в зависимости от конструктивных особенностей сооружения, в том числе его высоты, и геотехнической категории, а также особенностей инженерно-геологических условий площадки.

К контролируемым параметрам при геотехническом мониторинге конструкций ограждения котлована вновь возводимых и реконструируемых сооружений относятся:

- горизонтальные перемещения верха ограждающей конструкции;
- горизонтальные перемещения ограждающей конструкции по высоте;
- напряжения в стальных распорках;
- напряжения в тягах анкерных устройств;
- напряжения в арматуре и бетоне ограждающих конструкций;

- напряжения в арматуре и бетоне перекрытий при разработке котлована под их защитой;
- температура и глубина промерзания грунтов;
- уровень подземных вод за пределами ограждения.

К контролируемым параметрам при геотехническом мониторинге массива грунта, окружающего вновь возводимые и реконструируемые сооружения, относятся:

- вертикальные и горизонтальные перемещения поверхностных грунтовых марок;
- уровень подземных вод;
- вертикальные и горизонтальные перемещения массива грунта по глубине;
- температура и химический состав подземных вод.

К контролируемым параметрам при геотехническом мониторинге сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства (реконструкции) или прокладки подземных инженерных коммуникаций, относятся:

- дополнительные осадки фундаментов и их относительная разность;
- деформации конструкций, в том числе ширина раскрытий и глубина образования трещин;
- дополнительный крен;
- горизонтальные перемещения конструкций и фундаментов;
- уровень вибрации существующих конструкций.

К контролируемым параметрам при геотехническом мониторинге подземных инженерных коммуникаций, расположенных в зоне влияния нового строительства (реконструкции) или прокладки подземных инженерных коммуникаций, относятся:

- дополнительные осадки и горизонтальные перемещения обечаек люков, колодцев и других конструкций, выступающих на поверхность;
- дополнительные осадки, горизонтальные перемещения и деформации конструкций обделок проходных и полупроходных коллекторов;
- уровень вибрации существующих конструкций.

Состав контролируемых параметров назначают в зависимости от глубины котлована и геотехнической категории.

Сроки выполнения работ по проведению геотехнического мониторинга назначают в соответствии с СП 22.13330, зависят от продолжительности строительства (реконструкции) объекта, в том числе возведения подземной части, и их допускается продлевать при отсутствии стабилизации контролируемых параметров.

Периодичность фиксации контролируемых параметров определяют в соответствии с СП 22.13330, увязывают с графиком проведения строительно-монтажных работ, и ее допускается корректировать при превышении значениями контролируемых параметров ожидаемых значений или выявлении прочих опасных отклонений.

Предельные значения контролируемых параметров вновь возводимого сооружения при геотехническом мониторинге устанавливаются проектной организацией на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием при проектировании, в том числе с учетом архитектурных и технологических требований.

Предельные значения контролируемых параметров реконструируемого сооружения при геотехническом мониторинге устанавливаются проектной организацией на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием при проектировании реконструкции.

Предельные значения контролируемых параметров дополнительных деформаций основания для сооружений окружающей застройки устанавливаются в соответствии с СП 22.13330 с учетом категории технического состояния сооружения.

Предельные значения контролируемых параметров конструкций ограждения котлована, массива грунта и подземных инженерных коммуникаций, расположенных в зоне влияния строительства, устанавливаются проектной организацией и определяются аналитическими и численными методами расчета при выполнении геотехнического прогноза.

Основными методами геотехнического мониторинга являются следующие:

1. Визуально-инструментальные методы

Визуально-инструментальные методы мониторинга состоят из визуальных наблюдений (осмотр объекта) и инструментальных измерений (фиксация дефектов и повреждений в конструкциях).

Визуально-инструментальные методы следует применять для наблюдения за возводимым (реконструируемым) сооружением, сооружениями окружающей застройки, конструкциями проходных и полупроходных коллекторов, поверхностью прилегающего грунта, в том числе вдоль трасс инженерных коммуникаций.

Инструментальные наблюдения за раскрытием существующих трещин в конструкциях зданий и сооружений осуществляется путем:

- установки на трещины маяков различного типа, используемых в качестве индикаторов процесса развития трещинообразования;

- периодических измерений ширины раскрытия трещин с применением ручных портативных деформометров, микроскопов, щупов, щелемеров;

- применения автоматизированных средств измерений (АСИ) при измерении раскрытия трещин в труднодоступных местах, быстропротекающих процессов или в случае применения автоматизированной системы мониторинга (АСМ).

2. Геодезические методы

Геодезические методы в составе геотехнического мониторинга следует применять для измерения вертикальных и горизонтальных перемещений искусственных сооружений, земной поверхности, грунтового массива по глубине.

Геодезические методы используют с применением нивелиров, теодолитов, тахеометров, сканеров (в том числе оптических, электронных, лазерных и др.) и навигационных спутниковых систем.

При ведении мониторинга геодезическими методами измеряют (отдельно или совместно) следующие параметры:

- вертикальные перемещения (осадки, вертикальные сдвиги, просадки, подъемы, прогибы и т.п.);
- горизонтальные перемещения (сдвиги);
- наклоны (крены).

Перечень используемых геодезических методов на объекте следует устанавливать в соответствующем разделе программы геотехнического мониторинга в зависимости от требуемой точности измерений (в соответствии с ГОСТ 24846), степени автоматизации измерительного процесса, конструктивных особенностей контролируемых объектов, инженерно-геологических и гидрогеологических характеристик грунтов.

Основные геодезические методы и средства измерений, применяемые при геотехническом мониторинге в зависимости от контролируемых параметров, представлены в табл. 12.

3. Параметрические методы

При применении параметрических методов в составе геотехнического мониторинга следует выполнять следующие измерения:

- вертикальных и горизонтальных деформаций (послойные осадки грунтов оснований; горизонтальные и вертикальные перемещения массива грунта по глубине; горизонтальные перемещения ограждающей конструкции котлована);
- угловые (крен фундамента и конструкций сооружения);
- напряжений (в основании под пятой и в стволе свай, в конструкциях подземной части сооружений, под подошвой фундаментов, в стальных распорках, тросах анкерных устройств, арматуре и бетоне ограждающих конструкций котлована, конструкций перекрытий);
- порового давления подземных вод.

Таблица 12

Основные геодезические методы и средства измерений,
применяемые при геотехническом мониторинге

Метод геодезического мониторинга	Средства измерения и регистрации данных	Контролируемый параметр	Возможность автоматизации
Геометрическое нивелирование коротким лучом визирования	Оптический нивелир	Вертикальные перемещения конструкций зданий и сооружений, основания, фундаментов и поверхности грунтового массива	Отсутствует
	Цифровой нивелир		Отсутствует
Тригонометрическое нивелирование	Электронный тахеометр		Имеется
	Оптический теодолит		Имеется
Гидростатическое нивелирование	Переносной шланговый нивелир		Отсутствует
	Стационарная гидростатическая система		Имеется
Метод относительных спутниковых измерений с использованием глобальной спутниковой навигационной системы (ГНСС)	Автоматизированные аппаратно-программные системы, состоящие из приемников (роверов) и базовых станций	Вертикальные и плановые перемещения конструкций зданий и сооружений, основания, фундаментов и поверхности грунтового массива	Имеется
Геодезические наблюдения по кустам глубинных реперов	Оптический нивелир	Вертикальные перемещения грунтового массива по глубине	Отсутствует
	Цифровой нивелир		Отсутствует
	Электронный тахеометр		Имеется

Окончание табл. 12

Метод геодезического мониторинга	Средства измерения и регистрации данных	Контролируемый параметр	Возможность автоматизации
Метод створных наблюдений (метод бокового нивелирования)	Электронный тахеометр	Горизонтальные смещения. Сдвиг (здания и сооружения, ограждающие конструкции котлованов, грунтовый массив)	Имеется
	Оптический теодолит		Отсутствует
Метод полигонометрии	Электронный тахеометр		Имеется
	Оптический теодолит		Отсутствует
Метод отдельных направлений	Электронный тахеометр		Имеется
	Оптический теодолит		Отсутствует
Метод триангуляции	Электронный тахеометр		Имеется
	Оптический теодолит		Отсутствует
Метод фотограмметрии	Фототеодолит		Отсутствует
Метод трилатерации	Электронный тахеометр		Имеется
	Оптический теодолит	Отсутствует	
Метод проецирования	Электронный тахеометр	Крен фундамента и наклон здания в целом	Имеется
	Оптический теодолит		Отсутствует
Метод координирования	Электронный тахеометр	Имеется	
	Оптический теодолит	Отсутствует	
Метод измерения углов или направлений	Электронный тахеометр	Имеется	
	Оптический теодолит	Отсутствует	
Метод фотограмметрии	Фототеодолит	Отсутствует	

Основные средства измерения параметрических методов, применяемые при геотехническом мониторинге в зависимости от контролируемых параметров, представлены в табл. 13.

Таблица 13

Основные средства измерения параметрических методов
в зависимости от контролируемых параметров
при геотехническом мониторинге

Контролируемый параметр	Средства измерения и регистрации данных	Возможность автоматизации
Геотехнический мониторинг оснований, фундаментов и конструкций вновь возводимых, реконструируемых и расположенных в зоне влияния строительства сооружений		
Крен фундамента и конструкций	Высокоточные электроуровни, в том числе балочного типа	Имеется
	Датчики на основе одно-, двухосевых микроэлектромеханических систем (МЭМС) инклинометров	Имеется
	Оптоволоконный точечный инклинометр	Имеется
	Стационарная автоматизированная система контроля деформаций на основе прямых/обратных отвесов	Имеется
Напряжения: – под подошвой фундаментов; – в основании под пятой свай; – на контакте с конструкцией	Струнные датчики давления	Имеется
	Электрические датчики давления	Имеется
Напряжения: – в конструкциях подземной части сооружений; – стволе свай	Струнные датчики нагрузки	Имеется
	Тензорезисторные датчики нагрузки	Имеется
	Струнные замоноличиваемые тензодатчики	Имеется
	Электрические замоноличиваемые тензодатчики	Имеется
	Оптоволоконные замоноличиваемые тензодатчики	Имеется

Продолжение табл. 13

Контролируемый параметр	Средства измерения и регистрации данных	Возможность автоматизации
Послойные осадки грунтов оснований	Портативный скважинный ручной магнитный экстензометр (с одним зондом)	Отсутствует
	Портативный скважинный ручной экстензометр (двухточечный зонд)	Отсутствует
	Стержневой экстензометр	Имеется
	Струнный экстензометр	Имеется
	Оптоволоконный экстензометр	Имеется
Поровое давление подземных вод	Струнные пьезометры	Имеется
	Электрические пьезометры	Имеется
	Оптоволоконные пьезометры	Имеется
Геотехнический мониторинг конструкций ограждения котлованов вновь возводимых и реконструируемых сооружений		
Горизонтальные перемещения ограждающей конструкции котлована по высоте	Портативные скважинные инклинометры	Отсутствует
	Стационарные скважинные инклинометры	Имеется
Напряжения: – в стальных распорках; – тягах анкерных устройств	Струнные тензодатчики, устанавливаемые методом дуговой или точечной сварки	Имеется
	Электрические тензодатчики	Имеется
	Оптоволоконные тензодатчики	Имеется
	Струнные датчики нагрузки с центральным отверстием	Имеется
	Тензорезисторные датчики нагрузки с центральным отверстием	Имеется
Напряжения: – в арматуре и бетоне ограждающих конструкций котлована; – арматуре и бетоне перекрытий	Струнные замоноличиваемые тензодатчики	Имеется
	Электрические замоноличиваемые тензодатчики	Имеется
	Оптоволоконные замоноличиваемые тензодатчики	Имеется

Контролируемый параметр	Средства измерения и регистрации данных	Возможность автоматизации
Геотехнический мониторинг массива грунта, окружающего вновь возводимые и реконструируемые сооружения		
Вертикальные перемещения массива грунта по глубине	Портативный скважинный ручной магнитный экстензометр (с одним зондом)	Отсутствует
	Портативный скважинный ручной экстензометр (двухточечный зонд)	Отсутствует
	Стержневой экстензометр	Имеется
	Струнный экстензометр	Имеется
	Оптоволоконный экстензометр	Имеется
Горизонтальные перемещения массива грунта по глубине	Портативные скважинные инклинометры	Отсутствует
	Стационарные скважинные инклинометры	Имеется

4. Виброметрические методы

Виброметрические методы в составе геотехнического мониторинга обеспечивают контроль допустимого уровня вибраций сооружений и их оснований в период строительства и после его завершения.

При оценке допустимости вибраций следует исходить из обеспечения:

- эксплуатационной надежности строительных конструкций и оснований согласно ГОСТ Р 52892 и СП 22.13330;
- допустимости колебаний для людей;
- штатного функционирования виброчувствительного оборудования согласно требованиям технической документации на оборудование и задания на проектирование. При отсутствии таких данных допускается применять СП 26.13330.

Вибрационные наблюдения проводят в целях получения фактических данных об уровнях вибраций грунта и конструкций фундаментов сооружений при наличии динамических воздействий:

- от стационарного оборудования, установленного или планируемого к установке внутри или вблизи сооружения;
- автомобильного и железнодорожного транспорта и метрополитена;
- строительного оборудования;
- прочих источников (взрывные работы и т.д.).

При оценке вибраций следует измерять параметры вибрации (виброперемещение, виброскорость, виброускорение).

Предельные уровни вибраций устанавливаются с учетом конструктивной схемы зданий и сооружений, их технического состояния, инженерно-геологических условий площадки строительства на основе имеющихся нормативных документов.

5. Геофизические методы

Целью геофизических измерений в составе геотехнического мониторинга является фиксация и оценка изменений состояния строительных конструкций и геологической среды, обусловленных как техногенными, так и природными факторами, в условиях ограниченности возможности использования прямых методов измерений контролируемых параметров таких изменений.

По результатам геофизических наблюдений оценивают пространственно-временные изменения напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтов оснований, а также изменение особенностей их залегания в массиве (зоны разуплотнения, обводнения, трещиноватости и т.д.). При наблюдении за строительными конструкциями по результатам геофизических измерений выявляют и оценивают изменения НДС, их сплошности и целостности.

Геофизические наблюдения допускается выполнять:

- в основаниях и строительных конструкциях подземных частей возводимых сооружений, в том числе окружающей застройки;
- на участках развития опасных геомеханических процессов (оползни, карст, подтопление и т.п.).

При геофизических наблюдениях за изменениями состояния грунтов оснований и строительных конструкций, как правило, применяют акустические, электромагнитные и ядерно-физические методы (табл. 14).

Основные методы геофизических наблюдений,
применяемых при геотехническом мониторинге

Метод	Технология наблюдений	Измеряемые параметры	Решаемые задачи/ особые условия
Электромагнитные методы			
Радиолокационное зондирование (РЛЗ)	По поверхности	Характеристики электромагнитных импульсов, возбуждаемых внешними устройствами и отраженных от границ сред с различной диэлектрической проницаемостью	Фиксация в грунтовом массиве изменений границ зон повышенной влажности, зон разуплотнения и т.д.
Электропрофилирование (ЭП)	По поверхности	Кажущиеся электрические сопротивления и удельные электрические сопротивления (УЭС) пород	То же, в том числе в подземных конструкциях
Вертикальное электрическое зондирование (ВЭЗ)	По поверхности		
Электрокаротаж сопротивлений (КС), токовый каротаж	В скважинах		
Метод естественного электромагнитного излучения (ЕЭМИ)	По поверхности, в шпурах, скважинах	Амплитудные и частотные характеристики импульсов ЕЭМИ	Оценка изменений напряженного состояния участков грунтового массива, элементов строительных конструкций

Продолжение табл. 14

Метод	Технология наблюдений	Измеряемые параметры	Решаемые задачи/ особые условия
Радиоволновое просвещение (РВП)	Скважинно-поверхностная	Изучение компонентов электромагнитного поля при возбуждении в одной скважине и приеме в другой, на поверхности или в той же скважине	Оценка изменений свойств грунтов под фундаментами сооружений и изменений состояния подземных конструкций, в том числе на участках плотной городской застройки
Сейсмоакустические методы			
Корреляционный метод преломленных волн (КМПВ, МПВ), метод отраженных волн (МОВ), в модификации общей глубинной точки (МОВ ОГТ) профилирование по поверхностям подземных конструкций	По поверхности	Изучение динамических характеристик упругих колебаний в среде, вызванных искусственными источниками возбуждения колебаний	Оценка изменений состояния массивов грунтов и состояния конструкций

Окончание табл. 14

Метод	Технология наблюдений	Измеряемые параметры	Решаемые задачи/ особые условия
Сейсмоакустический каротаж (СК), вертикальное сейсмоакустическое профилирование (ВСП)	В скважинах	–	–
Ультразвуковой каротаж (УЗК), ультразвуковое профилирование по верхностям подземных конструкций	Скважинная, по поверхности		Оценка изменений свойств скальных оснований и состояния конструкций
Акустическая эмиссия (АЭ)	По поверхности, в шпурах, скважинах	Амплитудные и частотные характеристики импульсов АЭ	Оценка изменений напряженного состояния участков грунтового массива и элементов строительных конструкций
Ядерно-физические методы			
Гамма-гамма метод (ГГМ), нейтрон-нейтронный метод (ННМ)	Скважинная, по поверхности	Характеристики ослабления радиоактивного излучения в грунтах и материалах конструкций	Оценка изменений свойств грунтов (плотность, влажность) под фундаментами сооружений и изменений состояния конструкций, в том числе на участках плотной городской застройки

Использование конкретных методов геофизических наблюдений определяют в зависимости от контролируемых параметров, определяющих состояние грунтов оснований зданий и конструкций сооружений.

6. Гидрогеологические методы

Гидрогеологические методы в составе геотехнического мониторинга включают в себя комплекс работ по определению изменений уровня подземных вод (УПВ) или величин пьезометрических напоров в водоносных горизонтах на строительной площадке и на прилегающей территории в период строительства и реконструкции объекта, а также на начальном этапе его эксплуатации.

Гидрогеологический мониторинг следует выполнять для вновь возводимых и реконструируемых сооружений с уровнями ответственности КС-3 (повышенный) и КС-2 (нормальный) при ожидаемом изменении положения УПВ, которое вызвано следующими причинами:

- влиянием подземной части сооружения или способов его строительства, в том числе при реконструкции, на изменение естественного положения УПВ или величины пьезометрического напора;

- водопонижением или проявлением барражного эффекта в результате перекрытия фильтрационного потока подземных вод.

Гидрогеологический мониторинг следует осуществлять путем измерений УПВ в скважинах или кустах скважин (в случае влияния строительства на несколько водоносных горизонтов), выполненных по специальному проекту.

По результатам гидрогеологического мониторинга должен быть прослежен период восстановления УПВ после возведения подземной части объекта или отключения системы водопонижения с целью контроля за отсутствием превышения восстанов-

ленного уровня над расчетным, что очень важно при возможности всплытия построенного сооружения.

7. Температурные методы

Температурные наблюдения в составе геотехнического мониторинга выполняют для получения достоверной информации о температуре грунтов на различной глубине и оценки изменений, происходящих в тепловом режиме грунтов в результате возведения сооружений.

Измерения температуры грунтов следует проводить в заранее подготовленных и выстоянных термометрических скважинах. Измерения следует выполнять термоизмерительными комплектами, представляющими собой «заленивленные» ртутные термометры, или электрические датчики температуры с соответствующей измерительной аппаратурой, устройствами для накопления информации (логгеры) в автоматическом режиме и дистанционной передачи данных, или гирлянды.

Анализ результатов мониторинга включает сопоставление измеренных значений контролируемых параметров с предельными значениями и определение скорости их изменения, а также определение необходимости реализации плана корректирующих мер. Такими мерами могут быть изменение технологии работ, изменение проектных решений, применение специальных геотехнических мероприятий.

В том случае если изменение значений измеряемой величины не превышает точности метода измерения, а направление вектора изменения величин по близрасположенным точкам измерений имеет случайный характер, допускается считать измеряемую величину неизменной.

При выявлении динамики изменения показаний, свидетельствующей о возможности реализации аварийной или предаварийной ситуации, следует принять следующие меры:

– незамедлительно проинформировать представителей авторского и технического надзора и иных представителей, предусмотренных ГОСТ 31937–2011 (подразд. 6.8), о выявленных от-

клонениях контролируемых параметров от прогнозных значений или превышении предельных значений величин и необходимости оперативного принятия решения о приостановке строительных работ;

– увеличить частоту проведения измерений до момента установления причин наступления опасной ситуации, их устранения и восстановления прогнозной динамики изменения измеряемых значений величин. При этом для локализации опасных явлений возможно увеличение количества точек или видов измерений;

– разработать рекомендации по комплексу первоочередных мероприятий, направленных на предотвращение развития предаварийной или аварийной ситуации на объекте строительства и прилегающей территории;

– установить причины выявленных опасных отклонений контролируемых параметров, в том числе с помощью проведения дополнительных инженерных изысканий;

– разработать рекомендации по обеспечению дальнейшей безопасности строительства и эксплуатационной надежности вновь возводимых (реконструируемых) объектов, эксплуатационной пригодности окружающей застройки.

Вопросы для самопроверки

1. Что такое дополнительная осадка здания (применительно к строительству в плотных городских условиях)?

2. Назовите причины возникновения дополнительной осадки здания.

3. Как нормируется дополнительная осадка? Основные проблемы, возникающие в процессе определения предельно допустимой дополнительной осадки.

4. Перечислите причины развития строительно-технологической осадки.

5. Почему желательно возводить новое здание с такой же конструкцией фундамента, как и у находящегося вблизи здания?
6. Как изменяется напряженное состояние грунта при устройстве котлована вблизи существующего фундамента?
7. Какие существуют технологии устройства котлованов в стесненных городских условиях?
8. Какие виды ограждения котлованов применяются в плотных городских условиях? Назовите область их применения, достоинства и недостатки.
9. Опишите технологию устройства котлована открытым способом.
10. В каких случаях при устройстве ограждения котлованов применяют грунтовые анкеры?
11. Опишите технологию устройства котлована полузакрытым способом.
12. Опишите технологию устройства котлована комбинированным способом.
13. Какие существуют способы водопонижения?
14. Какую опасность для зданий представляет водопонижение?
15. Какие мероприятия вы можете предложить при разработке котлована в обводненных условиях? Как данные мероприятия влияют на осадку окружающей застройки?
16. Назовите мероприятия по уменьшению влияния нового строительства на существующую застройку.
17. В чем заключается сущность устройства фундаментов с консолями?
18. В каких случаях применяют разделительную стенку между зданиями?
19. Каковы цели геотехнического мониторинга существующих зданий?
20. Назовите основные методы геотехнического мониторинга.

21. Приведите примеры наиболее характерных деформаций зданий, возникающих при строительстве в стесненных городских условиях.

22. Назовите методы определения конечных осадок фундаментов.

23. Назовите недостатки аналитических методов определения осадок зданий и сооружений.

24. В каких случаях осуществляется геотехнический мониторинг?

25. Чем определяются состав и предельные значения контролируемых параметров при геотехническом мониторинге?

26. Опишите методы геотехнического мониторинга.

3. РАСЧЕТНЫЕ МЕТОДЫ ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА СУЩЕСТВУЮЩИЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

В настоящей главе приведены указания к выполнению расчетных работ, связанных с оценкой влияния нового строительства на существующую застройку, предназначенные для магистров, обучающихся по направлению 08.04.01 «Строительство». Исходные данные приведены в индивидуальных заданиях, выдаваемых преподавателем по вариантам. Пример оформления титульного листа расчетных работ приведен в прил. 1.

3.1. Расчет осадки основания методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей

Прогноз величины деформаций оснований на стадии проектирования сооружения позволяет выбрать наиболее правильные конструктивные решения фундаментов и надземных частей зданий и сооружений. Осадки оснований оказывают решающее влияние на прочность и устойчивость подземных конструкций.

Расчет осадки производят методом послойного суммирования.

Условием применимости данного метода является выполнение условия

$$P \leq R,$$

где P – среднее давление по подошве фундамента, кПа; R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

Сущность метода послойного суммирования заключается в определении осадок элементарных слоев основания в пределах сжимаемой толщи от дополнительных вертикальных напряжений, которые возникают от нагрузок, передаваемых сооружениями.

В случае определения осадки основания фундамента с учетом загрузки соседних фундаментов величина полной осадки получается путем суммирования основной осадки рассматриваемого фундамента и дополнительной осадки от влияния соседних фундаментов. При этом полученное значение дополнительной осадки не должно превышать предельного значения, регламентированного СП 22.13330.2016 (см. табл. 5 настоящего пособия).

Расчет осадки основания существующего фундамента с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей включает следующие этапы:

- определение характеристик и уточнение наименований грунтов;
- построение расчетной схемы;
- деление основания на слои, однородные по сжимаемости при толщине слоя, не превышающей 0,4 ширины рассматриваемого фундамента;
- определение напряжений на границах элементарных слоев основания рассматриваемого фундамента без учета влияния соседних фундаментов;
- вычисление дополнительных напряжений на границах слоев от влияния соседнего фундамента и суммарных напряжений в центре слоев как полусуммы значений давления на границах;
- определение глубины сжимаемой толщи ВС;
- нахождение осадок от суммарного давления путем суммирования послойных осадок в пределах сжимаемой толщи. При этом необходимо учитывать при неоднородном по сжимаемости основании разные модули деформации отдельных слоев грунта.

3.1.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

Для всех грунтов, представленных на строительной площадке, следует определить дополнительные характеристики, по которым производится уточнение наименования грунтов и их классификационных характеристик.

К расчетным характеристикам грунтов относят следующие:

- плотность скелета грунта;
- число пластичности;
- показатель текучести;
- коэффициент пористости;
- удельный вес;
- удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии.

По рассчитанным показателям пылевато-глинистых и песчаных грунтов уточняется их наименование согласно прил. Б ГОСТ 25100–2011 (выдержки из ГОСТа см. в прил. 3).

Вид пылевато-глинистого грунта (супесь, суглинок, глина) определяется по числу пластичности, а его состояние – по показателю текучести (см. прил. 3, табл. П. 3.1, 3.2).

Крупнообломочные и песчаные грунты подразделяются на виды по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости и степени влажности (см. прил. 3, табл. П. 3.3–П. 3.5 соответственно).

Наименование крупнообломочных песчаных грунтов дополняется указанием на степень их неоднородности. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного или глинистого заполнителя указывается наименование вида заполнителя.

Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения определяются, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях. На основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522–2012, устанавливают нормативные и расчетные характеристики грунтов.

Расчетные значения характеристик грунтов φ , c и γ для расчетов по несущей способности обозначаются φ_I , c_I и γ_I , а по деформациям – φ_{II} , c_{II} и γ_{II} . Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов с учетом соответствующего значения коэффициента надежности по грунту.

В задании к задаче по расчету осадки приведены расчетные значения сцепления и угла внутреннего трения (c_{II} , φ_{II}) и норма-

тивное значение плотности ρ . В учебных целях для выполнения расчетов значения φ_I, c_1 принять равными φ_{II}, c_{II} соответственно, значения ρ_I, ρ_{II} принять равными ρ .

Расчетные характеристики грунтов определяются согласно следующим формулам:

1. Плотность скелета грунта, т/м^3 ,

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w},$$

где ρ – плотность грунта, т/м^3 ; w – влажность грунта, д.е.

2. Число пластичности, д.е.,

$$I_p = w_L - w_p,$$

где w_L – влажность на границе текучести, д.е.; w_p – влажность на границе раскатывания, д.е.

3. Показатель текучести, д.е.,

$$I_l = \frac{w - w_p}{I_p}.$$

4. Коэффициент пористости, д.е.,

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d},$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, т/м^3 .

5. Коэффициент водонасыщения, д.е.,

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w},$$

где ρ_w – плотность воды, принимаемая 1000 т/м^3 .

6. Удельный вес, кН/м³,

$$\gamma = \rho g,$$

где g – ускорение силы тяжести (условно принять 10 м/с²).

7. Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии, кН/м³,

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e}.$$

Результаты расчетов сводятся в табл. 15.

Таблица 15

Форма таблицы для определения физико-механических характеристик грунтов

Наименование грунта	ρ_{ss} , т/м ³	ρ_d , т/м ³	ρ , т/м ³	γ_t , γ_{II} , кН/м ³	γ_{sbl} , γ_{sblII} , кН/м ³	w	S_r , д.е.	e , д.е.	I_p	I_L	c_t , c_{II} , кПа	φ_t , φ_{II} , град	E , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

3.1.2. Построение расчетной схемы. Разбиение основания на элементарные слои

Для выполнения расчета составляют расчетную схему (рис. 46), на которой указывают следующее:

- контуры фундамента;
- положение DL (отметка планировки), NL (отметка поверхности природного рельефа), FL (отметка подошвы фундамента), WL (уровень грунтовых вод);

– границы инженерно-геологических элементов (условные обозначения основных литологических типов грунтов приведены на рис. 47);

– производят разбиение грунтов сжимаемой толщи на слои. Толщина слоя h_i не должна превышать величины $0,4b$. Обязательными границами слоев должны быть границы ИГЭ и линия WL (см. рис. 46).

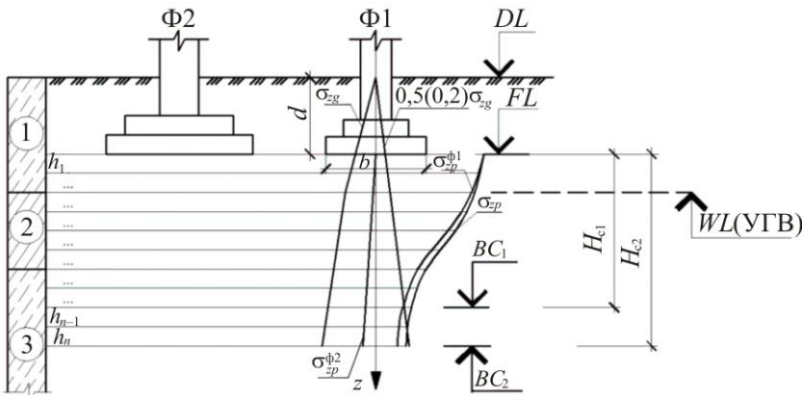


Рис. 46. Расчетная схема определения осадки фундамента методом послойного суммирования с учетом нагружения соседних площадей: $\Phi 1$ – существующий фундамент, для которого определяется дополнительная осадка основания; $\Phi 2$ – вновь возводимый фундамент; DL – отметка планировки; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных (грунтовых) вод (УГВ); d – глубина заложения фундамента от уровня планировки; b – ширина фундамента; $h_1 \dots h_n$ – элементарные слои; BC_1, BC_2 – нижняя граница сжимаемой толщи в случае передачи нагрузки на основание только по подошве фундамента $\Phi 1$ и с учетом фундамента $\Phi 2$ соответственно; H_{c1}, H_{c2} – мощность сжимаемой толщи в случае передачи нагрузки на основание только по подошве фундамента $\Phi 1$ и с учетом фундамента $\Phi 2$ соответственно; $\sigma_{zp}^{\phi 1}, \sigma_{zp}^{\phi 2}$ – напряжения от внешней нагрузки, передаваемой на фундамент $\Phi 1$ и фундамент $\Phi 2$ соответственно; σ_{zp} – суммарное напряжение от внешней нагрузки под подошвой существующего фундамента $\Phi 1$; σ_{zg} – напряжения от собственного веса грунта

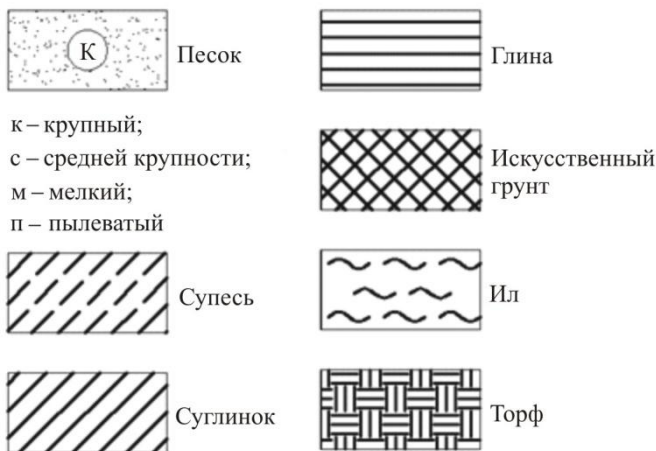


Рис. 47. Условные обозначения основных литологических типов грунтов

3.1.3. Определение напряжений на границах элементарных слоев

На границах элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи основания должно быть определено суммарное напряжение под подошвой рассматриваемого фундамента $\Phi 1$: $\sigma_{zp} = \sigma_{zp}^{\Phi 1} + \sigma_{zp}^{\Phi 2}$, которое сравнивается с эпюрой напряжений от бытового давления грунта σ_{zg} (см. рис. 46).

Чем глубже рассматриваемое сечение грунта от поверхности земли, тем больше величина бытового давления грунта и тем меньше влияние нагрузки от сооружения. Расчет прекращается, когда выполняется, в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, одно из условий: (2) или (3) (см. подразд. 3.1.4).

Определение напряжений от внешней нагрузки

Суммарное напряжение от внешней нагрузки под подошвой существующего фундамента $\Phi 1$ σ_{zp} определяется на грани-

цах элементарных слоев и складывается из следующих напряжений (см. рис. 46):

– напряжения $\sigma_{zp}^{\Phi 1}$ от внешней нагрузки, передаваемой на рассматриваемый фундамент $\Phi 1$;

– дополнительные напряжения $\sigma_{zp}^{\Phi 2}$ от нагрузки, передаваемой на соседний фундамент $\Phi 2$, расположенный в непосредственной близости к существующему $\Phi 1$.

Определение напряжений от внешней нагрузки на существующий фундамент $\Phi 1$

Распределение вертикальных напряжений в любой точке массива грунта по глубине от действия равномерно распределенной местной нагрузки в пределах или за пределами площадок нагружения может быть определено методом угловых точек.

В методе угловых точек грузовая площадь разбивается на прямоугольники (фиктивные фундаменты) таким образом, чтобы рассматриваемая точка массива грунта оказалась угловой.

В случае прямоугольного фундамента $\Phi 1$ максимальные напряжения на одной и той же глубине от подошвы фундамента будут возникать по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента – т. A (рис. 48).

Согласно п. 5.6.37 СП 22.13330.2016, вертикальные напряжения $\sigma_{zp}^{\Phi 1}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через A , можно определить путем суммирования угловых напряжений $\sigma_{zp,c}$ в т. A от четырех фиктивных фундаментов I по формуле

$$\sigma_{zp}^{\Phi 1} = 4\sigma_{zp1,c1} = 4\alpha_{c1}P_1, \quad (1)$$

где $\sigma_{zp1,c1}$ – напряжение в угловой т. A четырех фиктивных фундаментов I (см. рис. 48); α_{c1} – угловой коэффициент, принимаемый по табл. П.4.1 (прил. 4), зависящий от безразмерных параметров $\xi = z/b$ (z – глубина, на которой определяется напряжение $\sigma_{zp,c}$), $\eta = l/b$ (l – длинная сторона, b – короткая сторона, независимо от направления сторон); P_1 – среднее давление под подошвой фундамента $\Phi 1$, кПа.

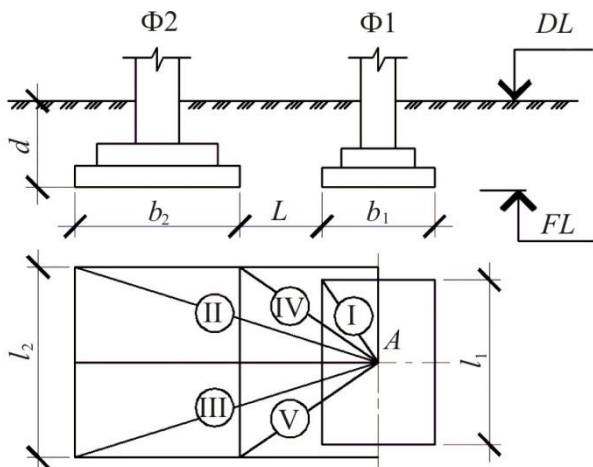


Рис. 48. Схема к определению напряжений от внешней нагрузки в основании существующего фундамента $\Phi 1$ с учетом нагружения соседнего фундамента $\Phi 2$: DL – отметка планировки; FL – отметка подошвы фундамента; d – глубина заложения фундамента от уровня планировки; L – расстояние в свету между фундаментами $\Phi 1$ и $\Phi 2$; l_1 , b_1 – длина, ширина существующего фундамента $\Phi 1$; l_2 , b_2 – длина, ширина вновь возводимого фундамента $\Phi 2$; I–V – фиктивные фундаменты с угловой точкой A ; A – точка, для которой проведена расчетная вертикаль и определяются напряжения на глубине z по этой вертикали

Определение дополнительных напряжений от нагрузки, передаваемой на фундамент $\Phi 2$

При расчете осадки фундамента $\Phi 1$ с учетом влияния загрузки соседнего фундамента $\Phi 2$ необходимо определить дополнительное напряжение $\sigma_{zp}^{\Phi 2}$.

Вертикальные напряжения $\sigma_{zp}^{\Phi 2}$ определим согласно п. 5.6.37 СП 22.13330.2016 по формуле

$$\begin{aligned} \sigma_{zp}^{\Phi 2} &= \sigma_{zp2, cII} + \sigma_{zp2, cIII} - \sigma_{zp2, cIV} - \sigma_{zp2, cV} = \\ &= \alpha_{cII} P_2 + \alpha_{cIII} P_2 - \alpha_{cIV} P_2 - \alpha_{cV} P_2, \end{aligned}$$

где $\sigma_{zp2, cII-V}$ – напряжения в угловой т. А фиктивных фундамен-
тов II, III, IV, V (см. рис. 48); α_{cII-V} – то же, что и в формуле (1);
 P_2 – среднее давление под подошвой фундамента Ф2, кПа.

Определение напряжений от собственного веса грунта

Напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} на границе элементарного слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента бесподвального здания, определяются по формуле

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

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес, кН/м³, и толщина i -го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине z от подошвы фундамента, м; n – количество слоев, на которые разбивается сжимаемая толща.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента σ_{zg0} определяют по формуле

$$\sigma_{zg0} = \gamma' d,$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, кН/м³; d – глубина заложения фундамента от уровня планировки, м.

Удельный вес песчаных грунтов и супесей, а также глин и суглинков с $I_l > 0,25$, расположенных ниже уровня грунтовых вод, принимают в расчеты с учетом взвешивающего действия воды.

Результаты расчета напряжений необходимо представить в табличной форме (табл. 16).

Таблица 16

Форма таблицы для определения напряжений в т. А на глубине z_i от подошвы фундамента Ф1 (к рис. 48)

Номер фиктивного фундамента	$z, \text{ м}$	$l, \text{ м}$	$b, \text{ м}$	$P, \text{ кПа}$	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P, \text{ кПа}$
I	z_i	$l_1/2$	$b_1/2$	P_1				
II	z_i	$b_2 + L + b_1/2$	$l_2/2$	P_2				
III	z_i	$b_2 + L + b_1/2$	$l_2/2$	P_2				
IV	z_i	$L + b_1/2$	$l_2/2$	P_2				
V	z_i	$L + b_1/2$	$l_2/2$	P_2				
$\sigma_{zp}^{\phi 1} = 4 \sigma_{zp, c1} = 4\alpha_{c1}P_1$								
$\sigma_{zp}^{\phi 2} = \alpha_{cII}P_2 + \alpha_{cIII}P_2 - \alpha_{cIV}P_2 - \alpha_{cV}P_2$								
$\sigma_{zp} = \sigma_{zp}^{\phi 1} + \sigma_{zp}^{\phi 2}$								

3.1.4. Определение глубины сжимаемой толщи

Расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} производится на границах слоев в пределах сжимаемой толщи H_c .

Мощность сжимаемой толщи зависит от нагрузки на фундамент, глубины заложения фундамента, уровня грунтовых вод, вида и состояния грунта. Размер сжимаемой толщи увеличивается при увеличении давления от сооружения и размеров фундамента.

Нижнюю границу сжимаемой толщи (BC) определяют из следующих условий:

$$\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}, \quad (2)$$

при этом граница H_c должна располагаться в слое грунта с модулем $E > 7 \text{ МПа}$.

Если $E \leq 7 \text{ МПа}$, то данный ИГЭ включают в сжимаемую толщу и добиваются выполнения более жесткого условия

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}. \quad (3)$$

Если в пределах H_c , определенной по предыдущему условию, залегает ИГЭ с $E > 100$ МПа, то нижнюю границу сжимаемой толщи назначают по кровле данного элемента.

3.1.5. Определение осадок методом угловых точек

Определить осадку прямоугольных фундаментов в любой точке за пределами загруженной площади можно воспользовавшись *методом угловых точек*.

Метод угловых точек дает возможность учесть разность осадок различных фундаментов и взаимовлияние смежных фундаментов.

При определении осадки по методу угловых точек рассматриваемую точку располагают так, чтобы она была угловой. В этом случае осадка любой точки поверхности грунта под действием равномерно распределенной нагрузки равна сумме осадок грунта от прямоугольных площадей загрузки (фиктивных фундаментов), для которых эта точка является угловой.

Возможны следующие три основных случая расположения рассматриваемой т. A относительно существующего фундамента:

1. Точка A_1 лежит на контуре загруженного прямоугольника (рис. 49, *а*). Осадку т. A_1 определяем как сумму осадок угловых точек прямоугольников I и II.

2. Точка A_2 лежит внутри загруженного прямоугольника (рис. 49, *б*). В данном случае загруженную площадь разбиваем на четыре прямоугольника так, чтобы т. A_2 оказалась угловой. Осадку т. A_2 определяем как сумму осадок угловых точек прямоугольников I и II, III и IV.

3. Точка A_3 лежит вне загруженного прямоугольника (рис. 49, *в*). В этом случае осадка складывается из суммы осадок угловых точек прямоугольников загрузки I и II за вычетом осадки фиктивных прямоугольников III и IV.

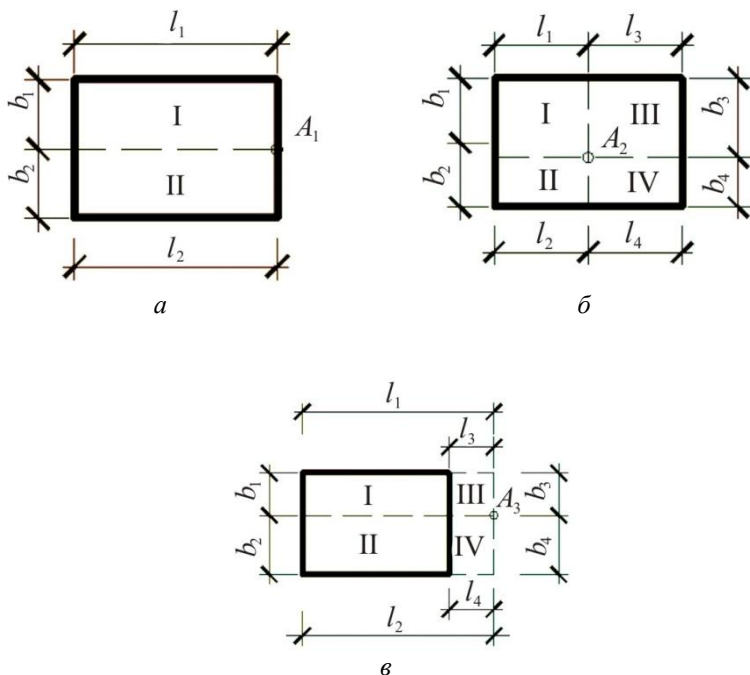


Рис. 49. Схема к определению осадки методом угловых точек:
 I–IV – фиктивные фундаменты с угловой т. A

Перед расчетом осадки для каждого i -го слоя определяют средние значения напряжений σ_{zpi} по значениям соответствующих напряжений на границах этого слоя (см. подразд. 3.1.3).

Общую осадку фундамента s определяют суммированием осадок элементарных слоев. В случае бесподвального здания при глубине заложения фундамента относительно уровня планировки менее 5 м суммарную осадку определяют по формуле

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}. \quad (4)$$

Для удобства расчет осадки выполняют в табличной форме (табл. 17).

Таблица 17

Форма таблицы для расчета осадки основания
методом последяого суммирования

Номер ИГЭ	Номер слоя <i>i</i>	h_i , м	γ_i кН/м ³	z_i , м	Напряжения на границе слоев, кПа						Средние напряжения в слое, кПа		E_i , МПа	Осадка слоя, см		Примечание
					$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp}^{\phi 2}$	σ_{zp}	σ_{zg}	$0,5\sigma_{zg i}$ ($0,2\sigma_{zg i}$), кПа	$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp}^{\phi 2}$	σ_{zp}		$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp}^{\phi 2}$	
1	1	h_1	γ_1	0	$\sigma_{zp0}^{\phi 2}$	σ_{zp0}	σ_{zg0}			$\sigma_{zp}^{\phi 1} = p_0$	$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	σ_{zp1}	E_1	$\delta_1^{\phi 1}$	δ_1	
	2	h_2	γ_2	z_1	$\sigma_{zp1}^{\phi 2}$	σ_{zp1}	σ_{zg1}	$0,5 \sigma_{zg1}$		$\sigma_{zp1}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp2}^{\phi 1}$	σ_{zp2}	E_2	$\delta_2^{\phi 1}$	δ_2	
2	z_2	$\sigma_{zp2}^{\phi 2}$	σ_{zp2}	σ_{zg2}	$0,5 \sigma_{zg2}$		$\sigma_{zp2}^{\phi 1}$	
	<i>i</i>	h_i	γ_i	z_i	$\sigma_{zpi}^{\phi 2}$	σ_{zpi}	σ_{zgi}	$0,5 \sigma_{zgi}$		$\sigma_{zpi}^{\phi 1}$	$\sigma_{zpi}^{\phi 1}$	σ_{zpi}	E_i	$\delta_i^{\phi 1}$	δ_i	
3	
	<i>n</i>	h_n	γ_n	z_n	$\sigma_{zpn}^{\phi 2}$	σ_{zpn}	σ_{zgn}	$0,5 \sigma_{zgn}$		$\sigma_{zpn}^{\phi 1}$	$\sigma_{zpn}^{\phi 1}$	σ_{zpn}	E_n	$\delta_n^{\phi 1}$	δ_n	$\sigma_{zpn} \leq 0,5\sigma_{zgn}$ ($0,2\sigma_{zgn}$)
													$\sum_{i=1}^n \delta_i$			

3.1.6. Определение крена фундамента существующего здания

Общая величина осадки, не ведущая к повреждению здания, может быть достаточно большой, если она равномерная. Неравномерная же осадка отдельных частей и сооружения в целом может иметь серьезные последствия. Она является одним из главных факторов, влияющих на прочность и эксплуатационную пригодность зданий.

Классификация видов неравномерных деформаций зданий и причин, их вызывающих, может служить основой для диагностики повреждений зданий и сооружений.

Крен (наклон) испытывают жесткие сооружения при неравномерных осадках отдельных фундаментов. Причиной этого вида деформаций могут быть различные факторы. Крен фундамента приводит к повороту нижней части конструкций.

Скручивание сооружений возникает при развитии крена в разных частях длинного сооружения в противоположные стороны. Наибольшие повреждения получают, как правило, верхние этажи отдельных конструкций или здания в целом.

Неравномерные осадки фундамента могут возникать в том числе вследствие влияния строительства новых зданий рядом с существующими.

Для вычисления крена существующего фундамента $\Phi 1$ с учетом влияния фундамента $\Phi 2$ (рис. 50) необходимо определить осадки в угловых т. A_1 и A_2 , лежащих на контуре рассматриваемого прямоугольника (в основании фундамента $\Phi 1$), но за пределами контура загруженного прямоугольника (фундамента $\Phi 2$). В этом случае осадка определяется в т. A_1 :

$$S_{A_1} = S_c^I + S_c^{II} - S_c^{III} - S_c^{IV};$$

в т. A_2 :

$$S_{A_2} = S_c^V + S_c^{VI} - S_c^{VII} - S_c^{VIII}.$$

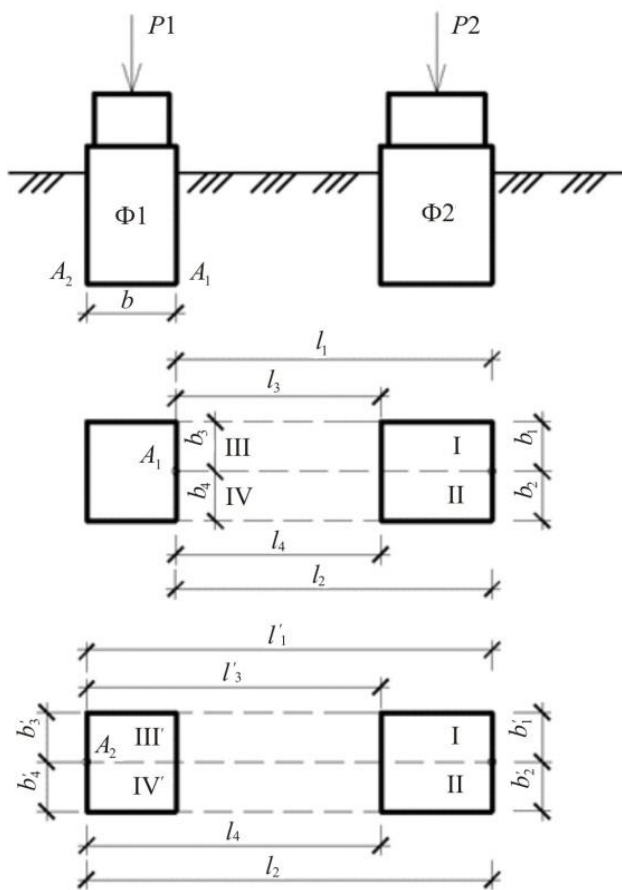


Рис. 50. Схема использования метода угловых точек для определения крена существующего фундамента $\Phi 1$ с учетом влияния фундамента $\Phi 2$: b – ширина подошвы существующего фундамента $\Phi 1$; I–IV – фиктивные фундаменты с угловой т. A_1 и размерами сторон b_1 – b_4 , l_1 – l_4 ; I'–IV' – фиктивные фундаменты с угловой т. A_2 и размерами сторон b'_1 – b'_4 , l'_1 – l'_4

Крен фундамента f можно найти, отнеся разность осадок сторон фундамента к его ширине:

3.1.7. Пример расчета осадки основания существующего фундамента методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних площадей

Условие задачи: требуется рассчитать осадку фундамента Ф1 здания с гибкой конструктивной схемой с учетом влияния нагрузки, передаваемой на два соседних фундамента Ф2, расположенных симметрично относительно фундамента Ф1 (рис. 51). Размеры фундаментов, расстояние в свету между подошвами фундаментов L , глубина заложения фундаментов от уровня планировки d приведены в табл. 18. Нагрузку на фундаменты Ф1 и Ф2 определить самостоятельно с учетом заданных инженерно-геологических условий и размеров фундаментов (табл. 19).

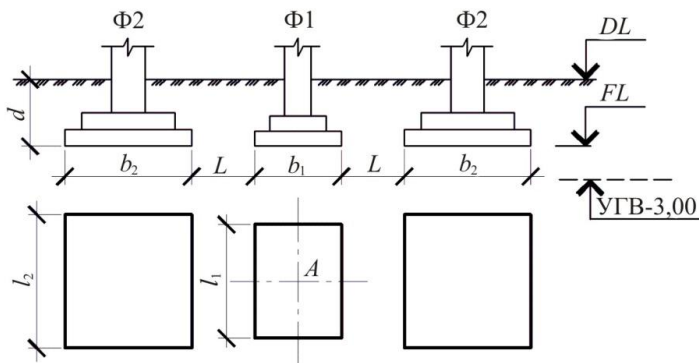


Рис. 51. Схема к определению осадки фундамента Ф1 с учетом влияния двух соседних фундаментов Ф2: Ф1 – существующий фундамент, для которого определяется дополнительная осадка основания; Ф2 – вновь возводимые фундаменты; DL – отметка планировки; FL – отметка подошвы фундамента; УГВ – уровень подземных (грунтовых) вод; d – глубина заложения фундамента от уровня планировки; b_1, l_1 – размеры подошвы существующего фундамента Ф1; b_2, l_2 – размеры подошвы фундаментов Ф2; L – расстояние в свету между подошвами фундаментов Ф1 и Ф2

Таблица 18

Исходные данные к задаче определения осадки фундамента Ф1 с учетом влияния двух соседних фундаментов Ф2

Размеры подошвы фундамента				Расстояние в свету между подошвами фундаментов Ф1 и Ф2	Глубина заложения фундаментов относительно уровня планировки
Фундамент Ф1		Фундамент Ф2			
Ширина	Длина	Ширина	Длина		
$b_1, \text{ м}$	$l_1, \text{ м}$	$b_2, \text{ м}$	$l_2, \text{ м}$	$L, \text{ м}$	$d, \text{ м}$
2,6	3,8	3,8	4,0	1,9	2,0

Таблица 19

Инженерно-геологические условия площадки строительства

№ п/п	Наименование грунта	Толщина слоя, м	$\rho_s, \text{ т/м}^3$	w_p	w_L	w	$\rho, \text{ т/м}^3$	$c_p, \text{ кПа}$	$\varphi_p, \text{ град}$	$E, \text{ МПа}$	Примечание
ИГЭ-1	Супесь аллювиальная	3,0	2,43	0,20	0,25	0,23	1,89	2,2	19	11,0	УГВ = 3,0 м
ИГЭ-2	Суглинок аллювиальный	2,0	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	
ИГЭ-3	Супесь	4,0	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
ИГЭ-4	Песок мелкий	3,0	2,65	–	–	0,29	1,93	0	30	21,0	

Решение:

Решение данной задачи базируется на знаниях, полученных при изучении дисциплин «Механика грунтов», «Основания и фундаменты», и состоит из следующих этапов:

1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов.

2. Определение допустимых значений давления, передаваемого по подошве фундаментов Ф1 и Ф2.

3. Деление грунтов, залегающих в основании фундамента Ф1, на однородные по сжимаемости слои.

4. Определение напряжений на границах элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи основания фундамента Ф1 с учетом влияния двух соседних фундаментов Ф2.

5. Определение суммарных напряжений в центре элементарных слоев.

6. Определение осадки фундамента Ф1.

1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

При выполнении расчетов оснований фундаментов и на геологических разрезах следует использовать уточненные расчетом наименования грунтов всех инженерно-геологических элементов в пределах сжимаемой толщи. Поскольку мощность сжимаемой толщи будет определена в ходе выполнения дальнейших расчетов, в данном пункте уточним характеристики всех видов грунтов, слогающих строительную площадку. Для этого определим расчетные характеристики грунтов.

1. Плотность скелета грунта, т/м^3 :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W};$$

$$\text{ИГЭ-1: } \rho_d = \frac{1,89}{1+0,23} = 1,54 \text{ т/м}^3;$$

$$\text{ИГЭ-2: } \rho_d = \frac{1,86}{1+0,22} = 1,52 \text{ т/м}^3;$$

$$\text{ИГЭ-3: } \rho_d = \frac{1,82}{1+0,28} = 1,42 \text{ т/м}^3;$$

$$\text{ИГЭ-4: } \rho_d = \frac{1,93}{1+0,29} = 1,5 \text{ т/м}^3.$$

2. Число пластичности, д.е.:

$$I_p = w_L - w_p;$$

$$\text{ИГЭ-1: } I_p = 0,25 - 0,20 = 0,05 \text{ д.е.} \rightarrow \text{супесь};$$

$$\text{ИГЭ-2: } I_p = 0,26 - 0,14 = 0,12 \text{ д.е.} \rightarrow \text{суглинок};$$

$$\text{ИГЭ-3: } I_p = 0,23 - 0,17 = 0,06 \text{ д.е.} \rightarrow \text{супесь.}$$

3. Показатель текучести, д.е.:

$$I_l = \frac{w - w_p}{I_p}$$

$$\text{ИГЭ-1: } I_l = \frac{0,23 - 0,20}{0,05} = 0,60 \text{ – супесь пластичная};$$

$$\text{ИГЭ-2: } I_l = \frac{0,22 - 0,14}{0,12} = 0,67 \text{ – суглинок мягкопластичный};$$

$$\text{ИГЭ-3: } I_l = \frac{0,28 - 0,17}{0,06} = 1,83 \text{ – супесь текучая.}$$

4. Коэффициент пористости, д.е.:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d};$$

$$\text{ИГЭ-1: } e = \frac{2,43 - 1,54}{1,54} = 0,58;$$

$$\text{ИГЭ-2: } e = \frac{2,67 - 1,52}{1,52} = 0,76;$$

$$\text{ИГЭ-3: } e = \frac{2,66 - 1,42}{1,42} = 0,87;$$

$$\text{ИГЭ-4: } e = \frac{2,65 - 1,5}{1,5} = 0,77.$$

5. Коэффициент водонасыщения, д.е.:

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w};$$

$$\text{ИГЭ-1: } S_r = \frac{0,23 \cdot 2,43}{0,58 \cdot 1,0} = 0,96;$$

$$\text{ИГЭ-2: } S_r = \frac{0,22 \cdot 2,67}{0,76 \cdot 1,0} = 0,77;$$

$$\text{ИГЭ-3: } S_r = \frac{0,28 \cdot 2,66}{0,87 \cdot 1,0} = 0,86;$$

$$\text{ИГЭ-4: } S_r = \frac{0,29 \cdot 2,65}{0,77 \cdot 1,0} = 0,99.$$

6. Удельный вес, кН/м³:

$$\gamma = \rho g;$$

$$\text{ИГЭ-1: } \gamma = 1,89 \cdot 10 = 18,9;$$

$$\text{ИГЭ-2: } \gamma = 1,86 \cdot 10 = 18,6;$$

$$\text{ИГЭ-3: } \gamma = 1,82 \cdot 10 = 18,2;$$

$$\text{ИГЭ-4: } \gamma = 1,93 \cdot 10 = 19,3.$$

7. Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии, кН/м³:

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e}.$$

По условию задачи УГВ зафиксирован на глубине 3 м от поверхности земли. Следовательно, ниже отметки 3 м для ИГЭ-2 (суглинка), ИГЭ-3 (супеси), ИГЭ-4 (песка мелкого) удельный вес грунта должен определяться с учетом взвешивающего действия воды:

$$\text{ИГЭ-2: } \gamma_{sb} = \frac{10(2,67-1)}{1+0,76} = 9,5;$$

$$\text{ИГЭ-3: } \gamma_{sb} = \frac{10(2,66-1)}{1+0,87} = 8,9;$$

$$\text{ИГЭ-4: } \gamma_{sb} = \frac{10(2,66-1)}{1+0,77} = 9,38.$$

На основании выполненных расчетов уточним наименования грунтов:

ИГЭ-1: Супесь аллювиальная пластичная.

ИГЭ-2: Суглинок аллювиальный мягкопластичный.

ИГЭ-3: Супесь текучая.

ИГЭ-4: Песок мелкий, средней плотности, водонасыщенный.

Результаты расчетов сводим в табл. 20.

2. Определение допустимых значений давления, передаваемого по подошве фундаментов $\Phi 1$ и $\Phi 2$

Среднее давление под подошвой фундамента определяется расчетным сопротивлением грунта основания R , что позволяет рассчитывать осадки фундаментов по линейной зависимости между напряжениями и деформациями. При расчете оснований по деформациям необходимо, чтобы выполнялось условие (1).

На практике при проектировании вновь возводимых объектов размеры подошвы фундамента определяют исходя из требований условия (1). В данном примере рассмотрим обратную задачу: исходя из размеров фундамента и расчетного сопротивления грунта основания определим давление, которое возможно передать по подошве фундамента. Необходимость в решении подобной задачи может возникнуть, например, при определении максимально допустимых нагрузок на фундамент реконструируемых объектов.

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	ρ_s , Т/М ³	ρ_d , Т/М ³	ρ , Т/М ³	γ_s , γ_s , КН/М ³	γ_{sbl} , γ_{sbl} , КН/М ³	w	S_r , д.е.	e, д.е.	I_p	I_L	c_u , c_u , КПа	ϕ , ϕ , град	E_s , МПа
Супесь аллювиальная пластичная	2,43	1,54	1,89	18,9	–	0,23	0,96	0,58	0,05	0,60	2,2	19	11,0
Суглинок аллювиаль- ный мягкопластичный	2,67	1,52	1,86	18,6	9,5	0,22	0,77	0,76	0,12	0,67	25	23	12,0
Супесь текучая	2,66	1,42	1,82	18,2	8,9	0,28	0,86	0,87	0,06	1,83	8	24	9,0
Песок мелкий, средней плотности, водонасы- щенный	2,65	1,5	1,93	19,3	9,38	0,29	0,99	0,77	–	–	0	30	21,0

Расчетное сопротивление грунта основания R для бесподвальных зданий определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{\Pi} + M_q d_1 \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi} \right],$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. П.4.1 (см. прил. 4); k – коэффициент, принимаемый k равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ_{Π} и c_{Π}) определены непосредственными испытаниями; M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения несущего слоя грунта, принимаемые по табл. П.4.2 (см. прил. 4); k_z – коэффициент, принимаемый k_z равным единице при $b < 10$ м, $k_z = z_0 / b + 0,2$ при $b \geq 10$ м; b – ширина подошвы фундамента, м; γ_{Π} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³; γ'_{Π} – то же, залегающих выше подошвы; c_{Π} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки. По условию задачи $d = 2$ м.

Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2} зависят от типа грунта.

Основанием фундаментов по условию задачи является ИГЭ-1 – супесь аллювиальная пластичная.

Для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_l > 0,5$ коэффициент $\gamma_{c1} = 1,1$ (см. табл. П.4.1, прил. 4).

Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице (см. табл. П.4.1 прил. 4).

$k = 1$, так как прочностные характеристики грунта (φ_{Π} и c_{Π}) определены непосредственными испытаниями.

По табл. П.4.2 прил. 4 для $\varphi_{\Pi} = 19$ град $\rightarrow M_{\gamma} = 0,47$; $M_q = 2,89$; $M_c = 5,48$; $k_z = 1$; для $b = 2,6$ м < 10 м.

Для расчетного слоя (ИГЭ-1) $\gamma_{II} = \rho g = 18,9 \text{ кН/м}^3$, $c_{II} = 2,2 \text{ кПа}$.

Тогда для фундамента Ф1 с шириной подошвы $b_1 = 2,6 \text{ м}$

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1}{1} [0,47 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 18,9 + 2,89 \cdot 2 \cdot 18,9 + 5,48 \cdot 2,2] =$$

$= 158,83 \text{ кПа}$.

Среднее давление под подошвой фундамента Ф1 принимаем $P_1 = 150 \text{ кПа} < R_1 = 158,83 \text{ кПа}$.

Разница между давлением по подошве фундамента и расчетным сопротивлением грунта основания не должна превышать 20 %:

$\Delta = (158,83 - 150) / 158,83 \cdot 100 \% \approx 6 \% < 20 \% \rightarrow$ условие выполняется.

Аналогично найдем допустимое расчетное сопротивление грунта основания для фундамента Ф2 с шириной подошвы $b_2 = 3,8 \text{ м}$:

$$R_2 = \frac{1,1 \cdot 1}{1} [0,47 \cdot 1 \cdot 3,8 \cdot 18,9 + 2,89 \cdot 2 \cdot 18,9 + 5,48 \cdot 2,2] =$$

$= 170,59 \text{ кПа}$.

Среднее давление под подошвой фундамента Ф2 принимаем $P_2 = 165 \text{ кПа} < R_2 = 170,59 \text{ кПа}$.

$\Delta = (170,59 - 165) / 170,59 \cdot 100 \% \approx 3 \% < 20 \% \rightarrow$ условие выполняется.

3. Деление грунтов, залегающих в основании фундамента Ф1, на однородные по сжимаемости слою

При делении грунтов основания на однородные по сжимаемости слою необходимо помнить, что толщина слоев не должна превышать 0,4 ширины рассматриваемого фундамента Ф1.

Поскольку по условию задачи ширина фундамента Ф1 составляет 2,6 м, разбиваем основание на слою толщиной $\Delta h = 0,5 \text{ м}$, $\Delta h = 0,5 \text{ м} < 0,4 \cdot b_1 = 0,4 \cdot 2,6 = 1,04 \text{ м}$. Разбиение на меньшие по толщине слою позволяет определить нижнюю границу сжимаемой толщи с большей точностью.

4. *Определение напряжений на границах элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи основания фундамента Ф1 с учетом влияния двух соседних фундаментов Ф2*

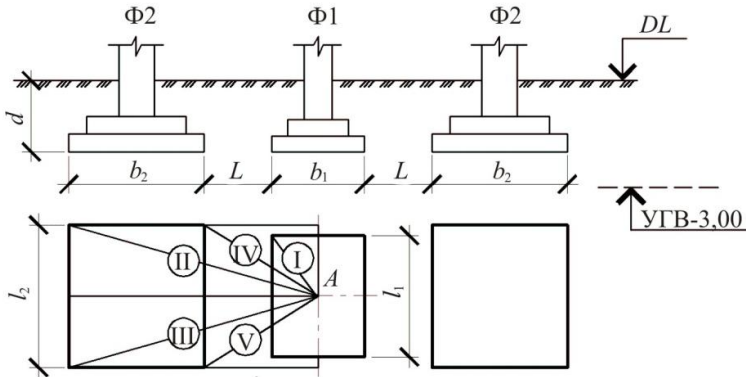


Рис. 52. Схема к расчету напряжений в т. А

Напряжение от внешней нагрузки под центром подошвы существующего фундамента Ф1 будем определять на различной глубине по вертикали, проходящей через т. А в пределах мощности сжимаемой толщи (рис. 52). Для использования метода угловых точек всю грузовую площадь от внешней нагрузки разобьем на фиктивные фундаменты I, II, III, IV, V таким образом, чтобы для каждого фиктивного фундамента рассматриваемая т. А была угловой (см. рис. 52).

Тогда напряжения от существующего фундамента можно представить как сумму четырех прямоугольников I:

$$\sigma_{zp}^{\phi 1} = 4 \sigma_{zpc1} = 4\alpha_{c1}P_1.$$

Искомые дополнительные напряжения от действия одного из фундаментов Ф2 найдем, суммируя напряжения от действия нагрузки по прямоугольникам II и III, взятые со знаком «+», и напряжения от действия нагрузок по прямоугольникам IV и V, взятые со знаком «-».

$$\begin{aligned}\sigma_{zp}^{\Phi 2} &= \sigma_{zpcII} + \sigma_{zpcIII} - \sigma_{zpcIV} - \sigma_{zpcV} = \\ &= \alpha_{cII}P_2 + \alpha_{cIII}P_2 - \alpha_{cIV}P_2 - \alpha_{cV}P_2.\end{aligned}$$

Коэффициенты для определения напряжений, проходящих через угловую точку, будем определять по табл. П.4.3 прил. 4.

Результаты расчета напряжений представлены в графической и табличной формах (табл. 21–31, рис. 53).

Расчеты выполняем для всех элементарных слоев сжимаемой толщи в основании фундамента Ф1 с учетом влияния соседних фундаментов Ф2.

Для каждого элементарного слоя необходимо проверить условие, позволяющее в случае его выполнения прекратить дальнейший расчет (см. подразд. 3.1.4):

$$\begin{aligned}\sigma_{zp} &\leq 0,5 \sigma_{zg} \text{ (для грунтов с модулем } E > 7 \text{ МПа),} \\ \sigma_{zp} &\leq 0,2 \sigma_{zg} \text{ (для грунтов с модулем } E \leq 7 \text{ МПа).}\end{aligned}$$

По ходу расчета заполняем табл. 32.

Из табл. 32 видно, что нижняя граница сжимаемой толщи ВС под фундаментом Ф1 находится на глубине 6 м (при учете нагрузки только на этот фундамент) и на глубине 7 м (при учете влияния двух симметрично расположенных фундаментов Ф2).

5. Определение суммарных напряжений в центре элементарных слоев

Суммарные напряжения в центре элементарных слоев определяются как полусумма значений давления на границах слоев (см. столбики 11, 12 табл. 32).

6. Определение осадки фундамента Ф1

Нахождение осадок фундамента Ф1 без учета и с учетом нагрузок, передаваемых на фундаменты Ф2, производим по формуле (4) путем суммирования послойных осадок в пределах сжимаемой толщи $H_{c1} = 6$ м и $H_{c2} = 7$ м соответственно. При этом необходимо учитывать при неоднородном по сжимаемости основании разные модули деформации отдельных слоев грунта.

Результаты расчетов сводим в табл. 32.

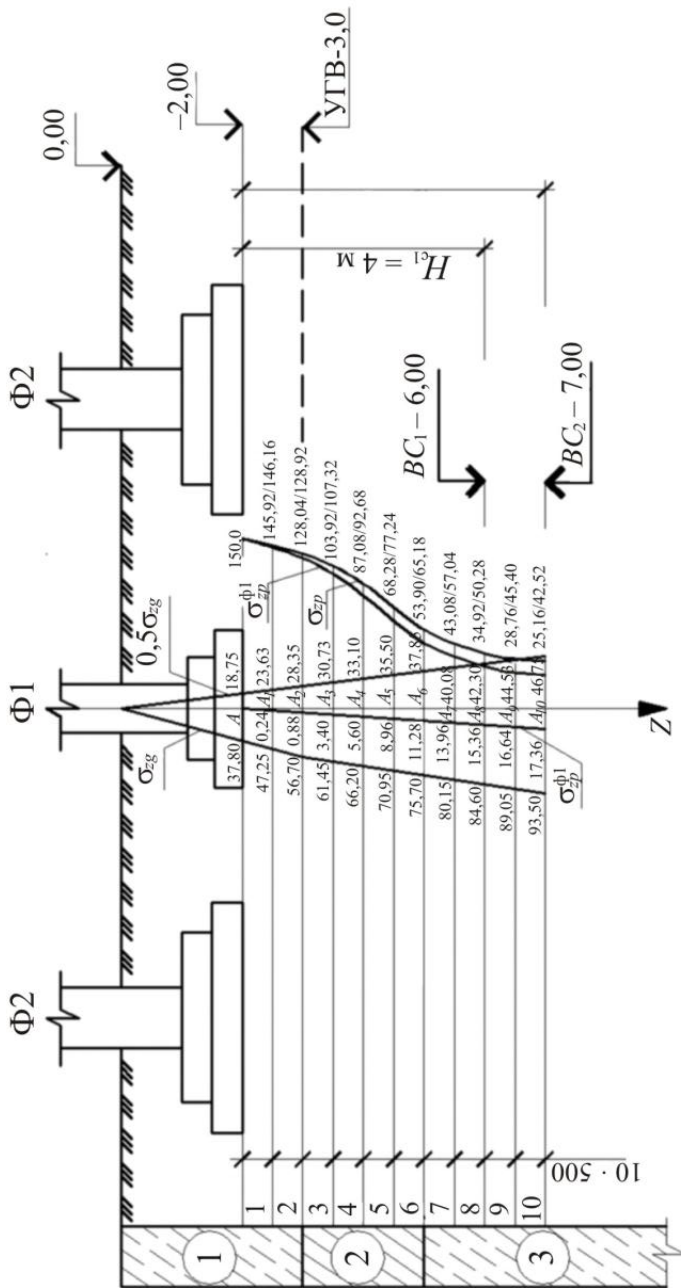


Рис. 53. Схема к определению вертикальных нормальных напряжений и расчету осадки фундамента $\Phi 1$ с учетом влияния соседних фундамента $\Phi 2$

Таблица 21

Напряжение в т. А на уровне подошвы
фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	0	1,9	1,3	150	1,5	0	0,25	37,5
II	0	7	2	165	3,5	0	0,25	41,25
III	0	7	2	165	3,5	0	0,25	41,25
IV	0	3,2	2	165	1,6	0	0,25	41,25
V	0	3,2	2	165	1,6	0	0,25	41,25
$\sigma_{zp}^{\varphi 1} = 4 \sigma_{zpc1} = 4\alpha_{cI} P_1 = 4 \cdot 37,5 = 150 \text{ кПа}$								
$\sigma_{zp}^{\varphi 2} = 2(\alpha_{cII} P_2 + \alpha_{cIII} P_2 - \alpha_{cIV} P_2 - \alpha_{cV} P) =$ $= 2(2 \cdot 41,25 - 2 \cdot 41,25) = 0$								
$\sigma_{zp} = \sigma_{zp}^{\varphi 1} + \sigma_{zp}^{\varphi 2} = 150 + 0 = 150 \text{ кПа}$								

Таблица 22

Напряжение в т. А₁ на глубине 0,5 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	0,5	1,9	1,3	150	1,5	0,4	0,2432	36,48
II	0,5	7	2	165	3,5	0,3	0,2468	40,72
III	0,5	7	2	165	3,5	0,3	0,2468	40,72
IV	0,5	3,2	2	165	1,6	0,3	0,2464	40,66
V	0,5	3,2	2	165	1,6	0,3	0,2464	40,66
$\sigma_{zp}^{\varphi 1} = 4 \cdot 36,48 = 145,92 \text{ кПа}$								
$\sigma_{zp}^{\varphi 2} = 2(2 \cdot 40,72 - 2 \cdot 40,66) = 0,24 \text{ кПа}$								
$\sigma_{zp} = 145,92 + 0,24 = 146,16 \text{ кПа}$								

Таблица 23

Напряжение в т. A_2 на глубине 1 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	1	1,9	1,3	150	1,5	0,8	0,2134	32,01
II	1	7	2	165	3,5	0,5	0,2392	39,47
III	1	7	2	165	3,5	0,5	0,2392	39,47
IV	1	3,2	2	165	1,6	0,5	0,2379	39,25
V	1	3,2	2	165	1,6	0,5	0,2379	39,25
$\sigma_{zp}^{\phi 1} = 4 \sigma_{zpc1} = 4\alpha_{c1} P_1 = 4 \cdot 32,01 = 128,04$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\phi 2} = 2 \cdot (2 \cdot 39,47 - 2 \cdot 39,25) = 0,88$ кПа								
$\sigma_{zp} = 128,04 + 0,88 = 128,92$ кПа								

Таблица 24

Напряжение в т. A_3 на глубине 1,5 м от подошвы
фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	1,5	1,9	1,3	150	1,5	1,2	0,1732	25,98
II	1,5	7	2	165	3,5	0,8	0,2199	36,28
III	1,5	7	2	165	3,5	0,8	0,2199	36,28
IV	1,5	3,2	2	165	1,6	0,8	0,2147	35,43
V	1,5	3,2	2	165	1,6	0,8	0,2147	35,43
$\sigma_{zp}^{\phi 1} = 4 \cdot 25,98 = 103,92$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\phi 2} = 2(2 \cdot 36,28 - 2 \cdot 35,43) = 3,4$ кПа								
$\sigma_{zp} = 103,92 + 3,4 = 107,32$ кПа								

Таблица 25

Напряжение в т. A_4 на глубине 2 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	2	1,9	1,3	150	1,5	1,5	0,1451	21,77
II	2	7	2	165	3,5	1	0,2040	33,66
III	2	7	2	165	3,5	1	0,2040	33,66
IV	2	3,2	2	165	1,6	1	0,1955	32,26
V	2	3,2	2	165	1,6	1	0,1955	32,26
$\sigma_{zp}^{\varphi^1} = 4 \cdot 21,77 = 87,08$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\varphi^2} = 2(2 \cdot 33,66 - 2 \cdot 32,26) = 5,6$ кПа								
$\sigma_{zp} = 87,08 + 5,6 = 92,68$ кПа								

Таблица 26

Напряжение в т. A_5 на глубине 2,5 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	2,5	1,9	1,3	150	1,5	1,9	0,1138	17,07
II	2,5	7	2	165	3,5	1,3	0,1800	29,70
III	2,5	7	2	165	3,5	1,3	0,1800	29,70
IV	2,5	3,2	2	165	1,6	1,3	0,1664	27,46
V	2,5	3,2	2	165	1,6	1,3	0,1664	27,46
$\sigma_{zp}^{\varphi^1} = 4 \cdot 17,07 = 68,28$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\varphi^2} = 2(2 \cdot 29,7 - 2 \cdot 27,46) = 8,96$ кПа								
$\sigma_{zp} = 68,28 + 8,96 = 77,24$ кПа								

Таблица 27

Напряжение в т. A_6 на глубине 3 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	3	1,9	1,3	150	1,5	2,3	0,0899	13,49
II	3	7	2	165	3,5	1,5	0,1653	27,28
III	3	7	2	165	3,5	1,5	0,1653	27,28
IV	3	3,2	2	165	1,6	1,5	0,1483	24,46
V	3	3,2	2	165	1,6	1,5	0,1483	24,46
$\sigma_{zp}^{\varphi 1} = 4 \cdot 13,49 = 53,90$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\varphi 2} = 2(2 \cdot 27,28 - 2 \cdot 24,46) = 11,28$ кПа								
$\sigma_{zp} = 53,90 + 11,28 = 65,18$ кПа								

Таблица 28

Напряжение в т. A_7 на глубине 3,5 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	3,5	1,9	1,3	150	1,5	2,7	0,0718	10,77
II	3,5	7	2	165	3,5	1,8	0,1453	23,97
III	3,5	7	2	165	3,5	1,8	0,1453	23,97
IV	3,5	3,2	2	165	1,6	1,8	0,1241	20,48
V	3,5	3,2	2	165	1,6	1,8	0,1241	20,48
$\sigma_{zp}^{\varphi 1} = 4 \cdot 10,77 = 43,08$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\varphi 2} = 2(2 \cdot 23,97 - 2 \cdot 20,48) = 13,96$ кПа								
$\sigma_{zp} = 43,08 + 13,96 = 57,04$ кПа								

Таблица 29

Напряжение в т. A_8 на глубине 4 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	4	1,9	1,3	150	1,5	3,1	0,0582	8,73
II	4	7	2	165	3,5	2	0,1336	22,04
III	4	7	2	165	3,5	2	0,1336	22,04
IV	4	3,2	2	165	1,6	2	0,1103	18,20
V	4	3,2	2	165	1,6	2	0,1103	18,20
$\sigma_{zp}^{\varphi 1} = 4 \cdot 8,73 = 34,92$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\varphi 2} = 2(2 \cdot 22,04 - 2 \cdot 18,20) = 15,36$ кПа								
$\sigma_{zp} = 34,92 + 15,36 = 50,28$ кПа								

Таблица 30

Напряжение в т. A_9 на глубине 4,5 м
от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	4,5	1,9	1,3	150	1,5	3,5	0,0479	7,19
II	4,5	7	2	165	3,5	2,3	0,1184	19,54
III	4,5	7	2	165	3,5	2,3	0,1184	19,54
IV	4,5	3,2	2	165	1,6	2,3	0,0932	15,38
V	4,5	3,2	2	165	1,6	2,3	0,0932	15,38
$\sigma_{zp}^{\varphi 1} = 4 \cdot 7,19 = 28,76$ кПа								
$\sigma_{zp}^{\varphi 2} = 2(2 \cdot 19,54 - 2 \cdot 15,38) = 16,64$ кПа								
$\sigma_{zp} = 28,76 + 16,64 = 45,40$ кПа								

Таблица 3 1

Напряжение в т. A_{10} на глубине 5 м от подошвы фундамента Ф1

Номер фиктивного фундамента	z , м	l , м	b , м	P , кПа	l/b	z/b	α_c	$\alpha_c P$, кПа
I	5	1,9	1,3	150	1,5	3,9	0,0419	6,29
II	5	7	2	165	3,5	2,5	0,1096	18,08
III	5	7	2	165	3,5	2,5	0,1096	18,08
IV	5	3,2	2	165	1,6	2,5	0,0833	13,74
V	5	3,2	2	165	1,6	2,5	0,0833	13,74
$\sigma_{zp}^{\phi 1} = 4 \sigma_{zpc1} = 4 \alpha_{c1} P_1 = 4 \cdot 6,29 = 25,16 \text{ кПа}$								
$\sigma_{zp}^{\phi 2} = 2(2 \cdot 18,08 - 2 \cdot 13,74) = 17,36 \text{ кПа}$								
$\sigma_{zp} = 25,16 + 17,36 = 42,52 \text{ кПа}$								

Результаты расчета осадки основания методом последяного суммирования

Но- мер ИГЭ	Но- мер слоя <i>i</i>	h_i , м	γ_i , кН/м ³	z_i , м	Напряжения на границе слоев, кПа						Средние напря- жения в слое, кПа		E_i , МПа	s_i , см	
					$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp}^{\phi 2}$	σ_{zp}	σ_{zg}	$0,5\sigma_{zgb}$, кПа	$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	σ_{zp}	$s_i^{\phi 1}$		s_i	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
	1	0,5	18,9	0	150	0	150	$2 \cdot 18,9 = 37,8$	18,75	147,96	148,08	11	12	13	
1	2	0,5	18,9	0,5	145,92	0,24	146,16	47,25	23,63	136,98	137,54	11	0,50	0,50	
	3	0,5	9,5	1	128,04	0,88	128,92	56,7	28,35	115,98	118,12	12	0,39	0,39	
2	4	0,5	9,5	1,5	103,92	3,4	107,32	61,45	30,73	95,50	100,00	12	0,32	0,33	
	5	0,5	9,5	2	87,08	5,6	92,68	66,2	33,1	77,68	84,96	12	0,26	0,28	
2	6	0,5	9,5	2,5	68,28	8,96	77,24	70,95	35,5	61,09	71,21	12	0,20	0,24	
	7	0,5	8,9	3	53,9	11,28	65,18	75,7	37,85	48,49	61,11	9	0,22	0,27	
3				3,5	43,08	13,96	57,04	80,15	40,08						

Окончание табл. 32

Но- мер ИГЭ	Но- мер слоя <i>i</i>	$h_i, \text{ м}$	$\gamma_i, \text{ кН/м}^3$	$z_i, \text{ м}$	Напряжения на границе слоев, кПа					Средние на- пряжения в слое, кПа			$E_i, \text{ МПа}$		$s_i, \text{ см}$	
					$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp}^{\phi 2}$	σ_{zp}	σ_{zg}	$0,5\sigma_{zgi}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp}^{\phi 1}$	$\sigma_{zp}^{\phi 2}$	σ_{zp}	E_i	$s_i^{\phi 1}$	s_i	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
	8	0,5	8,9							39,00	53,66	9	0,17	0,24		
	9	0,5	8,9	4	34,92	15,36	50,28	84,6	42,30*	31,84	47,84	9	–	0,21		
	10	0,5	8,9	4,5	28,76	16,64	45,40	89,05	44,53	26,96	43,96	9	–	0,20		
				5	25,16	17,36	42,52	93,5	46,75**						2,59	3,20
					$\sum_{i=1}^n s_i$											

Примечание: *Выполнение условия (2) в случае определения осадки фундамента Ф1 без учета влияния фундамента Ф2.

**Выполнение условия (2) в случае определения осадки фундамента Ф1 с учетом влияния двух соседних фундаментов Ф2.

Осадка фундамента Ф1 без учета фундаментов Ф2 составила 2,59 см.

Осадка фундамента Ф1 с учетом влияния фундамента Ф2 составила 3,2 см.

Приращение осадки составило $\Delta s = 3,20 - 2,59 = 0,61$ см.

На практике полученное значение приращения дополнительной осадки сравнивается с нормативным значением (см. табл. 5). При этом предварительно должна быть определена категория технического состояния существующего здания.

Вопросы для самопроверки

1. В каких случаях возможно применить метод угловых точек для определения сжимающих напряжений в грунтовом основании?

2. Какова последовательность расчета осадки методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей?

3. В чем особенности разбиения основания на слои в методе послойного суммирования?

4. Как определяются дополнительные напряжения в основании от загрузки соседних фундаментов и площадей?

5. Каким образом определяется нижняя граница сжимаемой толщи в методе послойного суммирования?

6. Какие возможны случаи расположения точки, в которой определяется осадка грунтового основания, относительно существующего фундамента? Каким образом определяется осадка для каждого случая расположения рассматриваемой точки грунтового основания?

7. Выполните самостоятельные расчеты осадки основания методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних площадей. Исходные данные взять согласно индивидуальному заданию.

3.2. Оценка влияния работ по забивке свай на существующие здания и сооружения

Опыт производства свайных работ вблизи существующих зданий и сооружений показал, что при забивке свай могут наблюдаться повреждения: отслаивание и обрушение штукатурки, осыпание побелки, возникновение трещин и т.д. Исходя из этого, при планировании выполнения свайных работ необходимо оценивать и учитывать негативное воздействие забивки свай и шпунта на существующие здания на основании условия, что повреждение зданий недопустимо.

При выполнении свайных работ вблизи существующих зданий и сооружений необходимо учитывать требования Минмонтажспецстрой СССР ВСН 490–87 «Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки».

3.2.1. Исходные данные

Исходными данными для проектирования производства свайных работ, выполняемых вблизи существующих зданий и сооружений, являются:

1. Схема планировочной организации земельного участка строительства с нанесенными подземными коммуникациями.
2. Результаты инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий, выполненные на момент нового строительства.
3. Данные, полученные в результате обследования и характеризующие конструктивные особенности и состояние существующих сооружений и подземных коммуникаций, а также стабилизацию деформаций грунтов оснований сооружений за период их эксплуатации по результатам наблюдений или расчету.
4. Данные о параметрах колебаний грунта, сооружений и подземных коммуникаций, вызываемых забивкой или вибропогружением свай и шпунта.

5. Технико-экономическое сравнение возможных вариантов проектных решений (с оценкой по приведенным затратам и учетом сроков строительства).

Результаты инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий

Данные инженерно-геологических изысканий должны характеризовать геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, а также основания сооружений и подземных трубопроводов, находящихся в пределах допустимых расстояний до погружаемых свай и шпунта. Для фундаментов сооружений, находящихся на расстояниях меньше допустимых, должны быть определены характеристики и показатели физико-механических свойств грунтов для каждого слоя в пределах глубины не менее сжимаемой толщи, рассчитываемой в соответствии с указаниями СП 22.13330.2016 (см. подразд. 3.1.4 настоящего пособия).

На основании характеристик, полученных в результате инженерно-геологических изысканий, грунты относят к одной из групп (табл. 33).

Таблица 33

Группы грунтов оснований (согласно табл. 3 ВСН)

Группа грунта	Грунты в основании сооружения			
	Пески	Супеси	Суглинки и глины	Прочие грунты
1	Плотные, кроме мелких и пылеватых водонасыщенных	Твердые	Твердые, полутвердые, тугопластичные	–
2	Средней плотности, кроме мелких и пылеватых водонасыщенных; плотные мелкие водонасыщенные	Пластичные	Мягкопластичные	Насыпной грунт с равномерной сжимаемостью маловлажный

Группа грунта	Грунты в основании сооружения			
	Пески	Супеси	Суглинки и глины	Прочие грунты
3	Рыхлые, плотные и средней плотности пылеватые водонасыщенные; мелкие средней плотности водонасыщенные	Текучие	Текучепластичные, текучие	Илы. Сильнозоторфованные грунты и торфы. Насыпной грунт с неравномерной сжимаемостью независимо от влажности

Результаты обследования здания, сооружения, коммуникаций

Характеристику и состояние сооружений и подземных коммуникаций определяют по результатам проводимого проектной организацией обследования, которое должно предусматривать следующие действия:

1. Осмотр площадки строительства и определение возможности проведения работ по погружению пробных свай.
2. Осмотр сооружений, расположенных в пределах расстояний, указанных в табл. 34, и сбор данных о сроках их эксплуатации и конструктивных особенностях.
3. Определение повреждений несущих и ограждающих конструкций (характер и величина раскрытия трещин, сдвиги плит перекрытий, лестничных маршей, отклонение несущих стен и колонн от вертикали и др.).
4. Сбор данных о машинах, приборах и оборудовании, чувствительных к колебаниям, и их расположении.
5. Сбор данных о конструкции, материале, сроках начала и окончания строительства, технологических требованиях к эксплуатации сооружений, оборудования и подземных коммуникаций, о режимах работы и внутреннем давлении в подземных трубопроводах.

Таблица 34

Минимально допустимые расстояния, при которых можно не учитывать влияние свайных работ на существующую застройку (согласно табл. 1 ВСН)

Сооружения	Радиус зоны обследования, м			
	при забивке свай и шпунта	при вибропогружении		
		свай-оболочек	свай	шпунта
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	25	60	35	20
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	25	50	30	20
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	30	100	70	25
Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	25	80	50	20

Обследование сооружения с определением состояния и прочности конструкции должно выполняться специализированной организацией с составлением технического заключения.

При обследовании должны быть определены конструкции, требующие усиления, а также места, подлежащие ограждению от ожидаемого падения отставшей штукатурки, подвесных предметов, лепных карнизов и прочего при погружении свай и шпунта. По результатам обследования составляется акт.

На основании результатов обследования делают вывод о категории состояния зданий (табл. П.5.1 прил. 5).

Данные о параметрах колебаний

Для получения данных о параметрах колебаний необходимо в задании на погружение пробных свай и определение их несущей способности предусмотреть измерение параметров колебаний грунта и фундаментов сооружений, ближайших к погру-

жаемым сваям, с определением коэффициентов δ и K в соответствии с требованиями ВСН. Для определения коэффициентов δ и K параметры колебаний грунта должны быть измерены по методике, указанной в ВСН и приведенной ниже. При назначении мест погружения пробных свай одну сваю обязательно следует разместить в пределах свайного поля на наименьшем расстоянии от сооружения. Параметры колебаний грунта и сооружений должны быть измерены при погружении не менее двух пробных свай (двух – пяти шпунтин). Масса молота или характеристика вибропогружателя, а также размеры пробных свай не должны иметь значительных отклонений от принятых в проекте.

Перед погружением пробных свай и шпунта необходимо организовать инструментальные наблюдения за деформациями оснований сооружений и получить данные по результатам нивелирования о развитии деформаций во времени. При необходимости следует устраивать маячки для наблюдения за трещинами в конструкциях здания. Во время погружения пробных свай (шпунта) и в период производственного погружения в зонах влияния на деформации необходимо путем наблюдения за осадками контролировать скорость осадки, которая не должна превышать 1,0 мм/сут. Также в процессе погружения наблюдают за развитием трещин и состоянием установленных маячков – при их наличии.

Для подземных трубопроводов до начала свайных работ уточняют их планово-высотное положение, а в процессе погружения свай и шпунта при расстояниях меньше допустимых осуществляют контроль за перемещениями трубопровода и внутренним давлением наполнителя.

Требования, предъявляемые к динамическим воздействиям при погружении свай и шпунта, заключаются в следующем:

1. Должна быть обеспечена нормальная эксплуатация сооружений и подземных коммуникаций.
2. Параметры колебаний должны быть допустимыми для чувствительных к колебаниям машин, оборудования и приборов.

3. Параметры колебаний не должны превышать допустимых значений по санитарным нормам.

Если существующие сооружения и подземные коммуникации в период эксплуатации испытывали большие динамические воздействия, чем ожидаемые от погружения ближайших к ним свай и шпунта, а деформации их оснований стабилизировались, то допускается проектировать свайные фундаменты и шпунтовые ограждения без учета требований, приведенных выше.

При разработке проекта свайных фундаментов и шпунтовых ограждений из погружаемых элементов молотами или вибрационным оборудованием вблизи сооружений необходимо определить наименьшее расстояние от погружаемых элементов до сооружений. Если расстояние будет меньше, чем приведенное в табл. 34, необходимо собрать исходные данные и определить допустимые расстояния, при которых погружение свай или шпунта не будет оказывать влияние на существующие здания.

3.2.2. Проектирование свайных фундаментов и шпунтовых ограждений из погружаемых элементов вблизи сооружений

При проектировании свайных фундаментов, которые предполагается устраивать на расстоянии меньше допустимого, определяют расстояния, на которых забивка не вызовет развития деформаций оснований сооружений ($S_a = 0$). При этом учитывают, что развитие деформаций не произойдет, если будет выполнено условие

$$a_{\phi} \leq [a]_I, \quad (5)$$

где a_{ϕ} – ускорение вертикальных колебаний фундамента на расстоянии до погружаемой сваи или шпунта, м/с^2 ; $[a]_I$ – допустимое ускорение вертикальных колебаний фундамента, при котором не происходят дополнительные деформации оснований, м/с^2 ; S_a – дополнительные деформации основания существующего фундамента от динамических воздействий с ускорением $a_{\phi} > [a]_I$.

Допустимые расстояния $[r]$ при забивке свай и шпунта, а также при вибропогружении свай-оболочек, свай и шпунта, удовлетворяющие требованию (5), определяют из графика на чертеже (прил. 6) по показателю λ и коэффициенту затухания колебаний грунта с расстоянием δ .

Коэффициент затухания колебаний грунта с расстоянием δ определяется по табл. 35 исходя из типа грунта основания и метода ведения свайных работ.

Если инженерно-геологические условия площадки представлены грунтами одного вида, имеющими разные физико-механические характеристики, то при определении коэффициента затухания колебаний грунта с расстоянием δ следует учитывать рекомендации, согласно которым меньшие значения коэффициента затухания колебаний грунта соответствуют:

- для песков – большим значениями показателя относительной плотности и меньшей влажности;
- для глинистых грунтов – меньшим значениям показателя текучести и коэффициента пористости.

Таблица 35

Коэффициент затухания колебаний грунта с расстоянием
(согласно табл. 2 прил. 2 ВСН)

Грунты	Коэффициент δ , 1/м		
	Забивка свай и шпунта	Вибропогружение	
		сваи	свай-оболочки
Пески плотные и средней плотности маловлажные и влажные; супеси твердые; суглинки и глины твердые, полутвердые и тугопластичные	0,02–0,04	0,10	0,12
Пески плотные и средней плотности водонасыщенные; пески рыхлые маловлажные и влажные; супеси пластичные; суглинки и глины пластичные и текучепластичные	0,04–0,07	0,08	0,10

Грунты	Коэффициент δ , 1/м		
	Забивка свай и шпунта	Вибропогружение	
		сваи	свай- оболочки
Пески рыхлые водонасыщенные; супеси текучие; суглинки и глины текучие	0,06–0,10	0,07	0,08

Показатель λ определяется по формулам:

– при забивке свай и шпунта

$$\lambda = \frac{[a]_I}{Ka_0}; \quad (6)$$

– при вибропогружении шпунта

$$\lambda = \frac{[a]_I}{0,5a_0}; \quad (7)$$

– при вибропогружении свай

$$\lambda = \frac{[a]_I}{0,8a_0}; \quad (8)$$

– при вибропогружении свай-оболочек

$$\lambda = \frac{[a]_I}{a_0}, \quad (9)$$

где K – коэффициент передачи колебаний грунта фундаменту сооружения; a_0 – ускорение колебаний грунта на расстоянии 0,5 м от свай; $[a]_I$ – допустимое ускорение вертикальных колебаний фундамента, при котором не происходят дополнительные деформации оснований.

Ускорение колебаний грунта на расстоянии 0,5 м от свай a_0 может быть определено по графику (прил. 7) или по формуле

$$a_0 = 4\pi^2 A_0 f_0^2, \quad (10)$$

где A_0 – амплитуда смещений грунта на расстоянии 0,5 м до погружаемой сваи, определяемая по графику (см. прил. 7); f_0 – частота колебаний грунта на расстоянии 0,5 м до погружаемой сваи.

Значения вертикальных смещений A_0 и ускорений a_0 следует определять по частоте f_0 , принимаемой по оси абсцисс в зависимости от плотности и консистенции наиболее прочного слоя грунта толщиной не менее 0,5 м, залегающего на глубину 6–8 м от дневной поверхности или дна котлована. При этом на границах участков следует выбирать большее значение частоты, так как такие условия будут неблагоприятными.

Границы выделенных на графике участков примерно соответствуют диапазону изменения значений относительной плотности песка I_d и текучести глинистых грунтов I_l , причем с увеличением I_d и с уменьшением I_l возрастает частота.

Значения вертикальных смещений и частоты соответствуют значениям вертикального колебания грунта на расстоянии 0,5 м от забиваемой сваи молотом массой 5,5 т с высоты падения 1,6–1,8 м. Для молотов массой не менее 1,8 т значение следует уменьшить пропорционально отношению их масс до 25 %, а для молотов массой не более 7 т – увеличить до 20 %.

Допустимое ускорение вертикальных колебаний фундамента, при котором не происходят дополнительные деформации оснований, определяют по табл. 36. Группа грунтов в основании сооружений принимается по табл. 33.

Таблица 36

Допустимое ускорение колебаний фундамента
(согласно табл. 2 ВСН)

Сооружения	Допустимое ускорение колебаний фундамента $[a]$, в зависимости от группы грунтов оснований, м/с^2		
	1	2	3
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	1,2	0,6	0,15
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	1,5	1,0	0,15

Сооружения	Допустимое ускорение колебаний фундамента $[a]_1$ в зависимости от группы грунтов оснований, м/с ²		
	1	2	3
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	1,0	0,5	0,15
Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	1,5	1,0	0,15

Коэффициент передачи колебаний грунта фундаменту сооружения определяется по табл. 37 с учетом особенностей здания и характеристик грунта основания.

Таблица 37

Коэффициент передачи колебаний грунта фундаменту сооружения (согласно табл. 3 прил. 2 ВСН)

Фундамент	Значение коэффициента K в зависимости от грунта несущего слоя основания фундамента		
	Пески рыхлые, супеси и глины с показателем текучести $I_l \geq 1,0$	Пески средней плотности, супеси и глины с показателем текучести $0,5 < I_l < 1,0$	Пески плотные, супеси и глины с показателем текучести $I_l \leq 0,5$
Здание или сооружение высотой до:			
2 этажей	0,8	0,9	1,0
5 этажей	0,7	0,8	0,9
9 этажей	0,6	0,7	0,8
12 и выше	0,5	0,6	0,7

Фундамент	Значение коэффициента K в зависимости от грунта несущего слоя основания фундамента		
	Пески рыхлые, супеси и глины с показателем текучести $I_l \geq 1,0$	Пески средней плотности, супеси и глины с показателем текучести $0,5 < I_l < 1,0$	Пески плотные, супеси и глины с показателем текучести $I_l \leq 0,5$
Оборудование, установленное на:			
грунте	0,9	0,95	1,0
перекрыти и здания или сооружения	0,85	0,9	1,0

Если проектом предусмотрена забивка свай на расстоянии меньше допустимого до здания или сооружений, то на стадии проектирования необходимо провести измерения параметров колебаний при погружении пробных свай с учетом требований ВСН и проверить допустимость ожидаемых деформаций оснований фундаментов существующих сооружений.

3.2.3. Проектирование свайных фундаментов и шпунтовых ограждений из погружаемых элементов вблизи подземных коммуникаций

При погружении свай и устройстве шпунтового ограждения вблизи подземных коммуникаций оценку влияния динамических воздействий на них можно не производить в следующих случаях:

1. Забивка свай или шпунта молотами производится на расстоянии не менее 10 м от коммуникаций.
2. Вибропогружение свай производится на расстоянии не менее 15 м от коммуникаций.

3. Подземные коммуникации проложены в каналах, стальных кожухах или имеют защитные короба. При этом расстояния до них должны быть не менее указанных в табл. 38. Расстояния приведены для свай сечением 30×30, при погружении свай сечением 40×40 см допустимые расстояния необходимо увеличить в 1,5 раза, для свай сечением 20×20 см – уменьшить в 1,2 раза.

При забивке свай и шпунта вблизи стальных трубопроводов допустимые расстояния также принимают по табл. 38. При вибропогружении шпунта значения могут быть уменьшены в 1,5 раза, а свай и свай-оболочек – увеличены вдвое.

Таблица 38

Минимально допустимые расстояния до коммуникаций, при которых можно не учитывать влияние свайных работ (согласно табл. 8 ВСН)

Характеристика грунтов	Допустимые расстояния, м, при забивке свай сечением 30×30 см для стальных газопроводов и паропроводов при внутреннем давлении, МПа			
	0	0,5	1,0	2,0
Пески	2,5	2,5	3,0	3,0
Супеси	2,5	2,5	3,0	3,5
Глины и суглинки	1,5	1,5	2,0	2,5

Если свайные работы ведутся в зоне размещения составных безнапорных трубопроводов из керамических, чугунных, асбоцементных и других раструбных труб, то допустимые расстояния определяются из условия, что трубопровод находится за пределами зоны остаточных деформаций грунта вокруг погружаемых свай, определяемой по табл. 39.

Таблица 39

Минимально допустимые расстояния до трубопроводов из керамических, чугунных, асбоцементных и других раструбных труб (согласно табл. 9 ВСН)

Характеристика грунтов	Радиус зоны деформации грунта, м, при забивке свай сечением, см		
	20×20	30×30	40×40
Глины и суглинки	1,0	2,0	3,0
Пески и супеси	1,5	2,5	3,5

При погружении свай со дна котлована вблизи подземных коммуникаций допустимые расстояния определяют в соответствии с требованиями ВСН.

3.2.4. Меры по уменьшению влияния динамического воздействия на сооружения и коммуникации

Если при выполнении свайных работ расстояние до сооружения не будет превышать минимально допустимые значения, указанные выше, или деформация основания или сооружения в процессе погружения свай или шпунта достигла значений, принятых в проекте, то необходимо применить меры по уменьшению динамического воздействия.

Если после начала свайных работ осадка фундаментов сооружения развивается со скоростью больше 1,0 мм/сут, то необходимо прекратить погружение свай или шпунта, экстраполяцией установить значение прогнозируемых деформаций основания по графику их развития во времени и сравнить полученные значения с допустимыми. Если значения превышают допустимые, то также необходимо принять меры по уменьшению динамического воздействия.

Могут быть применены следующие меры по уменьшению динамических воздействий:

1. Устройство лидерных скважин и шнековое рыхление грунта для погружаемых свай, выемка грунта из полых свай и свай-оболочек.

2. Применение тиксотропной или водяной рубашки. Позволяет уменьшить амплитуду смещения в глинистых грунтах до 1,5 раз.

3. Снижение высоты падения ударной части молота. Например, снижение высоты с 2 до 0,5 м приводит к уменьшению амплитуды смещений грунта в 1,2–1,3 раза.

4. Применение вибропогружателей с динамическим торможением на выбеге.

5. Уменьшение количества одновременно работающих молотов или вибропогружателей.

6. Уменьшение количества одновременно погружаемых шпунтин.

7. Полная или частичная (до верха трубы) откопка трубопровода.

8. Сокращение времени на соединение звеньев составных свай при погружении в песчаные пылеватые и глинистые грунты.

Устройство лидерных скважин или предварительное рыхление грунта

При устройстве лидерных скважин или предварительном рыхлении грунта при отношении площади лидера или участка рыхления к площади сваи 0,5–0,7 амплитуду смещений грунта при расчете можно уменьшить на величину, указанную в табл. 40.

Таблица 40

Допустимое уменьшение амплитуды смещений при применении мер по снижению динамических воздействий

Тип грунта	Погружение свай молотами в лидерные скважины	Шнековое рыхление грунта
Песчаные	В 1,7–2,0 раза	В 1,5 раза
Глинистые	В 2,0–2,5 раза	В 2,0 раза

При устройстве лидерных скважин на расстоянии 3 м от сооружений и 2 м от подземных трубопроводов в водонасыщенных песчаных грунтах и текучих супесях и суглинках глубина скважины не должна превышать глубину заложения подошвы фундамента или низа трубопровода. Для других грунтов глубину лидерных скважин следует принимать из условия обеспечения устойчивости стенок скважины и несущей способности погруженных в скважины свай.

При рыхлении грунта шнеком диаметром до 300 мм расстояние до здания не регламентируют, а глубину рыхления назначают исходя из несущей способности свай, погружаемых в разрыхленный грунт.

Необходимо сокращать время между устройством скважины и погружением в нее свай.

Устройство лидерных скважин или разбуривание обязательно применяется при наличии мерзлого грунта мощностью слоя выше 20 см, асфальтовых и других покрытий.

Оборудование для погружения свай

На уровень динамического воздействия также влияет применяемое для погружения свай оборудование, поэтому его необходимо выбирать не только исходя из требования обеспечения наибольшей производительности, но и учитывая его динамическое влияние на сооружения и подземные коммуникации.

Если основание сооружения сложено песками мелкими пылеватыми и супесями с показателем текучести $I_t > 0,5$, то для забивки свай применяют дизель-молот с меньшей массой падающей части или молот свободного падения, по возможности с большей массой.

Особенности технологии производства работ

Погружение свай и шпунта начинают после того, как будут удалены имеющиеся в толще грунта остатки фундаментов, плит, лежни, корни деревьев, так как проходка такого рода включений может вызвать колебания с амплитудой больше допустимой.

Если работы ведутся на участках с основанием из слабых песчаных грунтов и ожидаются деформации основания, то более целесообразно погружать сваи рядами вдоль сооружения, начиная с наиболее удаленных рядов.

Особенности производства работ вблизи зданий с установленным чувствительным оборудованием

Если работы ведутся вблизи зданий, где установлены чувствительные к колебаниям машины, оборудование и приборы, то к допустимым расстояниям предъявляют более жесткие требования. Допустимые расстояния определяют исходя из условия, что скорость колебаний отдельно стоящих фундаментов под машины и оборудование или несущих конструкций сооружения, находящихся на расстоянии от погружаемых свай и шпунта, на которых установлены машины, оборудование и приборы, должна быть меньше допустимой скорости колебаний, принимаемой в зависимости от класса машин, оборудования и приборов, чувствительных к колебаниям.

Если, несмотря на принятые меры по уменьшению динамических воздействий, требование не соблюдается, то необходимо предусмотреть конструктивные или технологические решения по снижению или исключению влияния динамических воздействий. Например:

- 1) виброизоляция машин, оборудования и приборов;
- 2) погружение свай и шпунта при временной остановке чувствительного к колебаниям оборудования или вне смен его работы;
- 3) погружение свай вдавливанием.

3.2.5. Пример расчета возможности погружения свай вблизи здания

Условие задачи: определить допустимое расстояние, при котором забивка свай не будет оказывать воздействие на существующее здание. Исходные данные приведены в табл. 41.

Исходные данные к задаче по определению допустимого расстояния от здания при забивке свай

Номер варианта	Тип сооружения	Категория по состоянию	Тип фундамента существующего здания	Грунт основания существующего здания
100	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	II	Фундамент мелкого заложения	Песок средней крупности, средней плотности, влажный

Решение:

Решение задачи по определению допустимого расстояния, при котором забивка свай не будет оказывать воздействие на существующее здание, выполняется в следующей последовательности:

1. Сбор исходных данных (см. подразд. 3.2.1).
2. Определение категории состояния здания (см. табл. II. 5.1 прил. 5).
3. Определение группы грунтов (см. табл. 33).
4. Определение допустимых ускорений колебаний фундамента $[a]_I$ (см. табл. 36).
5. Определение коэффициента передачи колебаний грунта фундаменту сооружения K (см. табл. 37).
6. Определение коэффициента затухания колебаний грунта с расстоянием δ (см. табл. 35).
7. Определение ускорения колебаний α_0 (см. прил. 7).
8. Расчет показателя λ (см. формулы (6)–(9)).
9. Определение допустимого расстояния $[r]$ (см. прил. 6).
10. Выводы.

1. Сбор исходных данных

До начала забивки свай проведено обследование с установлением категории технического состояния строительных конструкций существующего здания. По результатам обследования

(см. исходные данные) здание отнесено ко II категории по состоянию (см. табл. П. 5.1 прил. 5).

2. Определение категории состояния здания

Согласно исходным данным категория состояния здания – II.

3. Определение группы грунтов

Грунт в основании здания (песок средней крупности, средней плотности, влажный) согласно табл. 33 относится к грунту 2-й группы.

4. Определение допустимых ускорений колебаний фундамента

Здание относится к многоэтажным бескаркасным зданиям с несущими стенами, группа грунта основания – 2, поэтому $[a]_I = 0,5 \text{ м/с}^2$.

5. Определение коэффициента передачи колебаний грунта фундаменту сооружения K.

Для пятиэтажного здания на основании из песка средней плотности коэффициент $K = 0,8$ (см. табл. 37).

6. Определение коэффициента затухания колебаний грунта с расстоянием

Коэффициент затухания колебаний с расстоянием для суглинков текучих и мягкопластичных принимаем по табл. 5 $\delta = 0,07 \text{ 1/м}$.

7. Определение ускорения колебаний α_0

Для заданных грунтовых условий (песков средней крупности, средней плотности и глин тугопластичных и полутвердых) по графику (см. прил. 7) выбираем наиболее неблагоприятные значения амплитуды смещений и частоты, при которых значения ускорения колебаний будет максимальным.

Ускорение колебаний определяется по графику (см. прил. 7). Для песков средней крупности, средней плотности и глин тугопластичных и полутвердых при частоте 17 Гц ускорение колебаний равно $7,6 \text{ м/с}^2$.

Согласно графику (см. прил. 7) амплитуда смещения $A_0 = 0,68$ мм соответствует частоте $f_0 = 17$ Гц. Определим величину ускорения по формуле (10):

$$a_0 = 4\pi^2 0,68 \cdot 17^2 = 7648 \text{ мм/с}^2 = 7,65 \text{ м/с}^2.$$

Таким образом, величину ускорения можно определить как аналитическим (по формуле (10)), так и графическим (см. прил. 7) способом.

8. Расчет показателя λ

При забивке свай показатель λ определяется по формуле (6):

$$\lambda = \frac{[a]_I}{K \cdot a_0} = \frac{0,5}{0,8 \cdot 7,6} = 0,082.$$

9. Определение допустимого расстояния $[r]$

При $\lambda = 0,082$ и $\delta = 0,07$ 1/м допустимое расстояние, при котором забивка свай не оказывает негативного влияния на конструкции существующего здания, составит $[r] = 12$ м.

10. Выводы

При проведении работ на расстоянии больше 12 м от существующего здания дополнительные мероприятия не требуются.

Вопросы для самопроверки

1. Какие работы входят в состав обследования, проводимого перед началом работ по забивке свай?
2. Как определить минимальное расстояние от здания при забивке свай, при котором не учитывается влияние свайных работ? По какой формуле?
3. Перечислите меры по снижению динамического воздействия на сооружения.
4. Каковы особенности технологии производства свайных работ вблизи существующих зданий и сооружений?

5. На какие параметры при пробной забивке свай влияет тип грунта основания?

6. Опишите методику определения допустимого расстояния от здания при забивке свай, при котором забивка не будет оказывать влияние на существующее здание.

7. От каких параметров зависит допустимое ускорение вертикальных колебаний фундамента?

8. Как влияет наличие подземных коммуникаций на проектирование работ по погружению свай?

9. Самостоятельно определите допустимое расстояние, при котором забивка свай не будет оказывать воздействие на существующее здание. Исходные данные взять согласно индивидуальному заданию (см. прил. 5).

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ПОДХОДЫ К ИССЛЕДОВАНИЮ ГРУНТОВ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

Одна из основных задач инженерных изысканий – определение состава, состояния и характеристик грунтов в естественном залегании.

Лабораторные исследования грунтов выполняют с целью определения их гранулометрического, минералогического, химического состава, а также физико-механических свойств. Изучение основных свойств и закономерностей поведения глинистых грунтов в лабораторных условиях возможно проводить на образцах грунта как ненарушенной, так и нарушенной структуры.

При выполнении инженерно-геологических изысканий под реальные объекты стремятся отбирать образцы грунта ненарушенной структуры (монолиты), что не всегда возможно при выполнении научно-исследовательских работ. Анизотропность грунтов естественного сложения и фактическая невозможность отбора идентичных образцов влекут за собой достаточно большой разброс результатов лабораторных испытаний. Для обеспечения требуемой повторяемости опытов при заданных входных параметрах в лабораторных условиях изготавливают глинистую пасту, из которой затем формируют требуемое количество образцов грунта. В результате становится возможным экспериментальное изучение свойств и поведения глинистого грунта нарушенной структуры на образцах различной плотности и влажности.

Для реалистичного воспроизведения работы грунта с учетом передаваемых на него нагрузок необходимо проводить испытания грунта лабораторными и полевыми методами. При определении характеристик грунтов применяют штамповые испытания в натурных условиях и модельные штамповые испытания в лабораторных условиях.

Таким образом, при выполнении лабораторных исследований приходится сталкиваться со следующими задачами, методика решения которых приведена в данной главе:

1. Изготовление образцов глинистого грунта с заданными характеристиками.
2. Определение характеристик грунта или его типа.
3. Получение глинистого грунта с заданными характеристиками.
4. Проведение модельных штамповых испытаний.

4.1. Изготовление образцов глинистого грунта нарушенной структуры с заданными значениями плотности и влажности

4.1.1. Описание методики

Образцы глинистого грунта нарушенной структуры подготавливаются в лаборатории с заданной начальной влажностью и плотностью из глинистой пасты.

Для выполнения работ необходимы следующие приборы и материалы:

- шаровая мельница;
- сито с отверстиями диаметром 5 мм;
- весы технические;
- ступка с пестиком;
- вода дистиллированная.

Порядок выполнения работ:

- грунт, находящийся в воздушно-сухом состоянии, размалывается шаровой мельницей и просеивается через сито с диаметром отверстий 5 мм;
- просеянный грунт высушивается в сушильном шкафу при температуре 105–110 °С в течение 5 ч для глинистых грунтов;
- для просеянного и высушенного грунта определяется число пластичности I_p , влажность грунта на границе раскатывания w_p , влажность грунта на границе текучести w_L , влажность грунта в воздушно-сухом состоянии (см. подразд. 4.1.2);

- в зависимости от массы затворяемого грунта рассчитывается требуемое количество воды для получения требуемой консистенции глинистой пасты (см. подразд. 4.1.2.1);
- грунт затворяется дистиллированной водой;
- полученную глинистую пасту следует тщательно перемешать и поместить в эксикатор (для равномерного распределения влаги) не менее чем на 2 ч с последующим контрольным определением влажности;
- формируются образцы для проведения серии испытаний (см. подразд. 4.1.3).

Согласно ГОСТ 12248, для определения прочностных и деформационных характеристик грунта необходимо провести испытание грунтов на сжатие и сдвиг при различных значениях нормального вертикального давления. Испытания при одинаковых значениях давления составляют серию испытаний. Повторяемость испытаний в каждой серии должна составлять не менее 3 раз, для обработки методами математической статистики по ГОСТ 20522 – не менее 6 раз. Таким образом, для проведения одной серии испытаний необходимо минимум три идентичных образца.

Из глинистой пасты, приготовленной из 1000 г сухого грунта, можно сформировать 4–6 образцов грунта для проведения компрессионных испытаний и 3–4 образца для проведения испытаний на одноплоскостной срез.

4.1.2. Определение числа пластичности

Число пластичности I_p – это характеристика грунтов, отражающая их способность удерживать воду. Вычисляется как разность значений влажности грунта на границе текучести w_L и границе раскатывания w_p , д.е:

$$I_p = w_L - w_p.$$

На основе числа пластичности базируется классификация глинистых грунтов. Согласно прил. Б ГОСТ 25100

(см. табл. П.3.1 прил. 3), для глин данный показатель должен составлять не менее 0,17 д.е.

4.1.2.1. Определение влажности грунта на границе раскатывания

Пограничное состояние содержания влаги, при котором грунт переходит из твердого состояния в пластичное, называется границей раскатывания. Граница раскатывания грунта характеризуется влажностью w_p , при которой тесто, изготовленное из грунта и воды и раскатываемое в жгут диаметром 3 мм, начинает распадаться на отдельные кусочки длиной 3–10 мм.

Для выполнения работ необходимы следующие приборы и материалы:

- бюксы (3–6 шт.);
- просушенный и просеянный грунт;
- дистиллированная вода;
- весы технические;
- шкаф сушильный;
- пластмассовая подложка для раскатки грунта.

Порядок выполнения работ:

– небольшое количество просеянного и просушенного грунта затворяют дистиллированной водой, тщательно перемешивают и формируют шарик грунта.

Поскольку w_p является влажностью, при которой грунт переходит из твердого состояния в пластичное и наоборот (рис. 54), при затворении грунта водой нужно стремиться к получению глинистой пасты, из которой легко формируется достаточно твердый шарик (грунт не должен прилипать к ладоням);

– шарик грунта раскатывают в жгут диаметром 3 мм. Длина жгута не должна превышать ширины ладони. При толщине жгута 3 мм он должен разваливаться на кусочки от 3 до 10 мм;

– если этого не происходит, жгут снова сминают в шарик и повторяют раскатывание. Данная процедура позволяет удалить из грунта лишнюю влагу. Если жгут разваливается при

большем диаметре – в пробу добавляют дистиллированную воду. Цель раскатывания пробы в жгут – оставить в грунте то количество воды, которое будет соответствовать переходу из пластического состояния в твердое. *Грунт добавлять в пробу нельзя;*

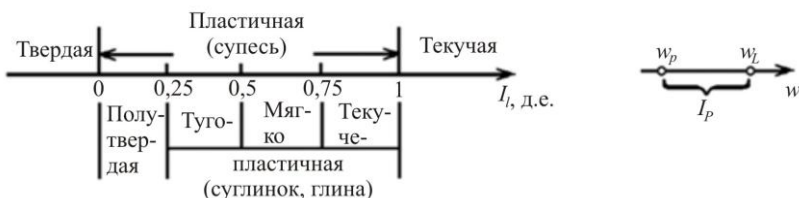


Рис. 54. Схема классификации глинистых грунтов в зависимости от характерных значений влажности w_p и w_L

– кусочки распадающегося грунта собирают в бюксы и, когда масса грунта в них составит 10–15 г, проводят исследование на влажность методом высушивания до постоянной массы согласно подразд. 4.1.3.

4.1.2.2. Определение влажности грунта на границе текучести

Влажность грунта на границе текучести w_L определяется методом пенетрации конусом.

Граница текучести определяется с помощью прибора Васильева (рис. 55). Комплект прибора состоит из конуса Васильева, подставки и чашки. Конус смонтирован на балансирной полудуге, на концах которой имеется два стальных шарика. Масса всей системы (конуса) составляет 76 г. Угол при вершине конуса равен 30° , на высоте 10 мм от вершины на конусе имеется круговая риска.

Для выполнения работ необходимы следующие приборы и материалы:

- бюксы (3–6 шт.);
- просушенный и просеянный грунт;

- дистиллированная вода;
- весы технические;
- шкаф сушильный;
- прибор Васильева.



Рис. 55. Прибор Васильева:
1 – конус Васильева; 2 – подставка; 3 – чашка

Порядок выполнения работ:

– небольшое количество просеянного и просушенного грунта затворяют дистиллированной водой, тщательно перемешивают до получения глинистой пасты.

Поскольку W_L является влажностью, при увеличении которой грунт переходит из пластичного состояния в текучее и наоборот (см. рис. 54), полученная паста должна иметь соответствующую консистенцию. Образец грунта, сформированный из такой пасты, не будет сохранять свою форму, будет липким;

– глинистую пасту укладывают шпателем в цилиндрическую чашу небольшими порциями так, чтобы не было воздушных полостей. Для их удаления чашу простукивают ладонью. Поверхность пасты заглаживают шпателем вровень с краями чаши;

– смазанный тонким слоем вазелина балансировочный конус осторожно опускают на грунтовую пасту, и он погружается под действием собственного веса.

Влажность на границе текучести соответствует весовой влажности грунта, при которой стандартный конус погружается в грунтовую массу за 5 с под собственным весом на глубину 10 мм (до риски).

Для погружения конуса в пасту на требуемую глубину в образец небольшими порциями доливают дистиллированную воду и тщательно перемешивают до достижения грунтом влажности, соответствующей границе текучести (погружение конуса на 10 мм за 5 с). После достижения границы текучести необходимо отобрать пробы массой 15–20 г и провести анализ на влажность высушиванием до постоянной массы (см. подразд. 4.1.3).

4.1.3. Определение влажности грунта методом высушивания до постоянной массы

Согласно ГОСТ 5180, влажность грунта следует определять как отношение массы воды, удаленной из грунта высушиванием до постоянной массы, к массе высушенного грунта.

Для выполнения работ необходимы следующие приборы и материалы:

- бюксы (3–6 шт.);
- грунт;
- весы технические;
- шкаф сушильный.

В ходе испытания необходимо взвесить пустой бюкс с крышкой, поместить в него 10–20 г грунта и повторить взвешивание бюкса вместе с крышкой. Бюкс с грунтом и крышкой, надетой на доньшко, помещается в сушильный шкаф, температура в сушильном шкафу постепенно повышается до 105 °С. Первичное высушивание глинистых грунтов проводится в течение 5 ч, после чего закрытый бюкс крышкой охлаждается до

комнатной температуры в эксикаторе и взвешивается. Операцию высушивания необходимо повторять до тех пор, пока разность между двумя последними взвешиваниями не станет меньше 0,02 г.

В качестве результата взвешивания влажность грунта w , д.е, вычисляют по формуле

$$w = \frac{(m_1 - m_2)}{(m_2 - m)}$$

где m – масса пустого бюкса с крышкой, г; m_1 – масса влажного грунта с бюксом и крышкой, г; m_2 – масса высушенного грунта с бюксом и крышкой, г.

Результаты определения влажности грунта методом высушивания до постоянной массы сводятся в табл. 42.

Таблица 42

Результаты определения влажности грунта

Номер серии испытаний	Номер бюкса	Масса бюкса, г			Влажность $w = \frac{(m_1 - m_2)}{(m_2 - m)}$	
		пустого m	с влажным грунтом m_1	с сухим грунтом m_2	Частное значение	Среднее значение

Значение характеристик влажности грунта w , влажности грунта на границе раскатывания w_p , влажности грунта на границе текучести w_L вычисляют как среднее арифметическое значение результатов параллельных определений (количество повторений опытов в одной серии испытаний должно составлять не менее 3 раз). Разница между результатами параллельных опре-

делений не должна превышать допустимых значений, приведенных в прил. А ГОСТ 5180 (прил. 9 настоящего пособия).

Если разница между параллельными определениями превышает допустимую, количество определений следует увеличить. При изготовлении глинистой пасты превышение разницы параллельных определений допустимых значений может являться следствием неравномерного распределения влаги в замешиваемом грунте. Данное явление может наблюдаться вследствие неравномерного размешивания глинистой пасты или недостаточного времени ее выдерживания после изготовления (см. подразд. 4.1.1).

Пример оформления результатов определения влажности грунта приведен в подразд. 4.1.3.1. Пример определения числа пластичности грунта представлен в подразд. 4.1.3.2.

4.1.3.1. Пример оформления результатов определения влажности глинистой пасты

В табл. 43 приведен пример оформления результатов определения влажности грунта.

Таблица 43

Пример оформления результатов определения влажности глинистой пасты

Номер серии испытаний	Номер бюкса	Масса бюкса, г			Влажность, д.е., $w = \frac{(m_1 - m_2)}{(m_2 - m)}$	
		пустого m	с влажным грунтом m_1	с сухим грунтом m_2	Частное значение	Среднее значение
1	071	23,81	43,05	38,36	0,32	0,32
	011	23,77	38,53	34,93	0,32	
	001	28,15	40,89	37,77	0,32	

4.1.3.2. Пример определения числа пластичности грунта

Задача:

Найти число пластичности грунта. Определить тип грунта.

Решение:

Для определения числа пластичности I_p необходимо предварительно определить влажность грунта на границе текучести w_L и влажность грунта на границе раскатывания w_p согласно подразд. 4.1.3.1, 4.1.3.2 настоящего пособия.

Пример оформления результатов определения значений влажности w_L и w_p представлен в табл. 44.

Таблица 44

Результаты определения значений влажности грунта w_L и w_p

Номер бюкса	Определяемый показатель	Масса бюкса, г			Влажность, д.е., $w = \frac{(m_1 - m_2)}{(m_2 - m)}$	
		пустого m	с влажным грунтом m_1	с сухим грунтом m_2	Частное значение	Среднее значение
051	Влажность на границе текучести w_L	25,08	43,09	38,13	0,38	0,38
007		24,47	43,92	38,56	0,38	
021		24,52	42,08	37,22	0,38	
059	Влажность на границе раскатывания w_p	24,50	39,64	37,22	0,19	0,19
014		24,46	38,79	36,46	0,19	
092		23,60	39,62	36,97	0,20	

Число пластичности грунта определяется по формуле (11) (см. подразд. 4.1.2):

$$I_p = w_L - w_p = 0,38 - 0,19 = 0,19 \text{ д.е.}$$

Согласно прил. Б ГОСТ 25100 (см. прил. 3 настоящего пособия), грунт с $I_p = 0,19$ классифицируется как глина.

4.1.4. Методика определения количества воды для получения глинистой пасты требуемой консистенции

Свойства глинистых грунтов существенно изменяются в зависимости от их влажности. Сильно увлажненный глинистый грунт обладает способностью растекаться, при подсушивании он переходит в пластичное состояние, а при дальнейшем уменьшении влажности – в твердое (см. рис. 54). Таким образом, влажность грунта определяет его консистенцию – степень подвижности частиц грунта при механическом воздействии.

Согласно ГОСТ 25100, консистенция глинистых грунтов определяется показателем текучести I_L (см. табл. П.3.2 прил. 3).

Показатель текучести I_L , д.е., рассчитывается по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}, \quad (12)$$

где w – влажность грунта, д.е.; w_p – влажность грунта на границе раскатывания, д.е. (определяется согласно подразд. 4.1.2.1); I_p – число пластичности грунта, д.е. (определяется согласно подразд. 4.1.2).

Из формулы (12) следует, что влажность грунта можно рассчитать по формуле

$$W = I_L I_p + w_p. \quad (13)$$

Согласно прил. В ГОСТ 30416–2012, для получения заданного значения влажности в грунт необходимо добавить расчетное количество воды Q_p , см³, определяемое по формуле

$$Q_p = \frac{m_r (w_3 - w_{исх})}{\rho_w (1 + w_{исх})}, \quad (14)$$

где m_T – масса исследуемого грунта при влажности $w_{исх}$, г; w_3 и $w_{исх}$ – соответственно заданная и исходная влажность грунта, д.е.; ρ_w – плотность воды, равная 1 г/см³.

Высушенный грунт в процессе остывания способен забирать влагу из воздуха, таким образом, значение исходной влажности сухого грунта всегда отлично от нуля. Для получения наиболее достоверного значения расчетного количества воды Q_p следует определять исходную влажность грунта $w_{исх}$.

Для этого следует просушить небольшую порцию просеянного грунта, дать ему остыть и определить его влажность методом высушивания до постоянной массы (см. подразд. 4.1.3). Для приготовления глинистой пасты в дальнейшем следует пользоваться полученным значением исходной влажности $w_{исх}$.

После получения глинистой пасты необходимо проконтролировать, соответствует ли ее консистенция требуемой. Для этого делается контрольный замер влажности глинистой пасты методом высушивания до постоянной массы согласно подразд. 4.1.3.

Пример определения количества воды для получения глинистой пасты требуемой консистенции представлен в подразд. 4.1.4.1.

4.1.4.1. Пример определения количества воды для получения глинистой пасты требуемой консистенции

Задача:

Определить количество воды, необходимое для изготовления образца глинистого грунта нарушенной структуры мягкопластичной консистенции с $I_l = 0,68$. Число пластичности грунта I_p составляет 0,19 д.е., влажность грунта на границе раскатывания w_p равна 0,19 д.е., начальная влажность сухого грунта составляет 0,02 д.е.

Решение:

Влажность грунта определяется по формуле (13) настоящего пособия.

Для значения $I_l = 0,68$ влажность грунта:

$$w = I_l I_p + w_p = 0,68 \cdot 0,19 + 0,19 = 0,32 \text{ д.е.}$$

Для получения глинистой пасты с заданным значением влажности, равным 0,32 д.е., необходимое расчетное количество воды на 1000 г сухого грунта, определяемое по формуле (14), составит

$$Q_p = \frac{m_r (w_3 - w)}{\rho_w (1 + w)} = \frac{1000(0,32 - 0,02)}{1(1 + 0,02)} = 294,1 \text{ см}^3.$$

4.1.5. Формирование образцов грунта заданными характеристиками плотности и влажности

При проведении испытаний необходимо формировать образцы грунта такими, чтобы они обладали одинаковыми физическими свойствами.

Для лабораторных испытаний образцы грунта нарушенного сложения формируют непосредственно в кольцах компрессионных и сдвиговых приборов. При этом необходимо контролировать плотность изготавливаемых образцов.

Плотность грунта ρ , г/см³, определяется по формуле

$$\rho = \frac{m}{V},$$

где m – масса образца грунта, г; V – объем грунта, находящегося в полости кольца (внутренний объем кольца), см³.

Масса образца грунта m , г, определяется по формуле

$$m = m_2 - m_1,$$

где m_1 – масса кольца, г; m_2 – масса кольца с грунтом, г;

Внутренний объем кольца определяется по формуле

$$V = \frac{\pi d^2 h}{4},$$

где d – внутренний диаметр кольца, см; h – высота кольца, см.

Внутренний диаметр кольца компрессионного прибора, входящего в состав испытательного комплекса «АСИС», составляет 71,4 мм, высота кольца равна 20 мм.

Внутренний диаметр кольца сдвигового прибора составляет 71,4 мм, высота кольца равна 35 мм.

В промежутках времени между формированием образцов следует герметично накрывать емкость с глинистой пастой во избежание потери влаги грунтом.

Значения плотности образцов для испытаний грунта сводятся в табл. 45.

Таблица 45

Физические характеристики опытных образцов

Метод испытания грунта	Номер серии испытаний	Номер образца	Характеристики образца			
			Влажность w , д.е.	Показатель текучести I_L , д.е.	Масса образца грунта m , г	Плотность ρ , г/см ³

Значение характеристик плотности грунта ρ вычисляют как среднее арифметическое значение результатов параллельных определений (количество повторений опытов в одной серии испытаний должно составлять не менее 3 раз, для обработки методами математической статистики по ГОСТ 20522 – не менее 6 раз). Разница между результатами параллельных определений не должна превышать допустимых значений, приведенных в прил. А ГОСТ 5180 (прил. 8 настоящего пособия).

4.1.6. Определение характеристик физического состояния грунтов

Физические характеристики грунта, определяемые опытным и расчетным способами, служат для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунтов.

К физическим характеристикам, определяемым опытным путем, относятся: плотность, плотность частиц грунта, влажность. К расчетным физическим характеристикам относятся: удельный вес, плотность скелета грунта, пористость, коэффициент пористости, коэффициент водонасыщения, полная влагоемкость.

Оформление результатов определения опытных и расчетных физических характеристик грунта может быть представлено в виде табл. 46.

Таблица 46

Основные физические характеристики грунта

Показатель	Единица измерения	Формула	Значение
Весовая влажность	w , д. е.	–	–
Плотность грунта	ρ , г/см ³	$\rho = \frac{m}{V}$	–
Удельный вес	γ_s , кН/м ³	$\gamma = \rho g$	–
Плотность скелета грунта	ρ_d , г/см ³	$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$	–
Плотность частиц грунта	ρ_s , г/см ³	–	–
Пористость	n , %	$n = \frac{e}{1+e}$	–
Коэффициент пористости	e , д. е.	$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	–
Коэффициент водонасыщения	S_r , д. е.	$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}$	–
Полная влагоемкость грунта	ω_{sat} , д. е.	$\omega_{\text{sat}} = \frac{e\rho_w}{\rho_s}$	–

Примечание: g – ускорение свободного падения.

Опытные физические характеристики грунта определяются в соответствии с ГОСТ 5180. Основные расчетные физические

характеристики грунта определяются согласно прил. А ГОСТ 25100.

Плотность частиц грунта ρ_s определяют пикнометрическим методом согласно ГОСТ 5180 по формуле

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s},$$

где m_s – масса частиц грунта, г; V_s – объем частиц грунта, см³.

Разница между параллельными определениями ρ_s не должна превышать значений по прил. А ГОСТ 5180 (см. прил. 9). Исходные данные для выполнения расчетной работы по определению допустимого расстояния, при котором забивка свай не оказывает воздействие на существующее здание, указаны в прил. 8 настоящего пособия.

Осредненное значение ρ_s для глинистого грунта допускается принять равным 2,74–2,76 г/см³.

4.2. Экспериментальные исследования в области геотехники

Под экспериментальными исследованиями подразумевается практическая проверка разработанных теоретических положений в специально созданных условиях в зависимости от различных факторов. При этом эксперимент может быть математическим (например, проверка на ЭВМ по собственной программе предложенных теоретических решений для конкретных различных условий и факторов), лабораторным, на моделях, натурным и производственным.

Постановка эксперимента требует организационных усилий и материальных затрат и еще не говорит о творческом вкладе исследователя. Более существенным становится планирование эксперимента и разработка методики его проведения. Прежде всего следует четко сформулировать цели и задачи будущего

эксперимента на основе предлагаемой теории и определить его характер.

Во многих случаях экспериментировать приходится на моделях, отражающих процесс или конструкцию лишь в определенном масштабе. При этом, естественно, встает вопрос о том, насколько получаемые на модели результаты применимы в действительности. Без ответа на него все результаты экспериментов могут оказаться под сомнением. Таким образом, при разработке методики испытаний существенны вопросы моделирования, которые отражают то, с каким масштабным соотношением, в какой форме и как результаты экспериментов на модели можно применять к действительным процессам, конструкциям, технологиям и т.п. В этом основная сложность экспериментирования на моделях. Вместе с тем достоинство модельных и лабораторных экспериментов состоит в возможности их многократного повторения.

Вопросам экспериментального моделирования, разработке критериев подобия во многих отраслях технических знаний посвящены специальные работы, которые должны быть тщательно изучены и максимально использованы.

При планировании натурных экспериментов, ценность которых обычно выше, чем модельных и лабораторных, необходимо помнить, что роль и значение эксперимента в научном исследовании заключаются в том, чтобы выявить функциональную зависимость только определенных факторов, влияющих на изучаемый процесс. Зачастую мы имеем целую комбинацию неотделимых друг от друга факторов, от которых зависит данное явление. Чтобы выделить какой-либо из них, необходимо исключить или снизить влияние остальных, создав тем самым искусственную обстановку. Получение на практике такой обстановки обычно весьма затруднительно. Но даже создав ее, исследователь должен ответить на вопрос, насколько искусственная обстановка влияет на характер изучаемого явления или процесса.

В ряде случаев эксперимент может быть заменен проверкой результатов теоретического исследования на практике применительно к реальным процессам, технологиям, конструкциям и т.п. При такой постановке исследований должен быть обоснован целый ряд положений: возможность и область применения данного метода, оценка факторов, влияющих на достоверность, и др.

Планирование экспериментального исследования начинается с выбора базы эксперимента. Под этим подразумеваются приборы, стенды, экспериментальные площадки, объекты наблюдений и тому подобное, на которых предполагается проводить экспериментальные работы.

Следует особо подчеркнуть, что неверно ограничиваться существующей экспериментальной базой, если она не подходит к условиям предполагаемого исследования. В этом случае ее необходимо дооборудовать, переоборудовать или создать новую. Вопрос выбора экспериментальной базы в тексте диссертации должен быть тщательно обоснован и описан исходя из целей и задач как эксперимента, так и всего исследования.

Значительную роль при планировании следует уделить составлению подробной методики эксперимента, чертежей и планов размещения установок, приборов и оборудования, методике настройки, проверки и тарировки приборов и снятия показаний, установлению их точности и чувствительности, регулярности и последовательности измерений и т.п. Тщательная и обоснованная методика значительно облегчит проведение самого эксперимента и поможет получить надежные результаты, отвечающие целям работы.

Количество экспериментов для получения каждой зависимости должно быть достаточным для проведения анализа полученных результатов методами математической статистики. Это тем более необходимо тогда, когда явление зависит от многих факторов. В таком случае проводится многофакторный анализ.

*Методика проведения экспериментальных исследований
песчаных оснований на примере штамповых модельных испытаний*

Модельные эксперименты позволяют изучить качественные зависимости основных закономерностей механики грунтов в лабораторных условиях.

Оборудование для штамповых испытаний представляет собой стендовую установку размером $480 \times 720 \times 156$ мм, предназначенную для проведения лабораторных и научно-исследовательских работ. Стенд позволяет проводить в условиях плоской и осесимметричной деформации испытания модели ленточного фундамента. В качестве модели фундамента используется жесткий прямоугольный металлический штамп размером 156×50 мм.

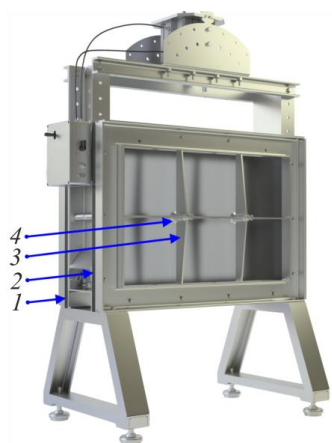


Рис. 56. Стенд для испытания моделей фундамента

Стенд (рис. 56) представляет собой плоский лоток с прозрачными передней 1 и задней 2 стенками, выполненными из оргстекла толщиной 50 мм. Для исключения прогиба прозрачных стенок используются две стальные решетки 3, в узлах которых находятся опорные шайбы 4.

Внешняя нагрузка на плоский штамп *1* (рис. 57) создается ступенями при помощи компрессора под управлением пневмоцилиндра *2*. Нагрузка может быть как вдавливающая, так и выдергивающая, может задаваться вертикально или наклонно, с углом наклона до 60° от вертикали. Вертикальное перемещение модели фундамента измеряется датчиком перемещения *4*, а нагрузка – датчиком силы *3*.

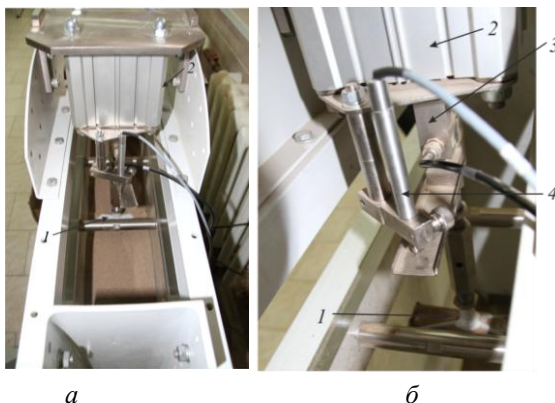


Рис. 57. Загрузочное устройство: *а* – вид стэнда сверху; *б* – конструкция

Управление процессом испытаний выполняется автоматически с использованием программы Geotek-АСИС 3.2.

Цель исследования – экспериментально изучить работу рыхлого и уплотненного песчаного основания с помощью штамповых модельных испытаний.

Необходимое оборудование: стендовая установка, песок, статический плотномер.

Порядок выполнения работы. Необходимо снять верхнюю часть установки с пневмоцилиндром. Грунт следует отсыпать слоями толщиной по 2 см ($0,4b = 0,4 \cdot 50 = 20$ мм, b – ширина штампа) с цветными прослойками из инертного материала (белый кварцевый песок) толщиной, пренебрежимо малой по сравнению с толщиной песка (≈ 1 мм). Прослойки необходимо выполнять до

глубины, на которой сказывается влияние сжимающих напряжений интенсивностью 0,1 внешней нагрузки, т.е. на глубине $6b$ ($6b = 6 \cdot 50 = 300$ мм). В процессе отсыпки песка необходимо контролировать плотность создаваемой толщи статическим плотномером СПГ-1 пенетрацией в трех точках, как показано на рис. 58. Показания плотномера для рыхлого основания должны быть $P_g = 0$, для плотного – $18 \leq P_g \leq 20$.



Рис. 58. Точки и последовательность пенетрации песка плотномером

После отсыпки закрепить обратно пневмоцилиндр, установить жесткий штамп в начальном положении и запустить программу на рабочем столе программы АСИС 3.2. В запущенной программе запустить помощник испытаний (рис. 59).

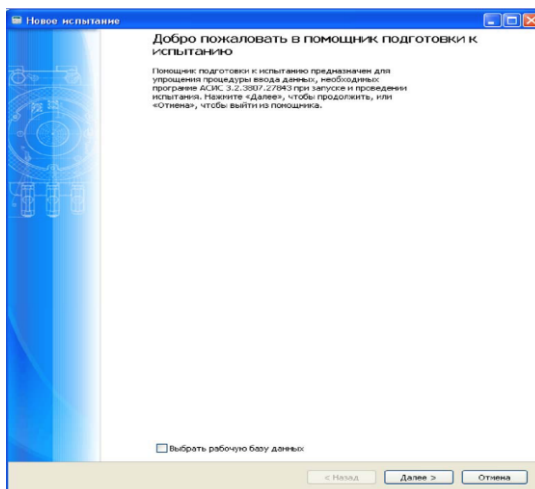


Рис. 59. Приветствие помощника подготовки к испытанию

При нажатии кнопки «Далее» будет осуществлен переход к окну «Новое испытание – Настройка датчиков устройства». Окно «Новое испытание – Настройка датчиков устройства» показано на рис. 60.

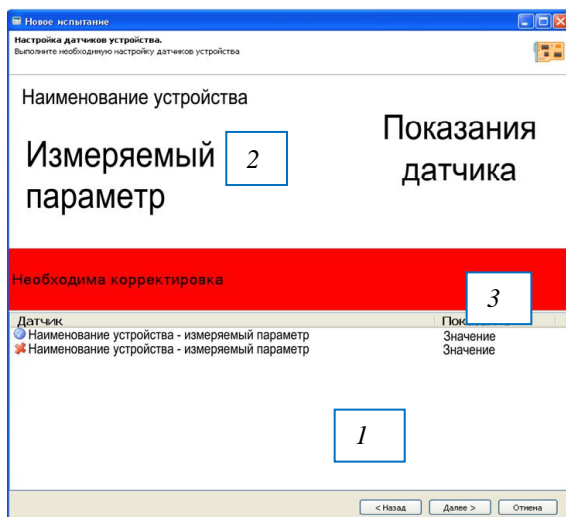


Рис. 60. Настройка датчиков устройства

Окно «Новое испытание – Настройка датчиков устройства» поделено на три зоны:

1. Окно состояния датчиков 1. Отражает состояние датчика.
2. Окно «Датчик» 2. Содержит название устройства и параметр, измеряемый датчиком.
3. Окно «Показание» 3. Отражает показание датчика в данный момент.

В окне состояния датчиков выводится следующая информация: название испытательного устройства, измеряемый параметр, показания датчика и состояние этого датчика в данный момент. Существует два варианта состояния датчика:

1. В норме (отмечается значком). При этом в окне состояния датчиков на зеленой полосе выводится сообщение «В норме».

2. Необходима корректировка (отмечается значком). При этом в окне состояния датчиков выводится сообщение «*Необходима корректировка*» на красной полосе. Текущее показание датчика находится вне диапазона допустимых значений. Допустимые диапазоны и подробные сведения о настройке датчиков указаны в руководстве по эксплуатации каждого конкретного устройства.

Испытание возможно провести только в том случае, если все датчики устройства находятся в норме.

В окне «*Датчик*» выводится список датчиков выбранного устройства. Наименование датчика состоит из наименования устройства и измеряемого датчиком параметра. Строка, в которой находится наименование настраиваемого в данный момент датчика, подсвечивается серым цветом. Одновременно вся информация об этом датчике выводится в окне состояния датчика.

В окне «*Показание*» отражаются показания датчиков в данный момент. Одновременно эта же информация выводится в окне состояния датчика.

Далее необходимо ввести информацию об образце. Ввод информации об образце осуществляется в окне «*Новое испытание – Выбор строительной площадки, скважины и ИГЭ*» мощника подготовки к испытанию (рис. 61). Рекомендуется давать подробное описание образца.

В данном окне выбрать из раскрывающихся списков или задать следующие параметры:

- строительная площадка;
- скважина;
- ИГЭ (инженерно-геологический элемент);
- грунт;
- номер испытания;
- описание.

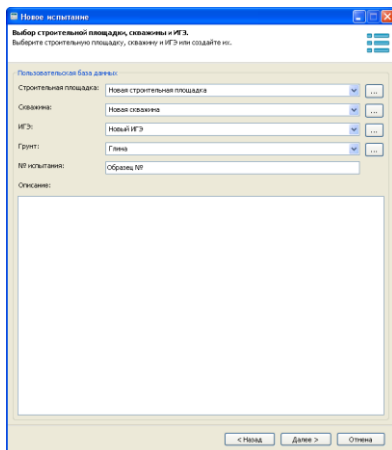


Рис. 61. Окно «Выбор строительной площадки, скважины и ИГЭ»

После того как была введена вся информация об образце, необходимо выбрать схему нагружения, которая представляет собой описание всей необходимой информации о процессе испытания. Для каждого типа испытания существует соответствующая схема нагружения (рис. 62).

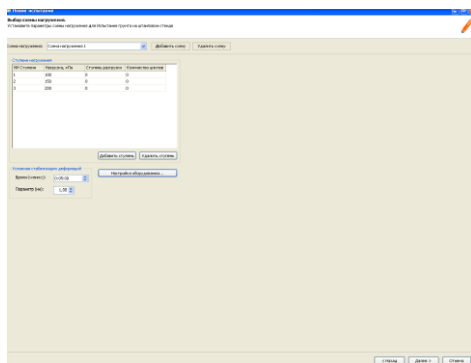


Рис. 62. Окно «Выбор схемы нагружения»

Над схемами нагружения можно выполнять следующие действия:

- выбрать готовую схему нагружения из списка;
- добавить новую схему нагружения;
- удалить схему нагружения;
- ввести параметры схемы нагружения;
- настроить оборудование.

В случае использования в качестве грунтового основания песка следует применять следующую методику нагружения (согласно ГОСТ 20276–2012): нагрузку на штамп необходимо увеличивать ступенями давления $\Delta p = 0,025$ МПа. Время выдержки каждой последующей ступени давления должно быть не менее времени выдержки предыдущей. Каждая ступень давления выдерживается до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За критерий условной стабилизации деформации принимается скорость осадки штампа, не превышающая 0,1 мм за время $t = 1$ ч. Испытание необходимо проводить до давления в 350 кПа или до выпора грунта из-под штампа.

После нажатия кнопки «Далее» появится окно «Работа помощника завершена» (рис. 63).

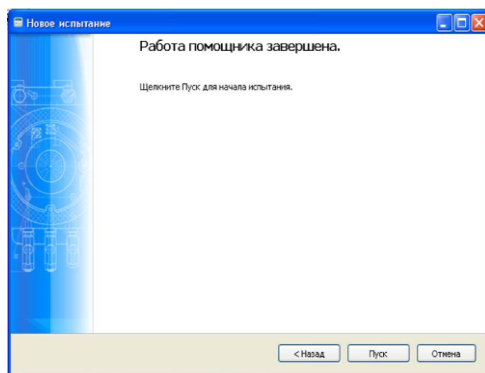


Рис. 63. Завершение работы помощника

При нажатии кнопки «Пуск» появится окно просмотра испытания, в котором отображается протокол испытания (рис. 64).

После того как испытание завершено и установка разгружена, необходимо обработать полученные данные. Результатом

обработки является построенный график зависимости «осадка – давление», пример данного графика представлен на рис. 65.

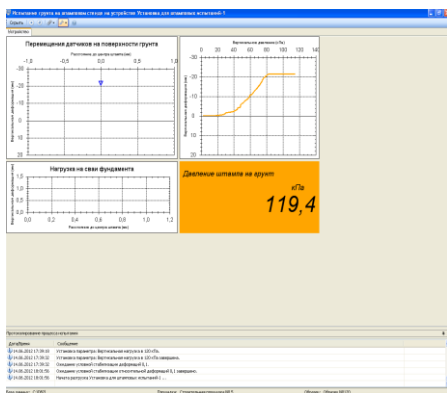


Рис. 64. Окно просмотра испытания

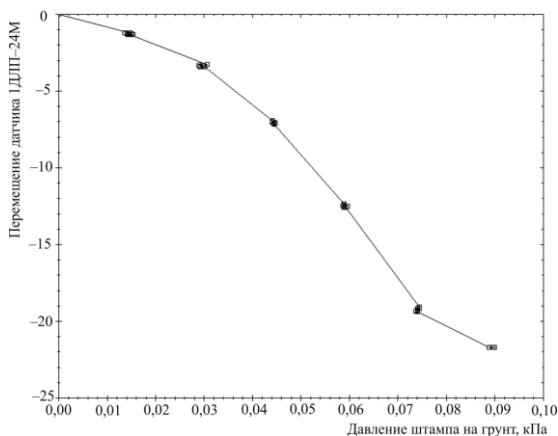


Рис. 65. Пример графика зависимости «осадка – давление»

Для качественной оценки полученной зависимости предлагается построить аппроксимирующие графики полиномами трех степеней и оценить, какой из них наиболее точно совпадает с полученным экспериментальным графиком.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. – Пенза: Изд-во ПГУАС, 2008. – 696 с.
2. Геология и механика грунтов: метод. указания к выполнению лаб. работ по дисциплинам «Геология» и «Механика грунтов» / сост. А.Б. Пономарев, С.В. Калошина, Е.Н. Сычкина. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2017. – 45 с.
3. Основания и фундаменты: учеб.-метод. пособие / А.Б. Пономарев [и др.]. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2015. – 318 с.
4. Строительство на урбанизированных территориях: учеб. пособие / А.Б. Пономарев [и др.]. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. – 199 с.
5. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учеб. для вузов. – 3-е изд., доп. – М.: Высш. шк., 1979. – 272 с.

Список нормативных актов (доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс»)

1. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений.
2. ГОСТ 12248.1–2020. Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза.
3. ГОСТ 12248.3–2020. Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия.
4. ГОСТ 12248.4–2020. Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия.
5. ГОСТ 30416–2012. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.
6. ГОСТ 5180–2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

7. ГОСТ 21216.1–93. Сырье глинистое. Метод определения пластичности.

8. ГОСТ 25100–2020. Грунты. Классификация.

9. ГОСТ 20522–2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

10. Методические рекомендации по сбору инженерно-геологической информации и использованию табличных геотехнических данных при проектировании земляного полотна автомобильных дорог. – М., 1981.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

ПРИМЕР ОФОРМЛЕНИЯ ТИТУЛЬНОГО ЛИСТА К РАСЧЕТНЫМ РАБОТАМ

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное
учреждение высшего образования
«Пермский национальный исследовательский
политехнический университет»
Факультет Строительный

Кафедра «Строительное производство и геотехника»

РАСЧЕТНЫЕ РАБОТЫ ПО ДИСЦИПЛИНЕ «СТРОИТЕЛЬСТВО В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ»

Выполнил: студент Иванов Иван Иванович _____
группа ПГС1-21-1м (подпись)

Проверил: к.т.н., доцент каф. СПГ
Калошина Светлана Валентиновна _____
(подпись)

Дата: _____

Оценка: _____

Пермь, 2021 г.

Приложение 2

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ РАБОТЫ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ФУНДАМЕНТА С УЧЕТОМ ЗАГРУЖЕНИЯ СОСЕДНИХ ФУНДАМЕНТОВ И ПЛОЩАДЕЙ

Таблица П.2.1

Параметры фундаментов

Номер варианта	Размеры подошвы фундамента				Расстояние в свету между подошвами фундаментов Ф1 и Ф2	Глубина заложения фундаментов относительно уровня планировки
	Фундамент Ф1		Фундамент Ф2			
	Ширина	Длина	Ширина	Длина		
	b_1 , м	l_1 , м	b_2 , м	l_2 , м		
1	2,6	3,6	3,6	6,0	5,1	2,0
2	2,0	2,8	3,0		4,0	1,6
3	3,0	3,0	4,0		4,5	2,4
4	2,6	3,2	3,6		7,1	2,0
5	2,2	3,0	3,8		5,3	1,6
6	3,2	3,2	3,8		4,6	2,4
7	2,8	2,8	3,4		5,2	2,2
8	2,4	2,8	3,0		6,8	1,8
9	3,0	3,2	3,0		5,5	2,4
10	2,0	3,2	3,2		5,8	1,6

Таблица П.2.2

Грунтовые условия

Номер варианта	Номер ИГЭ	Наименование грунта	Толщина слоя, м	ρ_{vs} , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	ИГЭ-1	Суглинок	1,0	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	УГВ =
	ИГЭ-2	Суглинок	5,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	= 1,0 м
	ИГЭ-3	Песок пылеватый	3,0	2,70	—	—	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
	ИГЭ-4	Песок гравелистый	2,0	2,69	—	—	0,33	1,75	2	28	19,5	
2	ИГЭ-1	Песок мелкий аллювиальный	1,6	2,67	—	—	0,21	1,86	0	26	13,0	УГВ =
	ИГЭ-2	Супесь аллювиальная	5,6	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	= 3,2 м
	ИГЭ-3	Песок пылеватый	1,6	2,70	—	—	0,22	1,97	2	28	7,0	
	ИГЭ-4	Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	
3	ИГЭ-1	Пылеватый песок	1,2	2,70	—	—	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ =
	ИГЭ-2	Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	= 4,8 м
	ИГЭ-3	Суглинок аллювиальный	4,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
	ИГЭ-4	Глина	3,6	2,65	0,35	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	
4	ИГЭ-1	Суглинок аллювиальный	3,0	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	12,5	УГВ =
	ИГЭ-2	Мелкий песок	2,0	2,65	—	—	0,29	1,93	—	30	21,0	= 3,0 м
	ИГЭ-3	Супесь	3,0	2,66	0,16	0,22	0,28	1,82	8	24	10,0	
	ИГЭ-4	Суглинок аллювиальный	4,0	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	
5	ИГЭ-1	Песок мелкий аллювиальный	3,2	2,67	—	—	0,21	1,93	1	29	14,2	УГВ =
	ИГЭ-2	Супесь аллювиальная	5,6	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	= 3,2 м
	ИГЭ-3	Песок пылеватый	1,6	2,70	—	—	0,22	1,97	2	28	7,7	
	ИГЭ-4	Глина со щебнем до 5 %	2,4	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	

Окончание табл. П.2.2

Номер варианта	Номер ИГЭ	Наименование грунта	Толщина слоя, м	ρ_{vs} , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ_s , т/м ³	c_p , кПа	Φ_p , град	E_s , МПа	Примечание
6	ИГЭ-1	Пылеватый песок	1,2	2,67	—	—	0,1	1,84	6	34	16,4	УГВ=
	ИГЭ-2	Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	= 3,6 м
	ИГЭ-3	Суглинок аллювиальный	4,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
	ИГЭ-4	Глина	3,6	2,65	0,36	0,54	0,40	1,80	42	16	31,0	
7	ИГЭ-1	Суглинок аллювиальный	4,4	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	УГВ=
	ИГЭ-2	Мелкий песок	2,2	2,65	—	—	0,29	1,93	0	30	21,4	= 4,4 м
	ИГЭ-3	Супесь	3,3	2,66	0,17	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
	ИГЭ-4	Суглинок аллювиальный	5,5	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	
8	ИГЭ-1	Суглинок	1,8	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	УГВ=
	ИГЭ-2	Суглинок	4,5	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	= 1,8 м
	ИГЭ-3	Песок пылеватый	2,7	2,68	—	—	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
	ИГЭ-4	Песок гравелистый	1,8	2,69	—	—	0,33	1,67	4	27	14,8	
9	ИГЭ-1	Песок мелкий аллювиальный	1,2	2,67	—	—	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ=
	ИГЭ-2	Супесь аллювиальная	4,8	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	= 1,2 м
	ИГЭ-3	Песок пылеватый	1,2	2,70	—	—	0,22	1,97	3	29	7,5	
	ИГЭ-4	Глина	3,6	2,56	0,26	0,44	0,38	1,60	40	14	30,0	
10	ИГЭ-1	Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ=
	ИГЭ-2	Мелкий песок	1,6	2,65	—	—	0,29	1,93	0	30	21,0	= 3,2 м
	ИГЭ-3	Супесь	4,0	2,66	0,16	0,22	0,28	1,82	8	24	9,0	
	ИГЭ-4	Суглинок аллювиальный	2,4	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	

Приложение 3

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ КЛАССИФИКАЦИИ ГРУНТОВ

Таблица П.3.1

Классификация глинистых грунтов по числу пластичности I_p

№ п/п	Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности I_p , %
1	Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
2	Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
3	Глина	$I_p > 17$

Примечание. Илы подразделяют по значениям числа пластичности, указанным в таблице, на супесчаные, суглинистые и глинистые.

Таблица П.3.2

Классификация глинистых грунтов по показателю текучести I_l

№ п/п	Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_l , д.е.
1	Супесь:	
	– твердая	$I_l < 0$
	– пластичная	$0 \leq I_l \leq 1,00$
	– текучая	$I_l > 1,00$
2	Суглинки и глины:	
	– твердые	$I_l < 0$
	– полутвердые	$0 \leq I_l \leq 0,25$
	– тугопластичные	$0,25 < I_l \leq 0,50$
	– мягкопластичные	$0,50 < I_l \leq 0,75$
	– текучепластичные	$0,75 < I_l \leq 1,00$
	– текучие	$I_l > 1,00$

Таблица П.3.3

Разновидности крупнообломочных грунтов и песков
по гранулометрическому составу

Разновидность грунтов	Размер частиц d , мм	Содержание частиц, мас. %
Крупнообломочные:		
– валунный (при преобладании неокатанных частиц – глыбовый)	> 200	> 50
– галечниковый (при неокатанных гранях – щебенистый)	> 10	> 50
– гравийный (при неокатанных гранях – дресвяный)	> 2	> 50
Пески:		
– гравелистый	> 2	> 25
– крупный	> 0,50	> 50
– средней крупности	> 0,25	> 50
– мелкий	> 0,10	> 75
– пылеватый	< 0,10	< 75

Примечание. При наличии в крупнообломочных грунтах песчано-го заполнителя более 40 % или глинистого заполнителя более 30 % от общей массы воздушно-сухого грунта в наименование крупнообломочного грунта добавляют наименование вида заполнителя и указывают характеристики его состояния. Вид заполнителя устанавливают после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм. Если обломочный материал представлен ракушкой в количестве > 50 %, грунт называют ракушечным, если от 30 до 50 % – к наименованию грунта прибавляют «с ракушкой».

Таблица П.3.4

Разновидности песков по коэффициенту пористости e

Разновидность песков	Коэффициент пористости e , д.е.		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,60$	$e \leq 0,60$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

Таблица П.3.5

Разновидности крупнообломочных грунтов и песков
по коэффициенту водонасыщения S_r

№ п/п	Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения S_r , д.е.
1	Малой степени водонасыщения (маловлажные)	$0 < S_r < 0,5$
2	Средней степени водонасыщения (влажные)	$0,5 < S_r < 0,8$
3	Водонасыщенные	$0,8 < S_r < 1$

Приложение 4

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ РАСЧЕТОВ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ФУНДАМЕНТА С УЧЕТОМ ЗАГРУЖЕНИЯ СОСЕДНИХ ФУНДАМЕНТОВ И ПЛОЩАДЕЙ

Таблица П.4.1

Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэф- фициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооруже- ний с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песча- ным 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	1,25	1,0	1,2
– насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые с пока- зателем текучести грунта или заполнителя:			
$I_l \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < I_l \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_l > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет полной

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

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

4. Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимаются равными единице.

Таблица П.4.2

Безразмерные коэффициенты M_γ, M_q, M_c

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

Значения углового коэффициента α_c

$\xi = z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$											
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	
0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	
0,2	0,2486	0,2489	0,2490	0,2491	0,2491	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	
0,4	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2439	0,2440	0,2441	0,2442	0,2442	0,2442	
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329	0,2333	0,2335	0,2337	0,2338	0,2339	
0,8	0,1999	0,2075	0,2120	0,2147	0,2165	0,2176	0,2183	0,2188	0,2192	0,2194	0,2196	
1,0	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2012	0,2020	0,2026	0,2031	0,2034	
1,2	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1836	0,1849	0,1858	0,1865	0,1870	
1,4	0,1308	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0,1644	0,1667	0,1685	0,1696	0,1705	0,1712	
1,6	0,1123	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1509	0,1530	0,1545	0,1557	0,1567	
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1365	0,1389	0,1408	0,1423	0,1434	
2,0	0,0840	0,0947	0,1034	0,1103	0,1158	0,1202	0,1236	0,1263	0,1284	0,1300	0,1314	
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1084	0,1120	0,1149	0,1172	0,1191	0,1205	
2,4	0,0642	0,0734	0,0813	0,0879	0,0934	0,0979	0,1016	0,1047	0,1071	0,1092	0,1108	
2,6	0,0566	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0924	0,0955	0,0981	0,1003	0,1020	
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,0761	0,0805	0,0842	0,0875	0,0900	0,0923	0,0942	
3,0	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0680	0,0732	0,0769	0,0801	0,0828	0,0851	0,0870	
3,2	0,0401	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0704	0,0735	0,0762	0,0786	0,0806	
3,4	0,0361	0,0421	0,0477	0,0527	0,0571	0,0611	0,0646	0,0677	0,0704	0,0727	0,0747	
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,0561	0,0594	0,0624	0,0651	0,0674	0,0694	
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0439	0,0479	0,0516	0,0548	0,0577	0,0603	0,0626	0,0646	
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0403	0,0441	0,0474	0,0507	0,0535	0,0560	0,0588	0,0603	
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0407	0,0439	0,0469	0,0496	0,0521	0,0543	0,0563	

Продолжение табл. П. 4.3

$\xi = z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$										
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407	0,0436	0,0462	0,0485	0,0507	0,0527
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0405	0,0430	0,0453	0,0474	0,0493
4,8	0,0193	0,0229	0,0262	0,0294	0,0324	0,0352	0,0378	0,0402	0,0424	0,0444	0,0463
5,0	0,0179	0,0212	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328	0,0353	0,0376	0,0397	0,0417	0,0435
6,0	0,0127	0,0151	0,0174	0,0196	0,0218	0,0238	0,0257	0,0276	0,0293	0,0310	0,0325
7,0	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0195	0,0210	0,0224	0,0238	0,0251
8,0	0,0073	0,0087	0,0101	0,0114	0,0127	0,0140	0,0153	0,0165	0,0176	0,0187	0,0198
9,0	0,0058	0,0069	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0122	0,0132	0,0142	0,0152	0,0161
10	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0100	0,0109	0,0117	0,0125	0,0132
$\xi = z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$										
	3,2	3,4	3,6	3,8	4	5	6	7	8	9	10
0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2340	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,2037	0,2039	0,2040	0,2041	0,2042	0,2044	0,2045	0,2045	0,2046	0,2046	0,2046
1,2	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888	0,1888	0,1888	0,1888
1,4	0,1718	0,1722	0,1725	0,1728	0,1730	0,1735	0,1738	0,1739	0,1739	0,1739	0,1740
1,6	0,1574	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,1601	0,1602	0,1603	0,1604	0,1604
1,8	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1463	0,1474	0,1478	0,1480	0,1481	0,1482	0,1482
2,0	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1363	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373	0,1374
2,2	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1248	0,1264	0,1271	0,1274	0,1276	0,1277	0,1277
2,4	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1156	0,1175	0,1184	0,1188	0,1190	0,1191	0,1192

$\xi = z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$										
	3,2	3,4	3,6	3,8	4	5	6	7	8	9	10
2,6	0,1035	0,1047	0,1058	0,1066	0,1073	0,1095	0,1106	0,1111	0,1113	0,1115	0,1116
2,8	0,0957	0,0970	0,0982	0,0991	0,0999	0,1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047	0,1048
3,0	0,0887	0,0901	0,0913	0,0923	0,0931	0,0959	0,0973	0,0980	0,0983	0,0986	0,0987
3,2	0,0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0,0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930	0,0933
3,4	0,0765	0,0780	0,0793	0,0804	0,0814	0,0847	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880	0,0882
3,6	0,0712	0,0728	0,0741	0,0753	0,0763	0,0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835	0,0837
3,8	0,0664	0,0680	0,0694	0,0706	0,0717	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794	0,0796
4,0	0,0620	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756	0,0758
4,2	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721	0,0724
4,4	0,0544	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0662	0,0676	0,0684	0,0689	0,0692
4,6	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659	0,0663
4,8	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0576	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631	0,0635
5,0	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610
6,0	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,0500	0,0506
7,0	0,0263	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,0421	0,0428
8,0	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359	0,0367
9,0	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310	0,0319
10	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0167	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270	0,0280

**ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ РАБОТ ПО ЗАБИВКЕ
СВАЙ НА СУЩЕСТВУЮЩИЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ**

Таблица П.5.1

Категории зданий по состоянию (согласно табл. 5 ВСН)

Сооружения	Категория по состоянию	Деформации в конструкциях
1	2	3
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	I	В элементах каркаса повреждений нет. В ограждающих кирпичных стенах или стыках панелей местные трещины до 1 мм без признаков сдвигов. Фундаменты в хорошем состоянии
	II	В элементах каркаса имеются местные трещины до 0,5 мм. Трещины в стыках стен и заделках перекрытий до 1 мм, в ограждающих конструкциях – до 5 мм при наличии признаков сдвигов. Относительная разность осадок фундаментов зданий со стальным каркасом с заполнением не более 0,001, для остальных зданий – не более 0,003. Фундаменты незначительно повреждены
	III	В элементах каркаса непрерывные трещины до 1 мм. Трещины в стенах более 5 мм, смещения в стыках и заделках перекрытий до 5 мм. Относительная разность осадок фундаментов зданий со стальным каркасом с заполнением более 0,001, для остальных зданий – более 0,003. Фундаменты имеют существенные повреждения в результате разрушения раствора и материала

Продолжение табл. П.5.1

1	2	3
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	I	В несущих конструкциях зданий повреждений нет. В ограждающих стенах местные трещины и сколы до 0,5 мм без смещений. Фундаменты в хорошем состоянии
	II	В несущих конструкциях трещины до 0,5 мм, в стенах из кирпича и крупных блоков – до 3 мм. Относительная разность осадок фундаментов до 0,005. Фундаменты незначительно повреждены
	III	В несущих конструкциях сплошные трещины свыше 1 мм, в стенах из кирпича и крупных блоков – до 5 мм. Относительная разность осадок фундаментов свыше 0,005. Фундаменты имеют существенные повреждения в результате разрушения раствора и материала
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	I	В несущих стенах повреждений нет, в ограждающих кирпичных стенах и стыках панелей местные трещины до 1 мм без признаков сдвигов. Фундаменты в хорошем состоянии
	II	В несущих кирпичных стенах и узлах сопряжений трещины до 3 мм, непрерывные в пределах конструкции, при наличии признаков сдвигов. Относительная разность осадок фундаментов панельных зданий до 0,0008, кирпичных и блочных зданий без армирования – до 0,0010, зданий с устройством железобетонных поясов – до 0,0014. Крен не более 0,003. Фундаменты незначительно повреждены
	III	Сквозные трещины в стенах, смещения в заделках и стыках до 5 мм. Относительная разность осадок фундаментов панельных зданий свыше 0,0008, кирпичных и блочных зданий без армирования – более 0,001, зданий с устройством железобетонных поясов – выше 0,0014. Крен более 0,003. Фундаменты имеют существенные повреждения в результате разрушения раствора и материала

Окончание табл. П.5.1

1	2	3
Высокие жесткие сооружения, дымовые трубы	I	В железобетонных конструкциях местные трещины до 0,5 мм. Признаки сдвигов в заделках и стыках отсутствуют
	II	В железобетонных конструкциях сооружений трещины до 0,5 мм, в стыках сборных железобетонных конструкций – до 1,0 мм. В кирпичной кладке трещины до 2 мм. Крен не более 0,002. Фундаменты незначительно повреждены
	III	В железобетонных конструкциях сооружений трещины до 1 мм. В кирпичной кладке трещины до 5 мм. Крен более 0,002. Фундаменты имеют существенные повреждения в результате разрушения раствора и коррозии материала

**ГРАФИК ЗАВИСИМОСТИ ДОПУСКАЕМОГО
РАССТОЯНИЯ [r] ОТ ПОКАЗАТЕЛЯ λ**

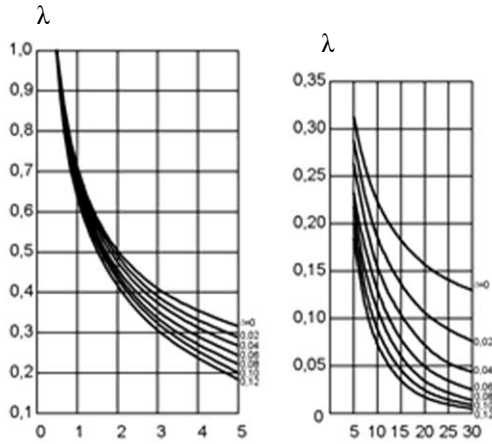


Рис. П.6.1. График зависимости допускаемого расстояния $[r]$ от показателя λ

ЗАВИСИМОСТЬ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ И УСКОРЕНИЙ ОТ ЧАСТОТЫ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА

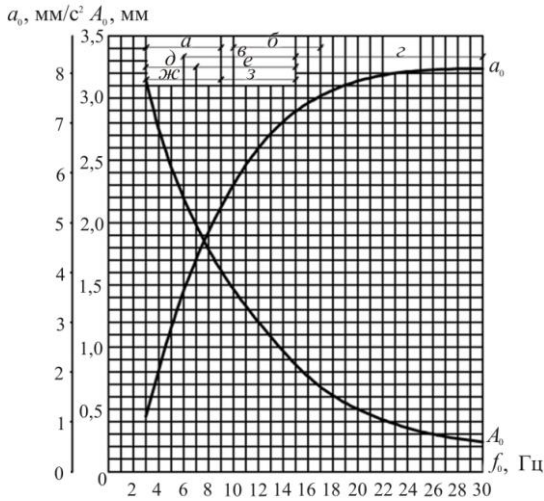


Рис. П.7.1. Зависимость вертикальных смещений и ускорений от частоты колебаний грунта: a – пески мелкие рыхлые водонасыщенные; пылеватые, средней плотности и рыхлые независимо от влажности; $б$ – пески гравелистые, крупные, средней плотности независимо от влажности; средней крупности, средней плотности, водонасыщенные; мелкие плотные и средней плотности и пылеватые плотные маловлажные и влажные; $в$ – пески гравелистые и крупные, рыхлые независимо от влажности; средней крупности и мелкие рыхлые маловлажные и влажные; мелкие плотные, средней плотности и пылеватые плотные водонасыщенные; $г$ – пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные независимо от влажности, гравелистые, крупные и средней крупности, средней плотности, маловлажные и влажные; супеси твердые; суглинки и глины тугопластичные, полутвердые и твердые; $д$ – супеси текучие; $е$ – супеси пластичные; $ж$ – суглинки и глины текучие и текучепластичные; $з$ – суглинки и глины мягкопластичные

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ РАБОТЫ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДОПУСТИМОГО РАССТОЯНИЯ, ПРИ КОТОРОМ ЗАБИВКА СВАЙ НЕ ОКАЗЫВАЕТ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА СУЩЕСТВУЮЩЕЕ ЗДАНИЕ

Таблица П.8.1

Задания для оценки влияния работ по забивке свай на существующие здания и сооружения

Номер варианта	Тип сооружения	Категория по состоянию	Тип фундамента	Грунт основания существующего здания
1	Производственное здание с полным каркасом	I	Свайный	Пески мелкие рыхлые водонасыщенные
2	Производственное здание с полным каркасом	II	Мелкого заложения	Пески пылеватые средней плотности и рыхлые маловлажные
3	Производственное здание с полным каркасом	III	Свайный	Пески гравелистые, крупные, средней плотности, влажные
4	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	I	Мелкого заложения	Пески средней крупности, средней плотности, водонасыщенные
5	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	II	Свайный	Пески мелкие, плотные и средней плотности и пылеватые, плотные, маловлажные и влажные

Продолжение табл. П.8.1

Номер варианта	Тип сооружения	Категория по состоянию	Тип фундамента	Грунт основания существующего здания
6	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	III	Мелкого заложения	Пески гравелистые и крупные, рыхлые, маловлажные
7	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	I	Свайный	Пески средней крупности и мелкие рыхлые маловлажные и влажные
8	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	II	Мелкого заложения	Пески мелкие плотные, средней плотности и пылеватые плотные водонасыщенные
9	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	III	Свайный	Пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные, влажные
10	Жилое здание с полным каркасом	I	Мелкого заложения	Пески гравелистые, крупные и средней крупности, средней плотности, маловлажные и влажные
11	Жилое здание с полным каркасом	II	Свайный	Супеси твердые
12	Жилое здание с полным каркасом	III	Мелкого заложения	Суглинки и глины тугопластичные
13	Производственное здание с полным каркасом	I	Свайный	Суглинки полутвердые и твердые
14	Производственное здание с полным каркасом	II	Мелкого заложения	Супеси текучие
15	Производственное здание с полным каркасом	III	Свайный	Супеси пластичные

Продолжение табл. П.8.1

Номер варианта	Тип сооружения	Категория по состоянию	Тип фундамента	Грунт основания существующего здания
16	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	I	Мелкого заложения	Суглинки и глины текучие и текучепластичные
17	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	II	Свайный	Суглинки и глины мягкопластичные
18	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	III	Мелкого заложения	Пески мелкие рыхлые водонасыщенные
19	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	I	Свайный	Пески пылеватые средней плотности и рыхлые, маловлажные
20	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	II	Мелкого заложения	Пески гравелистые, крупные, средней плотности, влажные
21	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	III	Свайный	Пески средней крупности, средней плотности, водонасыщенные
22	Жилое здание с полным каркасом	I	Мелкого заложения	Пески мелкие плотные и средней плотности и пылеватые плотные маловлажные и влажные
23	Жилое здание с полным каркасом	II	Свайный	Пески гравелистые и крупные, рыхлые, маловлажные
24	Жилое здание с полным каркасом	III	Мелкого заложения	Пески средней крупности и мелкие рыхлые маловлажные и влажные

Окончание табл. П.8.1

Номер варианта	Тип сооружения	Категория по состоянию	Тип фундамента	Грунт основания существующего здания
25	Производственное здание с полным каркасом	I	Свайный	Пески мелкие плотные, средней плотности и пылеватые плотные водонасыщенные
26	Производственное здание с полным каркасом	II	Мелкого заложения	Пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные, влажные
27	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	III	Свайный	Пески гравелистые, крупные и средней крупности, средней плотности, мало-влажные и влажные
28	Пятиэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	I	Мелкого заложения	Супеси твердые
29	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	II	Свайный	Суглинки и глины тугопластичные
30	Трехэтажное бескаркасное здание с несущими стенами	III	Мелкого заложения	Суглинки полутвердые и твердые

**ДОПУСТИМАЯ РАЗНИЦА r РЕЗУЛЬТАТОВ ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ
ОПРЕДЕЛЕНИЙ ПО ГОСТ 5180–2015**

Таблица П.9.1

Допустимая разница r результатов параллельных определений по ГОСТ 5180–2015

Допустимая раз- ница результатов параллельных оп- ределений	Влажность грунта W , %				
	До 5	> 5	> 10	> 50	> 100
r , %	0,2	0,6	2,0	4,0	5,0
	Влажность грунта на границе текучести w_L , %				
	До 80			80 и более	
r , %	2,0			4,0	
	Влажность грунта на границе раскатывания w_p , %				
	До 40			40 и более	
r , %	2,0			4,0	
	Плотность грунта ρ , г/см ³				
	Песчаные грунты			Глинистые грунты	
r , г/см ³	0,04			0,03	
	Плотность грунта ρ_s , г/см ³				
	До 2,75			2,75 и более	
r , г/см ³	0,02			0,03	

Учебное издание

Калошина Светлана Валентиновна,
Шутова Ольга Александровна,
Захаров Александр Викторович,
Пономарев Андрей Будимирович,
Кудашева Марина Игоревна

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

Учебно-методическое пособие

Редактор и корректор *Е.Б. Денисова*

Подписано в печать 01.07.2021. Формат 60×90/16.
Усл. печ. л. 14,0. Тираж 33 экз. Заказ № 146/2021.

Издательство
Пермского национального исследовательского
политехнического университета.
Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский проспект, 29, к. 113.
Тел. (342) 219-80-33.