

В.М. АНТОНОВ, В.В. ЛЕДЕНЕВ, В.И. СКРЫЛЕВ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ
В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ
СТРОИТЕЛЬСТВА И
ЭКСПЛУАТАЦИИ**

• ИЗДАТЕЛЬСТВО ТГТУ •

Министерство образования Российской Федерации
Тамбовский государственный технический университет

В. М. АНТОНОВ, В. В. ЛЕДЕНЕВ, В. И. СКРЫЛЕВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов РФ по образованию в области строительства в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся по специальности 290300 – "Промышленное и гражданское строительство" направления 653500 "Строительство"

Тамбов

• Издательство ТГТУ •

2002

УДК 721.012(175)
ББК Ня73
А72

Рецензенты:

Профессор, кандидат технических наук
Пензенской архитектурно-строительной академии
В. С. Абраштов

Профессор, кандидат технических наук
(заведующий кафедрой строительных конструкций,
оснований и фундаментов Воронежского государственного
архитектурно-строительного университета)
П. И. Калугин

Профессор, кандидат технических наук
Московского строительного университета
Е. В. Шилов

Антонов В. М., Леденев В. В., Скрылев В. И.

А72 Проектирование зданий при особых условиях строительства и эксплуатации: Учеб. пособ. Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2002. 240 с.

ISBN 5-230-0011-5

Описаны реальные условия строительства и эксплуатации зданий, последствия их неучета. Изложены принципы проектирования и строительства на просадочных, насыпных и слабых водонасыщенных грунтах, на подрабатываемых территориях, в сейсмических районах, при действии агрессивной среды, повышенных и высоких температур, при динамических воздействиях и др.

Приведены примеры проектирования оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях. Рассмотрены разные способы подготовки основания и конструкции фундаментов.

Предназначено для студентов специальности 290300 при изучении дисциплины "Проектирование зданий и сооружений в особых условиях строительства и эксплуатации", а также при выполнении дипломных проектов и работ.

УДК 721.012(175)
ББК Ня73

ISBN 5-230-0011-5

© Тамбовский государственный
технический университет (ТГТУ), 2002

© Антонов В. М., Леденев В. В.,
Скрылев В. И., 2002

Учебное издание

АНТОНОВ Василий Михайлович
ЛЕДЕНЕВ Виктор Васильевич
СКРЫЛЕВ Владимир Иванович

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ**

Учебное пособие

Редактор З. Г. Чернова

Инженер по компьютерному макетированию М. Н. Рыжкова

Подписано в печать 12.11.2002

Гарнитура Times New Roman. Формат 60×84/16

Бумага офсетная. Печать офсетная. Объем: 13,95 усл. печ. л.; 15 уч.-изд. л.

Тираж 200 экз. С. 706

Издательско-полиграфический центр
Тамбовского государственного технического университета
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1 ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ	6
1.1 ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА	6
1.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ЗОНЫ ПРОСАДКИ И ТИПА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПО ПРОСАДОЧНОСТИ	11
1.3 ПОРЯДОК РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ ВОЗВОДИМЫХ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ	12
1.4 ФУНДАМЕНТЫ ИЗ СБОРНЫХ И МОНОЛИТНЫХ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ	16
1.5 ПОВЕРХНОСТНОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ	30
1.6 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК	39
1.7 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК	49
1.8 ВЫТРАМБОВЫВАНИЕ КОТЛОВАНОВ	56
1.9 ГРУНТОВЫЕ СВАИ	71
1.10 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ	79
1.11 ИНЪЕКЦИОННОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ СПОСОБАМИ СИЛИКАТИЗАЦИИ И СМОЛИЗАЦИИ	87
2 ТЕХНОГЕННЫЕ ОТЛОЖЕНИЯ	100
2.1 РАСЧЕТ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ	101
2.2 РАСЧЕТ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ	102
2.3 СПОСОБЫ ПОДГОТОВКИ ОСНОВАНИЙ	104
3 СЛАБЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ ГРУНТЫ	107
3.1 ПРИНЦИП РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ	107
3.2 СПОСОБЫ УПЛОТНЕНИЯ ОСНОВАНИЙ	109
3.3 РАЗЖИЖЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ	115
3.4 РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ. ПОЛЗУЧЕСТЬ	116
3.5 ФУНДАМЕНТЫ НА ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТАХ	117
4 НАБУХАЮЩИЕ ГРУНТЫ	123
4.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ	123
4.2 РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ	124
4.3 КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО УМЕНЬШЕНИЮ И ВЫРАВНИВАНИЮ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ	126
5 ЗАСОЛЕННЫЕ ГРУНТЫ	132
5.1 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ	132
5.2 РАСЧЕТ СУФФОЗИОННОЙ ОСАДКИ	133
5.3 РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА	135
6 ВЕЧНОМЕРЗЛЫЕ И ПУЧИНИСТЫЕ ГРУНТЫ	141
6.1 ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	141
6.2 РАСЧЕТ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ	142
6.3 РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ	146
6.4 ПУЧИНИСТЫЕ ГРУНТЫ	149
7 СЕЙСМИЧЕСКИЕ РАЙОНЫ	154
7.1 ОЦЕНКА СЕЙСМИЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ	154
7.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ	159
7.3 РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	160
7.4 РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	162
7.5 ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ	166
8 ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ	177
8.1 РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ	178
8.2 РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ ДЕТЕРМИНИРОВАННОГО ПОДХОДА. ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ	181
8.3 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ ВЕРОЯТНОСТНОГО ПОДХОДА	184
8.4 РАСЧЕТ ПО ВЫНОСЛИВОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	185
8.5 ВЛИЯНИЕ ПОВТОРНОСТИ ВОЗДЕЙСТВИЙ	186
8.6 ВОЗДЕЙСТВИЕ ВЕТРА	187
9 ПОДРАБАТЫВАЕМЫЕ ТЕРРИТОРИИ	196
9.1 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ	196
9.2 КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ	197

10 АГРЕССИВНАЯ СРЕДА	199
10.1 КОРРОЗИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СПОСОБЫ ЗАЩИТЫ	200
10.2 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ СПОСОБЫ ЗАЩИТЫ	206
10.3 КОРРОЗИЯ КАМЕННЫХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	208
10.4 ТЕРРИТОРИИ СВАЛОК ПРОМЫШЛЕННЫХ И БЫТОВЫХ ОТХОДОВ	209
10.5 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ	210
11 ПОВЫШЕННЫЕ И ВЫСОКИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ	212
11.1 ОЦЕНКА ОГНЕСТОЙКОСТИ И ТЕПЛОЗАЩИТНЫХ СВОЙСТВ КОНСТРУКЦИЙ	212
11.2 ВОЗДЕЙСТВИЕ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР НА БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	214
12 СТЕСНЕННЫЕ УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА	218
12.1 РАСЧЕТ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ОТ ВЛИЯНИЯ РЯДОМ РАСПОЛОЖЕННЫХ ЗДАНИЙ	218
12.2 КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ	219
13 ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ РАЗРУШЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	220
13.1 УПРОЧНЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ	220
13.2 УСИЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	222
13.3 ВЫПРАВЛЕНИЕ КРЕНОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	222
13.4 УСИЛЕНИЕ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ	223
13.5 РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ С УЧЕТОМ УПЛОТНЕНИЯ ВЕСОМ ЗДАНИЙ	223
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	225
ПРИЛОЖЕНИЯ	227
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	236

ВВЕДЕНИЕ

В традиционных курсах по изучению оснований и строительных конструкций рассматривают, как правило, "обычные" условия строительства и эксплуатации. В действительности, на конструкции зданий и сооружений действует комплекс неблагоприятных факторов. Отдельные из них оказывают решающее влияние на несущую способность и долговечность зданий и сооружений. Преждевременное исчерпание их эксплуатационных качеств и нарушение технологического процесса приводит к значительным материальным затратам [9, 10 – 13, 17, 23 – 25, 29, 30 – 32 и др.].

При строительстве в Тамбовской области часто сталкиваются со сложными инженерно-геологическими условиями (просадочные, насыпные и слабые водонасыщенные грунты) с воздействием агрессивной среды. Вследствие ошибок, допущенных на этапах изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации, срок службы зданий и сооружений в ряде случаев значительно короче проектного. Наличие трещин, локальных разрушений нарушает нормальную эксплуатацию предприятий. Затраты на восстановительные работы часто соизмеримы со стоимостью нового строительства. Все это требует более обоснованного подхода к учету особых условий при проектировании и строительстве.

Чрезвычайно сложно обеспечить безаварийную работу зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Здесь требуется более полный учет совместной работы основания, фундаментов и подземной части здания; внедрение последних достижений науки и техники в восстановление эксплуатационных качеств конструкций, в обеспечении их безаварийной работы, в прогнозировании развития процессов в грунтах и конструкциях.

В ряде случаев на конструкцию действуют повышенные или высокие технологические или аварийные температуры, вызывающие снижение прочности и деформативных свойств материалов. В последнее время возросла интенсивность динамических нагрузок и воздействий. К числу особых относятся условия строительства вблизи существующих зданий и сооружений. Участились случаи аварий и аварийных ситуаций вследствие неучета взаимного влияния рядом расположенных зданий.

П. А. Коновалов считает [29], что под строительством в особых грунтовых условиях следует понимать комплекс работ, связанных с исследованием, проектированием и устройством оснований и фундаментов на слабых водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтах, торфах и илах, просадочных и вечномерзлых, набухающих и засоленных, пучинистых и неравномерно сжимаемых грунтах, рыхлых песках и пльвунах, закарстованных и подрабатываемых территориях с учетом сейсмических и динамических воздействий и т.п.

На основания, конструкции, здания и сооружения действует комплекс неблагоприятных факторов, снижающих прочность и долговечность. Так, на бетон и железобетон оказывают влияние многочисленные физические и механические воздействия.

К числу физических воздействий относятся: замораживание и оттаивание наружных поверхностей; термический удар; истирание бетона сыпучими материалами (в бункерах) или транспортом (в полах и дорогах); повреждения от быстротекучей воды (каватация, истирание водой, содержащей щебень); термический удар, вызванный внезапным и резким падением температуры бетона (при расплескивании сжиженных газов).

К числу аварий, вызванных деятельностью человека, относятся [2 – 4, 18]: взрывы газа, пожары, теракты, наезды транспорта, дефекты строительства и эксплуатации, неквалифицированная их реконструкция с надстройкой, пристройкой, перепланировкой, иногда сопровождающая ослабление или перегрузку несущих элементов; природные явления (землетрясения, ураганы, оползни, неравномерные деформации оснований).

Особые условия строительства и эксплуатации значительно ускоряют процесс разрушения и развития дефектов. Повысить срок службы зданий и сооружений и предотвратить аварийные ситуации является важнейшей задачей проектировщиков и строителей.

Своевременным является введение дисциплины "Проектирование зданий и сооружений в особых условиях строительства и эксплуатации". Учебной литературы на эту тему нет. Данное пособие позволяет восстановить этот пробел.

1.1 ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

Просадочные грунты широко распространены в Южной и Северной Америке, Новой Зеландии, Северной Африке, Средней Азии, в Европе и Азии. На Украине они занимают свыше 70 % территории. На Северном Кавказе и Закавказье просадочные грунты встречаются в районах земледелия, промышленного и гражданского строительства. Распространены они на территории ЦЧР.

Характерными внешними признаками лессовых и лессовидных пород являются [3, 15, 32, 45, 50, 51]: видимая невооруженным глазом пористость, обусловленная наличием тонких, более или менее вертикальных каналцев; способностью держаться вертикальными обрывами значительной высоты; быстрая размокаемость в воде; отсутствие мелкой слоистости; светлая окраска в сухом состоянии; наличие ходов мелких животных (кратовин); большие неравномерные деформации (просадки) при увлажнении под действием веса здания или только от действия собственного веса; существенное изменение физико-механических свойств под влиянием влаги и напряженного состояния.

Отличается высокая изменчивость основных характеристик просадочности [9]: относительной просадочности ε_{sl} и начального просадочного давления p_{sl} .

Среднее квадратичное отклонение просадки от собственного веса

$$\sigma_{\varepsilon_{sl}} = \left(k^2 \sum_{i=1}^n h_i \sigma_{\varepsilon_{sl}}^2 \right)^{1/2}, \quad (1.1)$$

где $\sigma_{\varepsilon_{sl}}$ – среднее квадратичное отклонение ε_{sl} .

Осреднение ε_{sl} и p_{sl} выполняется двумя способами. Первый заключается в осреднении опытных значений в пределах выделенных на площадке ИГЭ. По второму способу по всем техническим скважинам вычисляется средняя зависимость $\bar{\varepsilon}_{sl} = f(n)$ для разных нагрузок, а также средняя зависимость $\bar{p}_{sl} = f(n)$.

Под действием нагрузки и замачивания наблюдаются вертикальные деформации провального характера, связанные с коренным нарушением структуры. Абсолютные величины просадок часто превышают предельно допустимые. Замачивание, как правило, не равномерно на площади. По этой причине возникают значительные неравномерные деформации. Замачивание грунта приводит к изменению напряженного состояния в массиве грунтов. Происходит это вследствие [34]: увеличения влажности при аварийном замачивании; уплотнения грунтов при ликвидации их просадочных свойств; устройства обратных засыпок котлованов (в двух последних случаях плотность грунта в сухом состоянии возрастает с 1,35 ... 1,5 до 1,75 ... 1,95 г/см³); применения фундаментов из забивных, набивных и буронабивных свай; устройства фундаментов под технологическое оборудование; постоянной и временной нагрузки на полы, от веса зданий и сооружений (их необходимо учитывать не только в пределах активной и деформируемой зон, но и в пределах всей просадочной толщи, в том числе и при сжатии подстилающих ее грунтов); динамических воздействий от работающих внутри и вокруг зданий технологического оборудования, железнодорожного и автомобильного транспорта.

При устройстве планировочных насыпей вертикальные напряжения в просадочной толще возрастают. Срезы грунта, устройство подвалов, тоннелей приводит к разгрузке грунтовой толщи.

Увеличение напряженного состояния приводит к дополнительным осадкам подстилающих просадочную толщу непросадочных грунтов.

В случае подъема подземных грунтовых вод просадки грунтов происходят со значительным запаздыванием и водонасыщенный грунт сохраняет остаточную просадочность. При снижении быстро поднявшегося УПВ интенсивность прироста просадок возрастает.

Для оценки технического состояния зданий, построенных на просадочных грунтах, часто используют критерий Е. С. Руденко, включающий пять степеней:

I – наличие в стенах и фундаментах волосяных трещин, с раскрытием не более 3 мм;

II – то же, с раскрытием трещин до 10 мм, имеющих протяженность в пределах двух-трех этажей;

III – то же, в большом количестве, с раскрытием 10 ... 30 мм, в пределах двух и более этажей;

IV – аварийное состояние здания с раскрытием сквозных трещин более 20 мм, с опасностью разрушения отдельных узлов конструкций;

V – разрушение здания или его части.

Причинами значительных деформаций зданий на свайных фундаментах в сложных инженерно-геологических условиях являются: неполная прорезка сваями просадочных грунтов, расположение концов свай в слабых грунтах (торфы, сапропели, илстые грунты), подъем свай в пучинистых грунтах, расположение концов свай в грунтах разной плотности и на крутопадающем рельефе, изменение гидрогеологических условий (подтопление), провоцированные подвижки больших масс грунта, многократное приложение значительных временных нагрузок, внецентренное приложение временных нагрузок (разгрузка и загрузка силосных банок).

В случаях, когда исключается замачивание просадочных грунтов сверху или вследствие подъема уровня грунтовых вод, а возможно лишь медленное повышение влажности, основания и фундаменты проектируют как на обычных непросадочных грунтах [15, 50, 51].

При возможности и неизбежности замачивания нормальная эксплуатация здания и сооружения достигается применением одного из следующих принципов [32, 50]:

- устранения просадочных свойств грунтов;
- прорезки просадочных грунтов глубокими фундаментами;
- комплекса мероприятий, включающих подготовку основания, водозащитные и конструктивные мероприятия.

Устранение просадочных свойств достигается путем уплотнения и закрепления.

Для уплотнения просадочных грунтов с I типом грунтовых условий по просадочности применяют: поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками, вытрамбовывание котлованов, устройство грунтовых подушек. На площадках со II типом применяют: предварительное замачивание, в том числе, с глубинными взрывами, глубинное уплотнение пробивкой скважин (грунтовыми сваями) и др. Закрепляют просадочные грунты силикатизацией, обжигом.

Прорезкой просадочных грунтов глубокими фундаментами обеспечивается передача нагрузки фундаментов на подстилающий грунт. Она выполняется свайными фундаментами из забивных и набивных свай, столбами из закрепленного грунта.

Водозащитные мероприятия применяются, как правило, на площадках со вторым типом грунтовых условий по просадочности с целью снижения вероятности замачивания грунтов, исключения интенсивного замачивания на всю толщину, контроля за состоянием сетей, обеспечения своевременного предотвращения замачивания.

В комплекс водозащитных мероприятий входит: компоновка генплана, планировка застраиваемой территории, устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов, качественная засыпка пазух котлованов и траншей, устройство уширенных отмоستок, прокладка коммуникаций, несущих воду, в непроницаемых лотках, отвод аварийных вод за пределы здания.

Для обеспечения прочности, устойчивости и эксплуатационной надежности зданий, возводимых в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, необходимы расчеты на воздействие:

- искривления основания под зданием вследствие просадки грунта от собственной массы;
- неравномерных просадок основания от нагрузки фундаментов в случае неполного устранения просадочности грунтов в деформируемой зоне основания;
- горизонтальных деформаций основания;
- усилий, возникающих в контактных устройствах крупнопанельных домов при замыкании деформационных швов.

Конструктивные мероприятия применяют при строительстве зданий на просадочных грунтах II типа по просадочности [13, 32], возводимых с использованием комплекса мероприятий, которые направлены на:

- повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений;
- увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких или податливых конструкций;
- обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных неравномерных просадках грунтов основания.

Мероприятия первой группы включают: разрезку здания осадочными швами на отдельные отсеки, устройство железобетонных поясов и армированных швов, повышение степени армирования отдельных железобетонных элементов, устройство жестких горизонтальных диафрагм, усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

Мероприятия второй группы состоят в обеспечении гибкой связи между отдельными элементами конструкций, повышении площади опирания отдельных конструктивных элементов, увеличении устойчивости элементов конструкций при повышенных деформациях оснований, повышении влаго- и водонепроницаемости стыков между отдельными элементами конструкций.

Мероприятия третьей группы заключаются в применении таких конструктивных решений отдельных узлов и деталей, которые позволяют в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов и т.д., увеличении габаритов между отдельными конструкциями, обеспечивающими восстановление нормальной эксплуатации оборудования.

При частичном устранении просадочных свойств грунтов поверхностным уплотнением тяжелыми трамбовками, химическим укреплением, устройством грунтовых подушек в пределах всей площади здания в основании образуется маловодопроницаемый экран. Интенсивность увлажнения грунта резко снижается.

В [9] описан метод организованного увлажнения просадочных грунтов оснований здания. Увлажнение грунта производится после возведения коробки здания и набора им проектной массы и жесткости. Для обеспечения изгибной жесткости устраиваются железобетонные или армокирпичные пояса в нижней зоне (в подошве фундамента, поверх сборных бетонных блоков, в уровне перекрытия цокольного этажа) на случай реализации деформаций прогиба и в уровнях междуэтажных перекрытий верхних этажей на случай реализации деформации выгиба. Под фундаментами устраивается гравийно-песчаная дренирующая подушка, разделенная на "захватки" длиной около 10 м при помощи глиняных замков. Водораспределительная система состоит из подводящего трубопровода диаметром 100 ... 150 мм с водомером, задвижкой, ответвлениями труб диаметром 70 ... 100 мм с раздаточными штуцерами и водоприемниками.

Вычисляется объем воды, необходимый для полного водонасыщения, время увлажнения грунта. Организуются работы по геодезическому наблюдению за деформациями здания. В течение одного-полутора месяцев после начала работ по увлажнению деформации грунтового основания стабилизируются: скорость просадки не превышает 1 мм/сут. В период развития просадок определяются значения относительного прогиба (выгиба) и кручения. При приближении их к критическим величинам изменяют режим увлажнения. Величина просадки может достигать одного метра. Вследствие этого зданию придают начальный строительный подъем на величину ожидаемых просадок.

Для бескаркасных зданий высотой до 12 этажей, рассчитанных и запроектированных на просадочных грунтах с комплексом мероприятий, предельными деформациями являются:

- средняя суммарная осадка и просадка $s_u = 20$ см;
- относительная разность суммарных просадок $(\Delta s / l) = 0,002$;
- крен $i_u = 0,008$.

Допустимые наклоны лифтовых шахт в десять раз ниже величины предельного крена. Вследствие этого предусматривают соответствующие зазоры вокруг лифтовых шахт.

Просадка грунта вызывает горизонтальные перемещения и дополнительные сжимающие и растягивающие усилия в фундаментах, стенах и конструкциях перекрытий. Возможны горизонтальные перемещения отдельных зданий в целом или секций [34, 45].

1.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ЗОНЫ ПРОСАДКИ И ТИПА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПО ПРОСАДОЧНОСТИ

При строительстве на просадочных грунтах фундаменты зданий дают дополнительные деформации при повышении влажности основания, причем эти деформации могут возникать не только от внешней нагрузки, но и от собственного веса грунта.

Замачивание возможно как сверху, из внешних источников, так и снизу при подъеме уровня подземных вод, а также в результате постепенного накопления влаги в грунте.

Просадочные грунты характеризуются:

- а) относительной просадочностью ε_{sl} – относительным сжатием грунтов при заданном давлении после их замачивания

$$\varepsilon_{sl} = (h_p - h_{sl}) / h_g, \quad (1.2)$$

где h_p – высота образца обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным давлению от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента; h_{sl} – высота того же образца после замачивания до полного водонасыщения при том же p ; h_g – высота того же образца обжатого давлением, равным давлению от собственного веса на рассматриваемой глубине;

б) начальным просадочным давлением p_{sl} – минимальным давлением, при котором начинают проявляться просадочные свойства грунтов при их полном водонасыщении, при лабораторных испытаниях оно соответствует $\varepsilon_{sl} = 0,01$; при полевых – резкому излому на графике $p-s$ (пределу пропорциональности), когда осадка возрастает на следующей ступени нагружения не менее чем в полтора раза;

в) начальной просадочной влажностью ω_{sl} – минимальной влажностью, при которой проявляются просадочные свойства грунтов.

Просадочные деформации по глубине могут характеризоваться наличием трех зон:

1) верхняя зона – просадка происходит от внешней нагрузки в пределах деформируемой зоны от подошвы фундамента до глубины, на которой суммарные вертикальные давления равны начальному просадочному

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} = p_{sl}, \quad (1.3)$$

где σ_{zg} – напряжения от собственного веса, σ_{zp} – дополнительные напряжения;

2) нейтральная зона, в пределах которой просадка грунтов отсутствует;

3) нижняя зона просадки от точки, где суммарное давление $\sigma_z = p_{sl}$ или σ_z минимально до нижней границы просадочной толщи.

Грунтовые условия строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадочных свойств делятся на два типа:

I тип – в которых возможна в основном просадка от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса не превышает пяти сантиметров;

II тип – кроме просадки от внешней нагрузки возможна и просадка от собственного веса и размер ее превышает пяти сантиметров.

1.3 ПОРЯДОК РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ ВОЗВОДИМЫХ

НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Первый способ

1 Определение значения расчетного сопротивления.

Условные значения расчетного сопротивления грунтов основания, необходимые для определения предварительных размеров фундаментов определяются по табл. 1.1.

1.1 Условные расчетные сопротивления просадочных грунтов

Вид грунта	R_0 для грунтов, кПа			
	природного сложения γ_d , кН/м ³		уплотненных $\gamma_{d, com}$, кН/м ³	
	13,5	15,5	16	17
Супесь	$\frac{300}{150}$	$\frac{350}{180}$	200	250
Суглинок	$\frac{350}{180}$	$\frac{400}{200}$	250	300
Глина	$\frac{400}{200}$	$\frac{450}{220}$	300	350

Над чертой приведены значения R_0 для просадочных грунтов природного сложения со степенью влажности $s_r \leq 0,5$ при невозможности их замачивания, под чертой значения R_0 для тех же грунтов при возможности замачивания. Значения расчетного сопротивления принимаются равными:

- начальному просадочному давлению грунта, в котором залегает подошва фундамента – при устранении возможности просадки от внешней нагрузки путем снижения давления под подошвой;
- расчетному сопротивлению, определяемому по формуле [74],

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (1.4)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, зависящие от вида грунта и размеров сооружений; k – коэффициент, принимаемый $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ и c определялись испытаниями, $k = 1,1$, если они приняты по табл. СНиП [74]; M_γ , M_g , M_c – коэффициенты, являющиеся функцией расчетного значения угла внутреннего трения, k_z – коэффициент, принимаемый при $b \geq 10$ м $k_z = z_0 / b + 0,2$, где $z_0 = 8$ м; b – ширина подошвы фундамента; d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала; d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала ($d_b \leq 2$ м, а при ширине подвала $B > 20$ м $d_b = 0$). Прочностные характеристики φ_{sl} и c_{sl} рассматриваются для просадочных грунтов в водонасыщенном состоянии после их просадки.

При невозможности замачивания просадочных грунтов прочностные характеристики определяются по результатам испытаний грунтов природной влажности ω (если $\omega \geq \omega_p$) или по результатам испытаний грунтов при влажности на границе раскатывания ω_p ($\omega < \omega_p$) с использованием расчетных значений прочностных характеристик φ_{sl} и c_{sl} . При замачивании основания

до полного водонасыщения коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} принимаются как для глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, а при невозможности замачивания с показателем текучести $I_L \leq 0,5$.

2 Определение ширины подошвы фундамента методом последовательных приближений; проверка давления под подошвой.

При полном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением необходимо обеспечить, чтобы давление на кровлю неуплотненного подстилающего слоя не превышало p_{sl} ,

$$p_{sl} \geq \sigma_{zp} + \sigma_{zg} \quad (1.5)$$

Расчетное сопротивление R_s уплотненного или закрепленного грунта при условии недопущения просадки подстилающего слоя определяется

$$R_s = (p_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg,0}) / \alpha, \quad (1.6)$$

где σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – напряжения от собственного веса грунта на кровле подстилающего слоя и на отметке заложения фундамента, соответственно; α – коэффициент уменьшения дополнительного давления [74, табл. 1].

3 Расчет деформаций основания

$$s + s_{sl} \leq [s_u], \quad (1.7)$$

где s – величина совместной деформации основания здания или сооружения, определяемая без учета просадочных свойств, исходя из деформационных характеристик грунтов природной или установившейся влажности; s_{sl} – величина деформации основания, вызванная просадкой грунта; s_u – предельно допустимая величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая по [74, прил. 4], $[s_u] = \gamma_s s_{ub}$, где $\gamma_s = 1$ при $s_{sl} \leq 2s$; $\gamma_s = 1,25$ при $s_{sl} > 2s$.

Просадка грунтов при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (1.8)$$

где $\epsilon_{sl,i}$, h_i – соответственно, относительная просадочность и толщина i -го слоя; $k_{sl,i} = 1$ при ширине фундамента $b \geq 12$ м, при $b \leq 3$ м для ленточных и $b \leq 5$ м для отдельно стоящих,

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0, \quad (1.9)$$

где p – среднее давление под подошвой; $p_{sl,i}$ – начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа; p_0 – давление равное 100 кПа. При $3 \leq b \leq 12$ коэффициент $k_{sl,i}$ определяется по интерполяции между значениями $k_{sl,i}$, полученными при $b = 3$ м и $b = 12$ м; n – число слоев на которые разбита зона просадки (их должно быть не менее двух, и толщина каждого слоя не более двух метров). На площадках с грунтовыми условиями I типа по просадочности определяются просадки от совместного воздействия нагрузки на фундаменты и собственного веса грунта в пределах деформируемой зоны. На площадках с грунтовыми условиями II типа определяются просадки от совместного действия нагрузки на фундаменты и собственного веса грунта в пределах деформируемой зоны, а также просадки, возникающие в нижней части просадочной толщи от собственного веса.

4 Определение толщины зоны просадки и типов грунтовых условий по просадочности.

Толщина зоны просадки h_{sl} принимается равной:

- $h_{sl} = h_{sl,p}$ – толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки грунта от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}, \quad (1.10)$$

или глубине, где значение σ_z минимально, если $\sigma_{zmin} > p_{sl}$ (рис. 1.1, а);

- $h_{sl} = h_{sl,g} + h_{sl,p}$ – сумме толщин верхней и нижней зон просадочной толщи при определении просадок от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ и от собственного веса грунта $s_{sl,g}$, значения которых определяются начиная с глубины z_g , где $\sigma_z = p_{sl}$ и до нижней границы просадочной толщи (рис. 1.1, б, в);

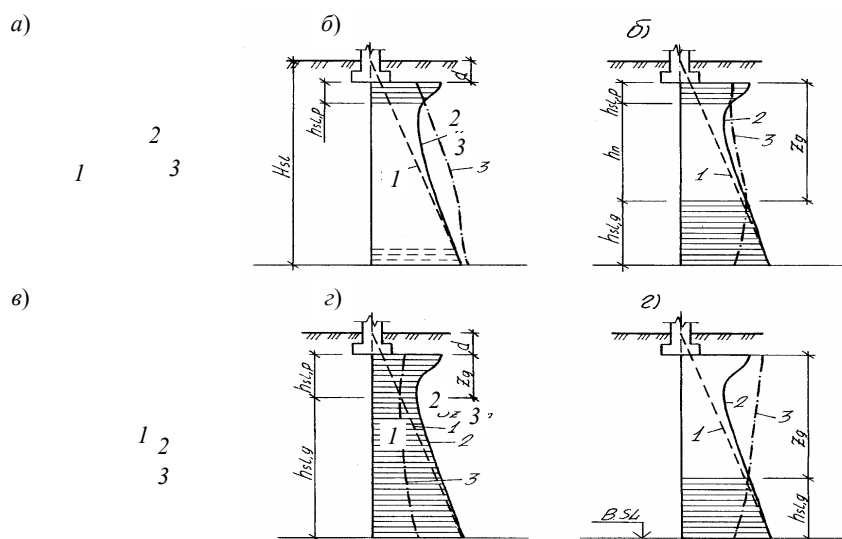


Рис. 1.1 К определению типа грунтовых условий по просадочности:
 1 – эпюра σ_{zg} ; 2 – эпюра σ_z ; 3 – эпюра p_{sl}

- $h_{sl} = h_{sl,g}$ – толщине нижней зоны просадочной толщи, когда отсутствует просадка от внешней нагрузки. Нижняя зона просадки начинается с глубины, где $\sigma_z = p_{sl}$ или σ_z минимально, если $\sigma_{z \min} > p_{sl}$ (рис. 1.1, г).

Если просадка от собственного веса грунта не превышает 5 см – I тип грунтовых условий. Если просадка от собственного веса $s_{sl,g} > 5$ см – II тип.

5 Выбор мероприятий по снижению величины просадочных деформаций в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности и конструктивных особенностей сооружения.

Уменьшить значение просадки возможно путем уплотнения основания тяжелыми трамбовками, устройством пирамидальных свай, вытрамбованием котлованов, прорезкой просадочных грунтов свайными фундаментами, химическим закреплением грунта, водозащитными и конструктивными мероприятиями, устройством грунтовых подушек. Комплекс мероприятий, включающий уплотнение грунтов в пределах деформируемой зоны, водозащитные и конструктивные мероприятия, применяется на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности. На площадках I типа эти мероприятия должны предусматриваться только в тех случаях, когда не могут быть устранены просадочные свойства грунтов в пределах деформируемой зоны или применена прорезка ее глубокими фундаментами.

6 Техничко-экономическое сравнение вариантов по устранению (снижению) просадочных свойств и выбор оптимального варианта.

Второй способ

При устранении просадок грунтов путем снижения давления по подошве фундамента до величины p_{sl} расчет оснований может быть выполнен в следующей последовательности:

- 1 *Определение площади и размеров подошвы фундамента, исходя из величины p_{sl} на отметке глубины заложения фундамента;*
- 2 *Построение эпюр распределения по глубине природного и дополнительного напряжений, суммарной эпюры;*
- 3 *Построение эпюры начального просадочного давления p_{sl} ;*
- 4 *Сопоставление полученных значений. При выполнении условия $p_{sl} \geq \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ размеры принимаются окончательными, если $p_{sl} < \sigma_z$ в пределах слоя толщиной более двух метров, давление по подошве надо снижать.*

1.4 ФУНДАМЕНТЫ ИЗ СБОРНЫХ И МОНОЛИТНЫХ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ

Область применения: применение коротких пирамидальных свай с большим углом наклона боковых граней целесообразно в рыхлых и близких к ним песках, маловлажных тугопластичных глинистых грунтах, лессовых грунтах I типа по просадочности. Такие сваи могут применяться для фундаментов жилых домов до девяти этажей, фундаментов производственных зданий (при количестве свай в кусте не более четырех), безростверковых фундаментов сельскохозяйственных зданий.

Пирамидальные сваи изготавливаются ненапрягаемыми с поперечным армированием и с напрягаемым центральным стержнем без поперечного армирования ствола. Характеристики пирамидальных свай по данным [50] приведены в табл. 1.2.

1.2 Характеристики пирамидальных свай

Длина свай, м	Ширина сечения, см		Площадь боковой поверхности, м ²	Объем свай, м ³	Масса свай, т
	верхнего торца	нижнего торца			
1,5	70	10	2,45	0,29	0,71
2			3,65	0,49	1,22
2,5			4,55	0,61	1,52
3			5,43	0,73	1,82
3,5	80	10	6,31	0,85	2,12
4			7,23	0,97	2,47
5			9,06	1,22	3,02
6			10,9	1,46	3,66

Расчет свай проводится по I и II группам предельных состояний.

Расчет по I группе предельных состояний

Несущая способность основания пирамидальной свай определяется по формуле [36]:

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha [p_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{i,sl}) + c_{i,sl}] + d_b^2 (p' + N c_{sl}) / M, \quad (1.11)$$

где A_i – площадь боковой поверхности свай в пределах i -го слоя грунта, м², слой должен быть однородным, мощностью не более 2 м; α – угол сбега свай, град.; $\varphi_{i,sl}$, $c_{i,sl}$ – угол внутреннего трения, град. и удельное сцепление грунта, кПа для i -го слоя грунта, находящегося в замоченном состоянии, по боковой поверхности свай; φ_{sl} , c_{sl} – то же, под нижним концом свай; d_b – сторона сечения нижнего конца свай, м; M , N – коэффициенты, принимаемые по табл. 1.3.

1.3 Значения коэффициентов M , N , ξ

Кэф-фициенты	Значения φ_{sl} , град.									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
M	0,553	0,480	0,413	0,353	0,297	0,244	0,195	0,147	0,101	0,056
N	0,935	0,877	0,825	0,777	0,733	0,692	0,653	0,615	0,579	0,544
ξ	0,064	0,122	0,172	0,216	0,255	0,289	0,320	0,346	0,37	0,391

$$p_i = \left[\frac{E_i}{4p_{pi}(1-v_i^2) - 2p_{0i}(2-v_i)} \right]^{\xi} (p_{pi} + c_i \operatorname{ctg}\varphi_{i,sl}) - c_{i,sl} \operatorname{ctg}\varphi_{i,sl}, \quad (1.12)$$

где E_i – расчетный модуль деформации грунтов, кПа,

$$E_i = \eta E_{k,sl}, \quad (1.13)$$

где η – коэффициент, равный для суглинков и глин $\eta = 1,0$, для супесей $\eta = 1,5$, для песков пылеватых $\eta = 2,0$, мелких $\eta = 2,5$, средней крупности $\eta = 3,0$; ν_i – коэффициент Пуассона:

- для суглинков и глин

$$\nu = 0,1(1 + 3 I_L), \quad (1.14)$$

- для супесей

$$\nu = 0,15(1 + I_L), \quad (1.15)$$

- для песков

$$\nu = 0,5(1 - \sin\varphi); \quad (1.16)$$

$$p_{0i} = \nu_i \gamma_i h_i / (1 - \nu_i); \quad (1.17)$$

$$p_{pi} = p_{0i}(1 + \sin\varphi_i) + c_i \cos\varphi_i, \quad (1.18)$$

где γ_i – средневзвешенное значение удельного веса грунта в водонасыщенном состоянии в пределах от уровня планировки до середины рассматриваемого слоя; h_i – расстояние от уровня планировки до середины рассматриваемого слоя; ξ – коэффициент по табл. 1.3.

Давление p' в формуле (1.11) определяется по формуле (1.12) с подстановкой в нее характеристик грунта, залегающих под нижним концом сваи, при этом $h_i = L$, где L – глубина погружения сваи.

Расчет по II группе предельных состояний

Осадка основания за счет передачи давления на грунт i -ым участком боковой поверхности пирамидальной сваи

$$s = \frac{2(1+\nu_i)(1-2\nu_i)}{E_{i,sl}} \rho \left[p_{pi} \left(\frac{p_{Fsi} + c_{i,sl} \operatorname{ctg}\varphi_{i,sl}}{p_{pi} + c_{i,sl} \operatorname{ctg}\varphi_{i,sl}} \right)^{(1+\sin\varphi_{i,sl})/\sin\varphi_{i,sl}} - p_{Fsi} \right], \quad (1.19)$$

где ρ – геометрическая характеристика сваи, м,

$$\rho = L [d_b^2 + 2L \operatorname{tg}\alpha (d_b + 2/3L \operatorname{tg}\alpha)] / d_t^2, \quad (1.20)$$

$p_{F_{si}}$ – давление обжатия, действующее на сваю от нагрузки F_{si} ,

$$p_{F_{si}} = (F_{si} - A_i \cos \alpha c_{i,sl}) / A_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{i,sl}), \quad (1.21)$$

F_{si} – расчетная нагрузка на грунт, передаваемая боковой поверхностью сваи (100 ... 400 кН).

Задаваясь значениями нагрузок, определяют соответствующие им значения осадок и наносят точки на график $F-s$.

Расчетная нагрузка, передаваемая боковой поверхностью сваи, определяется как сумма нагрузок, вызывающих одинаковые заданные осадки основания за счет работы i -х слоев грунта (мощностью не более двух метров),

$$F_s = \sum_{i=1}^n F_{si}. \quad (1.22)$$

Осадка основания под нижним концом

$$s_n = \frac{0,3(1+\nu)(1-2\nu)}{E_{sl}} d_b D \left[p_p \left(\frac{p_{F_t} + c_{sl} \operatorname{ctg} \varphi_{sl}}{p_p + c_{sl} \operatorname{ctg} \varphi_{sl}} \right)^{(1+\sin \varphi_{sl})/\sin \varphi_{sl}} - p_{F_t} \right], \quad (1.23)$$

где p_{F_t} – давление грунта под нижним концом сваи,

$$p_{F_t} = AF_t / d_b^2 - Bc_{sl}; \quad (1.24)$$

A, B, D – коэффициенты, принимаемые по табл. 1.4; F_t – расчетная нагрузка, воспринимаемая нижним концом сваи (10 ... 40 кН).

Расчетную нагрузку на грунт, соответствующую предельно допустимым для данного типа сооружения осадкам, следует определять по графикам (рис. 1.2 и 1.3). Расчетная несущая способность сваи находится как сумма нагрузок, воспринимаемых нижним концом и боковой поверхностью сваи при заданной осадке,

$$F_d = (F_s + F_t). \quad (1.25)$$

1.4 Значения коэффициентов A, B, D

Значения	φ_{sl} , град								
	6	10	14	18	22	26	30	34	38
<i>A</i>	0,516	0,445	0,382	0,324	0,270	0,219	0,171	0,124	0,078
<i>B</i>	0,905	0,851	0,851	0,755	0,712	0,712	0,634	0,597	0,561
<i>D</i>	2,235	2,428	2,428	2,963	3,356	3,904	4,732	6,145	9,144

Для ускорения расчета оснований пирамидальных свай разработаны программы, приведенные в прил. 1 и 2.

Конструирование ростверка

Для определения количества свай в ростверке используют минимальное значение несущей способности сваи, найденное из расчета по I и II группам предельных состояний.

Общее количество свай в отдельно стоящем ростверке (или на один метр в ленточном ростверке)

$$n = \frac{(N + G_p) \gamma_k}{F_{d_{\min}}}, \quad (1.26)$$

где N – внешняя нагрузка; $\gamma_k = 1,25$, если минимальное значение несущей способности получено при расчете по II группе, $\gamma_k = 1,4$ – по I группе предельных состояний; G_p – вес ростверка,

$$G_p = \gamma_f \gamma_0 d_p A_p, \quad (1.27)$$

где d_p – глубина заложения ростверка; γ_0 – осредненное значение удельного веса грунта и материала ростверка $\gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_f = 1,1$; A_p – площадь ростверка.

Высота ростверка назначается расчетом, а если конструктивно, то $h_p = h_0 + 25 \text{ см}$, но не менее 0,3 м; h_0 – величина заделки сваи. Размеры ростверка по высоте назначаются кратно 15 см. Предварительная длина свай назначается из условия их погружения не менее чем на 0,5 м в крупнообломочные, крупные и средней крупности пески и глинистые грунты с $I_L \leq 0,1$ и не менее чем на один метр в остальные грунты.

Размеры ростверка в плане назначаются кратно 30 см и на 20 см больше размеров куста свай.

Ширина ленточного ростверка при рядовом расположении

$$b_p = a (m_p - 1) + d + 0,2 \text{ м}, \quad (1.28)$$

где m_p – количество рядов свай; d – диаметр поперечного сечения свай.

При шахматном расположении

$$b_p = \sqrt{c^2 - 0,25 a^2}, \quad (1.29)$$

где c – расстояние между осями свай по диагонали, a – шаг свай.

Порядок расчета пирамидальных свай

- 1 *Определение несущей способности свай, исходя из расчета по I группе предельных состояний.*
- 2 *Определение допустимой нагрузки на сваю (расчет по II группе предельных состояний).*
- 3 *Конструирование ростверка.*

Пример расчета пирамидальных свай

З а д а н и е. Определить расчетную вертикальную нагрузку, допускаемую на фундамент из пирамидальных свай, длиной $L = 6,0$ м с основанием – верхним $0,8 \times 0,8$ м ($d_i = 0,8$ м) и нижним $0,1 \times 0,1$ м ($d_b = 0,1$ м). Угол сбег свай $\alpha = 3,34^\circ$, площадь боковой поверхности $A = 10,9$ м² масса 3,66 т, объем бетона 1,46 м³.

Свая погружена в два слоя грунта, имеющих следующие показатели:

- первый слой – суглинок $I_L = 0,55$; $\gamma_{sat} = 16,9$ кН/м³; $\varphi_1 = 25 / 1,15 = 22^\circ$; $c_1 = 24 / 1,5 = 16$ кПа; $E_{sl} = 7000$ кПа; мощность – 3,2 м;
- второй слой – глина $I_L = 0,4$; $\gamma_{sat} = 17,0$ кН/м³; $\varphi_1 = 25 / 1,15 = 22^\circ$; $c_1 = 36 / 1,5 = 24$ кПа; $E_{sl} = 6000$ кПа; мощность – 4,2 м.

Решение.

1 *Расчет по I группе предельных состояний.*

Расчетная несущая способность основания пирамидальной свай

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha \left[p_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{i,sl}) + c_{i,sl} \right] + d_b^2 (p' + N c_{sl}) / M,$$

где $A_1 = 7,92$ м²; $A_2 = 2,98$ м²; $\alpha = 3,34^\circ$; $\varphi_1 = 22^\circ$; $c_1 = 16$ кПа; $\varphi_2 = 22^\circ$; $c_2 = 24$ кПа; $M_{1,2} = 0,2705$; $N_{1,2} = 0,7125$; $\xi_{1,2} = 0,272$ (табл. 2 и 3).

Коэффициенты Пуассона:

$$\nu_1 = 0,1(1 + 3I_L) = 0,1(1 + 3 \cdot 0,55) = 0,265;$$

$$\nu_2 = 0,1(1 + 3I_L) = 0,1(1 + 3 \cdot 0,4) = 0,22;$$

$$p_{0i} = \nu_i \gamma_i h_i / (1 - \nu_i); p_{pi} = p_{0i}(1 + \sin \varphi_i) + c_i \cos \varphi_i;$$

$$p_{01} = 0,265 \cdot 16,9 \cdot 1,6 / (1 - 0,265) = 9,749 \text{ кПа};$$

$$p_{p1} = 9,749(1 + \sin 22^\circ) + 16 \cos 22^\circ = 28,24 \text{ кПа};$$

$$p_{02} = 0,22 \cdot 16,93 \cdot 4,6 / (1 - 0,22) = 21,97 \text{ кПа};$$

$$p_{p2} = 21,97(1 + \sin 22^\circ) + 24 \cos 22^\circ = 52,45 \text{ кПа}.$$

Природный средневзвешенный удельный вес грунта в пределах от уровня планировки до середины второго слоя

$$\gamma_2 = \frac{3,2 \cdot 16,9 + 1,4 \cdot 17}{3,2 + 1,4} = 16,93 \text{ кН/м}^3,$$

h_i – расстояние от уровня планировки до середины рассматриваемого слоя грунта (участка свай).

Под нижним концом сваи

$$p_0' = 0,22 \cdot 16,95 \cdot 6 / (1 - 0,22) = 28,68 \text{ кПа};$$

$$p_p' = 28,68(1 + \sin 22^\circ) + 24 \cos 22^\circ = 61,68 \text{ кПа},$$

где $h_i = L$ – глубина погружения конца сваи.

Средневзвешенное значение удельного веса грунта на уровне нижнего конца сваи

$$\gamma_2' = \frac{3,2 \cdot 16,9 + 2,8 \cdot 17}{3,2 + 2,8} = 16,95 \text{ кН/м}^3;$$

$$p_i = \left[\frac{E_i}{4 p_{pi}(1 - v_i^2) - 2 p_{0i}(2 - v_i)} \right]^{\xi_i} (p_{pi} + c_i \operatorname{ctg} \varphi_i) - c_i \operatorname{ctg} \varphi_i =$$

$$= \left[\frac{7000}{4 \cdot 28,236(1 - 0,265^2) - 2 \cdot 9,749(2 - 0,265)} \right]^{0,272} (28,236 + 16 \operatorname{ctg} 22^\circ) - 16 \operatorname{ctg} 22^\circ =$$

$$= 196,71;$$

$$p_2 = \left[\frac{6000}{4 \cdot 52,45(1 - 0,22^2) - 2 \cdot 21,97(2 - 0,22)} \right]^{0,272} (52,45 + 24 \operatorname{ctg} 22^\circ) -$$

$$\text{кПа}; \quad - 24 \operatorname{ctg} 22^\circ = 263,72;$$

$$p' = \left[\frac{6000}{4 \cdot 61,68(1 - 0,22^2) - 2 \cdot 28,68(2 - 0,22)} \right]^{0,272} (61,68 + 24 \operatorname{ctg} 22^\circ) -$$

$$\text{кПа}. \quad - 24 \operatorname{ctg} 22^\circ = 282,05.$$

Несущая способность одной сваи

$$F_d = 7,92 \cos 3,34^\circ [196,71 (\operatorname{tg} 3,34^\circ + \operatorname{tg} 22^\circ) + 16] + 2,98 \cos 3,34^\circ \times$$

$$\times [263,72 \times (\operatorname{tg} 3,34^\circ + \operatorname{tg} 22^\circ) + 24] + (282,05 + 0,7125 \cdot 24)$$

$$\text{кН}. \quad / 0,2705 = 1290,8 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю,

$$p = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{1290,8}{1,4} = 922 \text{ кН}.$$

2 Расчет по деформациям.

При расчете по деформациям пласты грунтов следует разбивать на однородные слои мощностью не более двух метров.

Геометрическая характеристика сваи

$$\rho = L \left[d_b^2 + 2 L \operatorname{tg} \alpha \left(d_b + \frac{2}{3} L \operatorname{tg} \alpha \right) \right] / d_i^2 =$$

$$= 6 \left[0,1^2 + 2 \cdot 6 \operatorname{tg} 3,34^\circ \left(0,1 + \frac{2}{3} \cdot 6 \cdot \operatorname{tg} 3,34^\circ \right) \right] / 0,8^2 = 2,281$$

Разбиваем I слой на два мощностью по 1,6 м каждый; II слой на два мощностью по 1,4 м; $\varphi_{II}^1 = 22 \cdot 1,15 = 25^\circ$, $c_{II}^1 = 16 \cdot 1,5 = 24 \text{ кПа}$;
 $\varphi_{II}^2 = 22 \cdot 1,15 = 25^\circ$, $c_{II}^2 = 24 \cdot 1,5 = 36 \text{ кПа}$.

$$p_{pi} = [\gamma_i h_i / (1 - v_i) (1 + \sin \varphi_i)] + c_i \cos \varphi_i;$$

$$p_{p1} = [0,265 \cdot 16,9 \cdot 0,8 / (1 - 0,265)] (1 + \sin 25^\circ) + 24 \cos 25^\circ = 28,69 \text{ кПа};$$

$$p_{p2} = [0,265 \cdot 16,9 \cdot 2,4 / (1 - 0,265)] (1 + \sin 25^\circ) + 24 \cos 25^\circ = 42,55 \text{ кПа};$$

$$p_{p3} = [0,265 \cdot 16,92 \cdot 3,9 / (1 - 0,22)] (1 + \sin 25^\circ) + 36 \cos 25^\circ = 59,10 \text{ кПа};$$

$$p_{p4} = [0,265 \cdot 16,94 \cdot 5,3 / (1 - 0,22)] (1 + \sin 25^\circ) + 36 \cos 25^\circ = 68,65 \text{ кПа},$$

где $\gamma_3 = \frac{3,2 \cdot 16,9 + 0,7 \cdot 17}{3,2 + 0,7} = 16,92 \text{ кН/м}^3$;

$$\gamma = \frac{3,2 \cdot 16,9 + 2,1 \cdot 17}{3,2 + 2,1} = 16,94 \text{ кН/м}^3.$$

Задаемся нагрузками, воспринимаемыми боковой поверхностью каждого участка сваи. Для этого вычисляем соответствующие им осадки. Начальные значения нагрузок 100 ... 300 кН.

$$F_{s1} = 200 \text{ кН};$$

$$p_{F_{s1}} = (F_{s1} - A_i \cos \alpha c_i) / [A_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_i)] =$$

$$= (200 - 4,56 \cos 3,34^\circ \cdot 24) / [4,56 \cos 3,34^\circ (\operatorname{tg} 3,34^\circ + \operatorname{tg} 25^\circ)] = 37,996 \text{ кПа};$$

$$s_i = \frac{2(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)}{E_i} \rho \left[p_{pi} \left(\frac{p_{F_{s1}} + c_i \operatorname{ctg} \varphi_i}{p_{pi} + c_i \operatorname{ctg} \varphi_i} \right)^{\frac{1 + \sin \varphi_i}{\sin \varphi_i}} - p_{F_{s1}} \right] =$$

$$= \frac{2(1 + 0,265)(1 - 2 \cdot 0,265)}{7000} 2,281 \left[28,69 \left(\frac{37,996 + 24 \operatorname{ctg} 25^\circ}{28,69 + 24 \operatorname{ctg} 25^\circ} \right)^{\frac{1 + \sin 25^\circ}{\sin 25^\circ}} - 37,996 \right] =$$

$$= 0,000872 \text{ м.}$$

Дальнейшие расчеты сводим в табл. 1.5.

1.5 Определение осадок от нагрузок, воспринимаемых боковой поверхностью сваи

№ слоя	F_s , кН	p_{fs} , кПа	s , см
1	200	37,99	0,08
	300	79,86	2,766
	350	100,80	5,737
	400	121,73	10,162
2	200	67,90	1,052
	250	96,31	3,827
	300	124,72	8,831
	350	153,13	16,668
3	150	78,25	0,714
	200	127,20	5,407
	250	176,16	15,603
	300	225,11	33,175
4	100	116,75	3,246
	150	209,43	23,803
	200	302,11	73,377
	250	394,79	165,418

По вычисленным значениям строятся графики зависимости осадок от нагрузок, приложенных к боковой поверхности (рис. 1.2). Для определения осадок основания под нижним концом сваи при $\varphi = 25^\circ$ найдем $A = 0,2315$, $B = 0,682$, $D = 3,7545$ [табл. 1.4].

Начальное давление пластических деформаций

$$p_p' = 0,22 \cdot 16,95 \cdot 6(1 - \sin 25^\circ) / (1 - 0,22) + 36 \cos 25^\circ = 73,43 \text{ кПа.}$$

Задаваясь F_t , определяем сопротивление грунта под нижним концом сваи и соответствующие осадки. Расчет сводим в таблицу (табл. 1.6).

На рис. 1.3 строим график зависимости осадок основания под нижним концом сваи от нагрузок. По графикам (рис. 1.2 и 1.3) определяем при $s = 8$ см (предельно допустимая осадка для данного типа зданий) несущую способность сваи $F_d = 1022$ кН. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю при $\gamma_f = 1,25$, составит

$$P = 1022 / 1,25 = 817,6 \text{ кН.}$$

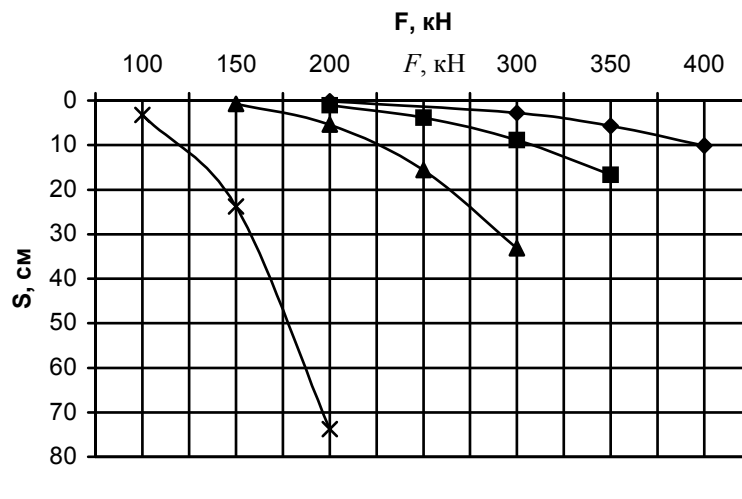


Рис. 1.2 График зависимости осадок от нагрузок воспринимаемых боковой поверхностью сваи по слоям:

1.6 Расчет осадок под нижним концом сваи

F_t , кН	p_{β} , кПа	s , см
5	0,912	0,020
10	2,070	0,532
15	3,227	2,106
20	4,385	5,366
25	5,542	11,011

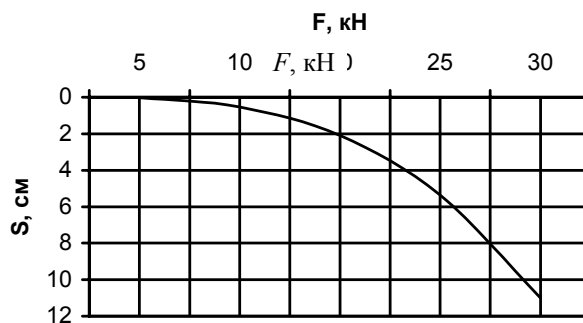


Рис. 1.3 Осадка основания под нижним концом сваи иного ростверка

Для отдельно стоящего фундамента количество свай определяется по формуле

$$n = \frac{N + G_p}{F_d} = \frac{3269}{817,6} = 3,996 \approx 4,$$

где n – количество свай в отдельно стоящем фундаменте; $N + G_p = 3113 \times 1,05 = 3269$ кН – расчетная нагрузка от здания и веса ростверка (предварительно вес ростверка и грунтов на его уступах может быть принят равным 5 % от общей нагрузки).

Расстояние в осях между сваями a принимаем равным

$$a \geq 3d_t = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ м.}$$

Расстояние от края ростверка до сваи

$$a' \geq 0,2 d_t + 0,1 = 0,2 \cdot 0,8 + 0,1 = 0,26 \text{ м.}$$

Размеры ростверка в плане принимаем $2,4 + 0,26 \cdot 2 + 0,8 = 3,72 \approx 3,9$ м.

Далее приведены распечатки результатов расчета пирамидальных свай на ЭВМ.

Программы по расчету пирамидальных свай включают:

prog_001.bas – расчет несущей способности основания пирамидальной сваи (прил. 1);

prog_002.bas – расчет предельной нагрузки на пирамидальную сваю, т.е. задается нагрузка – результатом является осадка (прил. 2).

Исходными данными ко всем программам являются:

- характеристики грунтов основания;
- размеры свай и величина погружения сваи в грунты;
- класс ответственности здания.

Расчет несущей способности пирамидальных свай
(расчет по первой группе предельных состояний)

Угол сбега сваи, град.	3,33	
Сторона сечения нижнего конца сваи	0,1	
Угол внутреннего трения под нижним концом сваи, град.	22	
Удельное сцепление под нижним концом сваи, кПа	24	
Длина сваи, м	6	
Количество слоев	2	
Площадь боковой поверхности сваи в пределах первого слоя, м ²	7,92	
Угол внутреннего трения первого слоя, град.	22	
Удельное сцепление грунта первого слоя, кПа	16	
Табличный коэффициент $M_1 (i = 1)$	0,270	
Табличный коэффициент $N_1 (i = 1)$	0,712	
Коэффициент, зависящий от вида грунта h_1	1	
Коэффициент Пуассона $\nu_1 (i = 1)$	0,265	
Удельный вес первого грунта, кН/м ³	16,9	
Табличный коэффициент ξ_1	0,272	
Расстояние от уровня планировки до середины первого слоя, м	1,6	
Модуль деформации первого грунта, кПа	7000	
Площадь боковой поверхности сваи в пределах второго слоя, м ²	2,98	
Угол внутреннего трения второго слоя, град.	22	
Удельное сцепление грунта второго слоя, кПа	24	
Табличный коэффициент $M_2 (i = 2)$	0,270	
Табличный коэффициент $N_2 (i = 2)$	0,712	
Коэффициент, зависящий от вида грунта h_2		1
Коэффициент Пуассона $\nu_2 (i = 2)$	0,22	
Удельный вес второго грунта, кН/м ³	16,93	
Табличный коэффициент ξ_2	0,272	
Расстояние от уровня планировки до середины второго слоя, м	4,6	
Модуль деформации второго грунта, кПа	6000	
Удельный вес грунта под острием сваи, кН/м ³	16,95	
Расстояние от уровня планировки до острия сваи, м	6	

Результаты расчета

$$p_{01} = 9,749115; \quad p_{p1} = 28,23614; \quad p_1 = 196,7126;$$

$$p_{02} = 21,96559; \quad p_{p2} = 52,44646; \quad p_2 = 263,7048;$$

$$p_0' = 28,68462; \quad p_p' = 61,68248; \quad p' = 282,0666.$$

Результат: $F_d = 1290,786$.

Расчет осадки основания для пирамидальных свай
(расчет по второй группе предельных состояний)

Угол сбега сваи, град	3,34
Сторона сечения нижнего конца сваи, м	0,1
Сторона сечения верхнего конца сваи, м	0,8
Длина сваи, м	6
Угол внутреннего трения под нижним концом сваи, град.	25
Удельное сцепление под нижним концом сваи, кПа	36
Табличные коэффициенты A	0,231
B	0,682
D	3,754
Площадь боковой поверхности сваи в пределах первого слоя, м ²	4,56
Угол внутреннего трения первого слоя f_1 , град.	25
Удельное сцепление грунта первого слоя c_1 , кПа	24
Коэффициент, зависящий от вида грунта h_1	1
Коэффициент Пуассона ν_1	0,265
Удельный вес первого грунта, кН/м ³	16,9
Расстояние от уровня планировки до середины первого слоя, м	0,8
Модуль деформации первого грунта E_1 , кПа	7000
Площадь боковой поверхности сваи в пределах второго слоя, м ²	3,36
Угол внутреннего трения второго слоя f_2 , град.	25
Удельное сцепление грунта второго слоя c_2 , кПа	24
Коэффициент, зависящий от вида грунта h_2	1
Коэффициент Пуассона ν_2	0,265
Удельный вес второго грунта, кН/м ³	16,9
Расстояние от уровня планировки до середины второго слоя, м	2,4
Модуль деформации второго грунта E_2 , кПа	7000
Площадь боковой поверхности сваи в пределах третьего слоя, м ²	1,95
Угол внутреннего трения третьего слоя f_3 , град.	25
Удельное сцепление грунта третьего слоя c_3 , кПа	36
Коэффициент, зависящий от вида грунта h_3	1
Коэффициент Пуассона ν_3	0,22
Удельный вес третьего грунта, кН/м ³	16,92
Расстояние от уровня планировки до середины третьего слоя, м	3,9
Модуль деформации третьего грунта E_3 , кПа	6000
Площадь боковой поверхности сваи в пределах четвертого слоя, м ²	1,03
Угол внутреннего трения четвертого слоя f_4 , град.	25
Удельное сцепление грунта четвертого слоя c_4 , кПа	36
Коэффициент, зависящий от вида грунта h_4	1
Коэффициент Пуассона ν_4	0,22
Удельный вес четвертого грунта, кН/м ³	16,94
Расстояние от уровня планировки до середины четвертого слоя, м	5,3
Модуль деформации четвертого грунта E_4 , кПа	6000

Результаты расчета (табл. 1.7 и 1.8)

$$\rho = 2,282958,$$

- для первого слоя:

$$p_0 = 4,874557, \quad p_p = 28,68602;$$

- для второго слоя:

$$p_0 = 14,62367, \quad p_p = 42,55529;$$

- для третьего слоя:

$$p_0 = 18,612, \quad p_p = 59,10485;$$

- для четвертого слоя:

$$p_0 = 25,32313, \quad p_p = 68,65223.$$

1.7 Результаты расчета

№ слоя	F_s , кН	p_{fs} , кПа	s , см
1	200	37,99409	1,368373
1	300	79,86275	2,766112
1	350	100,7971	5,737355
1	400	121,7314	10,1621
2	200	67,90028	1,052208
2	250	96,31116	3,826638
2	300	124,722	8,830641
2	350	153,1329	16,66836
3	150	78,24754	0,714448
3	200	127,2017	5,406605
3	250	176,1558	15,60345
3	300	225,1099	33,17527
4	100	116,7455	3,245635
4	150	209,4256	23,80294
4	200	302,1057	73,37659
4	250	394,7859	165,4179

$$p_p' = 73,43434.$$

1.8 К расчету осадок под нижним концом сваи

F_b , кН	p_{fb} , кПа	s , см
5	0,91198	0,0201027
10	2,06948	0,5321233
15	3,22698	2,105603
20	4,38448	5,366253
25	5,54198	11,01135

1.5 ПОВЕРХНОСТНОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

Для уплотнения грунтов используют металлические или железобетонные трамбовки диаметром 1,4 ... 3,5 м; массой 2 ... 10 т, (тяжелые) и до 50 т (сверхтяжелые). Подъем и сбрасывание трамбовок производят краном или другим механизмом с высоты 4 ... 8 м. Трамбованием создается уплотненный слой толщиной 1,5 ... 6 м в зависимости от веса трамбовки, площади ее рабочей поверхности, высоты сбрасывания, числа ударов, вида грунта, его начальной плотности.

Под действием трамбования образуется уплотненная зона в пределах которой плотность сухого грунта изменяется от максимальной в верхней части до заданной на нижней границе уплотненной зоны. За нижнюю границу уплотненной зоны принимается граница, на которой удельный вес сухого грунта достигает: для песков $\gamma_{ds} = 16 \text{ кН/м}^3$, супесей – 16,5, суглинков и глин – 17, 17,5, лессовых просадочных грунтов – 16 кН/м^3 и устраняются просадочные свойства.

Уплотнение тяжелыми трамбовками просадочных грунтов применяется на площадках I типа по просадочности для устранения этих свойств в основании фундаментов, а на площадках II типа – также и для создания маловодопроницаемого экрана под всем зданием. При неполном устранении просадочных свойств на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности поверхностное уплотнение применяется в сочетании с предварительным замачиванием.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками применяется при степени влажности $s_r \leq 0,7$ и плотности сухого грунта $\rho_d \leq 1,6 \text{ г/см}^3$.

Наибольшая глубина уплотнения достигается при оптимальной влажности. Оптимальная влажность для глинистых грунтов

$$\omega_o = \omega_p - (0,01 - 0,03), \quad (1.30)$$

где ω_p – влажность на границе раскатывания.

Глубина уплотнения

$$h_s = k_c d, \quad (1.31)$$

где d – диаметр трамбовки; k_c – коэффициент пропорциональности: для песков $k_c = 1,55$, для супесей и суглинков $k_c = 1,8$, для глин $k_c = 1,5$, для просадочных лессовидных грунтов $k_c = 1,2 \dots 1,3$. Уплотнение трамбованием целесообразно вести, если понижение поверхности при трамбовании превышает 7 ... 8 см для связных и 5 см для несвязных грунтов.

Требуемая глубина уплотнения просадочных грунтов определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только в верхней ее части на глубину, при которой суммарные осадки и просадки фундаментов не превышают предельных величин. При уплотнении с целью создания сплошного маловодопроницаемого экрана глубина уплотнения должна быть не менее 1,5 м.

Величина недобора грунтов до проектной отметки принимается не менее 0,15 ... 0,25 от глубины уплотнения или по формуле

$$\Delta h = 1,2h_s(1 - \gamma_d / \gamma_{d,s}), \quad (1.32)$$

где h_s – толщина уплотненного слоя, м; $\gamma_{d,s}$ – среднее значение плотности сухого грунта в пределах уплотненного слоя (заданная величина); γ_d – удельный вес сухого грунта до уплотнения.

Прочностные и деформационные характеристики уплотненных грунтов приведены в табл. 1.9 и 1.10.

1.9 Характеристики уплотненных грунтов

Показатели	Значение показателей при γ_{ds}		
	16	17	18
<i>Для лессовидных грунтов:</i>			
• c , сцепление, МПа	0,055/0,025	0,075/0,035	0,1/0,045
• φ , угол внутреннего трения	28/24	30/25	32/26
E , модуль деформации, МПа для:			
• лессовидных супесей	20/15	20/15	20/15
• лессовидных суглинков	25/20	25/20	25/20
• песков крупных	30/25	40/30	–
• песков средних	25/20	30/25	–
• песков мелких	15/10	20/15	–

Перед чертой даны значения при степени влажности $s_r \leq 0,5 \dots 0,6$; за чертой при $s_r \geq 0,8$.

1.9 Расчетное сопротивление основания из уплотненных грунтов

Вид грунтов	R_0 , МПа,		
	$\gamma_{ds} = 16 \text{ кН/м}^3$	$\gamma_{ds} = 17 \text{ кН/м}^3$	$\gamma_{ds} = 18 \text{ кН/м}^3$
Супеси	0,2	0,25	0,28
Суглинки	0,25	0,3	0,32
Глины	0,3	0,35	0,4
Крупные пески	0,3	0,4	0,5
Средние пески	0,25	0,3	0,4
Мелкие пески	0,2	0,25	0,3

Размеры уплотняемой площади принимаются равными

$$b_s = b + 0,5(b - d); \quad (1.33)$$

$$l_s = l + 0,5(b - d), \quad (1.34)$$

где b и l – ширина и длина фундамента; d – диаметр трамбовки.

Ширина уплотняемой полосы за пределами фундаментов должна быть не менее 0,2 м и не менее диаметра трамбовки с каждой стороны, а при создании сплошного водонепроницаемого экрана не менее одного метра. Уплотнение производят отдельными полосами шириной $0,9d$ трамбовки с перекрытием следов и каждой полосы на $0,1d$. В пределах каждой полосы трамбование выполняется отдельными циклами по два-три удара.

После окончания трамбования верхний разрыхленный слой грунта доуплотняется легкими ударами трамбовки при сбрасывании ее с высоты $0,5 \dots 1$ м или укаткой. Если после трамбования отметка окажется ниже проектной, производится подсыпка местного грунта с уплотнением его укаткой. При производстве работ в зимнее время глубина промерзания должна быть не более $0,2 \dots 0,3$ м, грунт должен находиться в талом состоянии. Проверка качества уплотнения грунтов проверяется по отказу контрольным трамбованием или отбором проб для определения γ_{ds} через $0,25 \dots 0,5$ м на глубину не ниже $2d$.

**Порядок расчета оснований,
уплотненных тяжелыми трамбовками**

Первый способ

1. *Определение глубины зоны уплотнения и величины недобора грунта до проектной отметки.*
2. *Определение размеров фундаментов, исходя из прочностных и деформационных характеристик уплотненного основания, принимаемых по табл. 1.9, 1.10.*
3. *Расчет по II группе предельных состояний, включающий проверку прочности подстилающего неуплотненного грунта, расчет осадок по схеме двухслойного основания и при необходимости расчет просадки.*
4. *Увеличение размеров фундамента или размеров трамбовки (диаметра и массы) при превышении предельно допустимых значений деформаций.*
5. *Определение размеров уплотняемой площади b_s, l_s .*

Второй способ

1. *Определение суммарных значений напряжений от собственного веса и от внешней нагрузки под подошвой фундамента и сравнение этих значений с величиной начального просадочного давления.*
2. *Определение границы зоны просадки и границы деформируемой зоны.*
3. *Назначение толщины уплотненного слоя, в пределах которого устраняются просадочные свойства.*
4. *Проверка давления под подошвой условного фундамента.*
5. *Определение просадки фундамента за счет неуплотненного грунта, залегающего ниже зоны трамбования.*
6. *Определение суммарной величины осадки и просадки и сравнение с предельно-допустимым значением для данного типа здания.*
7. *Определение необходимого диаметра и массы трамбовки, ширины уплотненной зоны, величины недобора грунта до проектной отметки.*

**Пример расчета оснований,
уплотненных тяжелыми трамбовками**

З а д а н и е. Запроектировать фундамент производственного здания с подвалом на основании, уплотненном тяжелыми трамбовками. Глубина заложения фундамента 5 м, внешняя нагрузка $F_{I-II} = 2205$ кН. В основании залегают: супесь, песок пылеватый, супесь лессовидная, просадочная, и далее непросадочные грунты. Физико-механические характеристики основания приведены в табл. 1.11.

1.11 Характеристики грунтов основания

Показатели:	1	2	3
Вид грунта	Супесь	Песок пылеватый	Супесь лессовидная
Толщина горизонта, м	1,8	2,0	6,6
γ , кН/м ³	17,1	16,4	16,4
γ_s , кН/м ³	27,0	26,3	26,4
p_{sl} , кПа	–	–	145,0
ω_{sl}	0,27	0,24	0,21

ε_{sl}	–	–	0,036
φ (φ_{sl})	21	26	28
c (c_{sl}), кПа	22	3	12
E (E_{sl}), МПа	15	24	9

Решение.

1 *Определение глубины зоны уплотнения.*

Глубина заложения фундамента от уровня планировки

$d = 5,0$ м, т.е. фундамент располагается в третьем слое грунта.

Определяем удельный вес грунта в сухом состоянии

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w_{sl}} = \frac{16,4}{1 + 0,21} = 13,5 \text{ кН/м}^3.$$

Задаемся диаметром трамбовки $D = 3,5$ м.

Глубина зоны уплотнения: при $k_c = 1,45$

$$h_s = 1,45 \cdot 3,5 = 5,075 \text{ м.}$$

Величину недобора грунта до проектной отметки определяем по формуле

$$\Delta h = 1,2 h_s \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_{d,s}} \right) = 1,2 \cdot 5,075 \left(1 - \frac{13,5}{16,0} \right) = 1,1 \text{ м,}$$

где $\gamma_d = 13,5 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес сухого грунта до уплотнения; $\gamma_{d,s} = 16,0 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение плотности сухого грунта в пределах уплотненной зоны (для супесей лессовидных).

2 *Определение ширины подошвы фундамента.*

Определяем прочностные характеристики уплотненного просадочного грунта по табл. 1.9.

$$c_{II} = 0,03 \text{ МПа}; \quad \varphi_{II} = 25^\circ; \quad E_{sl} = 15 \text{ МПа}; \quad R_0 = 0,225 \text{ МПа} = 225 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем ширину подошвы фундамента в первом приближении

$$b_1 = \sqrt{\frac{F_v}{(R_0 - \gamma_{c,s} d) \eta}} = \sqrt{\frac{2205}{(225 - 20 \cdot 5)1,2}} = 3,834 \text{ м,}$$

где $F_v = 2205 \text{ кН}$ – вертикальная нагрузка на фундамент по второй группе предельных состояний; $\gamma_{c,s} = 20 \text{ кН/м}^3$ – осредненное значение удельного веса фундамента и грунта выше подошвы фундамента; $d = 5 \text{ м}$; $\eta = \frac{L}{B} = 1,2$ – отношение длины фундамента к его ширине.

Определяем сопротивление грунта по формуле (1.4):

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} (0,78 \cdot 1 \cdot 3,834 \cdot 20,4 + 4,11 \cdot 16,6 \cdot 2,69 + 6,67 \cdot 30) = 382 \text{ кН/м}^2,$$

$\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,2$; $M_\gamma = 0,78$; $M_g = 4,11$; $M_c = 6,67$, определенных по $\varphi = 25^\circ$; $k = 1,1$; $k_z = 1$; $\gamma'_{II} = 16,6 \text{ кН/м}^3$;

$\gamma_{IIy} = \left(1 + \frac{s_r \gamma_{\omega e}}{\gamma_s} \right) \gamma_{ds} = \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,7}{26,4} \right) 16,0 = 20,4 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии в уплотненной зоне ($e = 0,7$ – коэффициент пористости в уплотненной зоне); $d_1 = 2,695 \text{ м}$; $d_b = 0$ при ширине подвала $B > 20 \text{ м}$.

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{17,1 \cdot 1,8 + 16,4 \cdot 2 + 16,4 \cdot 1,2}{1,8 + 2 + 1,2} = 16,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,5 + \frac{0,1 \cdot 24}{16,6} = 2,69 \text{ м,}$$

$d = 2,4 + 0,1 = 2,5 \text{ м}$ – высота фундамента и подбетонки,

$$h_{cf} = 0,1 \text{ м}; \quad \gamma_{cf} = 24 \text{ кН/м}^3;$$

$$b = \sqrt{\frac{2205}{(382 - 100)1,2}} = 2,55 \text{ м,}$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} (0,78 \cdot 1 \cdot 2,55 \cdot 20,4 + 4,11 \cdot 16,6 \cdot 2,69 + 6,67 \cdot 30) = 356,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$b_3 = \sqrt{\frac{2205}{(356,8 - 100)1,2}} = 2,48 \text{ м};$$

$$\left| 1 - \frac{b_3}{b_2} \right| = \left| 1 - \frac{2,48}{2,55} \right| = 0,02 \leq 0,1, \text{ — условие выполнено.}$$

Принимаем $b = 3,0 \text{ м}$, $l = 1,2 \cdot 3 = 3,6 \text{ м}$.

Принимаем фундамент марки ФА II-3 по [86, табл. III. 12] с высотой $2,4 \text{ м}$.

3 Проверка прочности слабого подстилающего неуплотненного слоя. Расчет осадки.

Необходимо выполнение условия

$$\sigma_z \leq R_z,$$

где

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp};$$

$\sigma_{zg0} = \gamma' d = 16,6 \cdot 5 = 83 \text{ кН/м}^2$ — напряжения под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \gamma_{IIy} h_s = 83 + 20,4 \cdot 5,075 = 186,5 \text{ кН/м}^2$ на кровле слабого слоя;

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0; \quad p_0 = p - \sigma_{zg0};$$

$$\alpha = f(\xi); \quad \xi = 2z/b;$$

$$p = \gamma_{cs} d + \frac{F_v}{A}, \quad d = 5 \text{ м}, \quad \gamma_{cs} = 20 \text{ кН/м}^3 -$$

осредненное значение плотности фундамента и грунта;

$A = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ м}^2$ — площадь фундамента;

$$p = 20 \cdot 5 + \frac{2205}{10,8} = 304,2 \text{ кН/м}^2; \quad p_0 = 304,2 - 83 = 221,2 \text{ кН/м}^2;$$

$$\xi = \frac{2z}{b}; \quad z = 5,075 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 5,075}{3} = 3,38 \Rightarrow \alpha = 0,049 \text{ — по [74, табл. 1];}$$

$$\sigma_{zp} = 0,049 \cdot 221,2 = 10,83 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_z = 186,53 + 10,83 = 197,3 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{F_v}{\sigma_z} = \frac{2205}{10,83} = 210,8 \text{ м}^2.$$

Ширина подошвы условного фундамента

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где $a = \frac{(l-b)}{2} = \frac{3,6-3}{2} = 0,3 \text{ м}; \quad b_z = \sqrt{210,8 + 0,09} - 0,3 = 14,2 \text{ м}.$

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_g \gamma_{II}' d_1 + (M_g - 1) \gamma_{II}' d_b + M_c c_{II}) = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} (0,98 \cdot 1 \cdot 16,4 \cdot 14,2 + 4,93 \cdot 7,55 \cdot 18,5 + 7,4 \cdot 12) = 1371 \text{ кН/м}^2,$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,2$; $M_\gamma = 0,98$; $M_g = 4,93$; $M_c = 7,40$; $k = 1,1$; $k_z = 1$; $d_1 = 7,55 \text{ м}$ — от пола подвала до подошвы условного фундамента, $d_b = 0$;

$$d_1 = h_s + \frac{h_{ef} \gamma_{ef}}{\gamma_{II}'} = 2,4 + 5,075 + \frac{0,1 \cdot 24}{16,6} = 7,55 \text{ м};$$

$$\gamma_{II}' = (5,075 \cdot 20,4 + 16,6 \cdot 5) / 10,075 = 18,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\sigma_z = 200 \text{ кН/м}^2 < R_z = 934,5 \text{ кН/м}^2.$$

Условие выполняется.

Определяем осадку и просадку

$$s + s_{sl} \leq s_u.$$

Напряжения от собственного веса

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \gamma d,$$

где $\sigma_{zg0} = \gamma' d = 16,6 \cdot 5 = 83 \text{ кН/м}^2$ и дополнительных напряжений:

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0,$$

где $\alpha = f(\xi, \eta)$ – табл. 1 [74], $p_0 = p - \sigma_{zg0} = 304,2 - 83 = 221,2 \text{ кПа}$.

Грунтовую толщу разбиваем на слои мощностью $z = 0,2b = 0,2 \cdot 3 = 0,6 \text{ м}$.

Расчет сводим в табл. 1.12.

1.12 Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования

№ слоя	z, м	ξ	α	$\sigma_{zp}, \text{кН/м}^2$	$\sigma_{zg}, \text{кН/м}^2$	$0,2\sigma_{zg}$	E, кН/м ²	s, мм
1	0	0	1,000	221,2	83	17	15 000	5
2	0,6	0,4	0,966	205,8	93	19		5
3	1,2	0,8	0,824	182	103	21		5
4	1,8	1,2	0,644	142	113	23		4
5	2,4	1,6	0,4905	108	123	25		4
6	3	2,0	0,375	83	133	27		3
7	3,6	2,4	0,291	64	142	28		3
8	4,2	2,8	0,2305	51	152	30		3
9	4,8	3,2	0,185	41	162	32		3
10	5,4	3,6	0,152	34	172	34	12 000	4

$$s = \sum_{i=1}^{10} s_i = 3,9 \text{ см.}$$

Величину просадки вычисляем по формуле

$$s_{sl} = \varepsilon_{sl} k_{sl} h_{sl},$$

где

$$k_{sl} = 0,5 + 1,5 \frac{(p - p_{sl})}{p_0} = 0,5 + 1,5 \frac{(304 - 145)}{100} = 2,8 \text{ см};$$

$h_{sl} = 5,4 - 5,075 = 0,325 \text{ м}$ – ниже зоны уплотнения до границы сжимаемой зоны;

$$\varepsilon_{sl} = 0,036;$$

$$s_{sl} = 0,036 \cdot 2,8 \cdot 0,325 = 0,03 \text{ м} = 3 \text{ см},$$

$$s_u = \gamma_s [s]_u,$$

где $\gamma_s = 1$, так как $s_{sl} = 3 \text{ см} < 2s = 2 \cdot 3,9 = 7,8 \text{ см}$; $[s]_u = 8 \text{ см}$;

$$3,9 + 3 = 6,9 < 8 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

1.6 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

Грунтовые подушки применяют с той же целью, что и уплотнение тяжелыми трамбовками, т.е. для устранения просадочных свойств в пределах всей или в верхней части деформируемой зоны или для передачи давления на более прочный грунт по сравнению с несущим слоем. При их устройстве слабый грунт заменяют песчаным средней крупности и крупным или местным глинистым. Применение подушек способствует уменьшению и выравниванию осадок сооружения, снижению объема и глубины залегания фундаментов.

К грунтам, используемым в качестве подушек, предъявляются требования удобоукладываемости с заданной плотностью, высокого сопротивления сдвигу и устойчивости скелета грунта при увлажнении. Песок при устройстве подушек уплотняют послойно, обычно, катками на пневмоколесном ходу. Плотность каждого слоя контролируется. При устройстве подушек для создания сплошного водонепроницаемого экрана применяют глинистые грунты с удельным весом сухого грунта $\gamma_d \geq 17 \text{ кН/м}^3$. При устройстве грунтовых подушек с целью ликвидации просадочных свойств используют песчаные грунты (на площадках I типа по просадочности) и глинистые, с удельным весом сухого грунта $\gamma_d \geq 16 \text{ кН/м}^3$.

Грунтовые подушки применяются:

- 1) когда степень влажности грунтов в основании фундаментов $s_r > 0,7$;
- 2) при необходимости уплотнять слой толщиной более 3 ... 3,5 м, в этом случае применяется двухслойное уплотнение путем сочетания поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками с устройством поверху уплотненного слоя грунтовой подушки;
- 3) при невозможности поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками.

Необходимая толщина грунтовой подушки определяется таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления этого грунта R_s , а также расчетом по деформациям.

По В. И. Крутову [32]: для малоэтажных зданий с нагрузками на ленточный фундамент до 150 кН/м и отдельно стоящий фундамент до 600 кН толщина грунтовой подушки

$$h_s = \frac{p - p_{sl}}{p_{sl}} b, \quad (1.35)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента.

Ширина и длина грунтовой подушки по низу

$$b_s(l_s) = b(l) + 2bk_h, \quad (1.36)$$

где b и l – соответственно, ширина или длина фундамента; k_h – коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций при $p = 150 \dots 200 \text{ кПа}$ $k_h = 0,3$; $p = 250 \dots 300 \text{ кПа}$ $k_h = 0,35$; $p = 350 \dots 400 \text{ кПа}$ $k_h = 0,4$.

Ширина грунтовой подушки должна быть больше ширины фундамента: по верху не менее чем на 0,6 м, по низу – на 0,4 м.

Толщина грунтовой подушки по Ф. К. Лапину [36]

$$h_s \geq 0,5b [1 + \text{tg}(45 + \varphi')], \quad (1.37)$$

где φ' – угол внутреннего трения грунта подушки.

Размеры подушки по низу

$$b_s(l_s) = b(l) + 2h_s \text{tg} \varphi'. \quad (1.38)$$

Определение размеров подушки на основании устойчивости грунтовой призмы получено Б. И. Далматовым [15]. Используя этот метод, задаются размерами подушки и несколькими положениями поверхностей скольжения, разными углами β . Методом последовательного приближения находят наименьшее давление по подошве подушки, соответствующее условиям предельного равновесия.

$$p_p = \frac{\gamma y^2}{2b} \text{tg} \beta \left[\frac{y \text{tg} \beta + 2d}{y \text{tg}(\beta + \varphi')} - \frac{2dl}{y^2 \text{tg}^2 \beta} - \frac{\gamma'}{\gamma} \right], \quad (1.39)$$

где γ и γ' – удельный вес грунта и подушки, соответственно; d – глубина заложения фундамента, $y = b + l$.

Давление по подошве фундамента

$$p = \frac{N_1}{A} \leq p_p / \gamma_g, \quad (1.40)$$

где $\gamma_g = 1,1 \dots 1,3$ – коэффициент надежности по грунту подушки.

Если это условие не выполняется, увеличивают размер подушки.

Расчет по I группе предельных состояний

Расчетом по I группе определяют предельное усилие, которое может быть передано на грунтовую подушку

$$F_u = b^2 / A [(p'_p + c' \operatorname{ctg} \varphi') (2\rho / b)^{\frac{2 \sin \varphi}{(1 + \sin \varphi)}} - c' \operatorname{ctg} \varphi' + B c'], \quad (1.41)$$

где

$$p'_p = [\nu \gamma_0 d_p (1 + \sin \varphi') / (1 - \nu)] + c' \cos \varphi'; \quad (1.42)$$

γ_0 – осредненный удельный вес грунта в пределах от поверхности планировки до середины высоты подушки, $\rho = 0,5b_s$; d_p – расстояние от уровня планировки до середины высоты подушки;

$$A = 2 [1 + \operatorname{ctg} (45 + \varphi')] / \pi [1 + \operatorname{tg} (45 + \varphi')]; \quad (1.43)$$

$$B = [2 + \operatorname{tg} (45 + \varphi') + \operatorname{ctg} (45 + \varphi')] / 2 [1 + \operatorname{tg} (45 + \varphi')]. \quad (1.44)$$

Это предельное усилие должно удовлетворять условию

$$\frac{F_u}{\gamma_g} \geq N_1, \quad (1.45)$$

где $\gamma_g = 1,3$ – коэффициент надежности; N_1 – внешняя расчетная нагрузка по I группе предельных состояний.

После установления размеров подушки производят *расчет основания по деформациям*, включающий в себя проверку слабого подстилающего слоя, расчет осадки двухслойного основания и при необходимости расчет просадки подстилающего слоя. Если суммарные значения осадки и просадки превышают предельно допустимые значения, или давление на подстилающий слой превышает расчетное сопротивление, высоту подушки или ширину подошвы фундамента увеличивают и расчет повторяют.

Порядок расчета грунтовой подушки

1. *Определение размеров грунтовой подушки h_s , b_s , l_s ; размеров фундамента по прочностным и деформационным характеристикам уплотненного грунта подушки (табл. 1.9 и 1.10).*
2. *Расчет по I группе предельных состояний.*
3. *Расчет по II группе предельных состояний, включающей проверку прочности подстилающего слоя, расчет осадки и при необходимости расчет просадки.*

Пример расчета грунтовой подушки

З а д а н и е. Грунтовые условия и внешние нагрузки те же, что и в предыдущем примере. Материал подушки – местный суглинок с удельным весом сухого грунта $\gamma_{d,s} = 17 \text{ кН/м}^3$.

Решение.

Определим прочностные характеристики уплотненного грунта по табл. 1.9 и 1.10:

$$c' = 35 \text{ кПа}; \quad \varphi' = 25^\circ; \quad E = 20 \text{ МПа}; \quad R_0 = 300 \text{ кН/м}^2.$$

1 Определение ширины подошвы фундамента.

$$b_1 = \sqrt{\frac{2205}{(300-100)1,2}} = 3,031 \text{ м.}$$

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_g \gamma_{II}' d_1 + (M_g - 1) \gamma_{II}' d_b + M_c c_{II}) =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,78 \cdot 1 \cdot 3,031 \cdot 21,1 + 4,11 \cdot 16,6 \cdot 2,69 + 6,67 \cdot 35) = 457 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $M_\gamma = 0,78$; $M_g = 4,11$; $M_c = 6,67$, определенных по

$\varphi = 25^\circ$; $k = 1,1$; $k_z = 1$; $\gamma_{II}' = 16,6 \text{ кН/м}^3$; $d_1 = 2,695$; $d_b = 0$.

$$\gamma_{II} = (1 + 0,9 \cdot 10 \cdot 0,7 / 21,4) 17 = 21,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{2205}{(457-100)1,2}} = 2,269 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,78 \cdot 1 \cdot 2,269 \cdot 21,1 + 4,11 \cdot 16,6 \cdot 2,69 + 6,67 \cdot 35) = 447 \text{ кН/м}^2;$$

$$b_3 = \sqrt{\frac{2205}{(447-100)1,2}} = 2,301 \text{ м};$$

$$\left| 1 - \frac{b_3}{b_2} \right| = \left| 1 - \frac{2,301}{2,269} \right| = 0,014 \leq 0,1.$$

Принимаем $b = 2400 \text{ мм}$, тогда $l = 2400 \cdot 1,2 = 2880 \text{ мм}$, тогда

$l = 3000 \text{ мм}$, что соответствует фундаменту марки ФА9-

3 с высотой $2,4 \text{ м}$ по [86, табл. III. 12].

Определяем размеры грунтовой подушки по *В. И. Крутову*:

Высота грунтовой подушки

$$h_s = \frac{p - p_{sl}}{p_{sl}} b,$$

где $p_{sl} = 145 \text{ кН/м}^2$ – начальное просадочное давление;

$$p = \gamma_{cs} d + \frac{F_v}{A},$$

где $A = b \cdot l = 2,4 \cdot 3,0 = 7,2 \text{ м}^2$;

$$p = 20 \cdot 5 + \frac{2205}{7,2} = 406 \text{ кН/м}^2;$$

$$h_s = \frac{406 - 145}{145} 2,4 = 4,32 \text{ м.}$$

Принимаем $h_s = 4,4 \text{ м}$ (рис. 1.4).

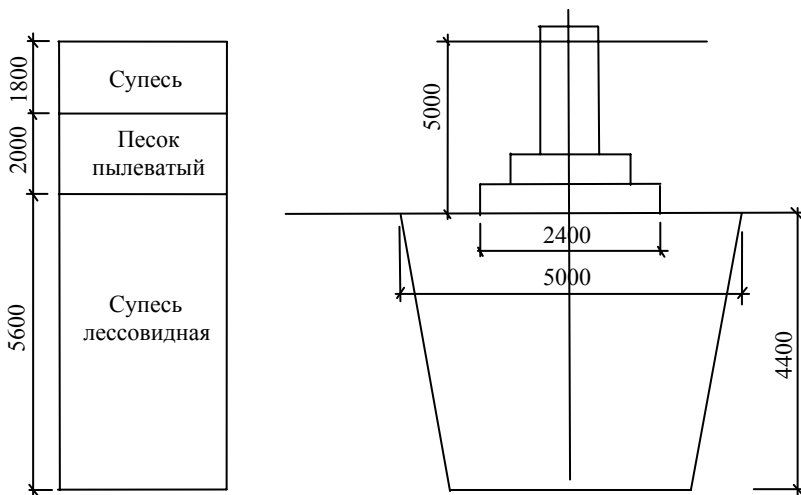


Рис. 1.4 К определению размеров грунтовой подушки

Ширина подушки по низу

$$b_s = b + 2bk_h,$$

где $k_h = 0,4$; $b_s = 2,4 + 2 \cdot 2,4 \cdot 0,4 = 4,32$.

Принимаем $b_s = 4,4$ м.

$$l_s = l + 2bk_h = 3 + 2 \cdot 2,4 \cdot 0,4 = 4,92 \text{ м,}$$

тогда $l_s = 5,0$ м.

2 Расчет подушки на раздавливание.

$$F_u = \frac{b^2}{A'} \left[(p_p' + c' \operatorname{ctg} \varphi') \left(\frac{2\rho}{b} \right)^{\frac{2 \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}} - c' \operatorname{ctg} \varphi' + B' c' \right],$$

где

$$\left. \begin{aligned} c_1' &= \frac{c}{1,5} = \frac{35}{1,5} = 23 \text{ кПа} \\ \varphi_1' &= \frac{\varphi}{1,15} = \frac{25}{1,15} = 22^\circ \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{— по I группе предельных состояний} \\ \text{(для грунтов подушки);} \end{array}$$

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{12}{1,5} = 8 \text{ кПа} \\ \varphi_1 &= \frac{28}{1,10} = 25^\circ \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{— для грунтов ниже подушки;} \end{array}$$

$$p_p' = v \gamma_0 d_p (1 + \sin \varphi') / (1 - v),$$

где

$$v = 0,1(1 + 3I_l) = 0,1(1 + 3 \cdot 0,6) = 0,28;$$

$$\gamma_0 = \frac{1,8 \cdot 17,1 + 2 \cdot 16,4 + 1,2 \cdot 16,4 + 2,2 \cdot 21,1}{1,8 + 2 + 1,2 + 2,2} = 16,8 \text{ кН/м}^3;$$

$d_p = 7,2$ м — от уровня планировки до середины высоты подушки;

$$\rho = 0,5b_s = 0,5 \cdot 4,4 = 2,2;$$

$$p'_p = 0,28 \cdot 16,8 \cdot 7,2(1 + \sin 22^\circ) / (1 - 0,28) + 23 \cos 22^\circ = 64,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$A = 2[1 + \text{ctg}(45 + \varphi')] / \pi[1 + \text{tg}(45 + \varphi')] = 2[1 + \text{ctg}(45 + 22)] / \pi[1 + \text{tg}(45 + 22)] = 0,2702;$$

$$B = [2 + \text{tg}(45 + \varphi') + \text{ctg}(45 + \varphi')] / 2[1 + \text{tg}(45 + \varphi')] = [2 + \text{tg}(45 + 22) + \text{ctg}(45 + 22)] / 2 \times [1 + \text{tg}(45 + 22)] = 0,7122;$$

$$F_u = \frac{2,4^2}{0,2702} \left[(64,7 + 23 \text{ctg} 22) \left(\frac{2 \cdot 2,2}{2,4} \right)^{\frac{2 \cdot \sin 22^\circ}{1 + \sin 22^\circ}} - 23 \text{ctg} 22 + 0,7122 \cdot 23 \right] = 3410 \text{ кН}$$

Проверяем условие

$$\frac{F_u}{\gamma_g} \geq F_{vl},$$

где $\gamma_g = 1,3$ – коэффициент надежности.

$$\frac{3410}{1,3} = 2623 \text{ кН} > F_{vl} = 2541 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

3 Проверка прочности подстилающего слоя.

$$\sigma_{zg0} = \gamma' d = 16,6 \cdot 5 = 83 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \gamma_{IIy} h_s = 83 + 21,1 \cdot 4,4 = 175,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0,$$

где $p_0 = p - \sigma_{zg0}$;

$$p = \gamma_{cs} d + \frac{F_v}{A},$$

где $A = 2,4 \cdot 3,0 = 7,2 \text{ м}$, $\gamma_{cs} = 20 \text{ кН/м}^3$;

$$p = 20 \cdot 5 + \frac{2205}{7,2} = 406 \text{ кН/м}^2; \quad p_0 = 406 - 83 = 323 \text{ кН/м}^2.$$

Для определения α находим

$$\xi = \frac{2z}{b},$$

где $z = 4,4 \text{ м}$;

$$\xi = \frac{2 \cdot 4,4}{2,4} = 3,67 \Rightarrow \alpha = 0,036 \text{ по [72, табл. 1];}$$

$$\sigma_{zp} = 0,036 \cdot 323 = 14 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_z = 175,8 + 14 = 189,8 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{F_v}{\sigma_{zp}} = \frac{2205}{14} = 157,5 \text{ м}^2.$$

Ширина подошвы условного фундамента:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где $a = \frac{(l-b)}{2} = \frac{3,0-2,4}{2} = 0,3$ м;

$$b_z = \sqrt{157,5 + 0,09} - 0,3 = 12,2 \text{ м.}$$

$$R_z = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} (0,98 \cdot 1 \cdot 16,4 \cdot 12,2 + 4,93 \cdot 6,94 \cdot 19 + 7,4 \cdot 12) = 1274,7 \text{ кН/м}^2.$$

Так как $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,2$; $M_f = 0,98$; $M_g = 4,93$; $M_c = 7,40$, определенных по $\varphi = 28^\circ$; $k = 1,1$; $k_z = 1$; $\gamma_{II} = 16,4 \text{ кН/м}^3$; $d_1 = 6,943$ м; $d_b = 0$;

$$\gamma'_{II} = \frac{16,6 \cdot 5 + 4,4 \cdot 21,7}{5 + 4,4} = 19 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 = 2,4 + 4,4 + \frac{0,1 \cdot 24}{16,8} = 6,943 \text{ м};$$

$$\sigma_z = 189,8 \text{ кН/м}^2 < R_z = 1274,7 \text{ кН/м}^2.$$

Условие выполняется.

Определяем осадку (табл. 1.13):

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 406 - 83 = 323 \text{ кН/м}^2;$$

$$\xi = \frac{2z}{b};$$

где $z = 0,2b = 0,2 \cdot 2,4 = 0,48$ м.

1.13 Расчет осадки фундаментов методом послойного суммирования

№ слоя	z, м	ξ	α	σ_{zp} , кН/м ²	σ_{zg} , кН/м ²	$0,2\sigma_{zg}$	E, кН/м ²	s, мм
1	0	0	1,000	323	83	17	20 000	4
2	0,48	0,4	0,966	312	91	18		4
3	0,96	0,8	0,824	266	99	20		3
4	1,44	1,2	0,644	208	107	21		3
5	1,92	1,6	0,4905	158	116	23		3
6	2,4	2,0	0,375	121	124	25		2
7	2,88	2,4	0,291	94	132	26		2
8	3,36	2,8	0,2305	74	140	28		2
9	3,84	3,2	0,185	60	148	30		2
10	4,32	3,6	0,152	49	156	31		2
11	4,8	4,0	0,1265	41	165	33	9000	4
12	5,28	4,4	0,107	35	173	35		4

$$s = \sum_{i=1}^{10} s_i = 3,5 \text{ см.}$$

Величина просадки вычисляется по формуле

$$s_{sl} = \varepsilon_{sl} k_{sl} h,$$

где $k_{sl} = 0,5 + 1,5 \frac{(406-145)}{100} = 4,415$; $h_{sl} = 5,28 - 4,4 = 0,88$ м;

$$\varepsilon_{sl} = 0,036 ; s_{sl} = 0,036 \cdot 4,415 \cdot 0,88 = 0,13 \text{ м} = 13 \text{ см};$$

$$s_u = \gamma_s [s_u],$$

где $\gamma_s = 1,25$ так как $s_{sl} = 13 \text{ см} > 2s = 2 \cdot 3,5 = 7,0 \text{ см}$; $[s_u] = 10 \text{ см}$;

$$s + s_{sl} = 13 + 3,5 = 16,5 \text{ см} > 12,5 \text{ см}.$$

Условие не выполняется.

Необходимо увеличивать размеры подушки или размеры подошвы фундамента.

1.7 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ

АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

При строительстве зданий и сооружений на слабых и просадочных грунтах в качестве искусственного основания могут использоваться грунтовые подушки, армированные различными материалами – стержнями, сетками, волокнами. Армогрунт представляет собой композитный материал, в котором арматура перераспределяет усилия растяжения-сжатия на грунтовую подушку, снижает деформативность основания [16].

Размеры грунтовой подушки определяются в соответствии с предыдущим пунктом. К числу основных факторов, влияющих на несущую способность армированного основания, относятся: относительное расстояние от подошвы фундамента до армирующегося элемента $\bar{h}_s = 0 - 1$ (оптимальные значения, полученные по экспериментальным данным [6] $\bar{h}_s = h_s / B = 0,15 - 0,25$), относительная длина и ширина армирующего элемента $\bar{L}_s (\bar{B}_s) = 1 - 4$ (оптимальные значения $\bar{L}_s (\bar{B}_s) = 2 - 2,5$), интенсивность армирования $d_s / \bar{s} = 0,5 - 7$ (оптимальные значения $d_s / \bar{s} = 2 - 4$, где $\bar{s} = s / B$ – относительный шаг армирования; d_s – диаметр стержней, см); относительная плотность грунтов основания (для песчаных подушек $\bar{\rho} = 1,65$) $\bar{\rho} = 1,6 \dots 1,7$.

Расчетные сопротивления и модуль деформации армированного основания могут быть найдены по формулам

$$R_s = k_s R_0; \quad (1.46)$$

$$E_s = k_E E_0, \quad (1.47)$$

где R_0, E_0 – расчетное сопротивление и модуль деформации грунтовой подушки; коэффициенты k_s, k_E определяются с использованием полинома третьей степени:

$$\begin{aligned} k_s(k_E) = & c_0 + c_1 x_1 + c_2 x_2 + c_3 x_3 + c_4 x_4 + c_5 x_1 x_2 + c_6 x_1 x_3 + c_7 x_1 x_4 + c_8 x_2 x_3 + \\ & + c_9 x_2 x_4 + c_{10} x_3 x_4 + c_{11} x_1^2 + c_{12} x_2^2 + c_{13} x_3^2 + c_{14} x_4^2 + c_{15} x_1^2 x_2 + c_{16} x_1^2 x_3 + \\ & + c_{17} x_1^2 x_4 + c_{18} x_2^2 x_1 + c_{19} x_2^2 x_3 + c_{20} x_2^2 x_4 + c_{21} x_3^2 x_1 + c_{22} x_3^2 x_2 + c_{23} x_3^2 x_4 + \\ & + c_{24} x_4^2 x_1 + c_{25} x_4^2 x_2 + c_{26} x_4^2 x_3 + c_{27} x_1 x_2 x_3 + c_{28} x_1 x_2 x_4 + c_{29} x_1 x_3 x_4 + \\ & + c_{30} x_2 x_3 x_4 + c_{31} x_1^3 + c_{32} x_2^3 + c_{33} x_3^3 + c_{34} x_4^3. \end{aligned} \quad (1.48)$$

Свободные члены полинома представлены в табл. 1.14.

1.14 Величины коэффициентов для определения k_s/k_E

Члены уравнения	–	x_1	x_2	x_3	x_4	$x_1 x_2$	$x_1 x_3$	$x_1 x_4$	$x_2 x_3$
Коэффициенты	c_0	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8
Значения коэффициентов $c_i (10^3)$	–55,1	13,9	–95,1	–56,4	–28,1	–10,4	2,35	33,2	–0,61
	–89,5	–1,9	–37,8	–233,6	–92,5	–23,3	–10,7	9,3	42

x_2x_4	x_3x_4	x_1^2	x_2^2	x_3^2	x_4^2	$x_1^2x_2$	$x_1^2x_3$	$x_1^2x_4$	$x_2^2x_1$
c_9	c_{10}	c_{11}	c_{12}	c_{13}	c_{14}	c_{15}	c_{16}	c_{17}	c_{18}
-14,8	-5,7	-105,2	-178,1	-117,5	-50,57	-297,5	-228,5	-165,5	-68,7
6,5	-134,1	-71	26,8	-397,8	-62,2	-170,7	-309	-109,3	-137

$x_2^2x_3$	$x_2^2x_4$	$x_3^2x_1$	$x_3^2x_2$	$x_3^2x_4$	$x_4^2x_1$	$x_4^2x_2$	$x_4^2x_3$	$x_1x_2x_3$	$x_1x_2x_4$
c_{19}	c_{20}	c_{21}	c_{22}	c_{23}	c_{24}	c_{25}	c_{26}	c_{27}	c_{28}
-51,9	35,04	21,89	31,9	-28,7	70,8	194,8	125,3	-41,7	8,8
-290,8	65,6	-38,7	41,78	345,3	35,5	122,4	185,1	-124,6	-18,3

$x_1x_3x_4$	$x_2x_3x_4$	x_1^3	x_2^3	x_3^3	x_4^3
c_{29}	c_{30}	c_{31}	c_{32}	c_{33}	c_{34}
20	206	-79	21,5	-0,69	233
40,5	347,3	-54,8	142,6	-23,6	45,7

Значения x_i соответствуют $\bar{h}_s, x_2 - \bar{L}_s; x_3 - d_s / \bar{s}; x_4 - \bar{\rho}$.

Расчетное сопротивление R_s требуется для определения ширины подошвы и проверки давления под подошвой фундамента.

Значения модуля деформации E_s требуются для расчета осадки.

Расчет по деформациям армированной грунтовой подушки проводится по схеме двухслойного основания, состоящего из композитного материала с $E = E_s$ и подстилающего слоя грунта. При необходимости (если $h_s < H_{sl}$) рассчитывается просадка, суммарные значения осадки и просадки сравниваются с предельно допустимыми значениями.

Порядок расчета армированных грунтовых подушек

1. Назначение параметров армированного основания: $\bar{h}_s, \bar{L}_s, d_s / \bar{s}, \bar{\rho}$.
2. Определение размеров фундамента и подушки.
3. Проверка прочности слабого подстилающего слоя и расчет осадки, а при необходимости, если $h_s < H_{sl}$ и просадки.
4. Расчет по I группе предельных состояний (по несущей способности).

$$\frac{F_u}{\gamma_g} k_s \leq N_1, \quad (1.49)$$

где F_u определяется по формуле (1.41).

При невыполнении условия изменяют параметры армирования, размеры подушки или фундамента. Для определения коэффициентов k_s и k_E разработана программа, приведенная в прил. 3.

Пример расчета армированной грунтовой подушки

З а д а н и е. Необходимо запроектировать армированную грунтовую подушку под фундамент трехэтажного жилого здания. Фундамент ленточный. Нагрузка на фундамент $F_{v II} = 315,3$ кН/м. Верхние слои основания сложены просадочными грунтами, характеристики которых приведены в табл. 1.15. Глубина заложения подошвы – 1,5 м.

Решение.

1 Назначение параметров армогрунта.

Ранее определено, что грунтовые условия относятся к I типу по просадочности. В качестве материала грунтовой подушки принимаем: песок средней крупности – $\gamma_s = 26,5$ кН/м³, $c = 2$ кПа, $\varphi = 28^\circ$, $R = 300$ кПа. При уплотнении (табл. 1.9) $E = 25$ МПа, $\gamma_{ds} = 17$ кН/м³.

Определяем расчетные значения R_s и E_s ; для чего находим k_s и k_E . Зададимся неизвестными x_1, x_2, x_3, x_4 : расстояние от подошвы фундамента до арматурной сетки $x_1 = \bar{h}_s = 0,2$.

1.15 Физико-механические характеристики грунтов

№ слоя	Наименование грунта	Мощность, м	γ , кН/м ³	φ , град.	E, МПа	p_{st} , кПа	ε_{st}	c, кПа
1	Супесь лессовидная	3,5	16,5	23	8	140	0,038	21
2	Суглинок лессовидный	2,5	17,0	22	8	135	0,033	24
3	Суглинок	3,7	17,1	20	26	–	–	28

Размеры арматурной сетки:

$$x_2 = \bar{B}_s = 2,4; \quad x_3 = d_s / \bar{s} = 3.$$

Плотность грунтовой подушки $x_4 = \bar{\rho} = 1,65$.

Находим:

$$k_s = 2,2034; \quad k_E = 3,6243;$$

$$R_s = 300 \cdot 2,2034 = 660 \text{ МПа}; \quad E_s = 25 \cdot 3,6243 = 90,6 \text{ МПа}.$$

2 Определение размеров фундамента.

$$b_1 = F_v / (R_s - \gamma'_{cs} d) = 315,3 / (660 - 20 \cdot 1,5) = 0,5 \text{ м},$$

где $\gamma'_{cs} = 20$ кН/м³ – осредненный удельный вес фундамента и грунта на его уступах; $d = 1,5$ м – глубина заложения фундамента.

Определяем расчетное сопротивление грунта [74, формула (7)], зная $\gamma_{c1} = 1,2$, $\gamma_{c2} = 1,1$ – коэффициенты условий работы; $k = 1,1$; $M_q = 1,68$; $M_c = 7,71$; $M_e = 9,58$; $k_z = 1$; γ_{IIy} – для уплотненного песчаного грунта в замоченном состоянии:

$$\gamma_{IIy} = \left(1 + \frac{s_r \gamma_{\omega e}}{\gamma_s} \right) \gamma_{ds} = \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,6}{26,5} \right) 17 = 20,46 \text{ кН/м}^3;$$

$d_1 = h_s + (h_{cf} \gamma_{cf}) / \gamma'_{II} = 0,45 + (0,15 \cdot 22) / 16,5 = 0,64$ м – приведенная глубина заложения фундамента; $d_b = 0,9$ м – глубина подвала от уровня планировки.

$$R_1 = (1,25 \cdot 1,1) / 1,1 \cdot [1,68 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 20,46 + 7,71 \cdot 0,64 \cdot 16,5 + 6,71 \cdot 0,9 \cdot 16,5 + 2 \cdot 9,58] = 600 \text{ кПа}.$$

Тогда $b_2 = 315,3 / (600 - 20 \cdot 1,5) = 0,55$ м.

Уточняем расчетное сопротивление грунта при $b_2 = 0,55$ м, $R_2 = 608$ кПа; $b_3 = 315,3 / (608 - 20 \cdot 1,5) = 0,54$ м; $|1 - b_3 / b_2| = 0,01 < 0,1$.

Принимаем фундаментную плиту марки ФЛ 8.24.

Проверка давления под подошвой фундамента:

$$p = F_v / A + \gamma_{cs} d = 315,3 / (0,8 \cdot 1) + 20 \cdot 1,5 = 423,7 \text{ кПа} < 608 \text{ кПа}.$$

Определяем размеры грунтовой подушки:

$$h_s = ((p - p_{st}) / p_{st}) b = ((423,7 - 135) / 135) 0,8 = 4,2 \text{ м};$$

$$B_s = b + 2bk_n = 0,8 + 2 \cdot 0,8 \cdot 0,4 = 1,4 \text{ м.}$$

Принимаем $B_s = 2 \text{ м.}$

Расстояние от подошвы фундамента до арматурной сетки:

$$h_s = 0,2b = 0,2 \cdot 0,8 = 0,16 \text{ м.}$$

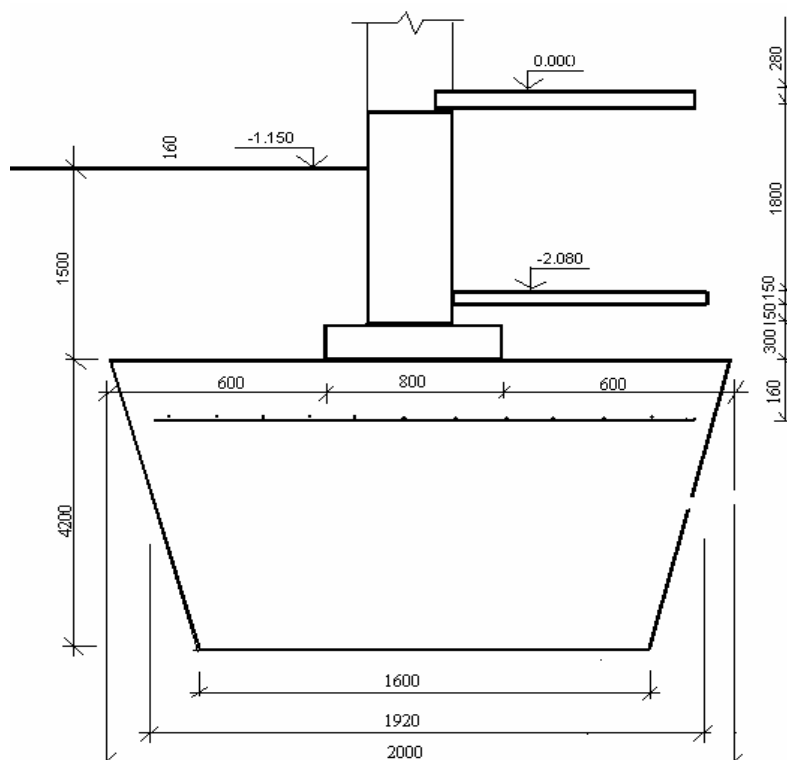


Рис. 1.5 К определению размеров грунтовой подушки

Ширина арматурной сетки

$$B_s = x_2 b = 0,8 \cdot 2,4 = 1,92 \text{ м.}$$

Диаметр стержней арматуры

$$d_s = x_3 s = 3 \cdot 0,28 = 0,84 \text{ см,}$$

где $\bar{s} = s/b = 0,2/0,8 = 0,28$; принимаем $d_s = 10 \text{ мм}$, $s = 300 \text{ мм}$.

Арматура класса 10Вр-I.

Конструктивная схема подушки показана на рис. 1.5.

3 Проверка прочности слабого подстилающего слоя.

Прочность грунта под подушкой будет обеспечена, если выполняется условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_z,$$

где $\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot z = \sigma_{zg0} + \gamma'z = 1,5 \cdot 16,5 + 4,2 \cdot 20,46 = 110,68 \text{ кН/м}^2$ – напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 4,2 \text{ м}$ от подошвы фундамента; $\sigma_{zp} = p_0 \alpha = 398,9 \cdot 0,122 = 48,7 \text{ кН/м}^2$ – напряжение от внешней нагрузки на глубине $z = 4,2 \text{ м}$ от подошвы фундамента, где $p_0 = p - \sigma_{zg0} = 423,7 - 24,75 = 398,9 \text{ кПа}$.

Ширина условного фундамента

$$b = F_{II} / \sigma_{zp} = 315,3 / 106,8 = 2,9 \text{ м.}$$

Определяем расчетное сопротивление грунта условного фундамента:

$$\gamma_{c1} = 1,2, \quad \gamma_{c2} = 1,1 \text{ – коэффициенты условий работы;}$$

$$k = 1,1; \quad M_\gamma = 0,61; \quad M_q = 3,44; \quad M_c = 6,04, \text{ определенные по } \varphi = 20^\circ; \quad k_z = 1;$$

$$\gamma'_{II} = (20,46 \cdot 4,2 + 16,5 \cdot 1,5) / (4,2 + 1,5) = 19,4 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{II} = 17,1 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента;

$$d_1 = h_s + (h_{cf} \gamma_{cf}) / \gamma'_{II} = 4,2 + (0,15 \cdot 22) / 21,4 = 4,35 \text{ м –}$$

приведенная глубина заложения фундамента,

где $h_{cf} = 0,15 \text{ м}$ – толщина пола подвала; $d_b = 0,9 \text{ м}$ – глубина подвала от уровня планировки.

$$R = 1,2 \cdot 1,1/1,1 \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 2,9 \cdot 17,1 + 3,44 \cdot 4,35 \cdot 19,4 + 2,44 \cdot 0,9 \cdot 19,4 + 6,04 \cdot 24) = 619,9 \text{ кПа.}$$

Проверим условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 110,68 + 48,7 = 159,4 \text{ кПа} < 619,9 \text{ кПа} = R.$$

Условие выполняется. Прочность подстилающего слоя обеспечена.

Расчет осадки ведем методом послойного суммирования. Величину слоя определяем $z = (0,2 - 0,4)b = 0,2 - 0,4 \text{ м}$.

Принимаем $z = 0,4 \text{ м}$. Расчет сводится в табл. 1.16

1.16 Расчет осадки основания

№ слоя	$z, \text{ м}$	α	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\bar{\sigma}_{zp}, \text{ кПа}$	$E, \text{ кПа}$	$s, \text{ м}$
0	0	1,000	24,75	398,9	359,5	108 600	0,00125
1	0,4	0,801	32,9	319,5	269,4	108 600	0,00094
2	0,8	0,55	41,1	219,4	187,9	38 000	0,002
3	1,2	0,392	49,2	156,4	139,6	30 000	0,0015
4	1,6	0,306	57,4	122,1	110,1	30 000	0,0011
5	2,0	0,246	65,6	98,1	90,55	30 000	0,000939
6	2,4	0,208	73,7	83	77,4	30 000	0,000839
7	2,8	0,180	81,9	71,8	67,4	30 000	0,000701
8	3,2	0,158	90	63,04	59,5	30 000	0,000654
9	3,6	0,140	98,2	55,9	53,1	30 000	0,000501
10	4,0	0,126	106,4	50,3	48,1	30 000	0,0005
11	4,4	0,113	114,6	44,08	43,7	8000	0,001961
12	4,8	0,106	117,9	42,3	41,2	26 000	0,0005
						$\Sigma =$	0,017 м

Расчет просадки основания ведем по формуле

$$s_{sl} = \epsilon_{sl} k_{sl} h_{sl} = 0,033 \cdot 5,06 \cdot 0,3 = 0,05 \text{ м,}$$

где $k_{sl} = 0,5 + ((p - p_o) / p_o) 1,5 = 0,5 + 1,5 (423,7 - 135) / 100 = 5,06$; $\epsilon_{sl} = 0,033$ – для второго слоя грунта; $h_{sl} = 0,3 \text{ м}$ – мощность просадочной толщи (от низа армоподушки до нижнего слоя суглинка, который не является просадочным).

Сумма осадки и просадки не должна превышать $s_u = 10 \text{ см}$. Так как $s_{sl} > 2 s$, $\gamma_s = 1,2$,

$$s + s_{sl} = 0,017 + 0,05 = 6,7 \text{ см} < 10 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

1.8 ВЫТРАМБОВЫВАНИЕ КОТЛОВАНОВ

Метод устройства столбчатых и ленточных фундаментов в вытрамбованных котлованах применяют:

- 1) при строительстве на просадочных грунтах I типа по просадочности при $I_p \geq 0,03$, $\gamma_d \leq 16 \text{ кН/м}^3$, $s_r \leq 0,75$ для фундаментов неглубокого заложения и $s_r \leq 0,65$ для удлиненных фундаментов;
- 2) в грунтах II типа по просадочности в том случае, если суммарная величина просадки от собственного веса и осадки фундамента от нагрузки не превышает предельно допустимых значений;
- 3) для производственных и складских одноэтажных зданий с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам и нагрузкой на отдельный фундамент до 400 кН при максимальной величине просадки $s_{slg} \leq 20 \text{ см}$, и применении комплекса водозащитных мероприятий.

Столбчатые фундаменты применяют для каркасных промышленных, гражданских зданий при вертикальной нагрузке до 2000 кН; ленточные прерывистые при нагрузке до 300 кН/м; фундаменты с уширенным основанием рекомендуется применять при нагрузках свыше 500 ... 800 кН.

В связи с тем, что при трамбовании на рядом расположенные здания и сооружения могут передаваться динамические нагрузки, ограничиваются минимально допустимые расстояния: до сооружений не имеющих трещин в стенах – не менее 10 м, до сооружений с трещинами в стенах, а также до инженерных коммуникаций из чугунных, керамических, асбестовых труб – не менее 15 м. Если масса трамбовок менее трех тонн, эти расстояния могут быть уменьшены в полтора раза.

При устройстве фундаментов глубина трамбования составляет 0,6... 3 м. Трамбовка массой 1,5... 10 т, имеющая форму фундамента, падает с высоты 6... 10 м. Уклон боковых граней трамбоек изменяется в пределах от 1:1,5 до 1:3. Для трамбования котлованов под фундаментами с уширенным основанием применяются трамбовки квадратной, шестигранной или округлой формы с углом заострения нижнего конца 60... 90°. Высота трамбовки должна превышать максимальную глубину трамбования котлованов на 10... 20 см. Масса трамбовки назначается, исходя из того, чтобы давление по основанию трамбовки было не менее 30 кПа для фундаментов без уширения, и не менее 50 кПа – с уширением. Размеры трамбовки назначаются в зависимости от размеров фундамента и в целях унификации принимаются равными по низу 0,3... 1,6 м с шагом 10 см.

Вытрамбовывание грунтов производят с помощью кранов или экскаваторов с комплектом навесного оборудования.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах проектируются монолитными с учетом бетонирования их враспор со стенками котлована. В ходе вытрамбовывания происходит одновременно устройство котлована и уплотнение грунтов. В основании фундаментов образуется уплотненная зона с $\gamma_d \geq 16 \text{ кН/м}^3$, что приводит к устранению просадки в этой зоне.

В том случае, если в основании котлована во время трамбования укладывается щебень или жесткий бетон, при его втрамбовывании создается уширение, что приводит к увеличению несущей способности основания от 1,5 до 3 раз в зависимости от объема втрамбованного материала.

Вытрамбовывание котлованов должно производиться при оптимальной или близкой к ней влажности грунта.

Необходимый объем воды для получения оптимальной влажности под каждый котлован

$$V_{\omega} = 1,2(\omega_{opt} - \omega)\gamma_d h_s A_s / \gamma_{\omega}, \quad (1.50)$$

где A_s – площадь проекции уплотненной зоны; ω_{opt} – оптимальная влажность; ω – естественная влажность; γ_{ω} – удельный вес воды; h_s – толщина уплотненного слоя.

Глубина вытрамбованных котлованов принимается исходя из необходимой глубины заложения фундаментов, толщины подсыпки и глубины заложения рядом расположенных коммуникаций.

Толщина подсыпки при планировке котлована не должна превышать h_f :

$$h_f = d_p + 1,5b_m + h_{br}, \quad (1.51)$$

где d_p – глубина вытрамбовывания котлована; b_m – ширина среднего сечения котлована; h_{br} – толщина уширения из жесткого материала.

При расположении коммуникаций на расстоянии от фундаментов менее b_m глубина вытрамбовывания принимается не выше отметки заложения коммуникаций.

Количество ударов трамбовки для получения заданной глубины трамбования

$$n_{im} = d_p / n_{\omega} s_{im}, \quad (1.52)$$

где $n_{\omega} = 1$ при вытрамбовывании котлованов в грунтах с влажностью близкой к оптимальной, а при отклонении ее более чем на 0,03... 0,05 от оптимальной $n_{\omega} = 0,7$, s_{im} – средняя величина понижения дна котлована за один удар трамбовки, зависит от площади трамбовки при $A < 1 \text{ м}^2$ – $s_{im} = 10 \text{ см}$; $A = 1 \dots 2 \text{ м}^2$ – $s_{im} = 8 \text{ см}$; $A \geq 2 \text{ м}^2$ – $s_{im} = 6 \text{ см}$; для трамбоек с заостренным концом $s_{im} = 15 \text{ см}$. При создании уширенного основания средние величины s_{im} уменьшаются в полтора раза.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах подразделяются по глубине заложения: мелкого заложения при $d_p/b_m \leq 1,5$ и удлиненные $d_p/b_m > 1,5$; по способу устройства: без уширения (рис. 1.6, а) основания с плоской или заостренной подошвой и с уширением основания (рис. 1.6, б), по взаимному расположению – отдельно стоящие при расстоянии в свету поверху между фундаментами $a_{min} \geq 2b_m$ и ленточные прерывистые при $a_{min} < 2b_m$, в которых необходимо учитывать взаимное влияние соседних фундаментов.

a)

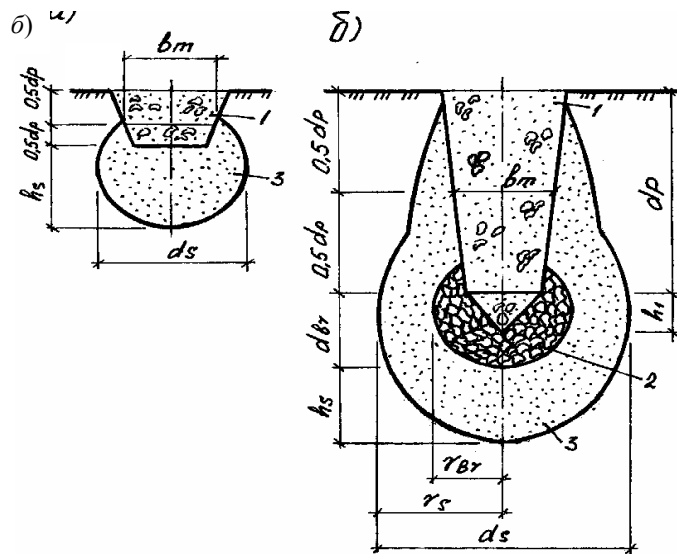


Рис. 1.6 Фундаменты в вытрамбованных котлованах:

a – фундамент мелкого заложения без уширения;

б – удлиненный фундамент с уширенной частью

Минимально допустимые расстояния в свету по верху между отдельными котлованами ленточных прерывистых фундаментов при последовательном вытрамбовывании котлованов $a_{\min} = 0,8b_m$, при вытрамбовывании через один $a_{\min} = 0,5b_m$, для фундаментов с уширенным основанием $a_{\min} = 3b_m$.

Минимальная глубина вытрамбовывания котлованов $d_{p,\min}$ для фундаментов неглубокого заложения без уширения

$$d_{p,\min} \geq 1,2 h_s (1 - \gamma_d / \gamma_{d,s}), \quad (1.53)$$

где h_s – толщина уплотненного слоя под фундаментами; для фундаментов без уширения $h_s = 1,5b_m$, ширина этой зоны на глубине $(0,15 \dots 0,25)b_m$ равна b_m ; γ_d – среднее значение удельного веса сухого грунта природного сложения от отметки трамбовки до нижней границы уплотненной зоны; $\gamma_{d,s}$ – среднее значение в пределах уплотненной зоны

$$\gamma_{d,s} = 0,5 [\gamma_d + s_r \gamma \gamma_{\omega} / (s_r \gamma_{\omega} + \omega \gamma)], \quad (1.54)$$

где $\gamma_{\omega} = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды; s_r – степень влажности уплотненного грунта, принимается 0,9.

Для фундаментов с уширенным основанием $d_{p,\min} \geq 2b_m$.

При втрамбовывании жесткого материала в дно котлована создается уширение, имеющее форму шара с радиусом r_{br} или эллипсоида вращения с полуосями h_{br} и r_{br} .

Уширение имеет форму:

- 1) шара ($h_{br} = r_{br}$) в том случае, если ниже дна вытрамбованного котлована залегают песчаные грунты с $\gamma_d \geq 15 \text{ кН/м}^3$ или пылевато-глинистые с $\gamma_d \geq 16 \text{ кН/м}^3$ и степенью влажности $s_r < 0,7$, а также при $\gamma_d \geq 17 \text{ кН/м}^3$ и $s_r > 0,7$;
- 2) эллипсоида вращения с отношениями полуосей $h_{br}/r_{br} = 1,4$ при залегании ниже дна котлована песчаных грунтов с $\gamma_d < 15 \text{ кН/м}^3$ или пылевато-глинистых грунтов с $s_r < 0,7$ при $\gamma_d < 16 \text{ кН/м}^3$ и $s_r \geq 0,7$, при $15 < \gamma_d < 17 \text{ кН/м}^3$;
- 3) эллипсоида вращения с отношением $h_{br}/r_{br} = 1,8$ для глинистых грунтов с $\gamma_d < 15 \text{ кН/м}^3$ и $s_r > 0,7$.

Радиус уширения основания

$$r_{br} = k_{br} \sqrt[3]{V_{cr}}, \quad (1.55)$$

где k_{br} – коэффициент, учитывающий форму уширения: для шара $k_{br} = 0,62$, эллипсоида с $h_{br}/r_{br} = 1,4$ $k_{br} = 0,55$; эллипсоида с $h_{br}/r_{br} = 1,8$ $k_{br} = 0,51$; V_{cr} – объем втрамбованного в дно жесткого материала, м^3 .

Максимальный диаметр уширения принимается не более удвоенного диаметра нижнего сечения трамбовки.

Площадь уширения в его наибольшем сечении

$$A_{br} = 3,14 r_{br}^2. \quad (1.56)$$

Толщина уплотненной зоны ниже уширенной части

$$h_s = r_s - r_{br}. \quad (1.57)$$

Радиус уплотненной зоны

$$r_s = r_{br} \eta, \quad (1.58)$$

где η – коэффициент, принимаемый по табл. 1.17.

1.17 Значение коэффициента η

Удельный вес сухого грунта после уплотнения γ_{ds} , кН/м ³	η при удельном весе грунта природного сложения γ_d , кН/м ³ , равном							
	12,5	13,0	13,5	14,0	14,5	15,0	15,5	16,0
16	1,57	1,66	1,76	1,90	2,10	2,40	3,02	–
16,5	1,52	1,60	1,68	1,78	1,92	2,11	2,42	3,24
17	1,48	1,54	1,61	1,69	1,80	1,94	2,13	2,57
17,5	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96	2,07
18	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83	1,98
18,5	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74	1,85

Для промежуточных значений γ_d и γ_{ds} величина η определяется по интерполяции.

Площадь сечения уплотненной зоны в месте наибольшего уширения

$$A_s = 3,14 r_s^2. \quad (1.59)$$

Расчет по II группе предельных состояний

Расчет по II группе проводится с учетом сжимаемости уплотненного слоя, его толщины и величины просадочного давления грунта ниже уплотненной зоны.

Краевые давления под подошвой:

$$p_{\max} = (F_{vII} + G) / A_m \pm (\sum M - 0,5 f_h b_m d_r^2) / W; \quad (1.60)$$

$$p_{\max} \leq 1,2 R; \quad p_{\min} \geq 0,$$

где F_v – внешняя вертикальная нагрузка (N_{II}), кН; G – собственный вес фундамента; A_m – площадь фундамента на глубине $0,5 d_p$ (для фундаментов с уширенной частью A_{br}), м²;

$$f_h = a + b \sigma_m, \quad (1.61)$$

где $a = 60$ кПа, $b = 0,4$; σ_m – среднее вертикальное напряжение в сечении фундамента на глубине $0,5 d_p$; f_h – составляющая реактивного отпора грунта; W – момент сопротивления на глубине $0,5 d_p$ для фундаментов с уширенной частью W_{br} ; R – расчетное сопротивление грунта – минимальное значение из R_1 – определяемого по [74, формула (7)] с использованием прочностных характеристик ϕ_{II} и c_{II} – для уплотненных грунтов в водонасыщенном состоянии и R_2 , определяемого по формуле

$$R_2 = (p_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg0}) / \alpha, \quad (1.62)$$

где $k = 1,5$ при определении p_{sl} компрессионными, $k = 1,2$ при определении p_{sl} штамповыми испытаниями; σ_{zg} и σ_{zg0} – напряжения от собственного веса грунта на кровле подстилающего слоя и на отметке подошвы; α – коэффициент [74, табл. 1].

При этом R_{\max} не должно превышать на глубине $0,5d_p$ при ширине фундамента: $b_m \leq 0,8$ м $R \leq 0,5$ МПа; при $b_m \leq 1,4$ м $R \leq 0,6$ МПа.

Осадки фундаментов в вытрамбованных котлованах определяют по схеме двухслойного основания, состоящего из уплотненного слоя и подстилающего просадочного. Размеры фундаментов принимаются равными размерам поперечного сечения уширенного основания для фундаментов с уширением, для фундаментов без уширения – сечению фундаментов в средней части. Расчет осадки ленточных прерывистых фундаментов производится с учетом взаимного влияния двух соседних фундаментов.

Расчет по I группе предельных состояний

Фундаменты в вытрамбованном котловане по несущей способности грунтов основания рассчитываются, исходя из условия

$$N_1 \leq F_f / \gamma_n, \quad (1.63)$$

где N_1 – расчетная вертикальная нагрузка на фундамент; F_f – нагрузка на фундамент, кН, соответствует расчетному сопротивлению грунта основания, называется несущей способностью фундамента; γ_n – коэффициент надежности принимаемый равным $\gamma_n = 1,4$, при определении F_f расчетом, а по данным статических испытаний опытных фундаментов $\gamma_n = 1$.

Несущая способность фундаментов с уширенной частью на вертикальную нагрузку определяется для случая полного замачивания просадочного грунта как наименьшее из значений несущей способности:

F_{f1} – фундамента по жесткому материалу, втрамбованному в дно котлована;

F_{f2} – грунта в пределах уплотненной зоны;

F_{f3} – грунта природного сложения, подстилающего уплотненную зону.

Несущая способность фундамента по жесткому материалу

$$F_{f1} = \gamma_c F_{cr} A, \quad (1.64)$$

где γ_c – коэффициент условий работы фундамента, принимаемый равным 1; F_{cr} – параметр жесткого материала, принимаемый равным для жесткого бетона, щебня и гравия 10 000 кПа, для крупного песка 5000 кПа; A – площадь нижнего сечения фундамента, м².

Несущая способность фундаментов F_{f2} по уплотненному слою:

$$F_{f2} = [R_s A_{br} + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E' \gamma_{c2} \xi_r)], \quad (1.65)$$

где R_s – расчетное сопротивление уплотненного грунта (табл. 1.18); f_w – расчетное сопротивление по боковой поверхности фундамента (табл. 1.19); u_m – периметр поперечного сечения фундамента в его средней части; A_{br} – площадь поперечного сечения уширенного основания из жесткого материала в месте наибольшего уширения; $\gamma_{c1} = 0,8$ – коэффициент условий работы;

i – уклон боковых граней фундаментов $i = \frac{b_v - b_n}{2d_p} \leq 0,025$, где b_v и b_n – стороны поперечного сечения в верхней и нижней

частях фундаментов; $\gamma_{c2} = 0,5$ – коэффициент условий работы; $\xi_r = 0,8$ – коэффициент; E' – модуль деформации уплотненного грунта, залегающего в пределах наклонной части фундамента (табл. 1.7).

1.18 Значения расчетных сопротивлений уплотненных грунтов при втрамбовании в дно котлована жесткого материала

Глубина от поверхности до низа уширенного основания, м	R_s , кПа, при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2	6	2	2	1	9	7	5
3	5	9	0	4	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0

4	0	0	0	0	1	1	6
5	7	4	3	2	2	1	0
	5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	7
	0	0	0	0	1	1	0
	8	5	3	2	6	2	0
	3	1	8	5	0	5	8
	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	2	1	0
	8	6	4	2	0	3	8
	8	2	0	8	0	0	2
	0	0	0	0	0	0	5
	0	0	0	0	2	1	0
	9	6	4	3	1	3	8
	2	5	1	0	0	5	2
	5	5	5	5	0	0	5
	0	0	0	0	0	0	0

1.19 Расчетные сопротивления грунтов по боковой поверхности фундамента

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	f_w , кПа, при показателе текучести I_L , равном						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
	3	2	1	1	8		
	5	3	5	2	1		
1	4	3	2	1	2	4	2
	2	0	1	7			
2	4	3	2	2	1	5	4
3	8	4	5	0	4	7	5
4	5	3	2	2	1	8	5
	2	8	7	2	6	8	6
5	5	4	2	2	1	8	6
6	6	0	9	4	7		
	5	4	3	2	1		
	8	2	1	5	8		

Несущая способность фундамента на вертикальную нагрузку по подстилающему слою

$$F_{\beta} = \gamma_c [\gamma'_g RA_s + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + iE\gamma_{c2} \xi_r)], \quad (1.66)$$

где $\gamma_c = 1$, γ'_g – коэффициент условий работы подстилающего неуплотненного грунта, $\gamma'_g = 1$ при глубине трамбования $d_p = 2$ м, $\gamma'_g = 1,2$ при $d_p = 2,5$, $\gamma'_g = 1,4$ при $d_p = 3$ м, $\gamma'_g = 1,6$ при $d_p = 3,5$; R – расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта, для просадочных определяется по формуле (1.62), для непросадочных по формуле (1.4).

Для фундаментов без уширения несущая способность определяется по уплотненному слою – формула (1.65), но вместо A_{br} подставляется площадь сечения котлована понизу, и по подстилающему неуплотненному по формуле (1.66). При действии на фундамент горизонтальных нагрузок и моментов несущая способность:

$$\gamma_n f_h b_m d_p \geq \sum F_{hi} + \sum M_c / d_p, \quad (1.67)$$

где $\gamma_n = 0,8$ – коэффициент условий работы; f_h – определяется по формуле (1.61).

Порядок расчета

1. *Определение размеров фундамента по напряжениям в среднем сечении фундамента $A_m = F_v / \sigma_m$, размеров уплотняемой зоны. Для фундаментов с уширенной частью определение объема втрамбованного материала и размеров уширенной части.*
2. *Расчет по I группе предельных состояний.*
3. *Проверка давления под подошвой фундамента. Расчет осадки.*
4. *Определение необходимой массы трамбовки, числа ударов для получения заданной глубины трамбования, необходимого объема воды для получения оптимальной влажности.*

Пример расчета фундаментов в вытрамбованных котлованах

З а д а н и е. Необходимо запроектировать отдельно стоящий фундамент под одноэтажное двухпролетное промышленное здание, грунтовые условия представлены в табл. 1.20 и на рис. 1.8.

Исходные данные: $F_{vI} = 530$ кН; $F_{vII} = 500$ кН; $M = 460$ кН·м.

1.20 Физико-механические характеристики грунтов

Горизонт	Вид грунта	Физико-механические характеристики для просадочных грунтов									Вычисленные физические характеристики		
		ω	p_{st} , кПа	E , МПа	c , кПа	φ , град.	R_0 , кПа	ε_{st}	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r
1	Песок пылеватый	0,28	–	24	2	26	141	–	26,5	16,5	12,90	1,05	0,70
2	Глина	0,18	100	7	17	20	207	0,03	27,2	16,8	14,23	0,91	0,73
3	Суглинок	0,21	100	7	16	22	185	0,04	27,1	16,9	13,97	0,94	0,60

Решение.

- 1 *Определение размеров фундамента.*

Просадочными свойствами обладают суглинок и глина. Так как нагрузка на фундамент больше 500 кН, то применяем фундамент с уширенным основанием (рис. 1.7).

Определяем форму уширения. Форма уширения при втрамбовывании жесткого материала принимается в виде эллипсоида вращения с соотношением сторон $h_{br} / r_{br} = 1,8$, так как залегающий в основании грунт – глина с $S_r = 0,738$, $\gamma_d = 14,23$ кН/м³.

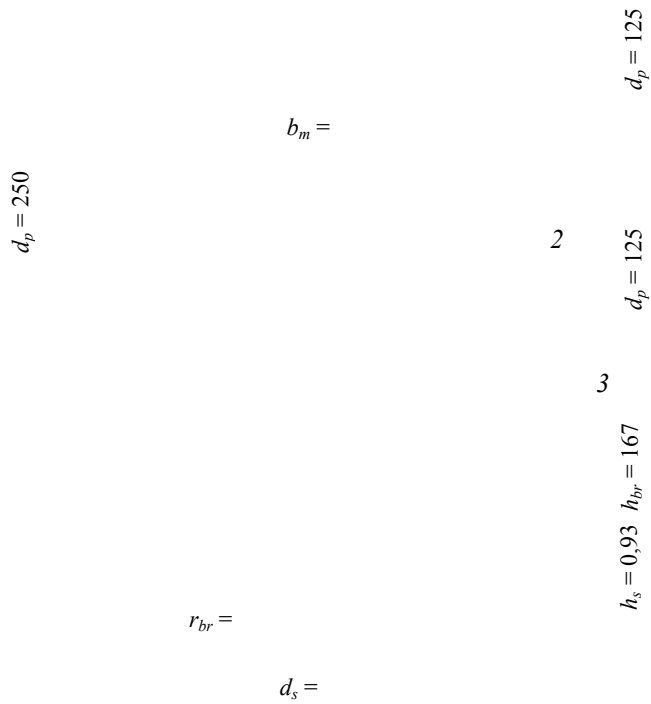
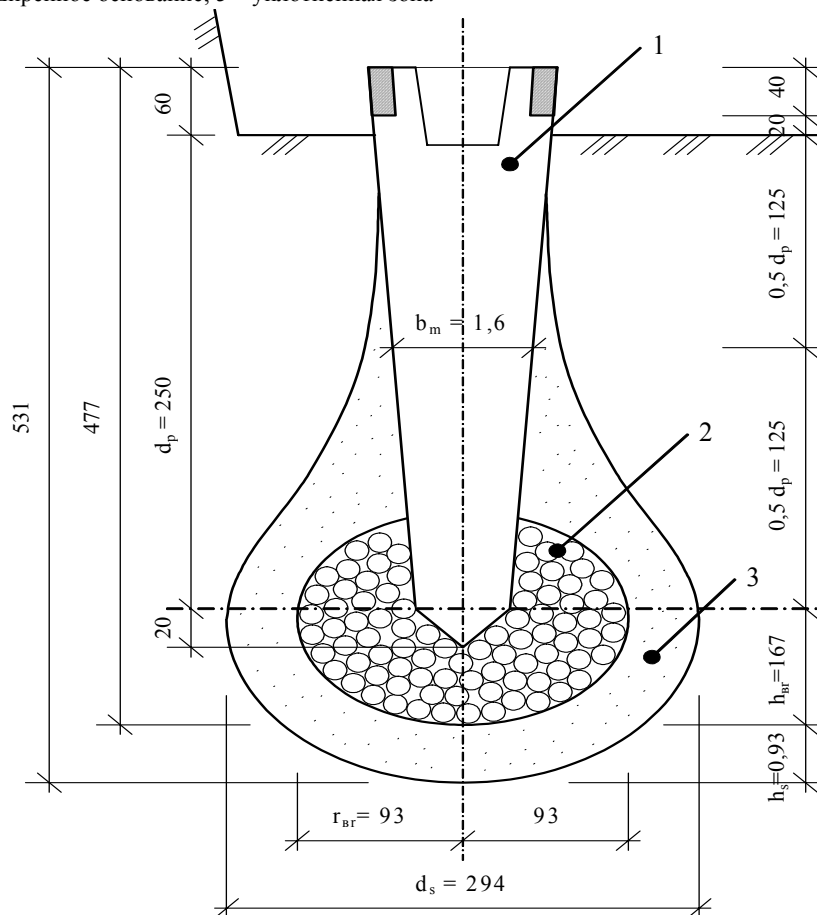


Рис. 1.7 Фундамент с уширением основания:
1 – фундамент; 2 – уширенное основание; 3 – уплотненная зона



Определяем радиус уширения основания r_{br} и площадь уширения A_{br} в основании при объеме втрамбованного материала $V_{cr} = 6 \text{ м}^3$:

$$r_{br} = k_{br} \sqrt[3]{V_{cr}} = 0,51 \sqrt[3]{6,0} = 0,93 \text{ м},$$

где k_{br} – коэффициент, учитывающий форму уширения, $k_{br} = 0,51$; V_{cr} – объем втрамбованного в грунт жесткого материала, m^3 ;

$$h_{br} = 1,8 \cdot 0,93 = 1,67 \text{ м};$$

$$A_{br} = 3,14 r_{br}^2 = 3,14 \cdot 0,93^2 = 2,72 \text{ м}^2.$$

Принимая предварительно напряжение в средней части фундамента $\sigma_m \geq 0,05 \text{ МПа} = 200 \text{ кПа}$,

$$A_m = F_{V \text{ II}} / \sigma_m = 500 / 200 = 2,5 \text{ м}^2;$$

$$r_m = \sqrt{A_m / 3,14} = 0,8 \text{ м}.$$

Глубину заложения назначаем $3,2 \text{ м}$ ($d_p \geq 2 b_m$).

Определяем толщину уплотненной зоны ниже уширенной части из втрамбованного материала

$$h_s = r_s - r_{br},$$

где $r_s = r_{br} \cdot \eta$; η – коэффициент по табл. 1.17.

Среднее значение удельного веса сухого грунта в пределах уплотненной зоны

$$\begin{aligned} \gamma_{ds} &= 0,5 \left[\gamma_d + S_r \gamma_s \gamma_\omega / (S_r \gamma_\omega + \omega \gamma_s) \right] = \\ &= 0,5 \left[14,23 + 0,9 \cdot 10 \cdot 27,2 / (0,9 \cdot 10 + 18 \cdot 27,2) \right] = 16,0 \text{ кН/м}^3 \end{aligned}$$

$$\eta = 2,0;$$

$$r_s = 2,0 \cdot 0,93 = 1,86 \text{ м};$$

$$h_s = 1,86 - 0,93 = 0,93 \text{ м}.$$

Площадь сечения уплотненной зоны, образующейся при втрамбовывании жесткого материала в месте наибольшего уширения:

$$A_s = 3,14 r_s^2 = 3,14 \cdot 1,86^2 = 10,86 \text{ м}^2.$$

2 Определение несущей способности фундамента в вытрамбованном котловане.

Расчет ведем для случая полного водонасыщения просадочного грунта в основании как наименьшее из значений несущей способности:

F_{f1} – несущая способность по жесткому материалу;

F_{f2} – несущая способность по уплотненному слою;

F_{f3} – несущая способность грунта, подстилающего уплотненную зону.

$$F_{f1} = \gamma_c F_{cr} A = 1 \cdot 10\,000 \cdot 0,36 = 3600 \text{ кН},$$

где γ_c – коэффициент условий работы фундамента, $\gamma_c = 1$; F_{cr} – параметр жесткого материала для щебня $F_{cr} = 10\,000 \text{ кПа}$; A – площадь нижнего сечения фундамента, m^2 ; $A = 0,36 \text{ м}^2$.

$$\begin{aligned} F_{f2} &= [R_s A_{br} + d_p u_m (f_\omega \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)] \\ &= [3900 \cdot 2,72 + 3,2 \cdot 4,8 (39 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 0, \cdot 20000 \cdot 0,8)] = 12849 \text{ кН} \end{aligned}$$

где R_s – расчетное сопротивление уплотненного грунта (табл. 1.18); $R_s = 3900 \text{ кПа}$, при $I_L = 0,2$; $E = E_s$ – модуль деформации уплотненного грунта; A_{br} – площадь поперечного сечения уширенного основания из жесткого материала в месте его наибольшего уширения; $d_p = 3,2 \text{ м}$; u_m – периметр поперечного сечения фундамента в его средней части,

$$u_m = 6 r_m = 6 \cdot 0,8 = 4,8 \text{ м};$$

f_ω – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности наклонной части, табл. 1.19,

$$f_\omega = 39 \text{ кПа};$$

$\gamma_{c1} = 0,8$ – коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности фундамента; i – уклон боковых стенок фундамента в долях единицы, $i = 0,025$; E – модуль деформации верхнего слоя грунта, залегающего в пределах наклонной части фундамента, $E =$

$E_{sl} = 7000$ кПа (для F_{f3}), $E = E_s = 20\,000$ кПа (для F_{f2}); γ_{c2} – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,5; ξ_r – коэффициент, принимаемый равным 0,8.

$$F_{f3} = \gamma_c [\gamma'_g R A_s + d_p U_m (f_{\omega} \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_2)] = \\ = [1,4 \cdot 1089,6 \cdot 10,86 + 3,2 \cdot 4,8 (39 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 1,5 \cdot 7000 \cdot 0,8)] = 15677,2 \text{ кН.}$$

где γ'_g – коэффициент условий работы подстилающего неуплотненного грунта, принимаемый $\gamma'_g = 1,4$; R – расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта,

$$R_{sl} = (p_{sl} k - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg0}) / \alpha; k = 1,2;$$

σ_{zg0} – напряжение под подошвой фундамента,

$$\sigma_{zg0} = 16,5 \cdot 3,2 + 20 \cdot 1,67 = 80,3 \text{ кПа};$$

где $\gamma_m = 20$ кН/м³ – удельный вес грунта вместе со щебнем.

σ_{zg} – давление на кровлю подстилающего слоя,

$$\sigma_{zg} = (80,3 + 18,1 \cdot 0,93) = 97,14 \text{ кПа};$$

где

$$\gamma_{упл} = \gamma_{ds} \left(1 + \frac{s_r \gamma_{\omega} e}{\gamma_s} \right) \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,9}{27,2} \right) = 18,1;$$

α – табличный коэффициент, $\alpha = 0,040$;

$$R = (1,2 \cdot 100 - 97,14 + 0,04 \cdot 80,3) / 0,04 = 1089,6 \text{ кПа}.$$

Производим проверку условия

$$N \leq F_f / \gamma_n.$$

где N_1 – расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент, $N_1 = 530$ кН; F_f – несущая способность фундамента, кН; γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным при определении несущей способности фундаментов расчетом $\gamma_n = 1,4$.

$$\frac{F_{f1}}{\gamma_n} = \frac{3600}{1,4} = 2571 \text{ кН} > 530 \text{ кН}$$

$$\frac{F_{f2}}{\gamma_n} = \frac{128;9}{1,4} = 9178 \text{ кН} > 530 \text{ кН}$$

$$\frac{F_{f3}}{\gamma_n} = \frac{15677;2}{1,4} = 11198 \text{ кН} > 530 \text{ кН}$$

Несущая способность основания обеспечена.

3 Проверка давления под подошвой фундамента.

Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов, уплотненных, в водонасыщенном состоянии (табл. 1.9)

$$c_{II} = 25 \text{ кПа}; \quad \varphi_{II} = 24^\circ; \quad E = 20 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление грунта

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 1}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 1,86 \cdot 18,1 + 4,37 \cdot 4,77 \cdot 18 + 6,9 \cdot 25] = 691 \text{ кПа},$$

где $b = d_{br} = 1,86$ м; $\gamma'_{II} = (20 \cdot 1,67 + 16,5 \cdot 3,2) / 4,77 = 18$ кН/м³.

Расчетное сопротивление подстилающего грунта, ранее определено по формуле (1.61) и составило

$$\text{кПа.} \quad R_2 = 1089,6 \text{ кН.}$$

Сравниваем эти два значения, учитывая, что R должно быть не более 0,6 МПа. Определяем момент сопротивления зоны уширения W_{br} и собственный вес фундамента:

$$W_{br} = 0,1 d_{br}^3 = 0,1 \cdot 1,86^3 = 0,64 \text{ м}^3;$$

$$G = \frac{3,2 \cdot 1,6^2}{4} 3,14 \cdot 24 = 154,3 \text{ кН.}$$

Определяем крайвые напряжения по подошве фундамента

$$\sigma_{\min}^{\max} = (F_{VII} + G) / A_{br} \pm \frac{\sum M - 0,5 f_h b_m d_p^2}{W},$$

при этом $\sigma_{\max} \leq 1,2 R_1$; $\sigma_{\min} \geq 0$.

Определяем реактивный отпор грунта

$$f_h = a + b \sigma_m,$$

где a и b – коэффициенты, соответственно равные $a = 60$ кПа; $b = 0,4$; σ_m – среднее вертикальное напряжение в сечении фундамента на глубине $0,5 d_p$, кПа.

Напряжение по среднему сечению фундамента с учетом собственного веса фундамента

$$\sigma_m = (500 + 154,3) / (0,65 \cdot 1,6^2) = 393,2 \text{ кПа};$$

$$f_h = 60 + 0,4 \cdot 393,2 = 217,2 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{500 + 154,3}{2,72} \pm \frac{460 - 0,5 \cdot 217,2 \cdot 1,6 \cdot 3,2^2}{0,64} = 240,5 \pm 150,05 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\max} = 390,55 \text{ кН/м}^2 < 600 \cdot 1,2 = 720 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = 90,45 \text{ кН} > 0.$$

Расчет осадки основания выполняется как для круглого фундамента диаметром $2 r_{br} = 1,86$ м (табл. 1.21, рис. 1.8). Толщина элементарного слоя $z = 0,4 d_{br} = 0,74$.

Среднее давление под подошвой фундамента

$$\bar{p} = \gamma_{cp} d + \frac{N_{II}}{A} = 240,5 \text{ кПа.}$$

1.21 Определение осадки фундамента

Глубина от подошвы фундамента	σ_{zg} , кН/м ²	$\xi = \sum h_i / b$	α_i	$\sigma_{zpi} = \alpha (\bar{p} - \sigma_{zg0})$, кН/м ²	№ слоя	$\sigma_{zpi} = 0,5 \times (\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi-1})$, кН/м ²	E_i , кПа	$s_i = (0,8 \times \sigma_{zpi} h_i) / E_i$, м
0,00	80,3	0,00	1,000	160,2	1	152,7	20 000	0,008
0,74	93,69	0,8	0,756	145,2		2	110,7	7000

1,48	106,12	1,6	0,390	74,92				
					3	58,01	7000	0,0049
2,22	118,5	2,4	0,214	41,10				
2,96	130,9	3,2	0,130	24,97	4	33,04	7000	0,0028
					$\Sigma S_i = 0,025 \text{ м}$			

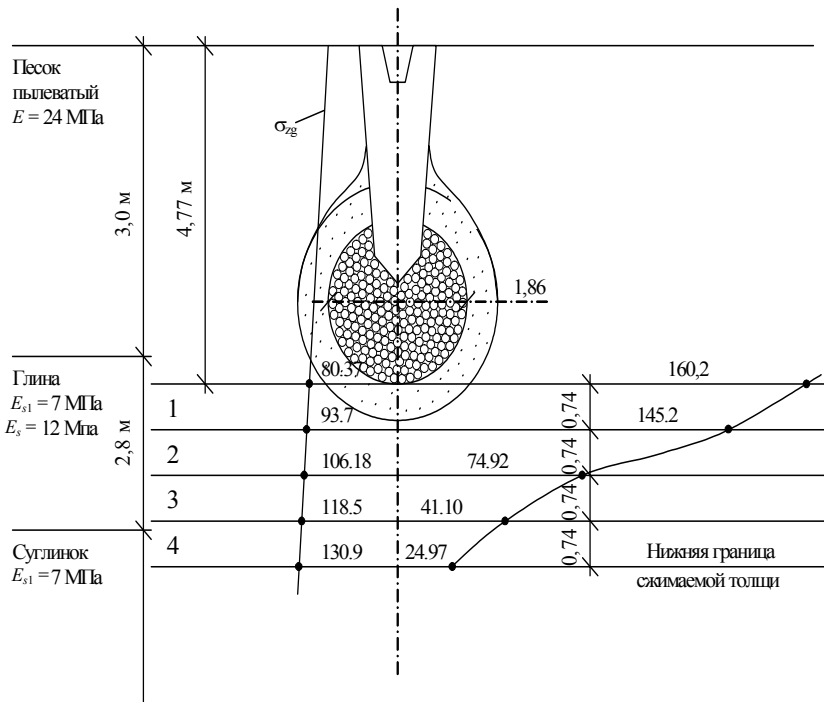


Рис. 1.8 К расчету осадки фундамента

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sli} h_i k_{sli} = 0,03 \cdot 2,03 \cdot 2,6 = 0,15 \text{ м},$$

где $k_{sli} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl}) / p_0 = 0,5 + 1,5(240 - 100) / 100 = 2,6$;

$$h_{sl} = 0,74 \cdot 4 - 0,93 = 2,03 \text{ м}.$$

Условие расчета

$$s_{sl} + s = 0,025 + 0,15 = 0,175 > [s_u] = 0,12 \text{ м}$$

не выполняется.

Необходимо увеличить размеры фундаментов.

1.9 ГРУНТОВЫЕ СВАИ

Глубинное уплотнение грунтов пробивкой скважин (грунтовыми сваями) применяется при необходимости устранения просадочных свойств грунтов на глубину до 24 м, при устройстве противодиффузионных завес, при отсутствии прослоек плотных грунтов, песков, маловлажных супесей, переувлажненного грунта со $s_r > 0,75$ и верховодки.

Уплотнение просадочных грунтов выполняется из расчета достижения среднего значения удельного веса сухого уплотненного грунта на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности – $16,5 \text{ кН/м}^3$; II типа – $16,5 \text{ кН/м}^3$ – в пределах верхнего слоя на глубину $H_{sl}/2$ и 17 кН/м^3 в пределах нижнего слоя на ту же глубину. В случае пробивки скважин в целях устройства противодиффузионных завес, удельный вес сухого грунта $\gamma_{d,s} \geq 17,5 \text{ кН/м}^3$.

При применении грунтовых свай для устройства противодиффузионных завес засыпку скважин выполняют суглинками или глинами. Уплотнение грунтовыми сваями выполняют на грунтовых условиях I типа по просадочности – в пределах

деформируемой зоны h_{sp} , II типа – на всю глубину просадочной толщи. Отметка низа грунтовых свай принимается на один метр выше проектной глубины уплотнения.

Грунтовые сваи размещают в шахматном порядке, причем число рядов по длине и ширине должно быть не менее трех. Первый ряд располагают на расстоянии от границы уплотняемой толщи равным $0,5l$, где l – расстояние между центрами грунтовых свай.

Размеры уплотняемого массива должны превышать размеры подошвы фундамента на величину, равную $0,2b$, но не менее $0,8$ м (b – ширина подошвы фундамента) – на грунтовых условиях I типа по просадочности; $0,2H_{st}$ – на грунтовых условиях II типа, где H_{st} – мощность просадочной толщи.

Ширина уплотняемой площади на грунтах I типа – не менее $0,2$ от глубины уплотнения, II типа – не менее $0,5H_{st}$.

При глубинном уплотнении грунтов размеры котлована должны на три метра превышать размеры уплотняемой площади. Отметку дна котлованов назначают с учетом последующей частичной срезки буферного (разуплотненного) слоя – до $1,5$ м. Оставшийся буферный слой доуплотняют тяжелыми трамбовками на глубину более $1,5$ м. Толщина буферного слоя

$$h_b = k_b b, \quad (1.68)$$

где d – диаметр грунтовых свай; k_b – коэффициент пропорциональности: для супесей – 4, суглинков – 5, глин – 6.

Расстояние между центрами грунтовых свай l определяется

$$l = 0,95 \sqrt{\gamma_{ds} / (\gamma_{ds} - \gamma_d)}, \quad (1.69)$$

где γ_{ds} – удельный вес сухого уплотненного грунта; γ_d – неуплотненного природного (кН/м^3).

Более точно это расстояние можно определять по [36], рассчитав зону уплотнения вокруг грунтовой сваи

$$D = d [(p + c \operatorname{ctg} \varphi) / (p_p + c \operatorname{ctg} \varphi)]^{(1 + \sin \varphi / 2 \sin \varphi)}, \quad (1.70)$$

где p – давление, под действием которого происходит уплотнение окружающего массива,

$$p = p_1 + p_2 \frac{2c \cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)}, \quad (1.71)$$

$$p_1 = \left[\frac{E}{4p_p(1 - \nu^2) - 2p_0(2 - \nu)} \right]^{\sin \varphi / (1 + \sin \varphi)} (p_p + c \operatorname{ctg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi, \quad (1.72)$$

$$p_2 = \left[\frac{2Eu(d - u) / d^2}{2p_p(1 - \nu^2) - p_0(2 - \nu)} \right]^{\sin \varphi / (\sin \varphi + 1)} (p_p + c \operatorname{ctg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi, \quad (1.73)$$

где ν – коэффициент Пуассона;

$$p_0 = \nu \gamma h / (1 - \nu); \quad (1.74)$$

$$; \quad (1.75) = p_0 (1 + \sin \varphi) + c \cos \varphi ; \quad (1.75)$$

u – величина расширения скважины при уплотнении грунта $u = 0,5d$, где d – диаметр скважины, принимаемый при пробивке станками ударно-канатного бурения равным 0,5 м, при использовании энергии взрыва равным 0,4.

Расстояние между осями свай $l = 0,866d$.

Расстояние между центрами скважин может быть определено и по табл. 1.22.

1.22 Определение расстояния между центрами скважин

Удельный вес уплотненно го сухого грунта γ_{ds} , кН/м ³	Значения l , при γ_d , кН/м ³					
	12, 2	13	13, 5	14	14, 6	15, 1
16,5	1,9 d	2,1 d	2,2 d	2,5 d	2,8 d	3,3 d
17	1,8 d	2 d	2,1 d	2,3 d	2,5 d	2,9 d
17,5	1,7 d	1,9 d	2 d	2,1 d	2,3 d	2,6 d

Пробитые скважины заполняются местным материалом, количество которого, необходимое для набивки одного метра длины скважины

$$g = k_c A \gamma_{ds} (1 + \omega) \tag{1.76}$$

где k_c – коэффициент, зависящий от вида уплотняемого грунта: для супесей $k_c = 1,4$; суглинков и глин $k_c = 1,1$; A – площадь поперечного сечения свай; ω – влажность грунта, засыпаемого в скважину.

Порядок расчета оснований, уплотненных пробивкой скважин

1. Определение расстояния между осями грунтовых свай, размеров уплотняемой площади, мощности уплотненной зоны.
2. Определение расчетного сопротивления основания и подбор ширины подошвы фундамента.
3. Проверка прочности слабого неуплотненного грунта.
4. Расчет осадки (как двухслойного основания) и определение требуемого количества материала для заполнения скважин.

Пример проектирования оснований, уплотненных грунтовыми сваями

З а д а н и е. Необходимо запроектировать отдельно стоящий фундамент под колонну одноэтажного производственного здания, грунтовые условия представлены в табл. 1.23. Основание сложено лессовидными супесями, суглинками, нижний слой – глина, непросадочный грунт.

Исходные данные:

$$F_{N1} = 4979 \text{ кН}, F_{NII} = 4911 \text{ кН}.$$

1.23 Физико-механические характеристики грунтов

Горизонт	Вид грунта	Физико-механические характеристики (исходные)										Вычисленные физические характеристики	
		ω	p_{sl} , кПа	E , МПа	c_{sl} , кПа	φ_{sl} , град.	$R_{0,sl}$, кПа	ε_{sl}	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r
1	Супесь	0,2	120	4	21	26	141	0,04	26,5	16,5	12,90	1,05	0,707

2	Суглинок	0,2	100	7	17	20	207	0,03	27,2	16,8	14,23	0,91	0,538
3	Глина	0,3	–	27	16	22	285	–	27,1	16,9	13,97	0,94	0,605

Глубина заложения подошвы фундамента 1,65 м. Ранее определено, что грунтовые условия относятся к I типу по просадочности.

Решение.

1 *Определение размеров уплотненной площади и расстояния между центрами скважин* по табл. 1.20, для этого находим

$$\gamma_{ds} = 0,5 \left[\gamma_d + s_2 \gamma_s \gamma_{\omega} / (s_2 \gamma_{\omega} + \omega \gamma_s) \right] =$$

$$= 0,5 \left[12,9 + \frac{1}{0,9} \cdot \frac{26,5 \cdot 10}{1 + 0,2 \cdot 26,5} \right] = 14,8 \text{ кН/м}^3$$

Принимаем расстояние между центрами скважин по осредненному значению $\gamma_d - l = 1,2$ м при $d = 0,5$ м, где d – диаметр скважины.

Определяем расстояние между рядами грунтовых свай (рис. 1.9)

$$l_M = \sqrt{3/4} = 1,2 \cdot 0,866 = 1,04 \text{ (м)}.$$

Определяем ширину уплотняемой площади

$$b' \geq 0,2 H_{уп} \geq 0,2 \cdot 4 \geq 0,8 \text{ м,}$$

где $H_{уп}$ – глубина пробивки – предварительно четыре метра.

2 *Определение ширины подошвы фундамента на уплотненном основании.*

Характеристики уплотненного грунта:

$$R_0 = 0,225 \text{ МПа; } c = 0,048 \text{ МПа; } \varphi = 27^\circ; E = 15 \text{ МПа; } \gamma_d = 16,66 \text{ кН/м}^3.$$

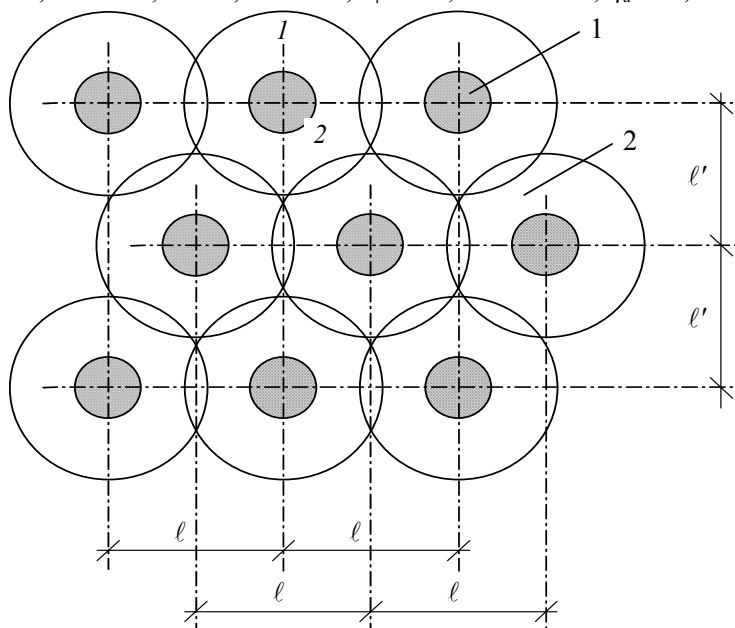


Рис. 1.9 План расположения грунтовых свай:
1 – грунтовые сваи; 2 – уплотненные зоны вокруг грунтовых свай

Уточняем размеры подошвы фундамента и расчетное сопротивление:

$$b_1 = \sqrt{\frac{F_V}{(R_0 - \gamma_{cs} d) \eta}} = \sqrt{\frac{4911}{(225 - 20 \cdot 1,65) \cdot 1,2}} = 4,62 \text{ м,}$$

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{R} \left[M_\gamma \gamma_{II} k_z b_1 + M_q d_I \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,91 \cdot 21,76 \cdot 1 \cdot 4,62 + 4,64 \cdot 1,65 \cdot 16,5 + 7,14 \cdot 48] = 616,5, \text{ кН/м}^2;$$

$$\gamma_{II} = \gamma_{упл} = \gamma_{ds} \left(1 + \frac{s_r \gamma_{\omega e}}{\gamma_s} \right) = 16, \left(\frac{0,10 \cdot 0,95}{26,5} \right) = 21,76,$$

где $\gamma_{ds} = 16,5 \text{ кН/м}^3$ – для I типа грунтовых условий по просадочности e ; γ_s – осредненные значения в пределах длины свай.

$$b_2 = \sqrt{\frac{4911}{(616,5 - 20 \cdot 1,65) \cdot 1,2}} = 2,65 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,91 \cdot 21,76 \cdot 1 \cdot 2,65 + 4,64 \cdot 1,65 \cdot 16,5 + 7,14 \cdot 48] = 573,6 \text{ кПа};$$

$$b_3 = \sqrt{\frac{4911}{(573,6 - 20 \cdot 1,65) \cdot 1,2}} = 3,0 \text{ м};$$

$$\Delta = \left| 1 - \frac{2,65}{3,0} \right| = 0,09 < 0,1;$$

$$b = 3,0 \text{ м}; \quad l = 3,6 \text{ м}.$$

Принимаем ФАП-1 3,6×3 м.

Размеры уплотняемой площади:

$$b_s = 3,0 + 0,2b = 3,0 + 0,6 = 3,6 \text{ м};$$

$$l_s = 3,6 + 0,2b = 3,6 + 0,6 = 4,2 \text{ м}.$$

Определяем число грунтовых свай в ряду n' и число рядов n'' :

$$n' = \frac{4,2}{1,2} + 1 = 5 \text{ свай},$$

где $l = 1,2 \text{ м}$ – расстояние между центрами скважин;

$$n'' = \frac{3,6}{1,04} + 1 = 5 \text{ рядов},$$

где $l' = 1,04 \text{ м}$ – расстояние между рядами свай.

Общее число грунтовых свай $n = 5 \cdot 5 = 25$ шт. Длина сваи четыре метра.

3 Проверка прочности слабого подстилающего слоя

$$P_{IIcp} = \frac{F_{NII}}{bl} = \frac{4911}{3 \cdot 3,6} = 455 \text{ кПа};$$

$\alpha = 0,092$; $\gamma'_{II} = 21,76$ (уплотненного в замоченном состоянии);

$$\sigma_{zp} = 0,092 (455 - 16,5 \cdot 1,65) = 39,33 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg} = 16,5 \cdot 1,65 + 21,76 \cdot 4,0 = 114,27 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z = 39,33 + 114,27 = 153,6 \text{ кПа};$$

$$A_z = \frac{F_{NII}}{\sigma_{zp}} = \frac{4911}{39,33} = 124,9 \text{ м}^2;$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где $a = 0,5(l-b) = 0,5(3,6-3) = 0,3$; $b_z = \sqrt{124,9 + 0,3^2} - 0,3 = 10,88$ м;

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,91 \cdot 16,85 \cdot 1 \cdot 10,88 + 4,64(1,6' \text{ кПа}; 21,7 + 7,14 \cdot 17)] = 936,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z \leq R_z; \quad 133,2 \text{ кПа} < 936,6 \text{ кПа}.$$

Условие выполняется.

4 Расчет осадки двухслойного основания, просадки и определение количества материала, засыпаемого в скважину.

Расчет осадка сводим в табл. 1.24 и на рис. 1.10.

Расчет просадочных деформаций:

$k_{sl} = 1$ при ширине фундамента ≤ 3 м;

$$s_{sl} = (0,03 \cdot 1 \cdot 1,35) = 0,040 \text{ м},$$

где $h_{sl} = 1,35$ – от низа грунтовых свай до непросадочной глины

$$s_{sl} + s = 0,04 + 0,078 = 0,118 < 0,12 \text{ м},$$

$s_u = 12$ см [58, табл. 72].

Основное условие расчета по деформациям выполняется.

Определяем массу грунтового материала:

- для набивки одного метра длины грунтовой сваи

$$m = k_g A_h \rho_{ds} (1 + \varpi_s) = 1,4 \cdot 1,75 \cdot 0; \hat{1} + 0,18) 3,14 / 4 = 0,57 \text{ т},$$

- для одной грунтовой сваи

$$т. \quad ' = m H_s = 0,57 \cdot 4 = 2,28 \text{ т}.$$

1.24 Определение осадки фундамента

Глубина от подошвы фундамента	σ_{zg} , кН/м ²	$\xi = 2 \sum h_i / b$	$\alpha_i, n = 1,2$	$\sigma_{zpi} = \alpha (\bar{p} - \sigma_{zg0})$, кН/м ²	№ элементарного слоя	$\sigma_{zpi} = 0,5 \times (\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi-1})$, кН/м ²	E_i , кПа	$s_i = (0,8 \times \sigma_{zpi} h_i) / E_i$, м	
0,00	28,05	0,00	1,000	426	1	389,7	15 000	0,0239	
1,20	54,16	0,8	0,830	353,5	2	282,4	15 000	0,0180	
2,40	80,27	1,6	0,496	211,3	3	168,3	15 000	0,0107	
3,60	106,4	2,4	0,294	125,2	4	102,4	11 600	0,0084	
4,80	132,5	3,2	0,187	79,66	5	66,88	7000	0,0091	
6,00	152,7	4,0	0,127	54,10	6	46,65	7000	0,0063	
7,20	177,4	4,8	0,092	39,19	7	34,29	27 000	0,0047	
8,40	197,8	5,6	0,069	29,39					
								$\sum s_i = 0,078 \text{ м}$	

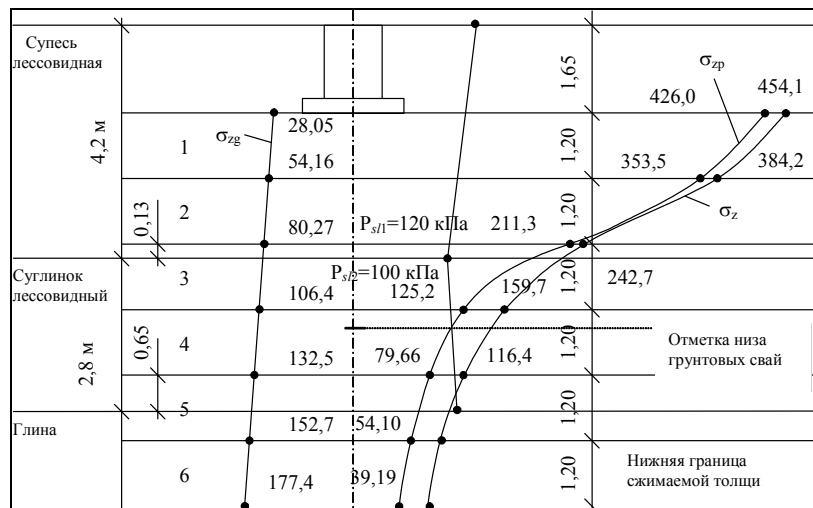


Рис. 1.10 К расчету осадки фундамента

1.10 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Проектирование ведется в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности, величины и характера приложенных нагрузок. Свайные фундаменты следует проектировать с прорезкой просадочной толщи и опиранием их на малосжимаемые слои грунта.

При проектировании фундаментов в грунтовых условиях I типа по просадочности рекомендуется заглублять нижние концы свай не менее чем на 0,5 ... 1 м в непросадочные плотные и средней плотности пески или глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,6$. В грунтовых условиях II типа сваи заглубляют в непросадочные глинистые грунты с $I_L < 0,4$ для забивных свай и $I_L < 0,2$ для буронабивных свай при $s_{seg} \leq s_n$; $I_L < 0,2$ для забивных свай и $I_L \leq 0$ для буронабивных при $s_{seg} > s_n$ в грунтовых условиях II типа. Расчетные характеристики R , E , φ , c должны определяться при полном водонасыщении грунта, $I_L \geq 0,4$.

Если проектируется здание III класса СНиП допускается неполная прорезка сваями просадочной толщи с заглублением их нижних концов не менее чем на один метр в грунт с относительной просадочностью $\varepsilon_{sl} < 0,02$ при $p = 0,3$ МПа [72]. На грунтах II типа при просадке от собственного веса более 30 см проектирование свайных фундаментов не рекомендуется, так как их несущая способность не будет обеспечена.

Расчетная допускаемая нагрузка на сваи в грунтовых условиях II типа по просадочности должна определяться с учетом дополнительной нагрузки от сил отрицательного трения, возникающих при полном водонасыщении грунта,

$$F_n = A_s / H_{sl} \sum_{i=1}^n (\gamma_{sat_i} h_i - p_{sl_i}) h_i, \quad (1.77)$$

где A_s – площадь взаимодействующего со свайей окружающего грунта; p_{sl} – начальное просадочное давление i -го слоя мощностью h_i ; H_{sl} – мощность просадочной зоны;

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_i}{-1 + \omega_i} + \frac{e_i \gamma_w}{1 + e_i}, \quad (1.78)$$

где γ_{sat} – удельный вес при полном водонасыщении; h_i – толщина i -го слоя грунта, на которые разбивается просадочная толщина [5].

Площадь взаимодействующего со свайей грунта определяется в зависимости от расположения свай:

- для одиночной сваи

$$A_s = \pi(0,4L)^2 / 4 - A_{com}; \quad (1.79)$$

- для средней сваи в кусте

$$A_m = a^2 - A_{com}; \quad (1.80)$$

- для угловой сваи в кусте

$$A_{cor} = \pi(0,5a + 0,2L)^2 / 4 - A_{com}; \quad (1.81)$$

- для крайней сваи в кусте

$$A_p = (0,5a + 0,2L)a - A_{com}; \quad (1.82)$$

- для средней сваи в ленточном фундаменте

$$A_f = 0,2aL - A_{com}, \quad (1.83)$$

где a – шаг свай; A_{com} – площадь уплотненного вокруг сваи грунта;

$$A_{com} = 0,25\pi(2,5d)^2, \quad (1.84)$$

где d – диаметр сваи (размер поперечного сечения).

При расчете свайных кустов за площадь взаимодействующего со свайей грунта принимается наибольшее из значений A_m , A_{cor} , A_p .

Глубина толщи просадочного грунта, в пределах которой проявляются силы отрицательного трения [50].

$$H'_{sl} = H_{sl} - s_{sl,g} / \varepsilon_{sl}, \quad (1.85)$$

где $s_{sl,g}$ – предельно допустимая просадка от собственного веса, принимается 3 см; ε_{sl} – относительная просадочность нижнего слоя просадочной зоны.

Дополнительная нагрузка не должна превышать

$$F_n \leq F'_n = \gamma_c u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_{ni} h_i, \quad (1.86)$$

где γ_c и γ_{cf} – коэффициенты условий работы [72]; u – периметр ствола сваи; f_{ni} – расчетная сила нагружающего трения по боковой поверхности сваи $f_{ni} = f_i$ при полном водонасыщении грунта [72].

Несущая способность сваи при развитии отрицательного трения может быть найдена

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum_{z_0}^h \gamma_{cf} f_i h_i \right) - \gamma_{ci} F_n, \quad (1.87)$$

где A – площадь поперечного сечения сваи; R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта высотой h_i по боковой поверхности сваи; z_0 – глубина расположения нулевой точки (в которой перемещение грунта относительно сваи равно 0, выше этой точки действует отрицательно направленное трение ниже – трение, удерживающее сваю (ниже границы зоны просадки)); γ_{ci} – коэффициент условий работ, значение которого зависит от возможного значения просадки, при $s_{sl} = 5$ см, $\gamma_c = 0$ при $s_{sl} > 2s_u$, $\gamma_c = 0,8$.

При расчете осадки свайного фундамента условный фундамент принимается ограниченным с боков вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии $h_{mt} \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,mt}}{4}$, где h_{mt} – расстояние от нижнего конца сваи до глубины h_{sl} ; $\varphi_{II,mt}$ – в пределах слоев на глубину h_{mt} .

При подсчете нагрузок к собственному весу условного фундамента должны быть добавлены отрицательные силы трения, которые могут быть найдены или по формуле (1.77) или

$$F_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (1.88)$$

где u – принимается равным периметру куста (для условного фундамента) или периметру участка ствола сваи; h_{sl} – расчетная глубина, до которой учитываются силы отрицательного трения; τ_i – расчетное сопротивление, кПа, определяемое до глубины $h = 6$ м по формуле

$$\tau_i = \xi \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (1.89)$$

где ξ – коэффициент бокового давления, равный 0,7; φ_1, c_1 – осредненные по глубине h_{sl} .

Порядок расчета свайных фундаментов

1. *Определение несущей способности сваи (с учетом сил отрицательного трения).*
2. *Определение требуемого количества свай, конструирование ростверк.*
3. *Проверка давления по подошве условного свайного фундамента и расчет осадки.*

Пример расчета свайного фундамента

З а д а н и е. Запроектировать свайный фундамент из висячих свай под наружную стену трехэтажного жилого здания, возводимого на просадочных грунтах. Фундамент ленточный.

Нагрузка на фундамент: $F_{VII} = 315,3$ кН/м, $F_{VI} = 364,5$ кН/м. Характеристики грунтов основания приведены в табл. 1.25.

1.25 Физико-механические характеристики грунтов

№ слоя	Наименование грунта	Мощность, м	γ , кН/м ³	φ , град.	E , МПа	p_{sl} , кПа	ε_{sl}	c_{sl} , кПа	ω	e
1	Суглинок лессовидный просадочный	3,4	17,1	23	8	140	0,038	21	0,25	0,7
2	Глина лессовидная просадочная	2,5	17	22	8	135	0,033	24	0,4	0,6
3	Песок мелкий	3,7	16,5	20	26	–	–	2	0,3	0,8

1 *Определение несущей способности свай.*

Несущую способность висячей сваи определяем по формуле

$$\gamma_{cr} F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cr} RA + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (1.90)$$

где A – площадь поперечного сечения сваи; R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи (для мелкого песка); f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта высотой h_i по боковой поверхности сваи; $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте; $\gamma_{cr} = 1$ – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; $\gamma_{cf} = 1$ – то же, по боковой поверхности.

Призматическую сваю следует принять длиной $l = 10$ м, сечением 35×35 см по ГОСТ 19804.1-79.

Конструктивное решение фундамента показано на рис. 1.11.

$R = 2550$ кПа – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи для мелкого песка; $A = 0,1225$ м² – площадь поперечного сечения сваи; $u = 1,4$ м – периметр сваи; f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи для i -го слоя.

Для нахождения f_i каждый пласт грунта разбиваем на участки не более двух метров:

$$f_1 = 32,25 \text{ кПа}, \quad f_2 = 26,8 \text{ кПа}, \quad f_3 = 29,3 \text{ кПа},$$

$$f_4 = 31,9 \text{ кПа}, \quad f_5 = 33,45 \text{ кПа}, \quad f_6 = 34,56 \text{ кПа}.$$

$$F_d = 1(2550 \cdot 0,1225 + 1,4(1,9 \cdot 1 \cdot 32,25 + 1 \cdot 1 \cdot 26,8 + 1,5 \cdot 1 \cdot 29,3 +$$

$$+ 2 \cdot 31,9 \cdot 1 + 2 \cdot 33,45 \cdot 1 + 1,6 \cdot 34,56 \cdot 1)) = 757,6 \text{ кПа}.$$

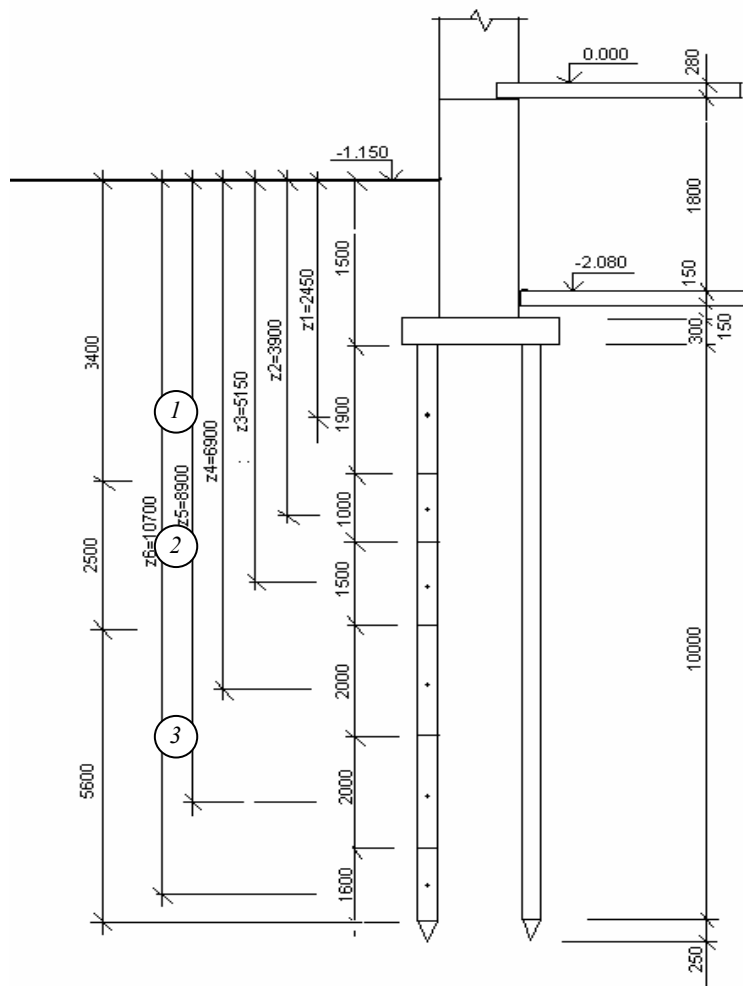


Рис. 1.11 К расчету свайного фундамента:

1 – слой-суглинок, мощность слоя 3,4 м;
2 – слой-глина, мощность слоя 2,5 м; 3 – слой-песок мелкий

Усилие, возникающее от сил отрицательного трения грунта о сваю,

$$F_n = A / H_{sl} \sum_{i=1}^n (\gamma_{sat} h_i - p_{sli}) h_{si},$$

где γ_{sat} – удельный вес грунта при полном водонасыщении, кН/м^3 ; p_{sli} – начальное просадочное давление i -го слоя грунта, кПа ; A – площадь взаимодействующего со свайей грунта, м^2 , $A = 0,2 a L - A_{com}$,

$$A_{com} = 0,25\pi(2,5d)^2 = 0,25 \cdot 3,14 \cdot (2,5 \cdot 0,35)^2 = 0,601 \text{ м}^2;$$

$a = 1$ м – шаг свай; $L = 10$ м – длина свай.

Тогда, $A = 0,2 \cdot 1 \cdot 10 - 0,601 = 1,399 \text{ м}^2$.

Мощность просадочной толщи

$$H_{sl} = H'_{sl} - s_{sl} / \epsilon_{sl} = 5,9 - 0,03 / 0,035 = 5,0 \text{ м},$$

где $H'_{sl} = 5,9$ м – мощность просадочной толщи грунта основания; $s_{sl} =$ = 3 см – предельно допустимая просадка от собственного веса грунта.

$$F_n = (1,399 / 5,0) ((17,78 \cdot 1,9 - 140) 1,9 + (15,89 \cdot 2,5 - 135) 2,5) = -123,1 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{sat1} = \frac{17,1}{1 + 0,25} + \frac{0,7 \cdot 10}{1 + 0,7} = 17,78 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{sat2} = \frac{17}{1 + 0,4} + \frac{0,6 \cdot 10}{1 + 0,6} = 15,89 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sat3} = \frac{16,5}{1 + 0,3} + \frac{0,8 \cdot 10}{1 + 0,8} = 17,1 \text{ кН/м}^3.$$

2 Определение количества свай, конструирование ростверка.

Назначаем шаг свай:

$$a = (F_d / \gamma_k - F_n \gamma_c) / N_1 = (757,6 / 1,4 - 123 \cdot 0,8) / 364,5 = 1,1 \text{ м},$$

где $\gamma_k = 1,4$.

По конструктивным требованиям: $a = (3 - 6)$ $d = 1,05 \dots 2,10$ м, где $d = 0,35$ м – диаметр свай. Принимаем шаг $a = 1,1$ м.

Количество свай на один метр длины ростверка

$$n = N_1 \gamma_k / ((F_d - F_n) - \gamma_k a^2 d \gamma_m) = 364,5 \cdot 1,4 / (757,6 - 123 \cdot 0,8 - 1,4 \cdot 1,1^2 \cdot 0,35 \cdot 20) = 1,02 \text{ шт./м.}$$

Применяем шахматное расположение свай.

Высота ростверка $h = h_0 + 25 = 25 + 5 = 30$ см. Конструкция ростверка показана на рис. 1.12.

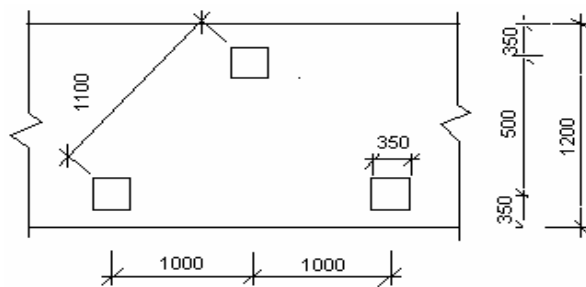


Рис. 1.12 Конструкция ростверка

Определяем нагрузку, действующую на одну сваю,

$$N = (N_1 + G_p) / n = (364,5 + 37,6) / 1 = 402,1 \text{ кН/м} < 443,3 \text{ кН/м} = (757,6 - 123 \cdot 0,8) / 1,4 = (F_d - F_n \gamma_{c1}) / \gamma_k,$$

где $G_p = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 20 = 37,6$ кН/м – нагрузка от ростверка и грунта; $n = 1$ число свай на один метр ростверка. Несущая способность сваи обеспечена.

3 Проверка давления под подошвой условного фундамента и расчет осадки.

Среднее значение угла внутреннего трения $\varphi_m = 21,07$. Тогда $\alpha = \varphi_m / 4 = 5,27$; $\text{tg } \alpha = \text{tg } 5,27 = 0,092$.

Ширина условного фундамента

$$b_{\text{усл}} = 0,5 + 0,35 + 2 \cdot 5,85 \cdot 0,092 = 2,0 \text{ м,}$$

где $l = 5,85$ м – длина сваи в пределах несущего слоя.

Расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента

$$R = 1,2 \cdot 1 / 1,1 (0,51 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 16,5 + 3,06 \cdot 10,6 \cdot 16,8 + 2,06 \cdot 0,9 \cdot 16,8 + 5,66 \cdot 2) = 614,3 \text{ кПа,}$$

где $\gamma_{c1} = 1,2$, $\gamma_{c2} = 1,0$ – коэффициенты условия работы;

$k = 1,1$; $M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$; $k_z = 1$;

$\gamma_{II} = 16,5 \text{ кН/м}^3$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента;

$\gamma'_{II} = (1,9 \cdot 17,78 + 1,5 \cdot 17,78 + 2,5 \cdot 15,89) / 5,9 = 16,8 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента;

$d_1 = h_s + (h_{cf} \gamma_{cf}) / \gamma'_{II} = 10,45 + (0,15 \cdot 22) / 16,8 = 10,6 \text{ м}$ – приведенная глубина заложения фундамента;

$h_{cf} = 0,15 \text{ м}$ – толщина пола подвала;

$d_b = 0,9 \text{ м}$ – глубина подвала от уровня планировки.

Нагрузка от веса ростверка

$$G_p = 37,6 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от веса грунта в пределах условного фундамента

$$G_f = (11,4 \cdot 2 \cdot 1 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1 - 10 \cdot 1,225) 16,8 = 259,4 \text{ кН.}$$

Нагрузка от веса сваи

$$G_{\text{св}} = 10 \cdot 1,225 \cdot 2,5 = 30,625 \text{ кН.}$$

Тогда,

$$p = (N_{II} + G_f + G_p + G_{\text{св}} + F_n) / b_{\text{усл}} = (315,3 + 37,6 + 259,4 + 30,63 + 123,1) / 2,75 = 268 \text{ кПа} < 614,3 \text{ кПа.}$$

Осадка ленточного свайного фундамента определяется [72, прил. 3]:

$$s = n(1 - \nu^2) \delta_0 / \pi E, \quad (1.91)$$

где $n = 737,43$ кН/м – погонная нагрузка на свайный фундамент, с учетом веса условного фундамента, ограниченного с боков плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай;

$\nu = 0,1(1 + 3I_L) = 0,1(1 + 3 \cdot 0,45) = 0,235$ – коэффициент Пуассона;

$E = 26\,000$ кПа – модуль деформации в пределах сжимаемой зоны;

$\delta_0 = f(\nu, \beta = b/h, H_0/h)$, где $b = 0,85$ м – ширина фундамента (по наружным граням свай);

$h = h_{sl} = 5,9$ м – глубина погружения свай;

H_0 – глубина сжимаемой толщи.

Границу сжимаемой толщи находим по методу послойного суммирования.

Напряжение от собственного веса грунта – по подошве условного фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma d = 16,8 \cdot 11,5 = 193,2 \text{ кПа.}$$

Напряжение от внешней нагрузки

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0,$$

где $p_0 = p - \sigma_{zg0} = 268 - 193,2 = 74,8$ кПа.

Толщину слоя принимаем

$$z = 0,4 b_{\text{учл}} = 0,4 \cdot 2,75 = 0,8 \text{ м.}$$

Расчет сведем в табл. 1.26.

$$H_0 = 3,2 \text{ м.}$$

$$\beta = 0,85/3,2 = 0,265; \quad H_0/h = 3,2/11,5 = 0,3.$$

Определяем $\delta_0 = 0,8$. Проверяем условие

$$s = 737,43(1 - 0,235^2)0,8/3,14 \cdot 26\,000 = 0,01 \text{ м} < [s_{\text{н}}] = 10 \text{ см,}$$

где $s_{\text{н}}$ – предельно допустимая осадка.

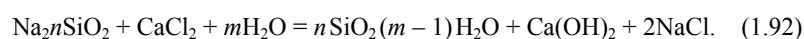
1.26 Определение границы сжимаемой толщи

№ слоя	0	1	2	3	4
z , м	0	0,8	1,6	2,4	3,2
ξ	0	0,8	1,6	2,4	3,2
α	1	0,8	0,642	0,477	0,374
σ_{zp} , кПа	74,8	59,8	41,8	35,6	27,6
σ_{zg} , кПа	87,3	100,98	114,66	128,34	142,02
E , МПа	26	26	26	26	26

1.11 ИНЪЕКЦИОННОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ СПОСОБАМИ СИЛИКАТИЗАЦИИ И СМОЛИЗАЦИИ

Силикатизация применяется для повышения несущей способности просадочных грунтов и устройства фундаментов из закрепленного грунта. Этот метод может применяться в песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации 0,5 ... 80 м/сут и в лессовых просадочных грунтах с коэффициентом фильтрации 0,2 ... 2 м/сут.

Способ силикатизации заключается в помещении в грунт силиката натрия и хлористого кальция или ортофосфорной кислоты (двухрастворная силикатизация) или только силиката натрия (однорастворная силикатизация). Эти растворы реагируют между собой или с содержащимися в грунте солями и образуют гель кремниевой кислоты. Основная реакция взаимодействия раствора силиката натрия с хлористым кальцием происходит по схеме (Б. А. Ржаницын, 1935)



При двухрастворной силикатизации вначале нагнетают раствор жидкого стекла плотностью $1,2 \dots 1,26 \text{ г/см}^3$ сверху вниз из расчета $140 \dots 180 \text{ л/м}^3$, а затем раствор хлористого кальция плотностью $1,07 \dots 1,09 \text{ г/см}^3$ в том же количестве заходками снизу вверх. Постоянный электрический ток пропускают во время заливки растворов и в течение нескольких суток в зависимости от проницаемости грунта. Расход электроэнергии составляет $20 \dots 30 \text{ кВт} \cdot \text{ч/м}^3$, катодами служат трубы или стальные стержни. Погружение электродов осуществляют отбойными молотками, а извлечение домкратами.

Для закрепления песков гравелистых, крупных и средней крупности с коэффициентом фильтрации $k_f = 5 \dots 80 \text{ м/сут}$ используют двухрастворную силикатизацию на основе силиката натрия и хлористого кальция, для закрепления песков средней крупности, мелких и пылеватых с $k_f = 0,5 \dots 20 \text{ м/сут}$ используют однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты или ортофосфорной кислоты. Радиус закрепления $0,3 \dots 0,6 \text{ м}$. Прочность закрепленных песков $2 \dots 4 \text{ МПа}$.

В просадочных грунтах с $k_f = 0,5 \dots 2 \text{ м/сут}$ используется силикатизация на основе силиката натрия. Преимуществами этого способа является мгновенный процесс закрепления и быстрое нарастание прочности во времени. При действии раствора силиката натрия на лессовые грунты происходит мгновенная обменная реакция между катионом кальция коллоидного поглощаемого компонента лессовых грунтов и катионом натрия силикатного раствора [77]. В результате реакции образуется микрослой цементирующих известковисто-кремнеземистых новообразований и происходит прочное закрепление лессовых грунтов.

В песках всех видов при $k_f = 0,5 \dots 50 \text{ м/сут}$ используется смолизация на основе карбамидных смол и соляной кислоты. Смолизация грунтов осуществляется путем нагнетания в грунт водных растворов или смесей из синтетических смол с отвердителем. Плотность раствора зависит от коэффициента фильтрации. Преимуществом смолизации перед однорастворной силикатизацией является возможность более прочного закрепления грунтов.

Расчетный радиус закрепления зависит от водопроницаемости грунтов и определяется по табл. 1.27.

При создании закрепленного массива инъекторы располагаются рядами в шахматном порядке (рис. 1.13, а).

1.27 Расчетный радиус закрепления

Способ	Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сут	Радиус закрепления, R_s , м	Прочность закрепленного грунта, R , МПа
Двухрастворная силикатизация	Пески	2 ... 10/10 ... 20 20 ... 50/50 ... 80	0,3/0,6 0,8/1	2 ... 8
Однорастворная силикатизация	Пески ; Просадочный лессовый	0,5 ... 1/1 ... 2/2 ... 5 0,2 ... 0,3/0,3 ... 0,5 0,5 ... 2,0	0,4/0,6/1 0,4 ... 0,6/0,6 ... 0,8 0,8 ... 1	1 ... 5 0,5 ... 3,5
Смолизация	Пески	0,5 ... 1/1 ... 5 5 ... 10/10 ... 20 20 ... 50	0,3/0,5 0,65/0,95 1	2 ... 8

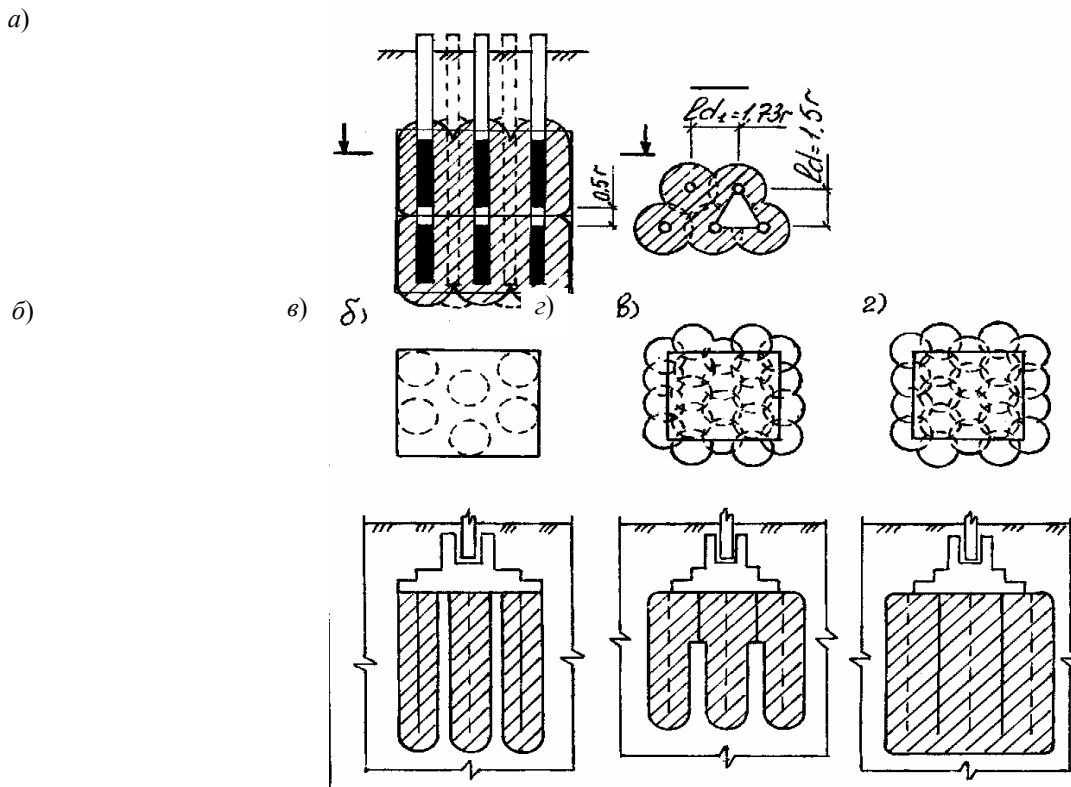


Рис. 1.13 Схемы закрепления грунта:

- a* – расположение инъекторов;
- б* – закрепление основания отдельными элементами;
- в* – комбинированная схема закрепления;
- г* – сплошной массив закрепленного грунта

Расстояние между рядами инъекторов

$$l_d = 1,5R_s, \quad (1.93)$$

где R_s – расчетный радиус закрепления от одиночной инъекции.

Закрепление грунтов по глубине производят последовательно заходками. Величина заходки определяется

$$l_s = l + kR_s, \quad (1.94)$$

где l – длина действующей части инъектора (0,5 ... 1 м); k – коэффициент, принимаемый для песков и лессовых грунтов, равным 0,5.

Объем закрепленного грунта от одиночной инъекции

$$V_{st} = \pi R_s^2 l_s. \quad (1.95)$$

Количество инъектируемого в грунт раствора

$$V_{sol} = anV_{st}, \quad (1.96)$$

где n – пористость грунта; V_{st} – общий объем закрепленного грунта; a – коэффициент, принимаемый для двухрастворной силикатизации равным 50, при однорастворной силикатизации песков – 120, просадочных грунтов – 70, при смолизации – 100.

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик лессовых просадочных грунтов закрепленных однорастворной силикатизацией приведены в табл. 1.28.

1.28 Нормативные значения характеристик закрепленных грунтов

Вид грунта	Характеристика	Значения характеристик при прочности закрепленного грунта, R, МПа							
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,5
Супеси	c, МПа	0,047	0,056	0,065	0,073	0,086	0,096	0,11	0,13
	φ, град	24	25	26	28	30	35	40	45
	E, МПа	42	53	65	75	85	100	120	150
Суглинки	c, МПа	0,04	0,05	0,061	0,068	0,075	0,09	0,095	0,11
	φ, град	24	26	28	30	32	34	38	42
	E, МПа	38	50	60	70	80	95	115	145

Эти данные могут использоваться при расчете по II группе предельных состояний зданий и сооружений II и III класса.

Нормативное значение прочности закрепленного силикатизацией просадочного грунта выбирается по табл. 1.27 в зависимости от вида грунта и коэффициента фильтрации.

При закреплении лессовых грунтов силикатизацией применяются следующие конструктивные схемы:

- 1) сплошных массивов из закрепленного грунта под отдельные фундаменты или под все сооружение в целом, по этой схеме предусматривается вынос закрепления за контуры фундамента (рис. 1.13, а);
- 2) армирование грунтов основания в деформируемой зоне отдельными элементами из закрепленного грунта, при котором непосредственно под подошвой фундамента остаются участки незакрепленного грунта (рис. 1.13, б);
- 3) комбинированная схема, предусматривающая сплошное закрепление на некоторую глубину непосредственно под подошвой и армирование элементами из закрепленного грунта нижележащей просадочной толщи (рис. 1.13, в).

Размеры подошвы фундамента определяются из следующих условий:

- При сплошном закреплении среднее давление на закрепленный грунт не должно превышать расчетного сопротивления основания, которое определяется с использованием расчетных значений φ и c силикатизированного лессового грунта в водонасыщенном состоянии. Коэффициенты $\gamma_{c1} = 0,7$, γ_{c2} определяются как для пылевато-глинистых грунтов с показателем консистенции $I_L < 0,5$.

- При армировании отдельными элементами из закрепленного грунта среднее давление не должно превышать R_{az} определяемого

$$R_{az} = \sigma_{zg0} + \left(\frac{\gamma_{c3} k}{\gamma_f} R_{c0} - \sigma_{zg0} \right) \left(\frac{1 + E_f A_f / (E_{st} A_{st})}{1 + A_f / A_{st}} \right), \quad (1.97)$$

где σ_{zg0} – природное давление на отметке подошвы фундамента, коэффициент γ_{c3} определяется в зависимости от процента армирования (отношение площади закрепленного грунта непосредственно под подошвой к площади подошвы) и глубины заложения, принимается по табл. 1.29; k – коэффициент линейной деформируемости равный 0,6; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке равный 1; R_{c0} – расчетное сопротивление основания, принимаемое по табл. 1.30.

1.29 Коэффициент условий работы γ_{c3}

Глубина заложения фундаментов, м	γ_{c3} при степени армирования			
	0,25	0,5	0,75	1,0
1	1,05	1,1	1,2	1,3
2	1,1	1,15	1,25	1,4
3	1,15	1,25	1,31	1,5
4	1,20	1,30	1,45	1,65
5	1,30	1,40	1,55	1,75
7	1,40	1,55	1,70	1,90

10	1,50	1,65	1,85	2,1
----	------	------	------	-----

1.30 Расчетное сопротивление основания, сложенного закрепленными грунтами

Нормативное значение прочности закрепленного грунта, R	R_{c0} , МПа	
	при сплошном закреплении	при армировании оснований отдельными элементами
0,4	0,35	0,22
0,6	0,45	0,30
0,8	0,6	0,40
1,0	0,75	0,55
1,5	–	0,8
2,0	–	1,2

Если степень влажности закрепленного грунта меньше 0,8, то значение расчетного сопротивления и модуля деформации понижают коэффициентом k_b , равным: $\frac{0,45}{0,53}$ при $s_r = 0,35$; $\frac{0,48}{0,55}$ при $s_r = 0,4$; $\frac{0,6}{0,62}$ при $s_r = 0,5$; $\frac{0,85}{0,7}$ при $s_r = 0,6$; $\frac{0,95}{0,86}$ при $s_r = 0,7$. В числителе приведены значения для R , в знаменателе для E . E_f и E_{st} – модули деформации незакрепленного и закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии; A_f и A_{st} – площади незакрепленного и закрепленного грунта под подошвой.

• При закреплении грунтов по комбинированной схеме среднее давление под подошвой не должно превышать расчетного сопротивления основания, определенного по формуле (7) СНиП, а армирование основания должно назначаться таким, чтобы выполнялось условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_{az}, \quad (1.98)$$

где R_{az} – расчетное сопротивление, вычисленное по формуле (1.97) для условного фундамента, размеры которого принимаются как при наличии слабого подстилающего слоя.

Минимальный вынос закрепления за контуры фундамента при сплошном закреплении назначается в зависимости от давления под подошвой фундамента и начального просадочного давления по табл. 1.31.

В грунтовых условиях II типа по просадочности предварительные размеры в плане отдельно стоящих закрепленных массивов принимаются равными не менее $\frac{1}{4}$ глубины просадочной толщи.

1.31 Вынос закрепления за контуры фундамента

Начальное просадочное давление, p_{st} , МПа	Минимальный вынос в долях от ширины при p , МПа			
	0,2	0,25	0,3	0,35
0,05	0,2	0,25	0,3	0,35
0,1	0,15	0,15	0,2	0,30
0,15	0,1	0,15	0,2	0,25
0,2	0,05	0,05	0,1	0,1

Предварительные размеры фундаментов возводимых на просадочных грунтах назначаются из условия равенства среднего давления под подошвой фундамента условному значению расчетного сопротивления, принимаемого по табл. 1.30.

Осадка фундамента при закреплении в грунтовых условиях I типа по просадочности рассчитывается по методу послойного суммирования

$$s_i = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zp_i} h_i}{E_i}, \quad (1.99)$$

где E принимается равным:

- при закреплении грунтов по первой схеме – модулю деформации закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии;
- при армировании основания по второй схеме – средневзвешенному по площади подошвы модулю деформации, определяемому

$$E_a = \frac{E_f A_f}{A} + \frac{E_{st} A_{st}}{A}, \quad (1.100)$$

где A – площадь подошвы; A_f и A_{st} – площади незакрепленного и закрепленного грунта;

- при закреплении грунтов по комбинированной схеме – модулю деформации закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии до нижней границы сплошного по глубине закрепления, а в пределах нижележащего армированного грунта – средневзвешенному значению E_a , определяемому по формуле (1.100) для условного фундамента, размеры которого определяются как при наличии слабого подстилающего слоя.

Осадка фундамента в грунтах II типа по просадочности закрепленных методом силикатизации

$$s = s_0 + s_c, \quad (1.101)$$

где s_0 – осадка массива от подошвы фундамента до подошвы условного фундамента; s_c – осадка условного фундамента рассчитывается по формуле

$$s_c = \beta \sum_{j=n}^{n+m} \frac{\sigma_{zpj} h_j}{E_j}, \quad (1.102)$$

где m – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща ниже подошвы условного фундамента; E_j – модуль деформации j -го слоя; σ_{zpj} – среднее дополнительное давление в j -ом слое, равное полусумме давлений на его верхней и нижней границах;

$$s_0 = \beta \sum_{i=1}^n (\sigma_{zpi} + \bar{\sigma}_{zpi}) h_i / E_i, \quad (1.103)$$

где значения E определяются в зависимости от схемы закрепления грунта; σ_{zpi} – среднее дополнительное к природному давление, равное полусумме давлений σ_{zp} на верхней и нижней границе i -го слоя массива.

Дополнительное (к природному) давление в массиве от веса сооружения определяется до глубины, где оно достигает значения $P_0 A / A_m$ (A_m – площадь горизонтального сечения массива, м²) $\sigma_{zp} = \alpha P_0$, ниже до глубины заложения условного фундамента $\sigma_{zp} = \text{const} = p_0 A / A_m$;

$$\bar{\sigma}'_{zpi} = \frac{0,01 u_m}{a A_m} (100 \sigma_{zg} - k_z p_1) \quad (1.104)$$

– дополнительное давление в i -ом слое массива от сил нагружающего трения на глубине z от подошвы; u_m – периметр сечения закрепленного массива; a – периметр, принимаемый для отдельно стоящих массивов

$$; \quad a = 40L / z_0^2 A_f; \quad (1.105)$$

а если отношение ширины незакрепленных участков (2–3 схема) к высоте массива не превышает 0,25

$$a = u / A_{fs}, \quad (1.106)$$

где u – общий периметр закрепленных массивов и армирующих элементов; A_{fs} – площадь незакрепленного просадочного грунта.

$$p_1 = (0,1 \gamma_{II} - 100 a c_{II}) / a > 0, \quad (1.107)$$

где γ_{II} , c_{II} – средневзвешенные значения удельного веса, кН/м³ и сцепления, МПа от отметки планировки до подошвы условного фундамента

$$k_z = \frac{1 - e^{-\xi n' \text{tg} \varphi_{II}}}{\xi \text{tg} \varphi_{II}}; \quad (1.108)$$

$$n' = l_y / b_y, \quad (1.109)$$

где $\xi = \nu(1 - \nu)$, ν – коэффициент Пуассона, зависит от вида грунта.

Порядок расчета химически закрепленных оснований

1. *Определение вида закрепления (одно – двухрастворная силикатизация, смолизация), радиуса закрепления, прочности закрепленного грунта.*
2. *Определение размеров закрепленного массива и количества инъектируемого раствора. Глубина закрепления для грунтов II типа по просадочности – на всю просадочную толщу, для I типа – на верхнюю часть (в пределах $h_{st,p}$).*
3. *Определение размеров подошвы фундамента по нормативным значениям характеристик закрепленного грунта и в зависимости от схемы закрепления, проверка давления под подошвой.*
4. *Расчет осадки.*

Пример расчета химического закрепления оснований

З а д а н и е. Проектируется фундамент под многоэтажное трехпролетное промышленное здание, шаг колонн 12 м, пролет 12 м, грунтовые условия представлены в табл. 1.32.

Исходные данные: $F_{NII} = 3129,8$ кН; $F_{NI} = 3755,3$ кН; $M_{NII} = 122,8$ кН·м.

1.32 Физико-механические характеристики грунтов

Горизонт	Вид грунта	Физико-механические характеристики для просадочных грунтов										Вычисленные физические характеристики	
		ω	p_{st} , кПа	E , МПа	c , кПа	φ , град.	R_0 , кПа	ε_s	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r
1	Супесь лессовидная просадочная	0,3	115	5	22	21	149	0,037	27,0	17,1	13,46	1,01	0,72
2	Суглинок лессовидный просадочный	0,3	110	7	16	22	185	0,035	27,1	16,9	13,9	1,05	0,71
3	Глина	0,2	–	24	24	26	241	–	26,5	16,5	12,9	0,94	0,65

Мощность первого слоя – 1,8 м; второго слоя – 6,0 м.

Глубина заложения $d = 1,65$ м. Ранее определено, что грунтовые условия относятся к I типу по просадочности.

Решение.

Для закрепления грунтов применяем однорастворную силикатизацию на основе жидкого стекла (силиката натрия). При коэффициенте фильтрации $k_{\phi} = 0,3 \dots 0,5$ м/сут радиус закрепления $R_s = 0,8$ м (табл. 1.27). Прочность закрепленного грунта равна 1,5 МПа.

Инъекторы располагают в шахматном порядке (рис. 1.14).

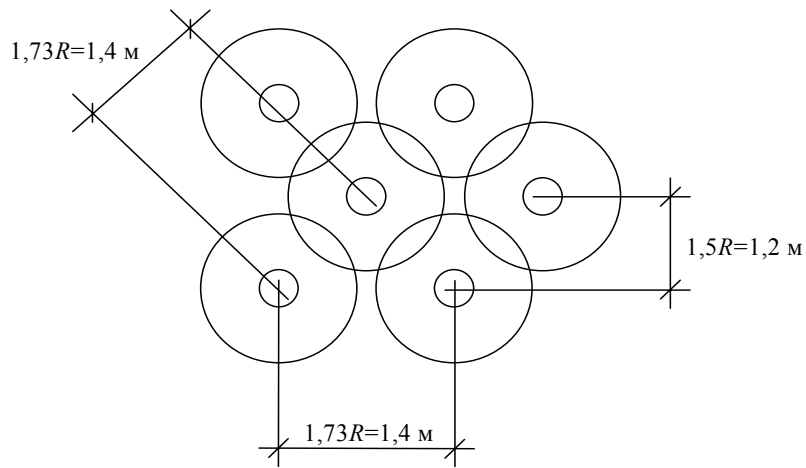


Рис. 1.14 Размещение инъекторов

1 *Определение вида и параметров закрепления.*

Расстояние между рядами инъекторов

$$l_d = 1,5 \quad R_s = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ м.}$$

Расстояние между инъекторами в ряду

$$l'_d = 1,73 \quad R_s = 1,73 \cdot 0,8 = 1,4 \text{ м.}$$

Величина заходки

$$l_s = l + kR_s,$$

где l – длина действующей части инъектора (0,5 ... 1 м); $k = 0,5$ – для просадочных грунтов;

$$l_s = 1 + 0,5 \cdot 0,8 = 1,4 \text{ м.}$$

2 *Определение размеров закрепленного массива и количества инъектируемого раствора.*

Объем закрепленного грунта от одиночной заходки

$$V'_s = \pi R_s^2 l_s = 3,14 \cdot 0,8^2 \cdot 1,4 = 2,81 \text{ м}^3.$$

Количество инъектируемого раствора

$$V_{sol} = naV'_s = 70 \cdot 0,5 \cdot 2,81 = 98,35 \text{ м}^3.$$

где V_s – общий объем закрепляемого грунта; n – его пористость $n = \bar{e} / (1 + \bar{e}) = 1 / (1 + 1) = 0,5$; $a = 70$ – для просадочных грунтов.

Глубину закрепления принимаем на всю просадочную толщу

$$H_{st} = 7,8 - 1,65 = 6,25 \text{ м.}$$

3 *Определение размеров подошвы фундамента.*

Нормативные характеристики закрепленного грунта:

- супесь

$$c = 0,13 \text{ МПа}; \quad \varphi = 45^\circ; \quad E = 150 \text{ МПа};$$

- суглинок

$$c = 0,11 \text{ МПа}; \quad \varphi = 42^\circ; \quad E = 145 \text{ МПа}.$$

Принимаем схему сплошного закрепления грунта под весь фундамент.

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{0,7 \cdot 1,0}{1,1} [3,65 \cdot 1 \cdot 3,6 \cdot 17,4 + 15,64 \cdot \text{кН/м}^2 \cdot 7,1 + 14,64 \cdot 130] = 1630 \text{ кН},$$

где M_γ , M_q , M_c определяются по характеристикам закрепленных грунтов; $b = 3,6$ – ширина подошвы (предварительно определенная); $\gamma_{c1} = 0,7$ – коэффициент условий работы грунтового основания; $\gamma_{c2} = 1$ – коэффициент условий работы здания во взаимодействии с основанием (принимаем как для глинистых грунтов с $J_L(0,5)$.

$< 0,5$).

$$b_1 = \sqrt{\frac{F_V}{(R - \gamma_{cs} d) n}} = \sqrt{\frac{3130}{(1630 - 20 \cdot 1,65) \cdot 1,2}} = 1,28 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{0,7 \cdot 1,0}{1,1} (3,65 \cdot 1 \cdot 1,28 \cdot 17,4 + 15,64 \cdot 1,65 \cdot 17,1 + 14,64 \cdot 130) = 1541 \text{ кПа};$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{3130}{(1541 - 20 \cdot 1,65) \cdot 1,2}} = 1,32 \text{ м};$$

$$\Delta = \left| 1 - \frac{1,32}{1,28} \right| = 0,03 < 0,1.$$

$$b = 1,32 \text{ м}; \quad l = 1,58 \text{ м}.$$

По [86, табл. III 12] принимаем фундамент с размерами подошвы $2,1 \times 1,8$ м ФА4-1 с расходом бетона $2,3 \text{ м}^3$.

Проверяем давление под подошвой фундамента:

$$G_f = 2,1 \cdot 1,8 \cdot 1,65 \cdot 20 = 124,7 \text{ кН};$$

$$p_{\max} = \frac{3130 + 124,7}{2,1 \cdot 1,8} + \frac{122,8}{2,1^2 \cdot 1,8} = 873 \text{ кПа};$$

$$R_3 = \frac{0,7 \cdot 1,0}{1,1} (3,65 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 17,4 + 15,64 \cdot 1,65 \cdot 17,1 + 14,64 \cdot 130) = 1561 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 873 \text{ кПа} < 1,2 R - \text{условие выполняется}; \quad p_{\text{cp}} = 857 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = (3150 + 111,1) / (2,1 \cdot 1,8) - 122,8 / (2,1^2 \cdot 1,8) = 841 \text{ кПа}.$$

Принятые размеры подошвы фундамента 2,1 × 1,8 м оставляем как окончательные.

Для сплошного закрепления минимальный вынос за контуры фундамента определяется в зависимости от давления под подошвой, просадочного давления, типа грунтовых условий по просадочности. Размеры в плане закрепленных массивов принимаются не менее ¼ от глубины просадочной толщи 6,25/4 = 1,61 м.

4 Расчет осадки фундамента.

Расчет ведем методом послойного суммирования

$$S_i = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zpi} h_i}{E_i},$$

где E_i при закреплении грунта по первой схеме равен средневзвешенному модулю деформации для закрепленного грунта.

Результаты расчета приведены в табл. 1.33 и на рис. 1.15.

1.33 К определению осадки фундамента

Глубина от подошвы фундамента	$\xi = 2 \sum h_i/b$	$\alpha_i, n = 1,2$	$\bar{\sigma}_{zpi} = \alpha_i (\bar{p} - \sigma_{zg0}) = \alpha_i (857 - 28,05),$ кПа	№ элементарного слоя	$\bar{\sigma}_{zpi} = 0,5 \times (\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi-1}),$ кПа	$E_i, \text{кПа}$	$s_i = (0,8 \cdot \bar{\sigma}_{zpi} \cdot 0,72) / E_i, \text{м}$
0,00	0,0	1,00	828,95	11	756,0	146 000	0,00290
0,72	0,8	0,824	683,05	2	545,03	145 000	0,00209
1,44	1,6	0,491	407,01	3	324,12	145 000	0,00124
2,16	2,4	0,291	241,22	4	197,29	145 000	0,00075
2,88	3,2	0,185	153,36	5	129,32	145 000	0,00051
3,60	4,0	0,127	105,28	6	90,36	145 000	0,00036
4,32	4,8	0,091	75,43	7	66,31	145 000	0,00026
5,04	5,6	0,069	57,19	8	50,98	145 000	0,00020
5,76	6,4	0,054	44,76	9	40,20	145 000	0,00016
6,48	7,2	0,043	35,64	10	32,33	24 000	0,00065
7,20	8,0	0,035	29,01	11	26,53	24 000	0,00055
7,92	8,8	0,029	24,04	12	21,97	24 000	0,00040
8,64	9,6	0,024	19,89	13	18,65	24 000	0,00035
9,36	10,4	0,021	17,40	14	16,16	24 000	0,00030
10,08	11,2	0,018	14,92				

$\Sigma s_i = 0,027 \text{ м}$

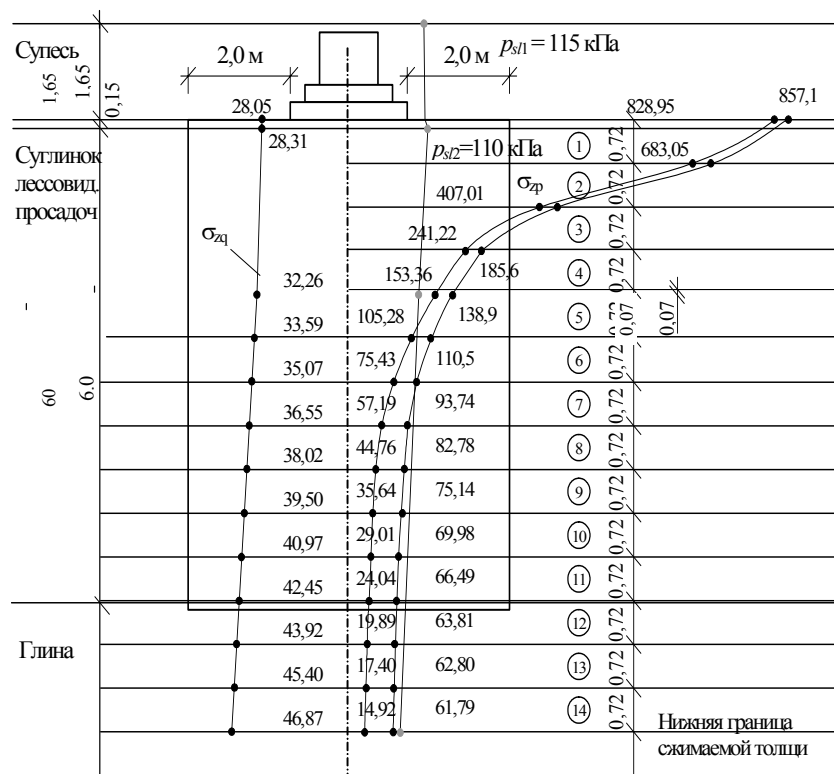


Рис. 1.15 К расчету осадки

2 ТЕХНОГЕННЫЕ ОТЛОЖЕНИЯ

Такие грунты образуются в результате деятельности человека [17]. Они обычно неоднородны по составу, обладают неравномерной сжимаемостью, невыдержанны по толщине и простираию. Часто насыпные грунты включают органику, при разложении которой возникают дополнительные осадки. Особенностью насыпных грунтов является склонность к самоуплотнению от массы вышележащих слоев грунта и от вибрации. При замачивании возможны значительные просадки. В таких грунтах встречаются включения строительного и бытового мусора, обломков конструкций.

По условиям образования насыпные грунты подразделяют на три группы: планомерно возведенные насыпи, отвалы грунтов и отходов промышленности и свалки [41, 50, 51].

Для первой группы характерен однородный состав, сравнительно высокая прочность и равномерная сжимаемость; для второй – время самоуплотнения (табл. 2.1).

2.1 Ориентировочные периоды времени,

необходимые для самоуплотнения насыпных грунтов

Виды грунтов	Период времени, год
Планомерно возведенные насыпи (при их недостаточном уплотнении) из грунтов:	
• песчаных	0,5 ... 2
• глинистых	2 ... 5
Отвалы грунтов и отходов производств из грунтов:	
• песчаных	2 ... 5
• глинистых	10 .. 15
• шлаков, формовочной земли	2 ... 5
• золы	5 ... 10
Свалки грунтов и отвалов производств:	
• из песчаных грунтов	5 ... 10
• шлаков, глинистых грунтов	10 ... 30

2.1 РАСЧЕТ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчет по деформациям насыпных грунтов выполняют при соблюдении условий:

$$p \leq R; \quad (2.1)$$

$$p_{\max} \leq 1,1R; \quad p_{\max} \leq 1,2R. \quad (2.2)$$

Первое условие из нижней строки относится для отвалов и свалок, второе для всех остальных случаев.

Расчетное сопротивление насыпных грунтов из планомерно возведенных насыпей, отвалов грунтов и отходов производств определяется с использованием прочностных характеристик в водонасыщенном состоянии. Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на слежавшихся насыпных грунтах, назначаются исходя из значений условного расчетного сопротивления (табл. 2.2).

2.2 Условные расчетные сопротивления насыпных грунтов

Вид насыпного грунта	R_0 , МПа			
	Крупные, средние, мелкие пески, шлаки при s_r		Пылеватые пески, глинистые грунты, золы при s_r	
	$\leq 0,5$	$> 0,8$	$\leq 0,5$	$> 0,8$
Планомерно возведенные с уплотнением насыпи	0,25	0,2	0,18	0,15
Отвалы грунтов				
• после уплотнения	0,25	0,2	0,18	0,15
• без уплотнения	0,18	0,15	0,12	0,1
Свалки грунтов				
• после уплотнения	0,15	0,12	0,12	0,1
• без уплотнения	0,12	0,1	0,1	0,08

Примечание:

- 1) Значения R_0 относятся к фундаментам с глубиной заложения $h_1 = 2$ м. При глубине заложения $h < 2$ м значения R_0 умножают на коэффициент $\gamma_g = (h + h_1) / 2h_1$.
- 2) Для неслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 умножаются на 0,8.
- 3) Значения R_0 для промежуточных значений s_r определяют интерполяцией.

2.2 РАСЧЕТ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчет устойчивости основания производится из условия

$$F + F_{fn} \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (2.3)$$

где F – расчетная нагрузка на основание; F_{fn} – дополнительная нагрузка от собственного веса (при расчете свай в неслежавшихся грунтах) вследствие нависания оседающих слоев грунта и других факторов; γ_c – коэффициент условий работы, равный для слежавшихся насыпных грунтов – 0,9, для неслежавшихся – 0,8; F_u – сила предельного сопротивления основания или несущая способность свай по грунту; γ_n – коэффициент надежности, для фундаментов мелкого заложения – $\gamma_n = 1,2$, глубокого – $\gamma_n = 1,4$.

Полная осадка фундамента вычисляется по формуле

$$s_f = s + s_{f1} + s_{f2} + s_{f3} + s_{f4}, \quad (2.4)$$

где s – осадка от нагрузки, определяется методом послойного суммирования; s_{f1}, s_{f2} – осадки основания при самоуплотнении насыпных грунтов от собственного веса и подъема (снижения) уровня подземных вод,

$$s_{f1}, s_{f2} = \gamma_{c1} \gamma_{c2} \beta \sigma_{zgf} h / E, \quad (2.5)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты уплотняемости насыпного грунта (табл. 2.3); $\beta = 0,8$ – безразмерный коэффициент; σ_{zgf} – среднее вертикальное напряжение в насыпном грунте от собственного веса,

$$\sigma_{zgf} = 0,5 \gamma_{sb} h, \quad (2.6)$$

где γ_{sb} – среднее значение удельного веса грунта в водонасыщенном состоянии; h – толщина насыпного грунта под подошвой фундамента; E – средний модуль деформации насыпного грунта; s_{f3} – осадка при разложении органических веществ

$$s_{f3} = \eta k_0 I_{от} \gamma_d h / \gamma_s, \quad (2.7)$$

$\eta = 0,75$ – коэффициент, учитывающий условия залегания органических включений; $I_{от}$ – относительное содержание по массе органических веществ; k_0 – коэффициент, учитывающий возможность разложения органических включений и равный для водонасыщенных грунтов 0,2, для остальных – 0,5; s_{f4} – осадка за счет уплотнения подстилающих грунтов от веса насыпи: допускается s_{f4} не учитывать при давности отсыпки насыпей более двух лет, если насыпь подстилается песчаными и маловлажными глинистыми грунтами, и пяти лет – влажными и водонасыщенными глинистыми грунтами.

2.3 Значение коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Насыпные грунты	γ_{c1}	γ_{c2}
Пески, шлаки и др.:		
• неслежавшиеся	0,4	0,15
• слежавшиеся	0	0,15
Пылеватые пески, глинистые грунты, золы и т.п.:		
• неслежавшиеся	0,6	0,2
• слежавшиеся	0	0,2

Основания на насыпных грунтах проектируют с учетом [50]:

- использования насыпных грунтов в качестве естественных оснований;
- использования насыпных грунтов в качестве оснований с применением методов подготовки оснований по снижению сжимаемости;
- прорезки насыпных грунтов свайными фундаментами.

2.3 СПОСОБЫ ПОДГОТОВКИ ОСНОВАНИЙ

В качестве естественных оснований могут быть использованы слежавшиеся насыпные грунты, а также отвалы грунтов из крупных песков, гравелистых и щебеночных грунтов. Свалки грунтов и отходов производств могут быть использованы в качестве естественных оснований только для временных зданий.

Основными методами подготовки оснований на насыпных грунтах являются: поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками; вытрамбовывание котлованов; устройство подушек; поверхностное уплотнение вибрационными машинами; глубинное уплотнение пробивкой скважин, прорезка насыпных грунтов глубокими фундаментами.

Нередко производится неорганизованная засыпка оврагов грунтом, бытовым мусором, промышленными отходами. Строить на этих площадках не рекомендуется. При необходимости можно применять длинные забивные или буронабивные сваи с опиранием на естественный грунт. Однако при этом возможно проявление отрицательного трения в сваях.

В случае организованной засыпки грунта или его намыва технология работ часто нарушается. Кроме того, деформативные и прочностные характеристики грунта засыпки (намыва) и расположенного за пределами оврага различаются. Будет происходить процесс самоуплотнения засыпанного грунта. Рекомендуемыми фундаментами являются свайные с монолитным железобетонным ростверком.

В зданиях следует предусмотреть конструктивные мероприятия, повышающие жесткость. К примеру, в кирпичных необходимо предусмотреть монолитные железобетонные пояса или армоцементные швы.

Пример расчета оснований состоящих из насыпных грунтов

Задание. Необходимо запроектировать фундамент под колонну производственного здания на участке сложенном насыпными пылеватými песками мощностью 3,8 м, которые подстилаются мелкими песками, Глубина заложения фундамента от уровня планировки $d_f = 1,65$ м. Нагрузка на фундамент составляет $N_I = 4282$ кН, $N_{II} = 3640$ кН. Основные физико-механические характеристики приведены в табл. 2.4.

2.4 Физико-механические характеристики

Горизонт	Вид грунта	Физические характеристики								Механические характеристики	
		исходные				вычисленные					
		γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	ω	γ_d , кН/м ³	e	s_r	c , МПа	φ , град	E , МПа	R_0 , кПа
3,8	Песок пылеватый	16,4	26,3	0,17	14	0,88	0,51	2	26	10	150
8	Песок мелкий	16,4	26,4	0,15	14,3	0,88	0,47	–	28	18	300

Решение.

1 Определение размеров подошвы фундамента.

$$R_0 = R_0' \gamma_g = 136,5 \text{ кПа,}$$

где $\gamma_g = (h + h_1)/2h_1 = (1,65 + 2)/2 \cdot 2 = 0,91$; $R_0 = 150$ кПа по табл. 2.2.

Определение ширины подошвы фундамента

$$b_1 = \sqrt{\frac{N}{(R_0 - d\gamma_{cs})\eta}} = \sqrt{\frac{3640}{(136,5 - 1,65 \cdot 20)1,2}} = 4,9 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b_1 \gamma + M_g d \gamma' + (M_g - 1) d_b \gamma' + M_c c \right] =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 4,9 \cdot 16,4 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 16,4 + 5,31 \cdot 2] = 180,6 \text{ кПа.}$$

Второе приближение:

$$b_2 = \sqrt{\frac{3640}{(180,6 - 1,65 \cdot 20) \cdot 1,2}} = 4,5 \text{ м,}$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 4,5 \cdot 16,4 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 16,4 + 5,31 \cdot 2] = 177,4 \text{ кПа.}$$

Проверка условия $\left(1 - \frac{b_2}{b_1}\right) \leq 0,1$.

$$\left(1 - \frac{4,7}{4,9}\right) = 0,08 \leq 0,1: \text{ выполняется } \Rightarrow \text{ принимаем типовой фундамент марки ФМ-1 серия 1.412-2/77 (4,8 \times 5,4).}$$

2 Проверка давления под подошвой фундамента

$$p \leq R_3,$$

где $p = \gamma_{cs} d + \frac{N_{II}}{A} = 173$ кПа;

$$R_3 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 4,8 \cdot 16,4 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 16,4 + 5,31 \cdot 2] = 180 \text{ кПа;}$$

$$p = 173 < R_3 = 180 \text{ кПа.}$$

Условие выполняется.

3 Определение полной осадки фундамента:

$$z = (0,2 - 0,4)b = (0,2 - 0,4)4,8 = (0,96 - 1,92) \text{ м} - \text{мощность элементарного слоя};$$

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 173 - 17 \cdot 1,65 = 144,95 - \text{дополнительное давление.}$$

Расчет осадки сведен в табл. 2.5.

2.5 Расчет осадки фундамента

Глубина	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$, кПа	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$	$\bar{\sigma}_{zp_i}$	E, кПа
0	28,05	5,61	0	1	144,95	143,5	10 000
1,15	46,91	9,3	0,48	0,973	142	137,6	10 000
2,15	63,31	12,9	0,9	0,924	133,2	123,2	18 000
3,15	79,71	15,9	1,3	0,781	113,2	100,2	18 000
4,15	96,11	19,2	1,7	0,601	87,14	75,8	18 000
5,15	112,51	22,5	2,2	0,443	64,42	55,41	18 000
6,15	131,37	26,3	2,6	0,315	46,4	41,05	18 000
7,15	150,23	30,1	2,9	0,243	35,7	31,48	18 000
8,15	169,1	33,4	3,4	0,188	27,26		18 000

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

$$= 0,8 \left(\frac{143,5 \cdot 1,15 + 137,6 \cdot 1}{10000} + \frac{123,2 \cdot 1 + 100,2 \cdot 1 + 75,8 \cdot 1 + 55,41 \cdot 1 + 41,05 \cdot 1 + 31,5 \cdot 1}{18000} \right) =$$

$$= 4,5 \text{ см.}$$

Полная осадка фундамента

$$s_f = s + s_{f1} + s_{f2} + s_{f3},$$

где $s_{f1} = \gamma_{c1} \beta \sigma_{zg} h/E = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,1975 \cdot 215/10 = 1,85 \text{ см}$, где h – толщина слоя пылеватого грунта ниже подошвы; σ_{zg} – средняя величина напряжений в пылеватом грунте.

$$\sigma_{zg} = 0,5 h \gamma_{sat} = 0,5 \cdot 2,15 \cdot 18,2 = 19,75 \text{ кПа,}$$

$$\text{где } \gamma_{sat} = \gamma_d \left(1 + \frac{s_r \gamma_w e}{\gamma_s} \right) = 14 \left(1 + \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 0,88}{26,3} \right) = 18,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$s_{f2} = \gamma_{c2} \beta \sigma_{zg} h/E = 0,2 \cdot 0,8 \cdot 0,1975 \cdot 215/11 = 0,62 \text{ см,}$$

где $\begin{cases} \gamma_{c1} = 0,6 \\ \gamma_{c2} = 0,2 \end{cases}$ – для неслежавшегося грунта, по табл. 2.4; $\beta = 0,8$;

$$s_{f3} = \eta k_0 I_{от} \gamma_d h/\gamma_s = 0,75 \cdot 0,2 \cdot 0,08 \cdot 14 \cdot 2,15/26,3 = 1,4 \text{ см,}$$

где $\eta = 0,75$; $k_0 = 0,2$; $I_{от} = 0,08$ – среднее значение содержания органических веществ; h – толщина слоя насыпного грунта, лежащего ниже подошвы,

$$s = 4,5 + 1,85 + 0,62 + 1,4 = 8,37 \text{ см} \leq [s_u].$$

Вывод: расчет по деформациям выполняется.

3 СЛАБЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ ГРУНТЫ

3.1 ПРИНЦИП РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ

К слабым водонасыщенным грунтам относят насыщенные водой сильносжимаемые грунты, которые при обычных скоростях приложения нагрузок на основание теряют свою прочность, вследствие чего уменьшается их сопротивление сдвигу и возрастает сжимаемость. Слабый глинистый грунт – это дисперсная структурированная система с коагуляционным типом структурных связей, способная при их нарушении переходить из твердообразного состояния в жидкообразное. Текучее состояние грунта определяется степенью нарушения структурных связей. При расчете осадок сильносжимаемых водонасыщенных глинистых оснований возникает необходимость учета ползучести, нелинейной деформируемости и проницаемости [1, 9, 29, 41, 50, 53]. Цикличность приложения нагрузок, например, в элеваторах, изменяет прочностные и деформационные свойства грунтов оснований во времени. Неравномерная загрузка отдельных силосов приводит к значительным неравномерным деформациям. Специалисты рекомендуют проводить равномерную первичную загрузку и разгрузку элеваторов.

Часто к слабым водонасыщенным относят глинистые грунты (илы, ленточные глинистые грунты, водонасыщенные лессовые макропористые и заторфованные грунты и др.) при $E \leq 5$ МПа и $s_r \geq 0,8$, $\varphi = 4 \dots 10^\circ$, $c = 0,006 \dots 0,025$ МПа.

Значение коэффициентов фильтрации в вертикальном и горизонтальном направлениях отличаются до 10 раз. Общая осадка подразделяется на часть, описываемую теорией фильтрационной консолидации, и часть, описываемую процессами вторичной консолидации.

При проектировании фундаментов мелкого заложения необходимо ограничить:

- средние осадки предельными величинами;
- относительные разности осадок соседних фундаментов предельными значениями;
- скорости протекания осадок допустимыми.

При прохождении сейсмических волн через слабый водонепроницаемый грунт возникает поровое давление и снижаются прочностные характеристики грунта. В этих условиях рекомендуется применять сваи-стойки с полной прорезкой слабых грунтов и опиранием на прочный. Кроме того, возможно применение песчаных подушек, дренажных прорезей с пригрузочными насыпями, известковых свай с последующим уплотнением грунтов тяжелыми трамбовками.

В случае, когда методы уплотнения и упрочнения не дают эффекта, а осадка превышает предельную, необходимы конструктивные мероприятия. К ним относятся: повышение жесткости зданий путем разрезки осадочными швами на отдельные блоки; повышение жесткости каждого блока устройством монолитных железобетонных или сборно-монолитных фундаментов; устройство железобетонных или металлических поясов или армированных швов; устройство жестких диафрагм, например, горизонтальных из плит; повышение гибкости и податливости гибких зданий и сооружений.

Расчетное сопротивление слабых грунтов находят по [74, формула (7)], в которой коэффициент условий работы γ_{c1} определяют согласно табл. 3.1.

3.1 Значение коэффициента условий работы

Грунты	γ_{c1}
Пески мелкие водонасыщенные при степени заторфованности $0,03 < I_{от} \leq 0,25$ $0,25 < I_{от} \leq 0,4$	0,85
	0,8
Пески пылеватые водонасыщенные при степени заторфованности $0,03 < I_{от} \leq 0,25$ $0,025 < I_{от} \leq 0,4$	0,75
	0,7
Пылевато-глинистые грунты водонасыщенные при степени заторфованности $0,05 < I_{от} \leq 0,25$ и показателе текучести $I_L \leq 0,5$ $I_L > 0,5$	1,05
	1,0
Пылевато-глинистые водонасыщенные грунты при степени заторфованности $0,25 < I_{от} \leq 0,4$ и показателе текучести $I_L \leq 0,5$ $I_L > 0,5$	0,90
	0,80

Осадки фундаментов вычисляются с использованием расчетных схем в виде линейно-деформированного пространства или линейно-деформируемого слоя. Границу сжимаемой толщи определяют на такой глубине, где дополнительные напряжения равны 3 кПа – для илов, а для заторфованных грунтов на глубине, где дополнительное к природному давлению равно структурной прочности.

Дополнительную осадку фундаментов на основаниях, сложенных водонасыщенными или органо-минеральными грунтами за счет разложения органических включений допускается не учитывать, если в период срока службы сооружения, уровень грунтовых вод не будет понижаться.

3.2 СПОСОБЫ УПЛОТНЕНИЯ ОСНОВАНИЙ

Фильтрующая пригрузка. Эффективно предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных грунтов. С этой целью устраивают фильтрующую пригрузку. Время уплотнения водонасыщенного грунта почти прямо пропорционально квадрату расстояния до дренажной поверхности. Для сокращения расстояния движения отжимаемой воды устраивают вертикальные песчаные дрены диаметром 0,4 ... 0,6 м с расстоянием друг от друга 2,5 м. Вертикальные дрены поверху объединяют песчаной фильтрационной подушкой толщиной 0,6 ... 1 м.

При толщине слабых глинистых грунтов до 7 м могут быть эффективны дренирующие прорезы в виде траншей шириной 0,6 ... 0,8 м и глубиной до 5,5 м. Траншеи заполняются песком, а над ними отсыпается горизонтальная подушка. Сплошные дренажные прорезы устраивают там, где имеется дешевый дренирующий грунт.

В ряде случаев экономично применение дрен из искусственных материалов, например, картонные дрены. Их изготавливают из непроклеенного трехслойного картона с поперечным сечением 3×100 мм. Коэффициент фильтрации картонной дрены составляет $10^{-3} \dots 10^{-1}$ см/с, это в 100 ... 1000 раз больше коэффициентов фильтрации слабого водонасыщенного грунта.

Конечная осадка слоя биогенного грунта или ила в стабилизированном состоянии, обусловленном намытым и отсыпанным слоем песка, вычисляют по формуле

$$s = 3ph / (3E + 4p), \quad (3.1)$$

где p – давление от песчаного грунта на поверхность слабого водонасыщенного биогенного грунта или ила, кПа; h – толщина слоя биогенного грунта или ила; E – модуль деформации биогенного грунта или ила при полной влагоемкости, кПа.

Осадку сильносжимаемого грунта зависит от сроков консолидации и от дренирования основания.

Осадку недренированного основания пригруженного фильтрующей насыпью в заданный момент времени

$$s_t = Q_v s, \quad (3.2)$$

где Q_v – степень консолидации сильносжимаемого грунта определяется графически по рис. 3.1 в зависимости от фактора времени или по табл. 3.2.

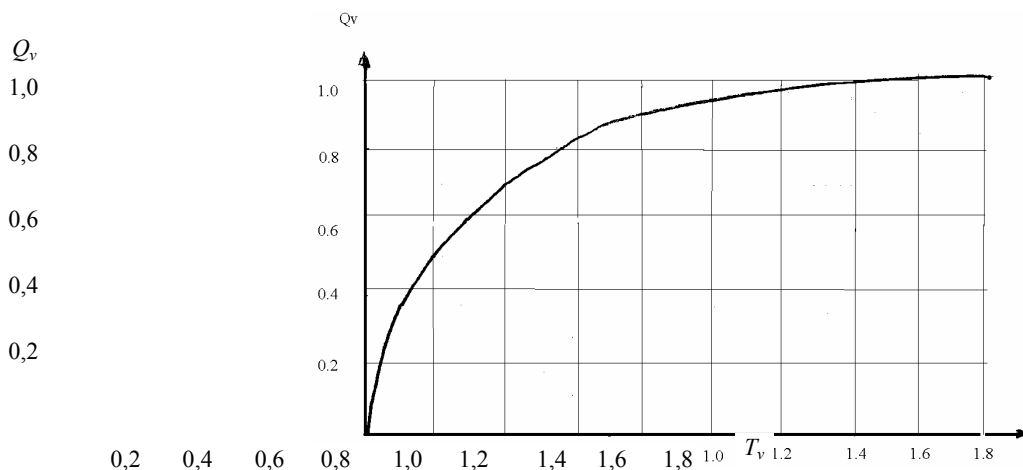


Рис. 3.1 Зависимость степени консолидации от фактора времени

3.2 Значения степени консолидации в зависимости от фактора времени

$Q_v = s_t / s$	$T_v = c_v t / h^2$	$Q_v = s_t / s$	$T_v = c_v t / h^2$
0,25	0,051	0,85	0,665
0,35	0,097	0,90	0,852
0,50	0,197	0,95	1,133
0,60	0,288	0,98	1,500
0,70	0,403	0,99	1,800
0,80	0,569		

$$T_v = c_v t / h^2, \quad (3.3)$$

где c_v – коэффициент консолидации грунта, м²/год; t – продолжительность приложения нагрузки P ; h – длина пути фильтрации, при двустороннем дренаже $h = H/2$, где H – толщина слабого слоя, при одностороннем – $h = H$.

При расчете дренированного основания степень консолидации $Q_{r,v}$ определяется с учетом фильтрации воды в радиальном и вертикальном направлении:

$$Q_{r,v} = 1 - (1 - Q_r)(1 - Q_v), \quad (3.4)$$

где Q_v – определяется графически;

$$Q_r = 1 - e^{\chi p(-8T_r)/F_v}, \quad (3.5)$$

T_r – фактор времени при фильтрации только в радиальном направлении;

$$T_r = \frac{c_r t}{d_i^2}, \quad (3.6)$$

где c_r – коэффициент консолидации при фильтрации в радиальном направлении; t – время от начала приложения нагрузки.

$$F_v = \frac{v^2}{v^2 - 1} \ln v - \frac{3v^2 - 1}{4v^2}, \quad (3.7)$$

где $v = d_i / d_{\infty}$ – отношение диаметра зоны влияния к диаметру дрены $d_i = 1,13d$ при расположении дрен по квадратной сетке, а при расположении по треугольной $d_i = 1,05d$, d – расстояние между осями дрен.

При использовании дрен из искусственных материалов значение F_v принимается 0,025 м.

Песчаные подушки. На практике для снижения величины и неравномерности осадок фундаментов часто устраивают песчаные подушки толщиной до пяти метров. С их помощью удается уменьшить глубину заложения фундаментов и распределить давление на большую площадь, уменьшить размеры фундаментов. Песчаные подушки устраивают из средне- и крупнозернистых песков, щебня, гравия, гравийно-песчаной смеси.

Высоту подушки определяют из следующих условий:

$$\sigma_{zp}^{сл.сл} + \sigma_{zq}^{сл.сл} \leq R_z^{сл.сл}; \quad s \leq s_u, \quad (3.8)$$

где $\sigma_{zp}^{сл.сл}$ – вертикальное напряжение на слабый слой грунта от внешней нагрузки по подошве песчаной подушки; $\sigma_{zq}^{сл.сл}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, приходящееся на слабый слой грунта в основании песчаной подушки; s и s_u – совместная деформация основания и сооружения и предельное ее значение.

Ширину подушки принимают равной $B = b + 2C_0$, ($C_0 = 0,1 \dots 0,5$ м), B – размер подушки.

Известковые сваи. В ряде случаев целесообразно применять известковые сваи. В толще грунтов под защитой обсадных труб пробуривают скважины диаметром 30 ... 50 см. Их заполняют негашеной комовой известью слоем около одного метра. В обсадную трубу спускают трамбовку массой 300 ... 400 кг и производят уплотнение. Снова насыпают слой извести и утрамбовывают и т.д. Грунт уплотняется при погружении трубы и после трамбования извести. При взаимодействии негашеной извести с поровой водой происходит гашение. Вследствие этого увеличивается диаметр известковой сваи на 60 ... 80 % и дополнительно уплотняется грунт вокруг сваи. Кроме того, при гашении извести выделяется большое количество тепла. Температура поднимается до 200 °С. Вследствие чего влажность окружающего грунта уменьшается, а прочностные характеристики увеличиваются. Далее производят поверхностное уплотнение грунта тяжелыми трамбовками.

Песчаные сваи устраивают путем забивки в грунт металлической трубы с закрытым концом. Полость заполняют песком с тщательным уплотнением. Вокруг ствола сваи образуется уплотненная зона слабого грунта диаметром до полутора метров (при диаметре сваи 0,4 ... 0,5 м).

Электрохимическая обработка. В практике иногда применяют электрохимическую обработку грунтов для повышения несущей способности оснований сооружений, создания ограждений при проходке котлованов и траншей, борьбы с морозным пучением, с оползнями. Они используются для упрочнения всех видов грунтов с коэффициентом фильтрации менее 0,5 м/сут (мелких и пылеватых песков, супесей, суглинков, глин, илов, разложившегося торфа). Электрохимическая обработка подразделяется на: электроосушение, электролитическую обработку и электросиликатизацию. Долговременное необратимое упрочнение можно получить при введении химических добавок.

Упрочнение грунта происходит благодаря электрохимическим и структурообразовательным процессам, происходящим в глинистом грунте при пропускании постоянного электрического тока и введении электролитов.

Свайные фундаменты. Их применяют при сравнительно небольшой толщине слабых грунтов (до 12 м), подстилаемых прочными. Сваями прорезают полностью слабый грунт с опиранием на прочный. При забивке свай резко возрастает поровое давление, вследствие чего снижается несущая способность сваи. Со временем поровое давление снижается практически до нуля, а несущая способность сваи возрастает.

В условиях слабого глинистого основания возможно проявление отрицательного трения. Оседающий вокруг сваи грунт нагружает ее. Величина отрицательного трения может достигнуть 500 кН.

Причинами этого могут быть по [15, 50]:

- планировка площади подсыпкой;
- загрузка поверхности длительно действующими полезными нагрузками;
- пригрузке слабых грунтов в пределах проездов и улиц периодическими подсыпками при ремонте дорожных покрытий;
- изменение плотности грунтов в результате понижения уровня грунтовых вод;
- динамические воздействия на грунт тяжелого транспорта и промышленных установок;
- проявления процессов, приводящих к постоянному уплотнению молодых слабых грунтов.

Отрицательные силы трения учитывают до глубины, на которой значения осадки околосвайного грунта превышают половину предельного значения осадки фундамента. Расчетные сопротивления грунта f_i [72, табл. 2] принимают для торфа, ила, сапропеля $f_i = 5$ кПа.

Если в пределах сваи залегают напластования торфа толщиной более 30 см и возможна пригрузка территории около фундамента, то расчетное сопротивление f_i для грунта, расположенного выше подошвы нижнего слоя торфа принимают:

а) при подсыпках высотой до двух метров, для грунтовой подсыпки и слоев торфа равным 0, для минеральных грунтов природного сложения – по [72, табл. 2];

б) при подсыпках от двух до пяти метров – для грунтов, включая подсыпку равным $0,4f$, но со знаком "-", для торфа – (-5 кПа);

в) при подсыпках более пяти метров – для грунтов, включая подсыпку – по [72, табл. 2], но со знаком "-", для торфа – (-5 кПа).

В пределах нижней части свай, где осадка околосвайного грунта после возведения и загрузки фундамента меньше $\frac{1}{2} [s_u]$, где s_u – предельная осадка, расчетные значения f_i принимают положительными по [72, табл. 2], а для торфа, ила, сапропеля – 5 кПа.

В случае, когда консолидация грунта от подсыпки завершилась, сопротивление грунта по боковой поверхности свай допускается принимать положительным вне зависимости от наличия прослоек торфа, для которых $f = 5$ кПа.

При забивке свай в слабые грунты прочность последних снижается из-за разрушения структурных связей и перераспределения воды в порах грунта. Время "отдыха" свай, соответствующее упрочнению грунта, $t \approx 1,5I_p$ (I_p – число пластичности). Для повышения несущей способности свай на их стволе делают уширение в верхней, средней частях и на уровне нижнего конца. В последнем случае расчет свай по прочности ствола должен производиться с учетом продольного изгиба. При осадке слабой грунтовой толщи проявляется отрицательное трение.

Для уменьшения сил отрицательного трения применяют специальные обмазки. В практике возможны следующие случаи: сильно сжимаемый слой расположен с поверхности; на некоторой глубине находится слой сильно сжимаемого грунта, перекрытый более прочными; толща состоит из перемежающихся пластов сильносжимаемых и сравнительно малосжимаемых грунтов.

В случае нисходящего фильтрующего потока увеличиваются сжимающие напряжения в скелете грунта

$$\sigma_z = (\gamma_{sb} + \Phi)z = (\gamma_{sb} + \gamma I)z, \quad (3.9)$$

где Φ – объемная фильтрация слоя; I – градиент напора. Следствием этого являются дополнительные осадки.

При восходящем потоке

$$\sigma_z = (\gamma_{sb} - \Phi)z. \quad (3.10)$$

В результате напряжения в скелете уменьшаются. При $\Phi = \gamma_{sb}$ или $I_{cr} = \gamma_{sb} / \gamma$, $\sigma_z = 0$. Когда $I > I_{cr}$ происходит движение грунта вверх и наблюдается фильтрационный выпор грунта. Такое явление иногда возникает в нижнем бьефе гидротехнического сооружения. При выходе фильтрационного потока на откос происходит фильтрационное оплывание. В случае заложения подошвы сооружения ниже горизонта грунтовой воды – противодавление. Равнодействующая противодавления является архимедовой силой.

При критических градиентах напора и скоростях фильтрации возможен фильтрационный выпор грунта. В практике наблюдается контактный размыв грунта фильтрационным потоком, идущим вдоль двух смежных слоев различной крупности. Для связных грунтов различают следующие фильтрационные деформации: суффозия, выпор, контактный выпор, отслаивание и контактный размыв.

Метод интенсивного ударного уплотнения. В практике гидротехнического строительства используют метод интенсивного ударного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов, имеющий две разновидности: метод динамической консолидации и метод ударного разрушения (Ю. К. Зарецкий, 1989).

Работы по динамической консолидации выполняют по многоэтапной схеме с длительными (до месяца) перерывами между этапами, в течении которых рассеивается поровое давление. Расстояние между кратерами применяют равным 2 ... 5 диаметрам. При этом удары в соседней точке не должны нарушать достигнутого эффекта в предыдущей. Трамбовки применяют массой до 20 т при высоте сбрасывания до 30 м. Л. Менард объяснил механизм динамической консолидации положительной ролью содержащегося в порах газа и процессами сжижения.

Метод ударного разрушения применяют к грунтам с относительно невысоким водонасыщением. Уплотнение их не связано с необходимостью отжатия воды. Длительность между этапами здесь не существенна. Расстояние между центрами соседних лунок значительно меньше, чем при длительной консолидации.

По предложению Л. Менарда глубина интенсивного ударного уплотнения H , определяется по формуле

$$H = \alpha \sqrt{Mgh}, \quad (3.11)$$

где Mgh – энергия одиночного удара, тс · м; g – ускорение свободного падения, м/с²; α – эмпирический коэффициент.

Основным расчетом по деформациям является определение неравномерности осадок (прогиб, выгиб, перекоп, крен, скручивание). Скорость развития осадок во времени ограничивается предельными значениями

$$v = ds/dt \leq [v]. \quad (3.12)$$

Для закрепления слабых грунтов применяют: одно- и двухрастворную силикатизацию, смолизацию, одно- и двухрастворную электросиликатизацию, электролитическую обработку, электроосушение [20, 21, 77].

3.3 РАЗЖИЖЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Явление разжижения заключается в полной или частичной потере грунтом несущей способности и переходе его в текучее состояние в результате разрушения структуры и смещения частиц относительно друг друга. Необходимыми условиями разжижения являются: разрушение структуры (часто при динамических воздействиях), возможность упрочнения грунта и полное насыщение его водой. Возможность разрушения структуры определяется интенсивностью воздействий, начальным напряженным состоянием и плотностью сложения грунта. Время консолидации (уплотнения) и пребывания грунтов в разжиженном состоянии определяется водопроницаемостью грунта, изменением его прочности, длиной пути фильтрации. Состояние разжижения присуще всем рыхлым водонасыщенным пескам любой прочности.

Разжижение невозможно, если [51]

$$\eta_p \leq \eta_{кр}, \quad (3.13)$$

где η_p – расчетное ускорение колебаний; $\eta_{кр}$ – то же, критическое, определяемое экспериментально (например, по данным виброкомпрессионных испытаний).

Мероприятия по борьбе с разжижением разделяют на два вида: предотвращение возможности разжижения и уменьшение последствий разжижения. К первому относят уплотнение несвязных грунтов и устройство пригрузок. Для уменьшения смещений разжиженных масс грунта используют ускорение процесса их консолидации. Время пребывания грунта в разжиженном состоянии можно регулировать с помощью вертикальных и горизонтальных дренажей.

3.4 РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ. ПОЛЗУЧЕСТЬ

Наиболее ярко это свойство проявляется в глинистых грунтах. Осадки зданий или сооружений продолжаются десятками, а иногда и сотнями лет. Деформации ползучести в песках значительно меньше. При сдвиговых деформациях различают (в зависимости уровня нагрузки) стадии затухающей, установившейся ползучести и прогрессирующего течения. Проектирование сооружений в грунтах с ярко выраженными свойствами ползучести осуществляют двумя путями: не допустить возникновения ощутимых деформаций ползучести и (А. Я. Будин) ограничивать деформации смещения допустимыми значениями в течение заданного срока эксплуатации.

Прочность грунта, полученную в обычных относительно кратковременных испытаниях, называют стандартной. В случае длительного действия нагрузки разрушение происходит раньше ($\tau_t = f(t)$). Для отдельных глин предел длительной прочности снижается до 30 %. Со временем грунт под подошвой упрочняется, а при установившейся ползучести разупрочняется. При деформациях форм, изменениях (сдвигах) в одних условиях (значения начальной прочности), грунт уплотняется, в других – разрыхляется. Пористость грунта, при которой в результате деформаций сдвига не происходит изменение объема, т.е. начальная и конечная пористость (n_0 и n) равны, называют критической $n_{кр}$.

3.5 ФУНДАМЕНТЫ НА ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТАХ

Встречаются торфы с поверхности водонасыщенные неуплотненные, погребенные слабоуплотненные, погребенные в толще природных грунтов.

Торф отличается: большой сжимаемостью, малым сопротивлением сдвигу, значительной усадкой при осушении, ярко выраженными реологическими свойствами.

Получили распространение следующие способы инженерной подготовки территории: выторфовывание (полное удаление торфа и замена его минеральным грунтом); осушение (длительный процесс, сопровождающийся большими осадками поверхности); намыв территории песчаным грунтом с понижением уровня подземных вод различными дренажными системами, частичная или полная прорезка грунта глубокими фундаментами.

Расчет оснований, сложенных биогенными грунтами должен производиться с учетом скорости передачи нагрузки, изменения эффективных напряжений в грунте в процессе консолидации основания и анизотропии свойств грунтов.

Опираие фундаментов на поверхность заторфованных грунтов не допускается.

При полной застройке намывных территорий рекомендуется выполнять геологическое районирование. Грунты, одинаковые в производственном отношении, объединяются в комплексы.

Пример расчета основания сложенного слабыми грунтами

З а д а н и е. Необходимо определить осадку слоя слабого заторфованного грунта толщиной $h = 6$ м, подстилаемого супесью (водоупором) при фильтрующей пригрузке песком. Рассмотреть два варианта основания: недренированного и дренированного. Рассчитать время окончания консолидации и запроектировать на консолидированном основании свайный фундамент под колонну производственного здания с подвалом $h_n = 2$ м, при $N_1 = 2400$ кН, $N_2 = 2000$ кН). Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 3.3.

Решение.

1 *Расчет осадки для дренированного и недренированного основания для фундамента мелкого заложения.*

Осадку слоя заторфованного грунта от пригрузки определяется по формуле

$$s = 3ph / (3E + 4p),$$

где $p = \gamma H_n = 16,5 \cdot 2 = 33$ кН/м² – давление от песчаной насыпи; H_n – толщина пригрузки, м; γ – удельный вес грунта пригрузки, кН/м³; $H = 6$ м – толщина слоя заторфованного грунта; $E = 5,5$ МПа – модуль деформации грунта;

$$s = 3 \cdot 0,33 \cdot 6 / (3 \cdot 5,5 + 4 \cdot 0,33) = 0,33 \text{ м.}$$

3.3 Физико-механические характеристики грунтов

Вид грунта	Характеристики											
	исходные физические				вычисленные			прочностные и деформативные				
	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	I_L	ω	γ_d , кН/м ³	e	s_r	c , МПа	φ°	E , МПа	R_0 , кПа	c_k , м ² /год

Заторфованная супесь	16,7	27,1	0,4	0,35	13,5	0,9	0,9	0,024	14	5,5	240	3	2,5
Супесь	16,8	27,0	0,4	0,3	13,8	0,7	0,9	0,04	18	12	390	–	–

1) Основание недренированное: по рис. 3.1 или по табл. 3.2, задавшись степенью консолидации $Q_V = 0,9$, определяем $T_V = 0,852$ и находим время, необходимое для завершения консолидации,

$$t = \frac{H^2 T_V}{c_v} = 36 \cdot 0,852 / 3 = 10,2 \text{ года};$$

2) Основание дренированное: дрены песчаные $d_\omega = 0,5$ м, шаг дрен $d = 2,1$ м, диаметр зоны влияния $d_l = 1,05 d = 1,05 \cdot 2,1 = 2,2$ м при расположении дрен по треугольной схеме.

Степень консолидации при пригрузке продолжительностью один год и двустороннем дренаже

$$Q_{rv} = 1 - (1 - Q_r)(1 - Q_v),$$

где $Q_v = f(T_v)$, $T_v = \frac{c_v t}{H^2} = 3 / 3^2 = 0,33$ по графику, $Q_v = 0,64$;

$$Q_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{F_v}\right),$$

где $T_2 = c_2 t / d_l^2 = 2,5 \cdot 1 / 2,2^2 = 0,52$;

$$F(v) = v^2 \ln v / (v^2 - 1) - 0,75 = 4,4^2 \ln 4,4 / (4,4^2 - 1) - 0,75 = 0,812,$$

где $v = d_l / d_\omega = 2,2 / 0,5 = 4,4$;

$$Q_r = 1 - \exp\left(\frac{-8 \cdot 0,52}{0,812}\right) = 0,99;$$

$$Q_{rv} = 1 - (1 - 0,64)(1 - 0,99) = 0,99.$$

При пригрузке продолжительностью 0,1 года

$$T_v = 3 \cdot 0,1 / 9 = 0,033 \Rightarrow$$

$$Q_v = 0,19, T_r = 2,5 \cdot 0,1 / 2,2^2 = 0,052 \Rightarrow$$

$$Q_r = 1 - \exp(-8 \cdot 0,052 / 0,812) = 0,39;$$

$$Q_{rv} = 1 - (1 - 0,19)(1 - 0,39) = 0,51.$$

По интерполяции находим время необходимое для консолидации грунта при $Q_{rv} = 0,9$, $t = 0,8$ года.

Осадка слоя заторфованной супеси при $Q_{rv} = 0,9$, $t = 0,8$ равна

$$s = s Q_{rv} = 0,33 \cdot 0,9 = 0,297 \text{ м}.$$

2 Проектирование свайного фундамента.

Принимаем глубину заложения ростверка 3,9 м (в здании имеется подвал).

Несущая способность сваях определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right),$$

где R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое по [72, табл. 1]; u – наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхности сваи [72, табл. 2], в пределах слоя торфа – 5 кПа; h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м; γ_{cr} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и по боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивления грунта и принимаемые по [72, табл. 3]; γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, равным единице.

Для железобетонной сваи марки С 10-30:

$$F_d = 1(1 \cdot 2400 \cdot 0,09 + 1,2[3,8 \cdot 5 + 2 \cdot 28,6 + 2 \cdot 31,8 + 2,2 \cdot 33,4]) = 471,94 \text{ кН}.$$

Требуемое количество свай

$$n = \frac{\gamma_k N_1}{F_d - \gamma_k a^2 d \gamma_m} = \frac{1,4 \cdot 2400}{471,94 - 1,4 \cdot 0,81 \cdot 3,8 \cdot 20} = 8,71,$$

где a – шаг свай, $a = 3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м; $\gamma_k = 1,4$; $\gamma_m = 20$ кН/м³; N_1 – внешняя нагрузка на фундамент.

Принимаем девять свай.

По конструктивным соображениям принимаем квадратный ростверк со стороной 2,7 м, высотой 0,45 м с подколонником высотой 1,2 м и сторонами по 0,85 м.

Уточняем нагрузку, действующую на одну сваю при центральном загрузении,

$$N = \frac{N_I + G_f + G_g}{n} \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

где G_f, G_g – расчетные нагрузки от веса фундамента, грунта и ростверка; n – количество свай в ростверке;

$$N = \frac{(2000 + 2,7^2 \cdot 0,45 \cdot 20 + 1,2 \cdot 0,85^2 \cdot 20 + \rightarrow}{9} \rightarrow \\ \rightarrow \frac{+ (2,7^2 - 0,85^2) 16,7 \cdot 1,3 + 2,7^2 \cdot 20 \cdot 0,15)}{9} = 294,32 \text{ кН};$$

$$294,32 \text{ кН} < \frac{471,94}{1,4} = 337,1 \text{ кН}.$$

Давление по подошве условного свайного фундамента сопоставляем с расчетным сопротивлением по формуле

$$p_{II} = \frac{N_{II} + G_{pII} + G_{fII} + G_{gII}}{b_c l_c} \leq R,$$

где G_f, G_g, G_p – вес ростверка, грунта и свай в пределах условного фундамента с размерами b_c и l_c .

Расчетное сопротивление определяется с подстановкой размеров условного фундамента и средневзвешенных значений прочностных характеристик в пределах условного фундамента. Для определения размеров условного фундамента проводим наклонные плоскости под углом $\varphi/4$ от точки пересечения наружной грани свай с подошвой ростверка:

$$\varphi = \frac{3,8 \cdot 14 + 6,2 \cdot 18}{10} = 16,48; \quad \alpha = \varphi_{cp} / 4 = 4,12.$$

Условная ширина фундамента $b_{ycl} = b + 2h_s \operatorname{tg} \alpha$ при соблюдении условия:

$$h_s \operatorname{tg} \alpha < 2d = 2 \cdot 0,3 = 0,6 < a/2 = 0,9/2 = 0,45 \text{ м};$$

$$h_s \operatorname{tg} \alpha = 0,72 \Rightarrow b = b + 2a/2 = 2,1 + 0,9 = 3 \text{ м},$$

где b – расстояние между наружными гранями крайних свай в кусте, м;

$$G_p = 9(10 \cdot 0,22 + 0,05)10 = 202,5 \text{ кН};$$

$$G_g = (3^2 - 9 \cdot 0,09)3,8 \cdot 16,7 + 6,2(3^2 - 9 \cdot 0,09)16,8 + (3^2 - 2,7^2)0,45 \cdot 16,7 + \\ (3^2 - 0,85^2)16,7 \cdot 1,2 = 1565,36 \text{ кН};$$

$$G_f = 2,7^2 \cdot 0,45 \cdot 20 + 1,2 \cdot 0,85^2 \cdot 20 + 3^2 \cdot 0,15 \cdot 20 = 111,39 \text{ кН};$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} [0,43 \cdot 3 \cdot 16,8 + 2,73 \cdot 16,78 \cdot 11,93 + 5,31 \cdot 40] = 1030,29 \text{ кН/м}^2.$$

Все коэффициенты принимаем по [74, табл. 3.4]:

$$\gamma_{c1} = 1,2; \quad \gamma_{c2} = 1,1; \quad k = 1; \quad k_z = 1; \quad M_\gamma = 0,43; \quad M_g = 2,73; \quad M_c = 5,31;$$

$$\gamma'_{II} = 16,78 \text{ кН/м}^3; \quad c_{II} = 24 \text{ кПа};$$

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

где $h_s = 11,75$ м; $h_{cf} = 0,15$ м; $\gamma_{cf} = 20$ кН/м³;

$$d_1 = 11,75 + 0,15 \frac{20}{16,78} = 11,93 \text{ м};$$

$$p_{II} = \frac{2000 + 202,5 + 1565,36 + 111,39}{3^2} = 431,03 \leq 1030,29 \text{ кН}.$$

Осадку фундамента определяем методом послойного суммирования и сводим в табл. 3.4. Эпюры напряжений приведены на рис. 3.2,

$$\sigma_{zg,0} = 3,8 \cdot 16,7 + 6,2 \cdot 16,8 + 1,75 \cdot 16,7 = 196,84 \text{ кПа}.$$

3.4 Определение осадки свайного фундамента

№ элементарного слоя	Глубина от подошвы фундамента	$\xi = 2\Sigma h_i / b$	α_1	σ_{zpi} , кПа	σ_{zgi} , кПа	E , кПа	s , м
0	0	0	1	234,19	196,84	12 000	–
1	1,5	1	0,703	146,92	222,04	12 000	0,012
2	3	2	0,336	61,75	247,24	12 000	0,005
3	4,5	3	0,180	28,5	272,44	12 000	0,002

Суммарная осадка не превышает предельно допустимую $s = 0,8 \cdot 0,019 = 0,015 \text{ м} < [s_{II}] = 0,08 \text{ м}$.

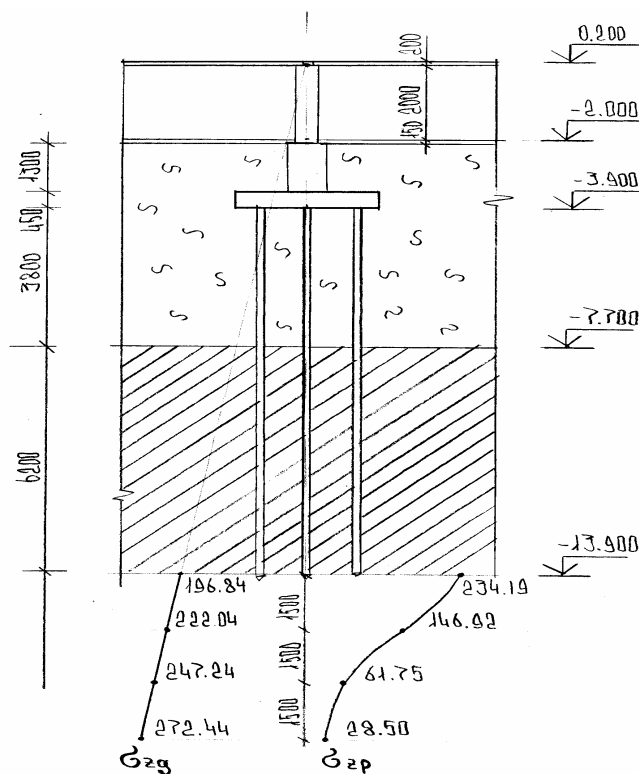


Рис. 3.2 К расчету осадки свайного фундамента
4 НАБУХАЮЩИЕ ГРУНТЫ

4.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ

Грунты, способные при увлажнении увеличиваться в объеме, а при понижении влажности давать усадку относятся к набухающим. К набухающим относятся пылеватоглинистые грунты, для которых величина относительного набухания без приложения внешней нагрузки $\varepsilon_{sw}^0 \geq 0,04$. Кроме относительного набухания при заданном давлении ε_{sw} эти грунты характеризуются давлением набухания p_{sw} , влажностью набухания ω_{sw} и относительной усадкой при высыхании. Для предварительной оценки набухающих грунтов используется показатель $\Pi = (e_1 - e) / (1 + e)$ (при $\Pi > 0,3$ грунты относятся к набухающим).

Способностью набухать отличаются также некоторые виды шлаков и глинистых грунтов, замоченных химическими отходами производств (например, серной кислоты). В [5] отмечается, что деформации набухания при замачивании растворами серной кислоты в 3,5 – 4 раза больше деформаций набухания при замачивании водой. Набухание песчаных грунтов может происходить при взаимодействии их с растворами щелочи.

Набухание грунтов в основании возможно за счет подъема уровня грунтовых вод, накопления влаги под сооружением за счет поверхностных и производственных вод, изменения водно-теплового режима. Величина набухания зависит от давления на основание, вида и состояния грунта, площади замачивания, толщины набухающего слоя.

Изменения влажности и вызванные ими неравномерные перемещения грунта часто приводят к трещинообразованию или разрушению. Особенно значительны деформации, вызванные подъемом основания при незначительном давлении на грунт.

Набухающие грунты классифицируются на:

- слабонабухающие $0,04 \leq \varepsilon_{sw}^0 \leq 0,08$;
- средненабухающие $0,08 \leq \varepsilon_{sw}^0 \leq 0,12$;
- сильнонабухающие $\varepsilon_{sw}^0 > 0,12$,

где ε_{sw}^0 – относительное набухание без приложения внешней нагрузки. Величина ε_{sw} определяется по результатам лабораторных исследований

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n) / h_n, \quad (4.1)$$

где h_{sat} – высота образца после его набухания (при невозможности бокового расширения) за счет замачивания грунта до полного водонасыщения; h_n – начальная высота образца до его замачивания. По результатам испытаний строят зависимость $\varepsilon_{sw} = f(p)$ и находят давление набухания p_{sw} , которое характеризуется давлением, передаваемым на образец в условиях исключающих возможность бокового расширения, когда деформации набухания равны нулю. За влажность набухания ω_{sw} принимается влажность после завершения набухания.

Величина относительной усадки определяется по результатам лабораторных испытаний и характеризуется усадкой по высоте, диаметру, объему:

$$\varepsilon_{sh} = (h_n - h_d) / h_n; \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{sd} = (d_n - d_d) / d_n; \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{sv} = (V_n - V_d) / V_n, \quad (4.4)$$

$h_n, d_n, V_n, h_d, d_d, V_d$ – начальные и конечные значения высоты, диаметра и объема образца грунта.

Расчетной характеристикой основания является зона набухания H_{sw} , нижняя граница которой принимается:

- 1) при инфильтрации атмосферных и производственных вод – на глубине, где суммарное давление на слой грунта $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания p_{sw} ;
- 2) при наличии подземных вод – на три метра выше установившегося уровня подземных вод, но не ниже установленного по п. 1;
- 3) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима – по экспериментальным данным, а при их отсутствии – на глубине пять метров от уровня планировки.

4.2 РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ

Расчет оснований сооружений на набухающих грунтах производится по деформациям, как на обычных грунтах, и, при необходимости – по несущей способности. При определении расчетного сопротивления рекомендуется увеличивать его значение в 1,2 раза, если осадка фундамента $\leq 0,4 [s_u]$, что будет способствовать уменьшению величины подъема фундамента при набухании грунта.

Подъем основания фундаментов при набухании грунта

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{swi} h_i k_{swi}, \quad (4.5)$$

где h_i – толщина рассматриваемого слоя; $k_{swi} = 0,8$ при суммарном давлении $\sigma_{z,tot} = 0,05$ МПа; $k_{swi} = 0,6$ при $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа:

$$k_{swi} = 0,84 - 0,08 \sigma_{z,tot} / \sigma_0, \quad (4.6)$$

где $\sigma_0 = 0,1$ МПа, при промежуточных значениях суммарные давления $\sigma_{z,tot}$ в середине i -го слоя грунта в основании сооружения

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (4.7)$$

где σ_{zp} – давление от нагрузки, МПа; σ_{zg} – от собственного веса толщи грунта от подошвы до середины рассматриваемого слоя; $\sigma_{z,ad}$ – дополнительное давление, МПа, действующее в середине рассматриваемого слоя вследствие влияния веса неувлажненной части массива, расположенной вне пределов площади замачивания,

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (4.8)$$

где k_g – табличный коэффициент (табл. 4.1) в зависимости от отношения длины L_ω к ширине B_ω замачиваемой площади и глубины рассматриваемого слоя z от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя.

4.1 Значение коэффициента k_g

$\frac{z+d}{B_\omega}$	k_g при отношении L_ω/B_ω				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,5	0,43	0,36	0,29

2	0,81	0,7	0,61	0,5	0,4
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,57

Предельные подъемы фундаментов, вызываемые набуханием грунта принимаются равными 0,25 предельных осадок для данного сооружения. Расчет оснований на набухающих грунтах по деформациям при усадке производится, исходя из условия

$$s + s_{sh} \leq s_u, \quad (4.9)$$

где s – деформация основания и сооружения, определяемая расчетом как для обычных грунтов при природной влажности; s_{sh} – деформация основания, вызванная усадкой грунта,

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh} h_i K_{sh}, \quad (4.10)$$

где ε_{sh} – линейная усадка i -го слоя толщиной h_i ; K_{sh} – коэффициент, принимаемый 1,3; n – число слоев.

Нижняя граница зоны усадки H_{sh} определяется экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимается равной пяти метрам.

4.3 КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО УМЕНЬШЕНИЮ И ВЫРАВНИВАНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ

Если определяемая расчетом деформация основания окажется больше допустимой, то должны предусматриваться мероприятия, уменьшающие возможную величину деформаций за счет предварительного замачивания, применения компенсирующих песчаных подушек, замены слоя набухающего грунта другим, не набухающим грунтом. Скважины для предварительного замачивания располагают в шахматном порядке, диаметр скважин 10 ... 25 см, глубина – на 0,5 м меньше требуемой по проекту толщины замачивания. Заполняют скважины дренирующим материалом. Процесс замачивания контролируют поверхностными марками. Замачивание прекращают, когда величина подъема поверхности составит 0,8 расчетной. После замачивания верхний слой грунта снимают и устраивают песчаную подушку толщиной 0,3 ... 1 м.

Расчет оснований после их предварительного замачивания производится по характеристикам замоченного грунта.

Компенсирующие подушки устраивают на уровне в пределах слоя набухающего грунта только для ленточных фундаментов шириной до 1,5 м при давлении под подошвой не менее 0,1 МПа.

При небольших вертикальных нагрузках применяют фундаменты на естественном основании с анкерами, свайные фундаменты из забивных и набивных свай. Наиболее рациональны фундаменты с уширением в пределах слоя набухающих грунтов.

Кроме этих мероприятий целесообразны конструктивные, приспособляющие здания к восприятию неравномерных деформаций путем разбивки зданий на отдельные отсеки осадочными швами и устройства армированных железобетонных поясов в нескольких уровнях, а также водозащитные, для предотвращения локального замачивания грунтов атмосферными и производственными водами. Это обеспечивается планировкой территории, достаточными размерами и уклоном отстойки, изоляцией водонесущих трубопроводов и их доступностью для осмотра.

Пример расчета деформаций основания,

сложенного набухающими грунтами

З а д а н и е. Необходимо запроектировать фундамент под наружную стену пятиэтажного кирпичного здания с подвалом. Ширина здания – 36 м, длина – 60 м. Фундамент – ленточный, глубина заложения 2,2 м. Нагрузка на фундамент: $N_{II} = 338,05$ кН/м, физико-механические характеристики представлены в табл. 4.2.

4.2 Физико-механические характеристики основания

Слой	Грунт	Мощность слоя, м	Характеристики грунта						
			γ_s , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	c , кПа	φ , град.	E , МПа	R_0 , кПа	P_{s0} , кПа
1	Супесь	1,6	16,7	27,0	7,32	15,48	4,48	191,5	–
2	Суглинок	3,2	16,9	27,1	16,74	18,6	7,16	218	158
3	Глина	15	16,8	27,2	41,32	15,5	14,16	287	163

Решение.

1 Подбор размеров подошвы фундамента.

Расчет ведется как на обычных грунтах:

$$b_1 = N / (R_0 - \gamma_{c,s} \cdot d) = 338,05 / (218 - 20 \cdot 2,2) = 1,94 \text{ м};$$

$$R_1 = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) [M_\gamma \gamma_{II} k_z b_1 + M_g d_1 \gamma'_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= (1,1 / 1,1) [0,454 \cdot 16,9 \cdot 1 \cdot 1,94 + 2,826 \cdot 0,75 \cdot 16,75 + 5,412 \cdot 16,74] = 141 \text{ кПа},$$

где $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1$ – коэффициенты условий работы; $k = 1,1$; $k_z = 1$; $\gamma'_{II} = (16,7 \cdot 1,6 + 16,9 \cdot 0,6) / (1,6 + 0,6) = 16,75 \text{ кН/м}^3$ – осредненный вес грунта выше подошвы фундамента; $M_\gamma = 0,454$; $M_g = 2,826$; $M_c = 5,412$; $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II} = 0,6 + 0,1 \cdot 25 / 16,75 = 0,75 \text{ м}$ – приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, где $h_s = 0,6 \text{ м}$ – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала; $h_{cf} = 0,1 \text{ м}$ – толщина конструкции пола подвала; $\gamma_{cf} = 25 \text{ кН/м}^3$,

$$b_2 = 338,05 / (141 - 20 \cdot 2,2) = 3,49 \text{ м}.$$

Проверяем условие $|1 - b_2 / b_1| \leq 0,1$

$$|1 - 3,49 / 1,94| = 0,79 > 0,1.$$

Условие не выполнено.

$$R_2 = (1,1 \cdot 1 / 1,1) [0,454 \cdot 16,9 \cdot 1 \cdot 3,49 + 2,826 \cdot 0,75 \cdot 16,75 + 5,412 \cdot 16,74] = 152,9 \text{ кПа};$$

$$b_3 = 338,05 / (152,9 - 20 \cdot 2,2) = 3,1 \text{ м},$$

$$|1 - 3,1 / 3,49| = 0,11 > 0,1.$$

Условие не выполнено.

$$R_3 = (1,1 \cdot 1 / 1,1) [0,454 \cdot 16,9 \cdot 1 \cdot 3,1 + 2,826 \cdot 0,75 \cdot 16,75 + 5,412 \cdot 16,74] = 150 \text{ кПа};$$

$$b_4 = 338,05 / (150 - 20 \cdot 2,2) = 3,19 \text{ м},$$

$$|1 - 3,19 / 3,1| = 0,03 < 0,1.$$

Условие выполнено.

Принимаем стандартную фундаментную подушку ФЛ-32,24.

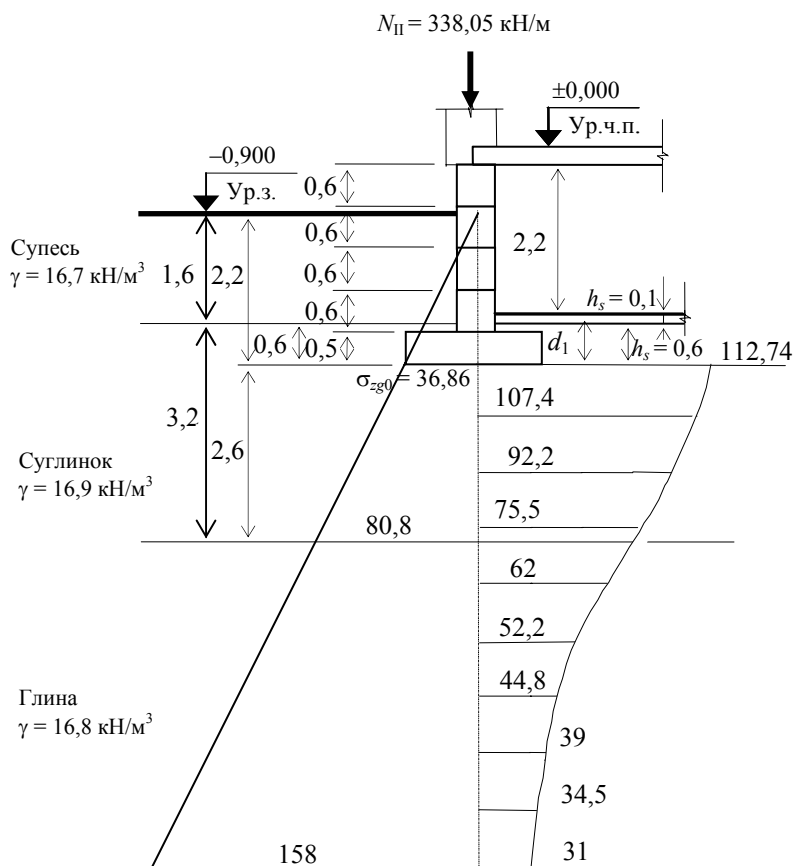
2 Проверка давления под подошвой фундамента

$$p = \gamma_{c,s} \cdot d + N_{II} / b \leq R; \quad p = 20 \cdot 2,2 + 338,05 / 3,2 = 149,6 \text{ кПа} < 150 \text{ кПа}.$$

3 Расчет осадки (схема к расчету приведена на рис. 4.1, результаты расчета в табл. 4.3).

Рис. 4.1 Схема к расчету осадки

4.3 Расчет осадки методом послойного суммирования



Слой	h_i	z_i	ξ_i	α_i	σ_{zg}	$\bar{\sigma}_{zpi}$	E_i , МПа	s_i , см
1	0,8	0,8	0,5	0,953	50,38	110,1	7,16	0,984
2	0,8	1,6	1	0,818	63,9	99,8	7,16	0,892
3	0,8	2,4	1,5	0,670	77,42	83,9	7,16	0,750
4	0,8	3,2	2	0,550	90,88	68,8	12,41	0,355
5	0,8	4	2,5	0,463	104,32	57,1	14,16	0,258
6	0,8	4,8	3	0,397	117,76	48,5	14,16	0,219
7	0,8	5,6	3,5	0,346	131,2	41,9	14,16	0,189
8	0,8	6,4	4	0,306	144,64	36,8	14,16	0,166
9	0,8	7,2	4,5	0,275	158,08	32,8	14,16	0,148
10	0,8	8	5	0,231	171,52	28,5	14,16	0,129

$$\Sigma s = 3,961 \text{ см}$$

Определяем σ_{zg0} – напряжение от собственного веса грунта под подошвой фундамента:

$$\sigma_{zg0} = 1,6 \cdot 16,7 + 0,6 \cdot 16,9 = 36,86 \text{ кПа},$$

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 149,6 - 36,86 = 112,74 \text{ кПа}.$$

Мощность слоев, на которые разбиваем толщу грунта:

$$h_i = (0,2 \dots 0,4)b = 0,64 \dots 1,28 \text{ м принимаем } h_i = 0,8 \text{ м}.$$

4 Расчет подъема поверхности при сезонных изменениях влажности набухающего грунта.

В процессе эксплуатации возможно увлажнение водой в пределах всего здания. При этом отношение сторон замачиваемой площади $L/B = 60/36 = 1,67$.

Подъем поверхности набухающего грунта при увеличении влажности может определяться по формуле (4.5):

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i} \leq 0,25 [s_u],$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ – значения относительного набухания при инфильтрации в процессе эксплуатации здания; h_i – толщина i -го слоя грунта; n – число слоев, на которое разбита зона набухания грунта; $k_{sw,i}$ – коэффициент, определяемый в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине.

Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на шесть слоев грунта толщиной 0,8 м и определяем суммарное напряжение, действующее в середине каждого слоя при набухании. Для первого слоя, примыкающего к подошве фундамента, вычислим значение коэффициента k_g .

$$\text{Середина этого слоя расположена на глубине } z + d = 0,4 + 2,2 = 2,6 \text{ м. Тогда при} \\ (z + d)/B = 2,6/36 = 0,07$$

значение

$$k_g = 0, \quad \sigma_{z,ad} = 0, \quad \sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad} = 110,1 + 43,62 + 0 = 153,72 \text{ кПа}.$$

В табл. 4.5 приведены величины, используемые при определении $\sigma_{z,tot}$, а также коэффициенты условия работы $k_{sw,i}$; коэффициенты относительного набухания $\varepsilon_{sw,i}$ соответствующие $\sigma_{z,tot}$ для данных видов грунтов.

Значения ε_{sw} , определенные предварительно для характерных давлений, приведены в табл. 4.4.

4.4 Результаты компрессионных испытаний

p , кПа	140	145	150	155	160	165
ε_{sw}	0,023	0,018	0,011	0,01	0,0094	0,0085

Промежуточные значения ε_{sw} находим по интерполяции.

4.5 Определение значений суммарных напряжений

Средняя глубина рассматриваемо	$(z + d)/B$	k_g	$\sigma_{zp} = \alpha P_0$, кПа	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{z,ad}$, кПа	$\sigma_{z,tot}$, кПа	k_{sw}	ε_{sw}
--------------------------------	-------------	-------	----------------------------------	---------------------	-----------------------	------------------------	----------	--------------------

ГО слоя z, м								
0,4	0,07	0	110,1	43,62	–	153,72	0,72	0,0103
1,2	0,09	0	99,8	57,14	–	156,94	0,71	0,0098
2	0,17	0	83,9	70,66	–	154,56	0,716	0,01
2,8	0,14	0	68,8	84,16	–	152,96	0,718	0,0104
3,6	0,16	0	57,1	97,6	–	154,7	0,715	0,01
4,4	0,19	0	48,5	111,04	–	159,54	0,712	0,0095

Суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z, tot}$ на глубине 4,8 м от подошвы фундамента равно давлению набухания грунта $p_{sw} = 163$ кПа. Поэтому принимаем эту глубину за толщину зоны набухания.

Исходя из значений ε_{sw} ,

$$h_{sw} = 80(0,72 \cdot 0,0103 + 0,71 \cdot 0,0098 + 0,716 \cdot 0,01 + 0,718 \cdot 0,0104 + 0,715 \cdot 0,01 + 0,712 \cdot 0,0095) = 3,43 \text{ см};$$

$$h_{sw} = 3,43 \text{ см} < 0,25 [s_u] = 3,75 \text{ см}.$$

5 Расчет осадки фундамента за счет усадки грунта основания под действием климатических факторов.

Осадка основания в результате высыхания набухающего грунта s_{sh} определяется по формуле (4.10):

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh},$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ – относительная линейная усадка i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя грунта; k_{sh} – коэффициент, принимаемый равным 1,3; n – число слоев, на которое разбита зона усадки грунта.

Нижняя граница зоны усадки расположена на глубине пять метров от уровня планировки. Разбиваем массив грунта ниже подошвы фундамента на четыре слоя: 0,8; 0,8; 0,8 и 0,6 м. В середине первого слоя давление от внешней нагрузки составляет $\sigma_{zp} = 110,1$ кПа, давление от собственного веса грунта составляет 43,62 кПа. Общее давление в середине первого слоя равно 153,72 кПа. Во втором слое общее давление равно 156,94 кПа, в третьем – 154,56 кПа, в четвертом – 153,12 кПа.

Величины относительной усадки при этих давлениях, соответственно равны: 0,0232; 0,0268; 0,0242; 0,023. Тогда

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh} = 80 \cdot 1,3 (0,0232 + 0,0268 + 0,0242) + 60 \cdot 1,3 \cdot 0,023 = 10,11 \text{ см}.$$

Суммарная осадка за счет осадки и усадки грунта основания составит

$$s_{tot} = s + s_{sh} = 3,961 + 10,11 = 14,07 \text{ см} < [s_u] = 15 \text{ см}.$$

5 ЗАСОЛЕННЫЕ ГРУНТЫ

5.1 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ

Засоленные грунты характеризуются изменением физико-механических свойств (пластичности, гранулометрического состава, пористости, плотности) в процессе выщелачивания солей [54]. Эти грунты при длительной фильтрации способны давать суффозионную осадку или просадку. Одной из основных характеристик этого вида грунтов является относительное суффозионное сжатие ε_{sf} , определяемое обычно полевыми испытаниями и лабораторными методами.

При полевых испытаниях статической нагрузкой

$$\varepsilon_{sf} = s_{sf,p} / d_p, \quad (5.1)$$

где $s_{sf,p}$ – суффозионная осадка при давлении $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = \sigma_z$; d_p – зона суффозионной осадки.

При лабораторных испытаниях

$$\varepsilon_{sf} = (h_{sat,p} - h_{sf,p}) / h_{ng}, \quad (5.2)$$

где h_{ng} – высота образца природной влажности при $p = \sigma_{zg}$; $h_{sat,p}$ – высота того же образца после замачивания при $p = \sigma_z$; $h_{sf,p}$ – высота того же образца после длительной фильтрации при давлении p .

Для предварительных расчетов суффозионной осадки допускается принимать значение относительного суффозионного сжатия ε_{sf} глинистых загипсованных грунтов по формуле

$$\varepsilon_{sf} = k_1 d_0 \rho_d \beta^n / \rho_g, \quad (5.3)$$

где k_1 – коэффициент зависящий от вида грунта, определяемый по табл. 5.1; d_0 – начальное содержание гипса в грунте; ρ_d – начальная плотность сухого грунта, г/см³; ρ_g – плотность гипса, г/см³; β^n – степень выщелачивания; n – коэффициент, принимаемый для суглинков $n = 1$, для супесей $n = 1/3$ [58].

При отсутствии возможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей деформации основания определяются как для незасоленных грунтов при полном водонасыщении, расчетное сопротивление определяется с использованием прочностных характеристик для засоленных грунтов в водонасыщенном состоянии.

5.1 Значения коэффициента k_1

Вид грунта	d_0	k_1 , при давлении p , МПа			
		0,1	0,2	0,3	0,4
Супесь	0,1	0,86	0,7	0,52	0,43
	0,2	0,95	0,9	0,83	0,76
	0,3	0,97	0,95	0,9	0,85
Суглинок	0,1	0,08	0,15	0,30	0,46
	0,2	0,15	0,27	0,50	0,84
	0,3	0,45	0,60	0,80	1,10
	0,4	0,85	0,96	1,07	1,30
	0,5	1,08	1,15	1,22	1,38

При возможности длительного замачивания R определяют с использованием прочностных характеристик, полученных для грунтов в водонасыщенном состоянии после выщелачивания. При расчете R коэффициент условий работы для загипсованных суглинков с начальным содержанием гипса $d_0 < 20\%$ – принимается $\gamma_{c1} = 1,1$, для суглинков с $d_0 > 20\%$ и для загипсованных супесей $\gamma_{c1} = 1$.

Расчет суффозионной осадки основания, сложенного грунтами с легкорастворимыми солями и загипсованными песками следует выполнять в пределах зоны суффозионной осадки, условно ограниченной глубиной сжимаемой толщи H_c или линейно-деформируемого слоя конечной толщи. В случае длительного обводнения таких грунтов принимается, что в пределах сжимаемой толщи грунты подвергаются полному расщелению, т.е. $\beta = 1$.

5.2 РАСЧЕТ СУФФОЗИОННОЙ ОСАДКИ

При расчете суффозионной осадки необходимо принять схему фильтрационного потока в основании фундамента (рис. 5.1). При расчете по схеме 1 определяют распределение гипса в расчетный момент времени в пределах сжимаемой зоны. По этим значениям строят ступенчатую функцию $d_0(z) = \text{const}$, а вся зона разбивается на слои по 0,5 м.

Зона суффозионной осадки в основании ограничивается глубиной H_c где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса равны начальному давлению суффозионного сжатия p_{sf} . Слой, в котором содержание гипса будет равно начальному, является нижней границей выщелачиваемой зоны. Для нижележащих слоев расчет растворения гипса не проводят.

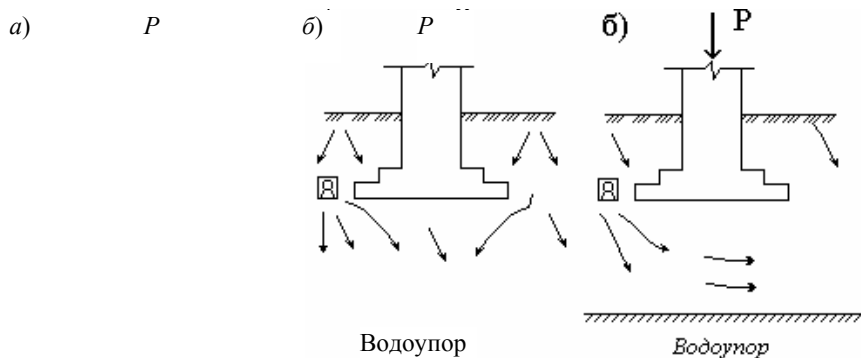


Рис. 5.1 Схемы замачивания основания фундаментов:
 а – равномерная вертикальная фильтрация в бесконечность;
 б – горизонтальная фильтрация в слое ограниченной толщины

Количество оставшегося гипса в i -ом слое в момент времени t

$$d_i = d_{0i} (z_i) \left(1 + e^{\tau - x_i - q_i} e^{-q_i} \right)^{-1}, \quad (5.4)$$

где d_{0i} – начальное содержание гипса в i -ом слое; z_i – координата середины i -го слоя, м; τ – приведенное время; x_i – приведенная координата для середины i -го слоя; q_i – приведенная масса

$$\tau = \gamma_l t / \mu ; \quad (5.5)$$

$$x_i = \gamma_l z_i / \nu ; \quad (5.6)$$

$$q_i = \gamma_l \rho_d \left[0,5 \sum_{i=1}^k d_{0i} + 0,25 d_{0(k+1)} \right] / [\nu \mu (c_m - c_0)] , \quad (5.7)$$

где t – время эксплуатации сооружения (расчетное), сут; γ_l – коэффициент растворения, сут; ρ_d – плотность сухого грунта, т/м³; ν – скорость фильтрации м/сут; μ – недостаток насыщения; c_m – концентрация насыщения фильтрующей воды гипсом, т/м³; c_0 – концентрация гипса в воде на участке входа ее в загипсованный грунт, т/м³; k – число слоев выше i -го слоя.

Недостаток насыщения

$$\mu = 0,13 + 0,71 \lg k_f , \quad (5.8)$$

где k_f – коэффициент фильтрации, м/сут.

Недостаток насыщения μ для песков $\mu = 0,18 \dots 0,28$, супесей $\mu = 0,05 \dots 0,015$, суглинков $\mu = 0,01 \dots 0,1$.

Степень выщелачивания

$$\beta_i = 1 - d_i / d_{0i} . \quad (5.9)$$

Деформации основания при фильтрации по схеме 2 рассчитывают с учетом развития во времени выщелачиваемой зоны в горизонтальном направлении (при наличии водоупора), для этого устанавливают состояние выщелачиваемой зоны в основании фундамента на расчетный момент времени. Начальное содержание гипса в грунте принимают постоянным ($d_0 = \text{const}$) и равным среднему значению загипсованной толщи.

Разбивку основания на вертикальные слои шириной по 0,5 м проводят в пределах от $z = 0$ до $z = l + b + 1$, где l – расстояние от входного участка фильтрационного потока до фундамента; b – ширина фундамента. Входным участком фильтрационного потока считается плоскость, примыкающая к источнику замачивания.

Суффозионная осадка основания определяется

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sfi} h_i , \quad (5.10)$$

где ε_{sfi} – относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при p равном суммарному вертикальному напряжению от внешней нагрузки σ_{zp} и собственного веса σ_{zg} ; h_i – толщина i -го слоя; n – число слоев.

Суффозионная осадка основания при фильтрации по схеме 1

$$s_{sf} = 0,5 \sum \varepsilon_{sfi} . \quad (5.11)$$

5.3 РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА

Для расчета осадок сторон фундамента при фильтрации по схеме 2 применяют метод расчета, характеризующийся переменным коэффициентом постели, который изменяется от c_{\min} под стороной фундамента ближайшей к источнику замачивания до c_{\max} на границе выщелачиваемой зоны. Осадку любой точки жесткого фундамента

$$y = \frac{p}{c} \frac{12 \left[8 + 3\eta (\xi_b^3 - 1) + 4\eta (\xi_b^3 + 1) \xi \right]}{3 \left[8 + 3\eta (\xi_b^4 - 1) \right] \left[4 + \eta (\xi_b - 1) \xi \right] - 8\eta^2 (\xi_b^3 + 1)^2} , \quad (5.12)$$

где c – средний коэффициент постели,

$$c = \frac{1}{2} \left[\frac{c_{\min} + c_{\max}}{2} \left(\xi_b + 1 + \frac{1}{2} \eta \xi_b^2 - \frac{1}{2} \eta \right) + c_{\max} (1 - \xi_b) \right] . \quad (5.13)$$

Значения c_{\max} и c_{\min} определяют по формуле

$$c = p / s , \quad (5.14)$$

где p – давление по подошве фундамента, МПа; s – расчетная осадка фундамента, см,

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{p_i h_i}{E_i} , \quad (5.15)$$

где n – число слоев; p – среднее дополнительное давление в i -ом слое; E_i – модуль деформации i -го слоя, МПа.

Зона суффозионной осадки принимается равной мощности h загипсованного грунта, а относительное суффозионное сжатие ε_{sf} соответствует степени выщелачивания $\beta = 1$.

При превышении деформациями предельно допустимых значений или недостаточной несущей способности необходимо предусматривать водозащитные мероприятия с возможным устройством подушки из глинистых грунтов, прорезкой толщи засоленных грунтов свайным фундаментом, закрепление или уплотнение грунтов, предварительное рассоление с использованием песчаных дрен.

При проектировании фундаментов в засоленных грунтах особое внимание следует уделить антикоррозионным мероприятиям для защиты тела фундамента от агрессивного воздействия вод и грунтов. Для этого применяют особоплотный бетон на сульфатостойком портландцементе, вводят в бетон различные добавки.

Пример расчета суффозионной осадки

Задание. Необходимо рассчитать суффозионную осадку фундамента на засоленном неоднородном основании сложенном грунтами: суглинком мощностью 5,0 м с содержанием гипса 30 % и подстилающей его супесью с содержанием гипса 45 %. Размеры фундамента в плане 6 м (L) и 5,4 м (B) – (ФД-19-3). Глубина заложения фундамента – 2 м. Давление по подошве 0,26 МПа. Фильтрующая жидкость – вода. Время эксплуатации – шесть лет (≈ 2184 дня).

Решение.

1 *Определение количества оставшегося в грунте гипса.*

Схему фильтрационного потока принимаем при равномерной вертикальной фильтрации в бесконечность (см. рис. 5.1, а).

Исходные данные и расчетные значения характеристик сведены в табл. 5.2.

5.2 Физико-механические характеристики основания

Вид грунта	γ_s , кН/м ³	γ_{s_0} , кН/м ³	γ_{d_0} , кН/м ³	μ	γ_i , 1/сут	v , м/сут	c_m , т/м	d_0 , %
Суглинок	17,1	27,2	13,05	0,1	$1,6 \cdot 10^{-3}$	0,35	$2,2 \cdot 10^{-3}$	0,3
Супесь	16,4	26,3	13,23	0,15	$2,2 \cdot 10^{-3}$	0,4	$2,8 \cdot 10^{-3}$	0,45

Определяем τ :

- для суглинка: $\tau = \gamma_i t / \mu = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2184 / 0,1 = 35$;
- для супеси: $\tau = 2,2 \cdot 10^{-3} \cdot 2184 / 0,15 = 32$,

где t – время эксплуатации сооружения (расчетный момент времени), сут; γ_i – коэффициент растворения, 1/сут; μ – недостаток насыщения, доли единицы.

Определяем x_i :

- для суглинка: $x_i = \gamma_i z_i / v = 1,6 \cdot 10^{-3} z_i / 0,35$;
- для супеси: $x_i = 2,2 \cdot 10^{-3} z_i / 0,4$,

где z_i – координаты середины i -го слоя, м; v – скорость фильтрации, м/сут;

для 1-го слоя $x_1 = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 0,25 / 0,35 = 0,0014$;

.....
для 3-го слоя $x_3 = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1,25 / 0,35 = 0,0057$;

.....
для 6-го слоя $x_6 = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2,75 / 0,35 = 0,012$;

.....
для 6-го слоя $x_7 = 2,2 \cdot 10^{-3} \cdot 3,25 / 0,4 = 0,0178$;

.....
для 9-го слоя $x_9 = 2,2 \cdot 10^{-3} \cdot 4,25 / 0,4 = 0,0235$;

.....
Определяем q_i :

- для суглинка:

$$q_i = \gamma_i P_d \left[0,5 \sum_{l=1}^K d_{0l} + 0,25 d_{0(k+1)} \right] / [v \mu (c_m - c_0)] =$$

$$= (1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1,305 / 0,35 \cdot 0,1 \cdot 2,2 \cdot 10^{-3}) \left[0,5 \sum_{l=1}^K d_{0l} + 0,25 d_{0(k+1)} \right];$$

- для супеси:

$$q_i = (2,2 \cdot 10^{-3} \cdot 1,323 / 0,45 \cdot 0,15 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3}) \left[0,5 \sum_{l=1}^k d_{0l} + 0,25 d_{0(k+1)} \right],$$

где c_m – концентрация насыщения фильтрующей воды гипсом, т/м³;
загипсованный грунт, т/м³; k – число слоев, лежащих выше i -го слоя.

c_0 – концентрация гипса в воде на участке входа ее в

для 1-го слоя $q_1 = 27(0,5 \cdot 0,3 + 0,25 \cdot 0,3) = 6,075;$

.....
для 6-го слоя $q_6 = 27(5 \cdot 0,5 \cdot 0,3 + 0,25 \cdot 0,3) = 22,3;$

для 7-го слоя $q_7 = 15,4(6 \cdot 0,5 \cdot 0,45 + 0,25 \cdot 0,3) = 21,94;$

.....
для 9-го слоя $q_9 = 15,4(8 \cdot 0,5 \cdot 0,45 + 0,25 \cdot 0,45) = 29,45.$

Определяем d_i :

- для суглинки:

$$d_i = d_{0i}(z_i)(1 + e^{\tau - x_i - q_i} - \bar{e}^{q_i})^{-1} = 0,3 / (1 + e^{35 - x_i - q_i} - \bar{e}^{q_i});$$

- для супеси:

$$d_i = 0,45 / (1 + e^{32 - x_i - q_i} - \bar{e}^{q_i});$$

для 1-го слоя $d_1 = 0,3 / (1 + e^{35 - 0,0014 - 6,075} - e^{-6,075}) = 0;$

.....
для 6-го слоя $d_6 = 0,3 / (1 + e^{35 - 0,012 - 22,3} - e^{-22,3}) = 0;$

для 7-го слоя $d_7 = 0,45 / (1 + e^{32 - 0,0178 - 21,94} - e^{-21,94}) = 0;$

.....
для 9-го слоя $d_9 = 0,45 / (1 + e^{32 - 0,024 - 29,45} - e^{-29,45}) = 0,0322.$

Результаты проведенных вычислений сведены в табл. 5.3.

5.3 Определение размеров зоны выщелачивания

Обозначение параметров	Номер слоя					
	1	2	3	4	5	6
z_i	0,25	0,75	1,25	1,75	2,25	2,75
τ	35	35	35	35	35	35
x_i	0,0014	0,0036	0,0057	0,0068	0,0091	0,012
q_i	6,075	8,08	10,8	14,2	18,2	22,3
d_i	0	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 5.3

Обозначение параметров	Номер слоя						
	7	8	9	10	11	12	13
z_i	3,25	3,75	4,25	4,75	5,25	5,75	6,25
τ	32	32	32	32	32	32	32
x_i	0,0178	0,02	0,0235	0,0254	0,027	0,029	0,032
q_i	21,94	26,1	29,45	30,3	32,3	35,42	38,5
d_i	0	0,0015	0,032	0,126	0,45		

Из таблицы видно, что в одиннадцатом слое содержание гипса равно исходному $d_i = 0,45$, поэтому дальнейший расчет не проводится и выщелачиваемая зона ограничивается глубиной 5,5 м.

2 Расчет суффозионной осадки.

Результаты расчетов сведены в табл. 5.4.

Степень выщелачивания каждого слоя:

$$\beta_1 = 1 - 0/0,3 = 1;$$

$$\beta_8 = 1 - 0,0015/0,45 = 0,997;$$

$$\beta_{11} = 1 - 0,45/0,45 = 0.$$

5.4 К определению размеров сжимаемой зоны и степени выщелачивания

№ слоя	Обозначение параметров								
	$z, \text{ м}$	γ	$2z/L$	α	$\sigma_{zpi}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zgi}, \text{ кПа}$	$(\sigma_{zpi} + \sigma_{zgi}), \text{ кПа}$	β	ϵ_{sfi}
1	0,25	17,1	0,1	0,99	223,5	34,2	257,7	1	0,15
2	0,75	17,1	0,2	0,98	219,2	42,9	262,1	1	0,153
3	1,25	17,1	0,3	0,97	217	51,7	268,7	1	0,156
4	1,75	17,1	0,4	0,96	209,5	61,45	270,9	1	0,159
5	2,25	17,1	0,5	0,935	207,9	69,2	271,4	1	0,161
6	2,75	17,1	0,6	0,92	194	77,4	272,4	1	0,163
7	3,25	16,4	0,7	0,88	192	86,15	278,1	1	0,166
8	3,75	16,4	0,8	0,85	169,5	94,35	273,4	0,9997	0,147
9	4,25	16,4	0,9	0,75	163	102,5	269,5	0,931	0,145
10	4,75	16,4	1,0	0,72	156	110,7	266,7	0,72	0,137
11	5,25	16,4	1,1	0,69	147	118,9	265,9	0	0
12	5,75	16,4	1,2	0,65	135,2	127,1	262,4	0	0
13	6,25	16,4	1,3	0,6	130,6	135,4	255,9	0	0
Сумма $\epsilon_{sfi} = 1,537$									

Так как на расчетный момент времени размеры зоны выщелачивания меньше сжимаемой зоны, суффозионная осадка основания определяется в пределах зоны H_l (зоны выщелачивания). Схема для расчета расслоения показана на рис. 5.2.

$$S_{sf} = 0,5 \cdot 1,537 = 0,7685 \text{ м} = 76,85 \text{ см.}$$

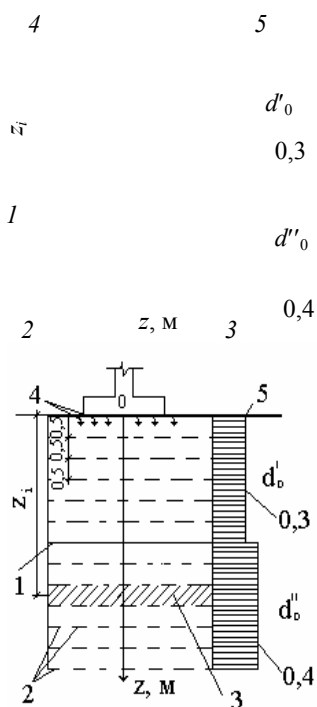


Рис. 5.2 Схема для расчета расслоения неоднородного основания при вертикальной фильтрации:

- l – границы слоев с различным содержанием гипса;
- 2 – границы расчетных слоев;
- 4 – направление фильтрации;
- 5 – начальная эпюра относительного содержания гипса $d_0(z)$

6 ВЕЧНОМЕРЗЛЫЕ И ПУЧИНИСТЫЕ ГРУНТЫ

6.1 ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Северная строительно-климатическая зона включает районы Крайнего Севера, Западной и Восточной Сибири, Дальнего Востока. Она отличается широким диапазоном изменения температур и влажности воздуха, ветровых воздействий, ландшафта. Вечномерзлые грунты имеют отрицательную или нулевую температуру, содержат в своем составе лед и находятся в мерзлом состоянии в течение многих лет. Они имеют сплошное или островное распространение. В северных районах мощность их достигает 500 м. Поверхностный слой подвергается сезонному оттаиванию – промерзанию. По состоянию в природных условиях

вечномерзлые грунты подразделяются на твердомерзлые, пластичномерзлые и сыпучемерзлые. Инженерно-хозяйственная деятельность человека приводит к ослаблению вечной мерзлоты, к появлению термокарстовых явлений.

Тепловые загрязнения геологической среды в процессе хозяйственной деятельности часто являются причиной массовых деформаций зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Отепляющие воздействия инфраструктуры приводят к развитию термокарста. При чрезмерном охлаждении возможны деформации, вызванные морозобойным растрескиванием, пучением грунтов.

В состав мероприятий по инженерной подготовке территорий входит: вертикальная планировка; устройство дорог и прокладка коммуникаций, отвод поверхностных вод; осушение; недопущение затопления, образования термокарстов.

При строительстве на вечномерзлых грунтах применяют два основных принципа: I – грунты основания сохраняют в мерзлом состоянии в течение всего периода эксплуатации; II – грунты основания используют в оттаявшем или в оттаивающем состоянии.

При строительстве по I принципу, несущие конструкции проектируют без учета их осадочных деформаций. Конструктивная система здания такая же, как и при строительстве в обычных условиях. Основным видом фундаментов являются свайные. Поверх свай устраивается сплошной ростверк. Допускается применение столбчатых железобетонных и монолитных бетонных фундаментов.

Сохранение вечномерзлого состояния грунтов при проектировании по принципу I достигается [15]: возведением зданий на подсыпках; теплоизоляции поверхности грунта под полом; устройством вентилируемых подполий; расположением на первом этаже неотапливаемых помещений; прокладкой под полом охлаждающих вентиляционных каналов; искусственным охлаждением грунтов.

Принцип I должен применяться, если грунты застраиваемой территории можно сохранить в мерзлом состоянии при экономически целесообразных затратах. Использование пластично мерзлых грунтов в качестве основания по принципу I допускается при условии понижения их температур.

Принцип II должен применяться при наличии в основании скальных грунтов или вечномерзлых, деформация которых при оттаивании не превышает предельно допустимых значений для проектируемых сооружений и в тех случаях, когда это экономически оправдано. Уменьшение деформаций может быть достигнуто предварительным искусственным оттаиванием на заданную глубину, устройством грунтовых подушек, увеличением глубины заложения и прорезкой сильносжимаемых слоев с опиранием на малосжимаемое основание.

В [47] отмечается, что возводимые системы неремонтнопригодны, т.е. работают до первого отказа. Предполагается создать ремонтнопригодные системы с управляемой величиной долговечности. Для этого в конструкциях зданий следует предусматривать возможность восстановления их первоначальных форм.

Регулирование теплового взаимодействия здания с основанием позволит повысить долговечность в несколько раз. Вентилируемое подполье позволяет стабилизировать верхнюю границу вечномерзлых грунтов. Режим вентиляции назначается из условия равенства глубины промерзания грунтов в подполье глубине их последующего оттаивания.

При наличии в основании твердомерзлых грунтов основание рассчитывают только по первой группе предельных состояний.

6.2 РАСЧЕТ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчет производится по условию

$$N \leq \Phi / \gamma_n, \quad (6.1)$$

где N – расчетная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунтов на его уступах; γ_n – коэффициент надежности, которым учитывается ответственность здания и сооружения $\gamma_n \geq 1,2$.

Отдельные и свайные фундаменты, заделанные в вечномерзлый грунт, передают нагрузку через подошву (или острие сваи) и боковую поверхность, сmerzшуюся с грунтом,

$$\Phi_u = \gamma_t \gamma_c \left(RA + \sum_{i=1}^n R_{af,i} A_{af,i} \right), \quad (6.2)$$

где γ_t и γ_c – температурный коэффициент и коэффициент условий работы грунтов основания; $A_{af,i}$ – площадь сmerzзания с боковой поверхностью сваи; $R_{af,i}$ – расчетное сопротивление мерзлого грунта по поверхности сmerzзания фундаментов при расчетной температуре t_m или t_z , определяемое по [76, прил. 6 СНиП].

Коэффициент условий работы основания γ_c зависит от температуры грунта и технологии устройства фундаментов. Так для буропускных и опускных свай $\gamma_c = 1,1$; для столбчатых фундаментов при температуре вечномерзлого грунта -2° и ниже при заглублении фундаментов в вечномерзлый грунт менее чем на два метра $\gamma_c = 1,2$, при большем заглублении $\gamma_c = 1,1$. Если температура вечномерзлого грунта выше -2°C , $\gamma_c = 1,1$ и 1 (при заглублении менее двух метров в вечномерзлый грунт и более двух метров соответственно).

R – расчетное сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи или под подошвой столбчатого фундамента, определяется по [76, прил. 6 СНиП] при расчетной температуре t_z для свайного фундамента или t_m для столбчатого фундамента на отметке подошвы фундаментов или под нижним концом сваи:

$$R = \frac{5,7}{k_r} + \gamma h, \quad (6.3)$$

где k_r – коэффициент безопасности по грунту равный 0,85.

Все расчетные значения температур вечномерзлых грунтов устанавливаются по формулам:

- 1) для зданий с холодным подпольем:
 - под серединой здания

$$t_{m,z}^c = (t'_0 - t_{н.з})\alpha + (t_0 - t'_0)k_c + t_{н.з}; \quad (6.4)$$

- под краем

$$t_{m,z}^k = (t'_0 - t_0 - 2t_{н.з})\alpha / 2 + (t_0 - t'_0)k_k + t_{н.з}; \quad (6.5)$$

2) для зданий с ограниченной зоной оттаивания:

- под серединой здания

$$t_{m,z}^c = (t_0 - t_{н.з})k_c + t_{н.з}; \quad (6.6)$$

- под краем

$$t_{m,z}^k = (t_0 - 2t_{н.з})\alpha / 2 + (t_0 - t'_0)k_k + t_{н.з}; \quad (6.7)$$

где

$$t'_0 = t_0 + \Delta t, \quad (6.8)$$

где t_0 – температура вечномерзлого грунта °С на глубине 10 м определяемая по данным инженерных изысканий; $t_{н.з}$ – температура начала замерзания, определяется опытным путем, а при отсутствии опытных данных по табл. 6.1

6.1 Температура начала замерзания грунтов

Грунт	$t_{н.з}$ при концентрации порового раствора $k_{п.р.}$					
	0	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04
Песчаный	0	-0,6	-0,8	-1,6	-2,2	-2,8
Глинистый						
• супесь	-0,1	-0,6	-0,9	-1,7	-2,3	-2,9
• суглинок и глина	-0,2	-0,6	-1,1	-1,8	-2,5	-3,2

В табл. 6.1 $k_{п.р.} = z / (z + 100 \omega_r)$; z – засоленность мерзлого грунта; $z = (g_z / \gamma_d) 100$; g_z – вес легкорастворимых солей в единице объема грунта; ω_r – влажность мерзлого грунта, определяется опытным путем; Δt – понижение температуры, которое должно быть обеспечено охлаждающими устройствами,

$\Delta t = -2,5$ °С	при $(t_0 - t_{н.з}) > -0,5$ °С;
$\Delta t = -1,5$ °С	при -1 °С $\leq t_0 - t_{н.з} \leq -0,5$ °С;
$\Delta t = -0,5$ °С	при $-1,5$ °С $< t_0 - t_{н.з} < -1,0$ °С;
$\Delta t = 0$ °С	при -6 °С $\leq t_0 - t_{н.з} \leq -1,5$ °С.

Коэффициенты α_m , α_z используемые при определении расчетных температур t_m , t_z принимаются по табл. 6.2

6.2 Значения коэффициентов

$z' \sqrt{c_m / \lambda_m}$	Коэффициенты	
	α_m	α_z
0	0	0
25	0,4	0,5
50	0,65	0,8
75	0,75	0,95
100	0,85	1,05
125	0,9	1,1
150	0,95	1,1
175	0,95	1,1

В табл. 6.2 z' – расстояние от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до уровня, на котором определяется температура, м; c_m и λ_m – объемная теплоемкость (ккал/(м³ · град) и коэффициент теплопроводности ккал/(м · ч · град) для грунтов в мерзлом состоянии определяются по [76, прил. 1].

Коэффициенты k_c и k_k определяются по табл. 6.3.

6.3 Значения коэффициентов

Значения z/B	Коэффициенты	
	k_c	k_k
0,05	0,06	0,04
0,1	0,13	0,06
0,15	0,18	0,09
0,2	0,24	0,12
0,3	0,34	0,19
0,5	0,5	0,3
1	0,7	0,5
2	0,85	0,7

В случае внецентренного приложения нагрузок для грунтов используемых в качестве основания по принципу I расчет по первой группе предельных состояний проводится в соответствии с решением Строганова (расчет на глубинный сдвиг). Эксцентриситеты приложения нагрузок определяются с учетом смерзания грунта с боковыми поверхностями фундаментов

$$e_l = \frac{M_e - M_{cm}}{N}; \quad (6.9)$$

$$e_b = \frac{M_b - M_{cm}}{N}, \quad (6.10)$$

где e_l и e_b – эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок; M_e и M_b – моменты относительно тех же осей; M_{cm} – часть момента, воспринимаемого касательными силами смерзания вечномерзлого грунта с боковыми поверхностями фундамента

$$M_{cm} = \gamma_c R_{cm} h_b l, \quad (6.11)$$

где R_{cm} – расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания, определяемое по [76, прил. 6] на глубине z , равной расстоянию от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до середины нижней ступени фундамента. При $e_b = 0$

$$M_{cm} = \gamma_c R_{cm} h_b l (b + 0,5), \quad (6.12)$$

где l – сторона фундамента параллельная плоскости действия момента, см.

Для глинистых грунтов, мелких и пылеватых песков допускается принимать $\varphi = 0$. В этом случае несущая способность при внецентренной вертикальной нагрузке

$$\Phi_u = \gamma_c (R + q - 0,5) \bar{l} \bar{b}, \quad (6.13)$$

где q – пригрузка со стороны предполагаемого выпора грунта.

$$\bar{l} = l - 2e_l; \quad (6.14)$$

$$\bar{b} = b - 2e_b. \quad (6.15)$$

6.3 РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет оснований, используемых по принципу I по второй группе предельных состояний для твердомерзлых грунтов, имеющих высокие значения E , не производят.

Осадка столбчатого фундамента, возводимого на пластично-мерзлых грунтах определяется по схеме линейно-деформируемого основания или линейно-деформируемого слоя конечной толщины. Модуль деформации E и коэффициент сжимаемости определяются по результатам полевых испытаний. Осадка свайных фундаментов в этих грунтах определяется по результатам статических испытаний.

При расчете оснований фундаментов, проектируемых по принципу II (без сохранения вечномерзлого состояния грунта), рассматривают случаи:

- 1) грунт основания предварительно оттаян на всю глубину;
- 2) только в верхней зоне, а остальная часть оттаивает в процессе эксплуатации;
- 3) грунт основания оттаивает на всю глубину в процессе эксплуатации.

Порядок расчета по деформациям

1. Определение ожидаемой осадки оттаивающих вечномерзлых грунтов для выбора принципа их использования

$$s = \sum_{i=1}^n \delta_i h_i, \quad (6.16)$$

где h_i – толщина i -го слоя в пределах глубины оттаивания.

Граница оттаивания определяется теплотехническим расчетом. Значение относительной осадки δ_i определяется:

- для песчаных грунтов

$$\delta_i = \frac{\gamma_d - \gamma_{d,м}}{\gamma_d}; \quad (6.17)$$

- для глинистых

$$\delta_i = 1 - \gamma_d \left[\frac{1}{\gamma_s} + \frac{1}{\gamma_w} (w_p + k_d I_p) \right], \quad (6.18)$$

где γ_d – удельный вес скелета воздушно-сухого грунта при максимальной плотности; $\gamma_{d,м}$ – удельный вес скелета мерзлого грунта; γ_s – удельный вес твердых частиц; γ_w – удельный вес воды; w_p – влажность грунта на границе раскатывания; k_d – коэффициент, зависящий от давления в рассматриваемом слое (табл. 6.4).

6.4 Значение коэффициента k_d

I_p	Значение k_d при уплотняющем давлении, кгс/см ²				
	1,5	2	3	4	5
< 0,03	1,45	1,3	1,1	0,9	0,8
0,03 ... 0,05	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
0,05 ... 0,07	1,1	1	0,85	0,75	0,65
0,07 ... 0,09	1	0,9	0,8	0,65	0,55
0,09 ... 0,13	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
0,13 ... 0,17	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
0,17 ... 0,21	0,7	0,65	0,5	0,45	0,35
0,21 ... 0,26	0,65	0,55	0,45	0,35	0,3
0,26 ... 0,32	0,6	0,5	0,35	0,3	0,25
> 0,32	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2

1. Назначение мероприятий по уменьшению деформаций оснований, если ожидаемая осадка больше предельно-допустимой величины ($s > s_{пр}$).

2. Проверка возможности устройства фундамента на предварительно оттаянном грунте или при возможности оттаивания грунта в процессе эксплуатации.

Осадку фундамента на оттаивающем в процессе эксплуатации основании при расчетной схеме в виде линейно деформируемого слоя толщиной H

$$s = b p_0 M_{от} \sum_{i=1}^n a_i (k_i - k_{i-1}) (1 - \Pi_{ci}) + \sum_{i=1}^n [(A_i + a_i p_{bi}) (1 - \Pi_{ci}) + k_{\pi i} \Pi_{ci}] h_i, \quad (6.19)$$

где p_0 – среднее дополнительное давление на грунт под подошвой; $M_{от}$ – коэффициент, равный 1,85 при $H/b \leq 0,25$, $M_{от} = 1,75$ при $0,25 < H/b \leq 0,5$; $M_{от} = 1,65$ при $0,5 < H/b \leq 1$; $M_{от} = 1,6$ при $1 < H/b \leq 1,5$; $M_{от} = 1,5$ при $H/b > 1,5$; H – расстояние от подошвы фундамента до границы вечномерзлого или малосжимаемого грунта, см; b – ширина подошвы фундамента, см; n – число слоев; a_i – коэффициент сжимаемости i -го слоя оттаивающего грунта; k_i, k_{i-1} – безразмерные коэффициенты [58], зависящие от соотношения сторон подошвы и глубины рассматриваемого слоя; Π_{ci} – разность между суммарной льдистостью i -го слоя грунта и суммарной льдистостью образца грунта, взятого из этого слоя; A_i – коэффициент оттаивания, определяемый по данным лабораторных испытаний; p_{bi} – давление от собственного веса грунта

$$p_{bi} = \gamma [h + 0,5(z_i + z_{i-1})], \quad (6.20)$$

где γ – объемный вес грунта; h – глубина заложения подошвы; z_i, z_{i-1} – расстояние от подошвы фундамента до кровли и подошвы i -го слоя; $k_{\pi i}$ – коэффициент, зависящий от средней толщины ледяных включений Δ , при $\Delta \leq 1$ см $k_{\pi i} = 0,7$, при $\Delta \geq 3$ см $k_{\pi i} = 0,9$, при промежуточных значениях определяется интерполяцией.

Осадку основания фундамента при предварительно оттаянном грунте

$$s = s_p + s_{th}, \quad (6.21)$$

где s_p – осадка слоя грунта, предварительно оттаянного на глубину $h_{от}$, определяется по формуле (6.19) при значениях $A_i = 0$; $\Pi_{ci} = 0$ или методом послойного суммирования как для талых грунтов; s_{th} – дополнительная осадка слоя грунта, оттаивающего в процессе эксплуатации, определяемая по формуле (6.19) для слоя $h_{дон} = H - h_{от}$, где H – полная глубина оттаивания грунта или по формуле [76];

$$s_{th} = \sum_{i=1}^n (A_{thi} + \delta_i \sigma_{zgi}) h_i, \quad (6.22)$$

где A_{th} – коэффициент оттаивания; δ_i – коэффициент сжимаемости i -го слоя оттаивающего грунта, определяемые экспериментально; σ_{zgi} – природное напряжение в середине i -го слоя грунта.

Несущая способность сваи-стойки определяется с учетом отрицательного трения, вызываемого осадкой мерзлого грунта, оттаивающего в процессе эксплуатации,

$$\Phi_u \gamma_c R F - \gamma_1 R_{cq} F_{cq}, \quad (6.23)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для защемленных свай стоек, равный 0,7; F – площадь опирания сваи; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки; $\gamma_1 = 1$ – коэффициент условий работы основания вдоль боковой поверхности сваи; R_{cq} – негативное трение, принимаемое 0,1 кПа; F_{cq} – площадь боковой поверхности сваи-стойки в пределах всей глубины оттаивания.

6.4 ПУЧИНИСТЫЕ ГРУНТЫ

Силы морозного пучения по боковой поверхности фундаментов в некоторых случаях достигают значительной величины и могут вызвать недопустимые вертикальные деформации.

Расчетом проверяется условие

$$\tau_{fh} A_{fh} - F \leq (\gamma_c / \gamma_n) - F_{rf}, \quad (6.24)$$

где τ_{fh} – расчетная удельная касательная сила выпучивания; A_{fh} – расчетная площадь боковой поверхности фундамента в пределах расчетного деятельного слоя; F – расчетная нагрузка на фундамент (с коэффициентом 0,9); $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы; $\gamma_n = 1,1$ – коэффициент надежности; F_{rf} – расчетная сила, удерживающая фундамент от выпучивания.

Касательные силы пучения τ_{fh} принимают равными сопротивлению сдвигу примерзшего грунта

$$\tau_{set} = b + c|T|, \quad (6.25)$$

где T – абсолютное значение температур.

При не сливающемся деятельном слое часть длины фундамента (сваи) будет ниже границы промерзания в пределах талого грунта, а часть – в замерзающем пучинистом. Тогда

$$F_r = F_{r,af} + F_{r,f} = \sum_{j=1}^n R_{af,j} A_{af,j} + \sum_{j=1}^n R_{f,j} A_{f,j}, \quad (6.26)$$

где F_{rf} – расчетная сила, удерживающая фундамент от выпучивания в пределах талого грунта; $R_{af,j}$ – расчетное сопротивление смерзания j -го слоя вечномерзлого грунта с боковой поверхностью фундамента; $A_{af,j}$ – площадь боковой поверхности фундамента в пределах j -го слоя вечномерзлого грунта; $R_{f,j}$ – расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности фундамента (сваи) по грунту j -го слоя; $A_{f,j}$ – площадь боковой поверхности фундамента (сваи); $F_r = F_{r,af}$ при сливающемся деятельном слое.

Для повышения устойчивости фундаментов действию сил пучения применяют: устройство монолитных фундаментов с заанкеренной плитой; уменьшают площадь смерзания грунта с фундаментом; применяют незамерзающие обмазки из битума, растворенного в мазуте; покрывают боковые поверхности высокомолекулярными соединениями на основе эпоксидных смол.

Пример расчета основания, сложенного вечномерзлыми грунтами

Задание. Необходимо рассмотреть два принципа использования основания – в вечномерзлом и оттаявшем состоянии.

Проектируется фундамент под колонну каркасного здания. Нагрузка на фундамент: $N_{II} = 2144$ кН, $N_I = 2582$ кН. В здании имеется подвал высотой 2,2 м. Характеристики грунтов приведены в табл. 6.5.

6.5 Физико-механические характеристики основания

Слой	Мощность	Грунт	$\gamma, \text{кН/м}^3$	$\gamma_s, \text{кН/м}^3$	ω	I_L	I_p	$c, \text{кПа}$	L_c	$a, \text{мПа}^{-1}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	2,8	Глина	16,8	27,2	0,16	0,5	0,21	41,32	0,635	0,0878
2	3,2	Суглинок	16,9	27,1	0,18	0,55	0,12	15,16	0,703	0,0892

3	∞	Супесь	16,7	27,0	0,20	0,4	0,04	18,00	0,833	0,094
---	---	--------	------	------	------	-----	------	-------	-------	-------

Продолжение табл. 6.5

Слой	Мощность	Грунт	ω_r	$t_0, ^\circ\text{C}$	q_z	$R_{\text{см}}, \text{кПа}$	$C_{\text{м}}, \text{ккал/м}^3 \cdot \text{град}$	A	$\lambda_{\text{м}}, \text{ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$
1	2	3	12	13	14	15	16	17	18
1	2,8	Глина	0,17	-10,3	0,03	380	440	0,084	0,95
2	3,2	Суглинок	0,17	-10,3	0,03	380	440	0,073	0,95
3	∞	Супесь	0,20	-10,3	0,03	500	440	0,054	1,3

Решение.

1 Проектирование по I принципу.

Так как используем твердомерзлый грунт, то фундамент проектируем только по несущей способности.

Глубина заложения подошвы фундамента назначается равной четырем метрам, что обеспечивает заглубление подошвы фундамента ниже деятельного слоя на один метр.

Подбор площади подошвы фундамента производим исходя из условия (6.1). За N принимаем расчетную нагрузку на основание в наиболее невыгодной комбинации, включая вес фундамента и грунта, лежащего на уступах – $N_1 = 2582 \text{ кН}$.

Φ – несущая способность основания:

$$\Phi = \gamma (RF + \sum R_{\text{см},i} F_{\text{см},i}) = 1,1(102,4 \cdot 12,6 + 380 \cdot 4,34) = 3240 \text{ кН}.$$

где γ – коэффициент условий работы грунтового основания; n – число слоев вечномерзлого грунта, на которое в расчетной схеме опирается основание; R – расчетное давление на мерзлый грунт под подошвой столбчатого фундамента:

$$R = 5,7c + \gamma h = 5,7(15,16/0,85) + 16,9 \cdot 4 = 102,4 \text{ кПа},$$

где c – расчетное значение предельного длительного сцепления. Принимаем $c/k_r = c/0,85$, где k_r – коэффициент безопасности по грунту, $k_r = 0,85$; γ – объемный вес грунта, $\gamma = 16,9 \text{ кН/м}^3$; h – глубина заложения фундамента, $h = 4 \text{ м}$; F – площадь подошвы столбчатого фундамента ФВ12-1 с размерами подошвы $4,2 \times 3 \text{ м}$. $F = 4,2 \cdot 3 = 12,6 \text{ м}^2$. $R_{\text{см},i}$ – расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу, $R_{\text{см},i} = 380 \text{ кПа}$; $F_{\text{см},i}$ – площадь поверхности смерзания с нижней ступенью башмака:

$$F_{\text{см},i} = (a + b)2h_{\text{ст}} = (4,2 + 3)2 \cdot 0,3 = 4,34 \text{ м}^2.$$

Проверяем условие (6.1):

$$N = 2582 \text{ кН} < \Phi/\gamma_n = 3240/1,2 = 2690 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

2 Проектирование по II принципу.

Расчет ведем только по деформациям, исходя из условия $s < s_{\text{пр}}$, где $s_{\text{пр}}$ – предельно допускаемая величина совместной деформации, основания и здания, определяемая по СНиП; s – осадка фундамента на предварительно оттаявшем основании при расчетной схеме в виде линейно-деформируемого слоя толщиной H , определяемая по формуле (6.19).

Для расчета:

b – ширина подошвы фундамента, $b = 3 \text{ м}$;

p_0 – среднее дополнительное (к природному) давление на грунт под подошвой фундамента, кПа. При ширине подошвы до 10 м:

$$p_0 = (N/F) = 2144/(3 \cdot 4,2) = 171 \text{ кН/м}^2;$$

$M_{\text{от}}$ – безразмерный коэффициент, определяемый по таблицам, в зависимости от отношения H/b ($H = 3\text{м}$); $M_{\text{от}} = 1,65$;

n – число слоев, на которое разделяется при расчете толща оттаявшего грунта; $n = 2$;

a_i – коэффициент сжимаемости i -го слоя грунта, МПа^{-1} ;

для глины $a_i = 0,0878$, для суглинка $a_i = 0,0892$;

k_i, k_{i-1} – безразмерные коэффициенты, определяемые по таблицам, в зависимости от глубины рассматриваемого слоя $\xi = 2z/b$ и размеров фундамента $\eta = l/b$; для первого слоя (глины) $k_1 = 0,849, k_2 = 0,734$; для второго слоя (суглинка) $k_3 = 0,696, k_4 = 0,583$.

J_{ci} – разность между суммарной льдистостью i -го слоя грунта и суммарной льдистостью образца грунта, взятого из этого слоя: для глины $J_{c1} = 0,635$; для суглинка $J_{c2} = 0,703$;

A_i – коэффициент оттаивания i -го слоя грунта, характеризующий осадку грунта при его оттаивании без нагрузки: для глины $A = 0,844$; для суглинка $A = 0,873$;

$p_{\delta i}$ – давление в середине i -го слоя грунта, кПа, от собственного веса, определяемое по формуле (6.20); для глины $p_{\delta 1} = 16,8[4 + 0,5(4 - 1,2)] = 23,52$ кПа; для суглинка $p_{\delta 1} = 16,9[4 + 0,5(2 - 1,2)] = 74,4$ кПа.

k_{ni} – коэффициент, учитывающий неполное смыкание макропор при оттаивании мерзлого грунта, $k_{ni} = 0,7$;

h_i – толщина i -го слоя предварительно оттаявшего грунта, м: для глины $h = 2,8$ м; для суглинка $h = 2$ м.

Осадка основания фундамента

$$s = s_p + s_{th},$$

где s_p определяется по формуле (6.19), при $J_{ci} = A_i = 0$

$$\begin{aligned} s_p &= b p_0 M_{от} \sum_{i=1}^n a_i (k_i - k_{i-1})(1 - J_{ci}) + \sum_{i=1}^n [(A_i + a_i p_{\delta i})(1 - J_{ci}) + k_{ni} J_{ci}] h_i = \\ &= 3 \cdot 171 \cdot 1,65 [(0,849 - 0,734) 1 \cdot 0,0878 \cdot 10^{-4} + (0,696 - 0,583) 1 \cdot 0,0892 \cdot 10^{-4}] + \\ &+ [(0,0878 \cdot 10^{-4} \cdot 23,52) 1] 2,8 + [(0,0892 \cdot 10^{-4} \cdot 74,4) 1] 2 = \\ &= 0,017 + 0,005 + 0,013 = 0,035 \text{ м.} \end{aligned}$$

s_{th} находится для слоя $h_{доп} = H - h_{от} = 5,8 - 4,8 = 1$ м;

$$\begin{aligned} s_{th} &= b p_0 M_{от} \sum_{i=1}^n a_i (k_i - k_{i-1})(1 - J_{ci}) + \sum_{i=1}^n [(A_i + a_i p_{\delta i})(1 - J_{ci}) + k_{ni} J_{ci}] h = \\ &= 3 \cdot 171 \cdot 1,65 [0,0892 \cdot 10^{-4} \cdot (0,696 - 0,583)(1 - 0,703)] + \\ &+ [(0,084 + 0,0892 \cdot 10^{-4} \cdot 74,4)(1 - 0,703) + 0,703 \cdot 0,7] 1 = 0,51 \text{ м.} \end{aligned}$$

Общая осадка 7 СЕЙСМИЧЕСКИЕ РАЙОНЫ

7.1 ОЦЕНКА СЕЙСМИЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

В среднем на Земле в год происходит более 20 сильнейших и 100 ... 120 потенциально разрушительных землетрясений [48]. По-гречески землетрясение – *seimos*, т.е. сейсмические явления связаны с колебаниями земной поверхности. Около 70 % землетрясений происходит на глубине до 60 км. В некоторых районах землетрясения происходят на глубине до 300 км и более. Очагом землетрясений называют пространство, внутри которого заключены все сопровождающие землетрясения первичные деформации. Наблюдаемые на поверхности деформации и нарушения являются вторичными.

Интенсивность землетрясений оценивают в баллах [10, 57]. В последние годы в нашей стране используют международную шкалу MSK-64 (по начальным буквам фамилии ее создателя). Шкала MSK-64 подразделяет землетрясения на 12 баллов: I – IV баллов – слабые, V – VII баллов – сильные, VIII – XII баллов – разрушительные. Описательная часть шкалы состоит из трех разделов: 1) степень повреждения сооружений, выполненных без антисейсмических мер; 2) остаточные явления в грунтах и изменения в режиме грунтовых вод; 3) прочие признаки, включая реакции людей на землетрясения.

Мерой интенсивности землетрясения служит магнитуда – величина, пропорциональная выделенной в очаге землетрясения энергии, равной десятичному логарифму амплитуды наибольшего колебания грунта по отношению к некоторому стандартному колебанию. Шкала магнитуд (от 0 до 8,7 баллов) разработана Ч. Рихтером. Разница магнитуд на единицу соответствует различию энергии землетрясений в 30 раз. Магнитуда определяется через амплитуду α_m поверхностной волны и расстоянием R до эпицентра землетрясения:

$$M = \lg \alpha_m + 1,32 \lg R. \quad (7.1)$$

Излучаемая в очаге землетрясения энергия E определяется по формуле

$$\lg E = aM + b. \quad (7.2)$$

Для сильных землетрясений $a = 1,5$; $b = 11,8$; для слабых $a = 1,8$; $b = 11$.
Длина разрыва на поверхности земли связана с магнитудой формулой

Некоторые данные о классификации землетрясений приведены в табл. 7.1 и 7.2.

7.1 Параметры интенсивности землетрясений

Интенсивность в баллах	Ускорение грунта, см/с ² , при периоде $T \geq 0,1$ с	Скорость колебаний грунта, см/с	Смещение маятника сейсмографа, мм
6	30 ... 60	3,0 ... 6,0	1,5 ... 3,0
7	61 ... 120	6,1 ... 12,0	3,1 ... 6,0
8	121 ... 240	12,1 ... 24,0	6,1 ... 12,0
9	211 ... 480	21,1 ... 48,0	12,1 ... 24,0

7.2 Классификация землетрясений

Характеристика землетрясений	Магнитуда M	Балльность J	Среднее число в год
Планетарного масштаба	8	11 ... 12	1 ... 2
Сильное:			
• регионального масштаба	7 ... 8	9 ... 10	15 ... 20
• локального масштаба	6 ... 7	7 ... 8	100 ... 150
Среднее	5 ... 6	6 ... 7	750 ... 1000
Слабое местное	4 ... 5	5 ... 6	5000 ... 7000

Сейсмически опасные районы разделяют на зоны с одинаковым сейсмическим воздействием, составлены карты сейсмического районирования. Расчет и проектирование сооружений производят на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий, представляемых инструментальными записями ускорений и синтезированными акселерограммами. Для анализа поведения конструкций при сейсмических воздействиях производят статическое моделирование и оценку показателей риска.

Функция риска:

$$H(t) = 1 - S(t);$$

$$S(t) = P\{v(\tau) \in \Omega_s, \tau \in [0, t]\};$$
(7.4)

где $S(t)$ – вероятность случайного события, при котором в интервале $[0, t]$ не возникает условий, приводящих к разрушению; v – вектор типа вектора качества в теории надежности; Ω_s – область безопасности, включающая допустимую область по предельным состояниям.

Последствия землетрясений оценивают по шкале Бюро МССС (1973), согласно которой здания классифицируют по трем типам:

А – здания из рваного камня, сельские постройки;

Б – кирпичные крупноблочные дома, здания из естественного тесаного камня;

В – здания панельные, каркасные железобетонные и деревянные хорошей постройки.

Различают: легкие, умеренные и тяжелые повреждения, разрушения и обвалы.

Причиной землетрясений является следующее: земная кора толщиной 30 ... 60 км расчленена на блоки разного объема и формы. Блоки (платформы) перемещаются в пространстве с разной скоростью. Это создает условия для перераспределения и периодической концентрации напряжений в граничных областях – разломах. Накопление и разрядка энергии вызывает разрыв и смещения соседних блоков, что и порождает сейсмические волны и колебания.

Составлены карты распределения сейсмической энергии. Для каждого района определена максимальная величина интенсивности и разработаны карты сейсмического районирования и микрорайонирования. На картах указаны не только максимальные интенсивности, но и категории повторяемости. Для первой категории – раз в 100 лет, второй – в 1000 лет, третьей – в 10 000 лет. Срок службы сооружений, в среднем, значительно меньше промежутков между землетрясениями максимальной для данного района интенсивности.

Замкнутые линии, соединяющие землетрясения одинаковой интенсивности называют изосейстами. На территории страны имеются службы сейсмического наблюдения и инженерно-сейсмометрическая. Приборы, фиксирующие параметры колебаний, находятся в ждущем режиме. Строятся графики смещений – сейсмограммы, скоростей – велосигаммы, ускорения – акселерограммы.

Сейсмическое микрорайонирование включает:

- сбор, анализ и обобщение данных предшествующих землетрясений;

- инженерно-геологические и макросейсмические исследования; инструментальные инженерно-сейсмологические и другие геофизические исследования;

- комплексную интерпретацию полученных данных; составление карты сейсмического микрорайонирования.

Точно предсказать величину и характер сейсмических воздействий невозможно. Землетрясения меньшей интенсивности возникают чаще. Они не вызывают серьезных повреждений, но являются причиной постепенного накопления дефектов, снижающих сейсмостойкость. До землетрясения в конструкциях существует напряженное состояние, вызванное действием собственного веса, полезных нагрузок, неравномерных осадок, температурных напряжений. Сейсмические нагрузки могут действовать в любом направлении, вызывая в разные моменты времени напряжения одних или разных знаков.

Исследования сейсмостойкости строительных материалов осуществляют в экспериментах на циклическое нагружение двух типов [57]. При первом (мягком) выдерживают постоянными амплитуды нагрузок, а деформации меняются от цикла к циклу. При втором (жестком) нагружении оставляют постоянными амплитуды деформаций (перемещений), а меняют амплитуды напряжений. Основными параметрами испытаний являются: число циклов, уровень нагрузки, период цикла, коэффициент асимметрии цикла. Отношение динамического предела прочности R_d к статическому R прямолинейно уменьшается с ростом $\lg N$ (N – число циклов нагружения). Опыты показали, что чем большая работа затрачивается в первых циклах нагружения, тем при меньшем числе циклов можно ожидать разрушения; чем большими возможностями пластического деформирования обладают конструкции, тем менее опасными для них оказываются отдельные перегрузки. Наличие концентраторов напряжений (отверстий, надрезов, трещин, резких изменений размеров элементов) приводит к значительному снижению пределов циклической прочности. Часто опыты проводят в режиме статических знакопеременных изменений нагрузки или перемещений. При постоянных амплитудах перемещений отмечено постепенное "размягчение" материала – снижение максимальной нагрузки, соответствующей одной и той же амплитуде изменений.

При проектировании сейсмические воздействия учитывают в районах с интенсивностью 7, 8 и 9 баллов. Сейсмичность площадки строительства корректируют в зависимости от вида и состояния грунтов (табл. 7.3).

7.3 Сейсмичность строительной площадки

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	>9

К *первой категории* относят: скальные грунты всех видов; крупнообломочные; вечномерзлые при температуре -2 °С и ниже, при строительстве и эксплуатации по принципу сохранения грунтов основания в мерзлом состоянии (принцип I).

К *второй категории* относят: скальные грунты выветрелые; пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные и влажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты эксплуатируемые при температуре выше -2 °С при строительстве и эксплуатации по принципу I.

К *третьей категории* относят: пески рыхлые; пески гравелистые, крупные и средней крупности, мелкие и пылеватые, не вошедшие во II категорию; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу допущения оттаивания (принцип II).

При вынужденных колебаниях существенно изменяется напряженно-деформированное состояние конструкций в результате роста неупругих деформаций. Фибровые деформации, прогибы, трещины возрастают до 2 ... 3 раз. Частота вертикальных колебаний зависит от конструктивных особенностей, уровня нагрузки, длительности ее действия и граничных условий защемления. Колебания пространственной системы происходят по случайному закону.

Любой фрагмент зданий представляет собой систему с бесконечно большим числом элементарных масс (бесконечно большим числом степеней свободы). Во многих случаях ее можно заменить системой с конечным числом масс, сосредоточенных в характерных точках, например, в местах расположения наибольших вертикальных нагрузок [57]. Сосредоточенные массы можно распределить равномерно вдоль элементов системы. Простейшей системой является система с одной степенью свободы. Так, водонапорную башню упрощенно можно представить в виде защемленного в основании стержня с массой в уровне центра тяжести бака. Поперечную раму заменяют также стержнем с массой на уровне центра тяжести ригеля. Жесткость стержня равна сумме жесткостей стоек.

При расчете часто отказываются от учета затухания колебаний, т.е. запас механической энергии при колебаниях не изменяется. Такие системы называют консервативными, в отличие от реальных диссипативных, обладающих свойством рассеивать энергию. Колебания, которые происходят после устранения внешних воздействий, называют собственными.

Для высоких гибких сооружений свободные колебания могут быть учтены приблизительно:

- расчетная схема сооружения рассматривается как система с 5 – 8 сосредоточенными массами Q_i ;
- ординаты x_i форм свободных колебаний в зависимости от тона вычисляются как для консольного стержня постоянного сечения;

- в одной из точек системы k от сил $P_i = Q_i x_i$ вычисляется статический прогиб;
- в зависимости от тона колебаний определяется соответствующий период свободных колебаний

$$T = 2\pi \sqrt{f_k / (g_{xk})}. \quad (7.5)$$

7.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

Сейсмическая нагрузка S_{ik} в выбранном направлении, приложенная в точке k и соответствующая i -му тону собственных колебаний здания, определяется по формуле [40, 57]:

$$S_{ik} = k_1 k_2 S_{0ik}, \quad (7.6)$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений; k_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений; S_{0ik} – значения сейсмической нагрузки для i -го тона собственных колебаний здания и сооружения [40]:

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i k_{\psi} \eta_{ik}, \quad (7.7)$$

Q_k – вес здания или сооружения, отнесенный к точке k ; A – коэффициент, значения которого следует принимать равным 0,1; 0,2; 0,4 для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов; β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний здания и сооружения; k_{ψ} – коэффициент демпфирования; η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы демпфирования при его собственных колебаниях по i -му тону и от места расположения нагрузки.

Для проектирования сооружений, в которых остаточные деформации и локальные повреждения не допускаются, $k_1 = 1$. Для зданий и сооружений, в конструкциях которых допускаются остаточные деформации, трещины, повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования $k_1 = 0,25$. В случае, когда допускается временная приостановка нормальной эксплуатации зданий при обеспечении безопасности людей $k_1 = 0,12$.

Коэффициент k_2 изменяется от 1,5 до 0,5, в зависимости от конструктивного решения здания. При проектировании зданий с одним или несколькими каркасными нижними этажами и вышележащими этажами с несущими стенами, диафрагмами или каркасом с заполнением, если заполнение в нижних этажах отсутствует или незначительно влияет на их жесткость, $k_2 = 1,5$. Для сельскохозяйственных зданий на сваях, колоннах, возводящихся на грунтах III категории, $k_2 = 0,5$.

Коэффициент β_i определяется для грунтов:

I категории	$\beta_i = 1/T_i \leq 3;$
II категории	$\beta_i = 1,1/T_i \leq 2,7;$
III категории	$\beta_i = 1,5/T_i \leq 2,$

где T_i – период собственных колебаний, связанный с частотой колебаний ψ_i

$$T_i = 2\pi / \psi_i. \quad (7.8)$$

Для всех случаев $\beta_i \geq 0,8$.

Коэффициент, учитывающий демпфирование k_{ψ} , принимается равным 1,5 для высоких сооружений небольших в плане размеров, а также каркасных зданий, стеновое заполнение которых не влияет на его деформативность при отношении высоты стоек h к поперечнику b в направлении действия расчетной сейсмической нагрузки, равному или более 25. Для остальных зданий и сооружений $k_{\psi} = 1$.

Коэффициенты η_{ik} вычисляются по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{i=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{i=1}^n Q_j \tilde{X}_i^2(x_j)}, \quad (7.9)$$

где $X_i(x_k), X_i(x_j)$ – смещения сооружения в точке k при колебаниях по расчетной схеме; Q_j – вес части сооружения, отнесенной к j -ой точке.

i -му телу и во всех точках j сосредоточенных масс

Внутренние усилия и напряжения в сечениях конструкции определяются методами строительной механики от нагрузок S_{ik} для каждой i -ой формы. Суммирование выполняется по n учитываемым формам

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}. \quad (7.10)$$

По СНиП 2.02.01-83 проектирование оснований должно вестись по несущей способности на особое сочетание нагрузок и воздействий. Глубина заложения фундаментов на грунтах I и II категории по сейсмическим свойствам принимается такой же, как и для несейсмических районов; на грунтах III категории рекомендуются мероприятия по улучшению грунтов. Для зданий повышенной этажности целесообразно построить подвал под всем зданием.

7.3 РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Требуется удовлетворение условий [41]:

$$N \leq \frac{\gamma_{c, eg}}{\gamma_n} N_{u, eg}, \quad (7.11)$$

где N – вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании; $\gamma_{c, eg}$ – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; и 0,6 для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам; γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,1 для сооружений I, II и III классов; $N_{u, eg}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмическом воздействии;

- при $e \leq e_u$,

$$N_{u,eg} = 0,5bl(p_0 + p_b); \quad (7.12)$$

- при $e > e_u$,

$$N_{u,eg} = \frac{bl p_b}{1+6e/b}; \quad (7.13)$$

$$e = M / N_I; \quad (7.14)$$

$$e_u = \frac{b(p_b - p_0)}{6(p_b + p_0)}; \quad (7.15)$$

где p_0 и p_b – минимальное и максимальное краевые давления под подошвой фундамента; N и M – вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момента, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

Ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента:

$$p_0 = \xi_g F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) \frac{c_1}{\operatorname{tg} \varphi_1}; \quad (7.16)$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eg} F_3); \quad (7.17)$$

где ξ_g , ξ_c и ξ_γ – коэффициенты, зависящие от соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента. При $1 \geq b/l \geq 0,2$ $\xi_g = 1 + 1,5 b/l$; $\xi_c = 1 + 0,3 b/l$; $\xi_\gamma = 1 - 0,25 b/l$. Если $b/l < 0,2$, фундамента рассчитывают как ленточный, т.е. $\xi_g = \xi_c = \xi_\gamma = 1$. При $b/l > 1$ $\xi_g = 2,5$; $\xi_c = 1,3$; $\xi_\gamma = 0,75$, но при этом необходимо произвести дополнительную проверку устойчивости основания в поперечном направлении. F_1, F_2, F_3 – коэффициенты, определяемые по рис. 7.1, в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_1 ; d – глубина заложения; b – ширина подошвы фундамента; k_{eg} – коэффициент, значение которого принимается 0,1 при сейсмичности 7 баллов, 0,2 – при 8 баллах и 0,4 – при 9 баллах.

При $e \leq b/3$ происходит отрыв подошвы от основания. Условная ширина фундамента $b_c = 1,5(b - 2e)$, максимальное краевое давление:

F_1, F_2, F_3

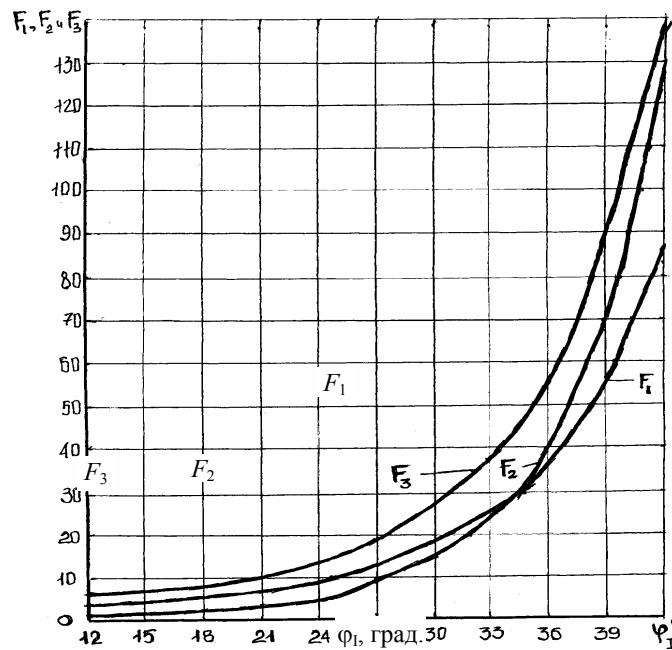


Рис. 7.1 Зависимости F_1, F_2, F_3 от угла внутреннего трения

p_{\max}

$$p_{\max} = \frac{2N_I}{3l(b/2 - e)} \leq p_b; \quad (7.18)$$

$$F_{u,eg} = 0,5b_c l p_b. \quad (7.19)$$

Горизонтальная составляющая нагрузки учитывается при проверках устойчивости фундаментов на сдвиг и опрокидывание. Проверка на сдвиг по подошве является обязательной при наличии длительно действующих горизонтальных нагрузок. В этом случае коэффициент надежности $\eta \geq 1,5$.

7.4 РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Опирающие концы свай на рыхлые водонасыщенные пески, глинистые грунты мягкопластичной, текучепластичной и текучей консистенции не допускается. Заглубление свай в грунт должно быть не менее четырех метров, за исключением случаев опирания на скальные грунты.

Свайные фундаменты рассчитывают по предельным состояниям первой группы на особое сочетание нагрузок [50, 51].

$$s_1 = s_p + s_{th} = 3,5 + 51 = 54,5 \text{ см} > s_{np}.$$

Использование основания по II принципу без специальных мероприятий невозможно, так как осадка слоя грунта оттаивающего в процессе эксплуатации превышает предельно допустимое значение.

Для свай-стоек несущая способность определяется так же, как и в условиях статике.

Несущая способность забивной призматической свай определяется с учетом сейсмических воздействий

$$\Phi_c = \gamma_c \left(\gamma_{eg} \gamma_R R A + u_p \sum_{h_p}^{d_p} \gamma_{egi} \gamma_f f_i l_{pi} \right), \quad (7.20)$$

где $\gamma_c = 1$, γ_R , γ_f – коэффициенты условий работы; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай; A – площадь опирания на грунт (поперечного сечения свай); u_p – наружный периметр; d_p – глубина погружения свай; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта с глубины h_p ; h_p – глубина до которой не учитывается сопротивление грунта по боковой поверхности свай; l_{pi} – толщина i -го слоя грунта; γ_{eg} , γ_{egi} – коэффициенты, учитывающие влияние сейсмических колебаний под нижним концом и по боковой поверхности свай в i -ом слое грунта определяются по табл. 7.4.

7.4 Значения коэффициентов γ_{eg} и γ_{egi} для забивных (над чертой) и набивных (под чертой) свай

Грунт	Коэффициент	Значения коэффициентов γ_{eg} и γ_{egi} при сейсмичности		
		7	8	9
Пески маловлажные, средней плотности и плотные	$\gamma_{eg}, \gamma_{egi}$	$\frac{0,95}{-}$	$\frac{0,85}{-}$	$\frac{0,75}{-}$
Глинистые грунты при консистенции:				
• твердой	γ_{eg}	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,85}{0,8}$
• полутвердой и тугопластичной	$\gamma_{eg}, \gamma_{egi}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,85}{0,65}$
• мягкопластичной	γ_{eg}	$\frac{0,85}{0,8}$	$\frac{0,86}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$
• текучепластичной	γ_{egi}	$\frac{0,75}{0,75}$	$\frac{0,7}{0,65}$	$\frac{0,6}{0,5}$

Для забивной свай

$$h_p = 4 / \alpha_d, \quad (7.21)$$

где α_d – коэффициент деформации, m^{-1} , определяется по результатам испытаний свай горизонтальной статической нагрузкой, при прорезании сваями однородных грунтов с поверхности до глубины не менее четырех метров графически, в зависимости от коэффициента пропорциональности k или по формуле:

$$\alpha_d = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{EI}}, \quad (7.22)$$

где k – коэффициент пропорциональности в зависимости от вида грунта; EI – жесткость поперечного сечения свай. Коэффициент пропорциональности k для крупных песков ($0,55 \leq e \leq 0,7$), глин и твердых суглинков ($I_L < 0$) – $k = 18\,000 \dots 30\,000 \text{ кН/м}^4$; песков мелких ($0,6 \leq e \leq 0,75$), средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$), глин и суглинков тугопластичных и полутвердых ($0 \leq I_L \leq 0,5$), песков пылеватых ($0,6 \leq e \leq 0,75$) – $k = 12\,000 \dots 18\,000 \text{ кН/м}^4$; супесей пластичных ($0 \leq I_L \leq 1$) глин и суглинков мягкопластичных ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$) – $k = 7000 \dots 12\,000 \text{ кН/м}^4$; глин и суглинков текучепластичных ($0,75 \leq I_L \leq 1$) – $k = 4000 \dots 7000 \text{ кН/м}^4$; песков гравелистых ($0,35 \leq e \leq 0,7$) и крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем – $k = 50\,000 \dots 100\,000 \text{ кН/м}^4$. Более высокие значения k соответствуют более низким значениям I_L и e ; b_p – условная ширина свай, м, принимаемая равной: для

свай с диаметром стволов 0,8 м и более $b_p = d + 1$, м, для остальных размеров $b_p = 1,5d + 0,5$ м, где d – наружный диаметр или сторона сваи.

Значения R в формуле (7.20) следует умножать на коэффициент условий работ γ_{eg3} , принимаемый $\gamma_{eg3} = 1$ при $\bar{l} \geq 3$ и $\gamma_{eg3} = 0,9$ при $\bar{l} < 3$, где \bar{l} – приведенная длина сваи,

$$\bar{l} = l\alpha_d, \quad (7.23)$$

l – геометрическая длина.

Определение расчетной глубины h_d при воздействии сейсмических нагрузок производят, принимая расчетный угол внутреннего трения φ_1 уменьшенным для расчетной сейсмичности 7 баллов – на 2° , 8 баллов – на 4° , 9 баллов – на 7° .

Максимальные значения усилий в сечении сваи на уровне подошвы ростверка для наиболее распространенной конструкции свайного фундамента, когда сваи защемлены в низкий ростверк и возможность поворота головы сваи исключена, можно найти по формулам:

$$M_{\max} = \frac{a_m F_h}{\alpha_d} \frac{1}{1 - a_l N_p (\alpha_d^2 EI)}; \quad (7.24)$$

$$Q_{\max} = \frac{F_h}{1 - a_l N_p (\alpha_d^2 EI)}, \quad (7.25)$$

где $a_m = 1,06$ и $a_l = 1,04$ при $d'_p = 2$ м, $a_m = 0,93$ и $a_l = 1,01$ при $d'_p = 4$ м; d'_p – приведенная глубина погружения сваи,

$$d'_p = \alpha_d d_p. \quad (7.26)$$

Проверку сечения железобетонной сваи по сопротивлению материала выполняют как для внецентренно-сжатого элемента.

Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, должен производиться по условию ограничения расчетного давления σ_z , оказываемого на грунт боковыми поверхностями сваи

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1), \quad (7.27)$$

где σ_z – для сваи с приведенной глубиной погружения $d'_p \geq 2$ и жестко защемленных в низкий ростверк,

$$\sigma_z = \frac{\alpha_p \alpha_d F_h}{b'_p} \left(\frac{1}{1 - a_l N / (\alpha^2 E_b I)} \right), \quad (7.28)$$

где $\eta_1 = 1$ кроме фундаментов распорных сооружений, для которых $\eta_1 = 0,7$.

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n} M_c + M_t}, \quad (7.29)$$

где M_c – момент от постоянных; M_t – временных расчетных нагрузок, $\bar{n} = 2,5$, кроме особо ответственных сооружений, для которых $\bar{n} = 4$ при $\bar{l} \leq 2,5$ и $\bar{n} = 2,5$ при $\bar{l} \geq 5$. Для фундаментов с однорядным расположением свай при внецентренно приложенных нагрузках $\bar{n} = 4$; z – глубина, на которой давление, передаваемое боковыми поверхностями сваи на грунт будет максимальным при низком ростверке,

$$z = 1,2 / \alpha_d; \quad (7.30)$$

ξ – коэффициент для забивных свай равен 0,6, для остальных $\xi = 0,3$; $\alpha_p = 0,73$ при $d'_p = 2$ м, $\alpha_p = 0,65$ при $d'_p \geq 4$ м.

7.5 ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ

Конструктивные схемы зданий, с точки зрения их реакции на сейсмические воздействия, разделяют на жесткие, гибкие, смешанного типа и массивные.

В зависимости от соотношения размеров в гибком сооружении могут проявляться деформации сдвига. Первая же форма колебаний по частоте и конфигурации соответствует изгибным деформациям, а не сдвиговым.

Жесткие сооружения имеют стены и диафрагмы в плоскости действия сейсмических нагрузок. Преобладающими являются деформации сдвига. В сооружениях смешанного типа при действии горизонтальных нагрузок несущими являются изгибаемые вертикальные элементы.

Анализ последствий землетрясений позволил разработать общие принципы проектирования сейсмостойких зданий [2, 10 – 12, 40, 46, 50, 57].

1 *Снижение сейсмической нагрузки.* В зданиях с жесткой конструктивной схемой снижение нагрузки достигают уменьшением веса конструкций; с гибкой схемой – наилучшим сочетанием динамической жесткости с характеристиками затухания колебаний.

2 *Равномерное распределение жесткостей и масс.* Стены располагают симметрично относительно продольной и поперечной оси здания. Само здание должно иметь простую форму. При сложной конфигурации его разделяют антисейсмическими швами на отсеки простой формы. Антисейсмические швы выполняют путем возведения парных стен и рам.

3 *Принципы монолитности и равнопрочности элементов.* Стыковые соединения располагают вне зоны максимальных усилий, возникающих при землетрясениях. В зданиях обеспечивают совместную работу стен и перекрытий, ригелей и колонн.

В бескаркасных зданиях пространственная работа стен и перекрытий обеспечивается жесткими и прочными связями. В каменных зданиях устраивают антисейсмические пояса, ограничивают расстояния между параллельными стенами (табл. 7.5).

Обеспечение условий, облегчающих развитие в элементах конструкций пластических деформаций. При возможной перегрузке зданий во время землетрясения конструкции не должны разрушаться хрупко, а иметь возможность пластической работы.

7.5 Предельные расстояния между стенами

Категория кладки	Расстояния, м, при расчетной сейсмичности, баллы		
	7	8	9
I	18	15	12
II	15	12	9

Повышение податливости приводит к повышенному поглощению энергии сейсмического воздействия и затуханию колебаний. Предельные размеры по длине и высоте приведены в [40, табл. 29].

Отметим основные требования к конструктивным решениям.

Каркасные здания. Предпочтение отдается зданиям с поперечным несущим каркасом. Во время землетрясения преимущественно разрушаются узлы каркаса. Особенно значительно повреждаются основания стоек и узлы соединений ригелей со стойками. Осуществляется строительство зданий как с железобетонным, так и металлическим каркасом. При расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение зданий с наружными каменными стенами и внутренними рамами. Высота таких зданий не должна превышать семи метров.

Каменные здания. Несущие стены должны возводиться из каменных панелей или блоков, изготавливаемых в заводских условиях с применением вибрации, либо из кладки на растворах с добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом.

Для строительства в сейсмических районах не допускается применять камни с крупными пустотами и тонкими стенками, кладки с засыпками.

Кладки подразделяются на две категории по сопротивляемости сейсмическим воздействиям. В основу положено значение временного сопротивления осевому растяжению по не перевязанным швам. Первая – $R_{bt} \geq 180$ кПа, вторая – $R_{bt} \geq 120$ кПа. При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается применение кладки при $R_{bt} \geq 60$ кПа. В этом случае высота здания ограничивается тремя этажами, ширина простенков принимается не менее 0,9 м, а проемов – не более 2 м.

Несущие стены здания в пределах отсеков выполняют из одного материала. При использовании разных материалов устраивают рабочий шов по высоте между этими материалами и антисейсмический пояс. Ширину простенков, проемов, отношение ширины простенка к ширине проема, выступы стен в плане, вынос карнизов ограничивают предельными значениями, зависящими от расчетной сейсмичности. Если проемы должны иметь ширину, превышающую предельную, то их окаймляют железобетонной рамой.

Горизонтальные швы кладки армируют сетками, что способствует развитию пластических деформаций. Армируют сопряжения каменных стен. Для этого применяют горизонтальные сетки с площадью сечения продольной арматуры не менее 1 см^2 и длиной 1,5 м. Сетки ставят через 70 см по высоте при расчетной сейсмичности 7–8 баллов и через 50 см при 9 баллах.

Несущую способность каменного здания повышают вертикальным армированием кладки, включением в нее вертикальных железобетонных элементов, арматура которых связывается с антисейсмическими поясами. Железобетонные обрамления связывают с кладкой арматурными сетками, запускаемыми в кладку на 70 см.

В уровне перекрытий и покрытий каменных зданий устраиваются антисейсмические пояса по всем продольным и поперечным стенам. Они увеличивают сопротивляемость разрушению стен в углах и сопряжениях, препятствуют выпадению больших участков стен, обеспечивают пространственную работу здания, сближают периоды колебаний отдельных конструкций с разной динамической жесткостью. Железобетонные пояса обычно выполняются шириной, равной толщине стен, высотой 25 ... 50 см. Сечение арматуры определяется расчетом, но принимается не менее $4\text{Ø}10\text{A-I}$ при расчетной сейсмичности 7–8 баллов и не менее $4\text{Ø}12\text{A-I}$ при сейсмичности 9 баллов. Антисейсмический пояс верхнего этажа связывают анкерами с кладкой.

Растягивающие усилия между элементами перекрытий воспринимаются специальными металлическими связями, сдвигающие усилия между плитами – сцеплением раствора или бетона, которыми заполняются пазы, и бетонными шпонками. Перемычки, как правило, устраиваются на всю толщину стены и заделываются в кладку на глубину не менее 350 мм. Лестничные площадки надежно анкеруют в кладке.

Специальные системы сейсмозащиты. В основании стен сохранившихся памятников архитектуры обнаружены мягкие прокладки (на уровне верха фундаментов) из камышитовых подушек, пластических глин и других местных материалов. Зодчие Средней Азии усиливали ослабленный стык сопряжения фундамента с цоколем. Толщина шва здесь достигала высоты кирпича. При строительстве мавзолеев в скалистом грунте котлованы заполняли рыхлой землей, песком и фундамент возводили по ним. При таком решении уменьшалась концентрация напряжений в фундаментах, а грунтовая подушка частично гасила высокочастотные колебания грунта при землетрясениях. Применялись и другие инженерные решения, направленные на снижение воздействий колеблющихся при землетрясениях фундаментах на подземные части зданий. Были предложены катковые опоры, фундаменты со сферическими концами.

В [40, 46] отмечены следующие направления в создании конструкций, увеличивающих сейсмозащиту зданий:

- конструкций с подвесными опорами;
- конструкций с катковыми опорами; в том числе, катковыми опорами с гидравлическим демпфером;
- конструкций с односторонними включающимися и выключающимися связями (система во время землетрясений односторонним изменением жесткости избегает попадания в резонанс на какой-либо динамической частоте сейсмического воздействия);
- конструкций с гасителем колебаний (например, гидравлические демпферы) между фундаментом и опорными частями зданий;
- конструкций с повышенными диссипативными свойствами в виде сейсмоизолирующего скользящего пояса в фундаменте;
- конструкций свайных фундаментов с высоким ростверком и повышенными диссипативными свойствами.

Конструктивные меры защиты эксплуатируемых зданий подразделяют на три группы:

- мероприятия по уменьшению перемещений и деформаций земной поверхности в пределах защищаемого здания;
- мероприятия по предотвращению повреждения конструкции;
- рекомендации по исправлению положения здания.

К *первой группе* относятся: разделение зданий на отсеки с устройством деформационных швов; устройство компенсационных траншей вокруг здания; изоляция грунтового основания под зданием от сдвигающегося массива с помощью скважин глубокого бурения. Деформационные швы должны разделять смежные отсеки зданий по высоте, включая кровлю и, как правило, фундаменты. Компенсационные траншеи применяют для защиты зданий от горизонтальных деформаций сжатия. Их устраивают на расстоянии 1 ... 3 м от здания под углом 20° к направлению действия горизонтальных деформаций земной поверхности. Траншеи отрываю на 20 см ниже подошвы фундаментов.

Ко *второй группе* относятся следующие: усиление фундаментов и стен железобетонными поясами; усиление опорных сечений балок и колонн, плит, панелей; увеличение площади опирания плит, балок, прогонов и ферм, узлов их сопряжения с опорными и пролетными конструкциями. Для уменьшения влияния горных выработок на колонны, столбы и стены рекомендуется устраивать гибкие связи – распорки между фундаментами в уровне их подошвы. Стены бескаркасных зданий усиливают с помощью железобетонных поясов, металлических тяжей, железобетонных и металлических шпонок. Междокожные простенки усиливают с помощью железобетонных и металлических обойм.

К *третьей группе* конструктивных мер относятся различные методы исправления положения зданий: подъем конструкций или частей зданий гидравлическими домкратами; опускание здания путем разработки слоя грунта под фундаментом; экранирование зданий с целью изоляции от разрушительного действия землетрясений за счет неодинакового распределения сейсмических волн в различных средах; предварительное натяжение арматуры в стыках наружных стен.

Изучение динамических характеристик зданий и сооружений. Колебания зданий создаются: вибротехникой, установленными на перекрытиях, приложением статических нагрузок к зданию в уровнях перекрытий и мгновенным их сбросом, динамическими нагрузками, передаваемыми зданию через грунт. Для изучения динамических характеристик широко используется метод электроимитирования.

Приведем некоторые данные о периодах собственных колебаний зданий (табл. 7.6). Период собственных колебаний здания зависит от: размеров в плане, высоты, площади и механических свойств стен, характеристик грунтов основания, несущей конструкции сооружения и др.

7.6 Опытные значения периодов собственных колебаний зданий и сооружений

Здание	Число этажей	Поперечные, T, с	Продольные, T, с
Жилое с несущими каменными стенами	3	0,15	0,16
	5	0,26	0,22
	6	0,38	–
	8	0,43	0,43
Жилое с несущими кирпичными стенами	3	0,22	0,21
	4	0,30	0,27
	5	0,32	–
Жилое крупнопанельное	4	0,16	0,15
	5	0,30	0,33
	6	0,36	–
	9	0,40	0,32
Жилое сборное каркасно-панельное	14	0,86	0,76
	16	1,20	0,76
Жилое с нижним каркасным и верхним крупнопанельным этажами	4	0,28	0,30
	10	0,64	0,44
	18	1,14	1,05
Административное каркасное с кирпичным заполнением:			
	• железобетонный каркас	12	0,69 ... 0,96
• стальной каркас	12	1,17	1,12
Административное каркасное	22	1,10	1,16

Периоды собственных колебаний зданий с жесткой конструктивной схемой приближенно оценивают по эмпирическим формулам:

$$T = \bar{a}n, T = 0,017H, T = 0,0905 - H\sqrt{B}, T = 0,3H/\sqrt{Bg}, \quad (7.31)$$

где \bar{n} – число этажей, \bar{a} – коэффициент, зависящий от конструкции здания и вида основания $\bar{a} = 0,04 \dots 0,09$; H – высота здания, м; B – ширина или длина здания; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Прогнозирование землетрясений. Для уменьшения риска тяжелых последствий от выброса взрыва и пожароопасных веществ, разрушения зданий и сооружений делается прогноз землетрясений. Предложен ряд гипотез прогноза. По одной из них устанавливается зависимость времени появления разрыва земной коры от значения предельной деформации грунта ε_0 [57]. Скорость накопления деформаций $\dot{\varepsilon} = d\varepsilon(t)/dt$. По исследованиям Рикитакэ (Япония) разность деформаций подчиняется гауссову распределению, а $\varepsilon_0 \approx 4,7 \cdot 10^{-5}$.

При использовании распределения Вейбула степень риска

$$\lambda(t) = Kt^m, \quad (7.32)$$

где $K > 0, m > -1$.

Вероятность разрыва в интервале t и $t + \Delta t$ равна $\lambda(t) \Delta t$. Кумулятивная вероятность разрыва $F(t) = 1 - R(t)$, где $R(t)$ – функция надежности:

$$R(t) = \exp \left[- \int_0^t \lambda(t) dt \right]. \quad (7.33)$$

Среднее время до разрыва

$$E[t] = \int_0^{\infty} t \phi(t) dt, \quad (7.34)$$

где $\phi(t) = -dR(t)/dt$ – функция плотности вероятности.

Пример расчета фундамента мелкого заложения в сейсмических районах

Задание. Рассчитать несущую способность основания столбчатого фундамента, подошва которого имеет размеры: $b = 3,6$ м, $l = 4,0$ м, глубина заложения $d = 2,9$ м. Состав и физико-механические характеристики грунтов представлены в табл. 7.7. Основание рассчитать по первому предельному состоянию на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмичности 7 баллов. На фундамент действует вертикальная нагрузка $N_1 = 1647,55$ кН, горизонтальная нагрузка $T = 99,46$ кН, момент $M = 1064,18$ кН·м.

7.7 Физико-механические характеристики грунтов

Вид грунта	γ , кН/м ³	c_1 , кПа	φ , град.	I_L	e	R , кПа	Мощность, м
Песок мелкий	16,5	13,3	22,6	–	1	200	3,4
Глина	16,85	11,4	22,6	0,4	0,99	235	2,5
Суглинок	17,48	12,5	18,2	0,45	0,93	350	9,0

Решение.

Эксцентриситет расчетной нагрузки: $e_a = \frac{M}{N_1} = \frac{1064,18}{1647,55} = 0,65$ м.

Условие $e_a = 0,65 \leq 1,2 \text{ м} = \frac{b}{3}$ выполняется, однако есть частичный отрыв подошвы, так как $e_a = 0,65 \geq 0,6 \text{ м} = \frac{3,6}{6} = \frac{b}{6}$, поэтому следует производить расчет для условной ширины фундамента:

$$b_c = 3(b/2 - e) = 3(3,6/2 - 0,65) = 3,46 \text{ м.}$$

По рис. 7.1 находим: $F_1 = 12,5$; $F_2 = 9,0$; $F_3 = 17,8$;

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5b_c}{l} = 1 + \frac{1,5 \cdot 3,46}{4} = 2,3 ;$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3b_c}{l} = 1 + \frac{0,3 \cdot 3,46}{4} = 1,26;$$

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25b_c}{l} = 1 - \frac{0,25 \cdot 3,46}{4} = 0,78.$$

Вычисляем ординаты эпюры предельного давления (см. рис. 7.2):

$$p_0 = \xi_{sq} F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \text{tg} \varphi_1 = 2,3 \cdot 12,5 \cdot 16,5 \cdot 2,9 + 1,26 (12,5 - 1) 13,3 / \text{tg} 22,6 =$$

$$= 1838,66 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_b = p_0 \xi_\gamma \gamma_1 b_c (F_2 - K_{eq} F_3) = 1838,66 + 0,78 \cdot 16,85 \cdot 3,46 (9 - 0,1 \cdot 17,8) =$$

$$= 2167,0 \text{ кН/м}^2.$$

где $K_{eq} = 0,1$ при сейсмичности 7 баллов.

Максимальное напряжение под краем подошвы фундамента

$$\sigma_{\max} = \frac{2N_1}{3l(b/2 - e_a)} = \frac{2 \cdot 1647,55}{3 \cdot 4 \cdot (3,6/2 - 0,65)} = 238,77 \text{ кН/м}^2 \leq p_b = 2167,0 \text{ кН/м}^2.$$

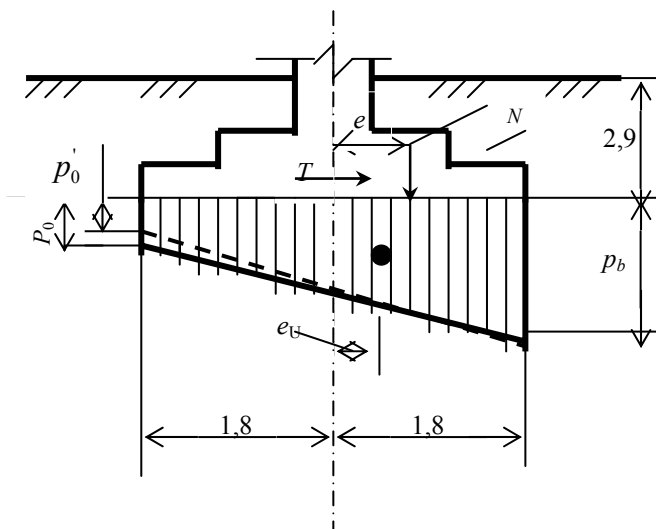


Рис 7.2 Эпюра крайних давлений под подошвой

Находим эксцентриситет эпюры предельного давления

$$e_u = \frac{b_c (p_b - p_0)}{6(p_b + p_0)} = \frac{3,46 (2167,0 - 1838,66)}{6(2167,0 + 1838,66)} = 0,047 \text{ м.}$$

При $e_u = 0,047 \text{ м} < e_a = 0,65 \text{ м}$ предельное сопротивление основания при частичном отрыве

$$N_{u,eq} = \frac{b_c l p_b}{2} = \frac{3,46 \cdot 4 \cdot 2167,0}{2} = 14995,64 \text{ кН.}$$

Для сейсмичности 7 баллов и грунтов III типа по сейсмическим свойствам принимаем

$$\gamma_{eq} = 0,6 \cdot 1,15 = 0,69 \quad \text{и} \quad \gamma_n = 1,15.$$

$$N_1 = 1647,55 \text{ кН} < 8997,4 \text{ кН} = \frac{0,69 \cdot 14995,6}{1,15} = \frac{N_{u,eq} \gamma_{c,eq}}{\gamma_n}.$$

Следовательно, устойчивость основания обеспечена, и увеличение размеров подошвы фундамента не требуется.

Пример расчета свайных фундаментов в сейсмических районах

З а д а н и е. Рассчитать на особое сочетание нагрузок свайный фундамент, при тех же грунтовых условиях, при расчетной сейсмичности района 7 баллов. Используются сваи длиной 9 м и сечением 30×30 см из бетона В25 с напрягаемой арматурой. Глубина заложения ростверка – 3,4 м от поверхности земли. Верхние концы свай жестко заделаны в ростверк, исключая возможность поворота голов свай. Вертикальная нагрузка $N = 1647,55 \text{ кН}$; горизонтальная $T = 99,46 \text{ кН}$; момент $M = 1064,18 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Решение.

1 Определяем коэффициент деформации

$$\alpha_d = \sqrt[5]{\frac{Kb'}{I}} = 0,92 \text{ м}^{-1}, \quad \sqrt[5]{\frac{12500 \cdot 0,95}{0,7 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4}}} = 0,92 \text{ м}^{-1},$$

где $E = 2,6 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$ – модуль упругости бетона;

$I = 0,3^4 / 12 = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$ – момент инерции сечения;

$b' = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95 \text{ м}$ – условная рабочая ширина свай; $K = 12\,500 \text{ кН/м}^4$ – коэффициент пропорциональности для тугопластичной глины и суглинка с $I_L = 0,4$ [72, табл. 1, прил. 1].

Длина верхнего участка свай, вдоль которого сопротивление грунта на боковой поверхности не учитывается:

$$\text{м. } h_p = \frac{4}{\alpha_d} = \frac{4}{0,92} = 4,35 \text{ м.}$$

Учитывать боковое сопротивление начнем с глубины 4,35 м от уровня планировки.

2 Определяем несущую способность свай на осевую сжимающую нагрузку с учетом сейсмических воздействий:

$$\Phi_{cp} = A_p \left(\gamma_c (\gamma_{eq1} \gamma_{eq3} \gamma_R R A_p + u_p \sum \gamma_{e2i} \gamma_f f_i l_{pi}) \right),$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы свай в грунте; $\gamma_R = 1,0$ – коэффициент условий работы грунта под нижним концом свай; $R = 2400 \text{ кН/м}^2$ – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай [72, табл. 1]; $A_p = 0,09 \text{ м}^2$ – площадь опирания свай на грунт; $u_p = 1,2 \text{ м}$ – наружный периметр поперечного сечения свай; $\gamma_{eq1} = 1$; $\gamma_{eq2} = 0,95$ (табл. 7.4); $\gamma_{eq3} = 1$; $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент условия работы грунта по боковой поверхности свай; $f = 3 \text{ кН/м}^2$ – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности свай (учитывается с глубины $h_p = 4,35 \text{ м}$ от дна котлована); $l_{pi} = 4,45 \text{ м}$ – толщина слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай.

Тогда

$$\Phi_{cp} = 1 \cdot (0,95 \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,2 + 3,3 \cdot 2 + 3,4 \cdot 0,453) = 2298,3$$

$$= 2298,3 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю,

$$N = \frac{N_I}{n} + \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \leq \frac{\gamma_f \Phi_{cp}}{\gamma_k},$$

где $N_I = 1647,55 \text{ кН}$ – вертикальная нагрузка; $n = 9$ – количество свай в кусте; $M_x = 1064,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – момент, относительно оси X; y – координаты центра сечения рассматриваемых свай (см. рис. 7.3.)

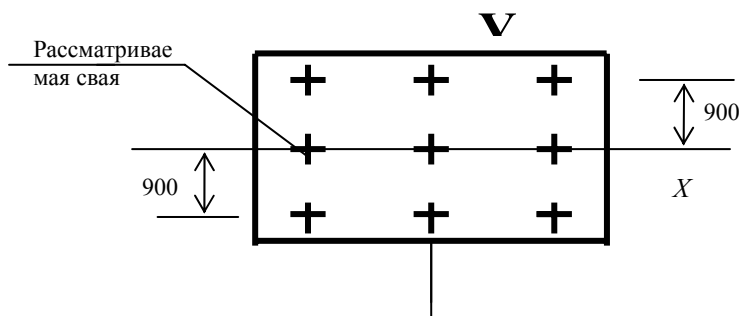


Рис. 7.3 Схема расположения свай в кусте

Тогда

$$N = \frac{1647,55}{9} \text{ кН} \leq 1641,6 \text{ кН} \frac{1064,55 \cdot 0,9}{\sum_{i=1}^9 y_i^2} = 380 \text{ кН} \leq 1641,6 \text{ кН} = \frac{1 \cdot 2298,3}{1,4},$$

что удовлетворяет результатам расчета.

3 Определяем усилия в свае на уровне подошвы ростверка:

$$Q_{\max} = \frac{F_h}{(1 - a_l N_p / (\alpha_d^2 EI))} = \frac{106,6 \text{ кН}}{(1 - 1,01 \cdot 164,55) / (0,92^2 \cdot 2,6 \cdot 10^7 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4})} = 106,6 \text{ кН}$$

$$M_{\max} = \frac{a_m F_h}{\alpha_d (1 - a_l N_p / (\alpha_d^2 EI))} = \frac{0,93 \cdot 106,6 \text{ кН}}{0,92 \cdot (1 - 1,01 \cdot 164,55) / (0,92^2 \cdot 2,6 \cdot 10^7 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4})} = 113,22 \text{ кНм}$$

= 113,22 кН·м,

так как $d'_p = \alpha_d \cdot d_p = 0,92 \cdot 8,8 = 8,09 > 4$, где d'_p – приведенная длина сваи, коэффициенты:

$$a_p = 0,65; a_m = 0,93; a_l = 1,01;$$

4 Проверка условия ограничения давления, передаваемого на грунт боковыми поверхностями сваи.
Максимальное значение давления

$$\sigma_{\max} = \frac{a_p \alpha_d F_h}{b' (1 - a_l N_p / (\alpha_d^2 EI))} = \frac{0,65 \cdot 0,92 \cdot 99,46}{0,95 (1 - 1,01 \cdot 164,55) / (0,92^2 \cdot 2,6 \cdot 10^7 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4})} = 55,72 \text{ кН/м}^2$$

Максимального значения давление достигает на глубине

$$z = \frac{1,2}{\alpha_d} = \frac{1,2}{0,92} = 1,3 \text{ м от низа ростверка.}$$

Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, должен проводиться по условию ограничения расчетного давления $\sigma_{z \max}$ передаваемого на грунт боковыми поверхностями свай:

$$\sigma_{z \max} \leq \frac{4(\gamma_1 z \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1)}{\cos \varphi_1} \eta_1 \eta_2,$$

где $\varphi_1 = 18,2^\circ - 2^\circ = 16,2^\circ$; $\xi = 0,6$; $\eta_1 = 1$; $\eta_2 = 0,9$ – коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке.

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_{z \max} &= 55,72 \text{ кН/м}^2 \geq 55,83 \text{ кН/м}^2 = \\ &= \frac{4(17,15 \cdot 1,3 \operatorname{tg} 16,2 + 0,6 \cdot 12,5)}{\cos 16,2} \cdot 1 \cdot 0,9 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Требования расчета удовлетворены.

8 ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

В ряде случаев железобетонные конструкции могут воспринимать динамические нагрузки, вызванные аварийными или производственными взрывами, порывами ветра, малоцикловыми перегрузками, технологическими импульсными нагрузками и т.д. Возникающие в конструкциях напряжения и деформации больше, чем при статическом их приложении. В то же время прочностные показатели бетона и арматуры оказываются выше, чем при статическом нагружении. Вследствие этого требуется всесторонняя оценка, как параметров нагрузки, так и механических свойств материалов.

Поведение конструкций зависит от скорости деформации $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$ и скорости нагружения $\dot{\sigma} = d\sigma/dt$. С увеличением $\dot{\epsilon}$ предел текучести стали σ_{yd} растет. Отмечено удлинение площадки текучести (при скоростях в 50 ... 100 раз превосходящих скорости при стандартных испытаниях).

Динамический предел текучести σ_{yd} чаще всего определяется умножением статического предела текучести σ_y на коэффициент динамического упрочнения:

$$\sigma_{yd} = k_d \sigma_y, \quad (8.1)$$

где $k_d = y_d / y_s$; y_d – динамические деформации; y_s – прогиб от статической нагрузки.

При $\sigma > \sigma_y$ наблюдается эффект запаздывания пластической деформации. Для определения прогибов элементов в любой стадии напряженно деформированного состояния необходимо находить усилия и жесткости элемента в различных сечениях. Если для I стадии жесткость изгибаемого элемента постоянна по его длине и эпюра прогибов $I/r = M_1/B_1$ плавная и повторяет эпюру моментов, то для II стадии в средней части блока, где происходит трещинообразование, жесткость ступенчато снижается, а эпюры прогибов ступенчато возрастают. В нормально армированных элементах прочность исчерпывается вследствие разрушения сжатой зоны после начала текучести растянутой арматуры. Интенсивность сил сцепления между арматурой и бетоном изменяется по длине балки и зависит от деформации арматуры в сечении с трещиной.

Изгибаемые железобетонные элементы, армированные сталью с площадкой текучести, рассчитывают с использованием билинейной или полигональной диаграмм текучести.

8.1 РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет оснований на действие динамических нагрузок производится при соблюдении условий [51]:

$$p \leq \gamma_{c0} \gamma_{c1} R, \quad (8.2)$$

$$a \leq a_u, \quad (8.3)$$

где p – среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок ($\gamma_f = 1$); γ_{c0} – коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий характер динамической нагрузки; γ_{c1} – коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок, определяется по табл. 8.1; R – расчетное сопротивление основания; a – наибольшая амплитуда колебаний верхней грани фундамента; a_u – предельно допустимая амплитуда по [71].

Вертикальная и горизонтальная составляющие равнодействующей реакции упругого основания и момента реактивных пар, действующих в плоскостях XOZ и XOY, определяются по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \psi_0 \\ \psi_0 \end{array} \right\}, \quad \left. \begin{array}{l} R_z = k_z z_0 + B_z z_0 \\ R_x = k_x x_0 + B_x x_0 \\ M_{xoz} = K_\varphi \varphi_0 + B_\varphi \varphi_0 \\ M_{xoy} = k_\psi \Psi_0 + B_\psi \Psi_0 \end{array} \right\} \quad (8.4)$$

где $k_z, k_x, k_\varphi, k_\psi$ – коэффициенты жесткости упругого основания; φ_0, ψ_0 – углы поворота фундамента в плоскостях XOZ и XOY; $B_z, B_x, B_\varphi, B_\psi$ – коэффициенты демпфирования основания; C_z, C_x – коэффициенты упругого равномерного сжатия и сдвига основания; A – площадь фундамента; C_φ, C_ψ – коэффициенты неравномерного сжатия и сдвига основания; I_φ – момент инерции площади относительно горизонтальной оси; I – то же относительно вертикальной оси. Допускается принимать $C_x = 0,7C_z$; $C_\varphi = 2C_z$; $C_\psi = C_z$.

Коэффициент упругого равномерного сжатия C_z определяют экспериментально, а при отсутствии экспериментальных данных для фундаментов с площадью подошвы до 200 м² по формуле

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{A_0 / A} \right), \quad (8.5)$$

где b_0 – коэффициент, м⁻¹, принимаемый для песков – 1, супесей и суглинков – 1,2; глин и крупнообломочных грунтов 1,5; A – площадь подошвы фундамента, м²; $A_0 = 10$ м².

8.1 Значения коэффициентов γ_{c0}, γ_{c1}

Машины	γ_{c0}	γ_{c1}
С вращающимися частями	0,8	0,7 / 1,0
С кривошипно-шатунным механизмом	1,0	0,6 / 1,0
Кузнечные	0,5	0,8 / 1,0
Формовочные	0,5	0,8 / 1,0
Дробилки	0,8	0,7 / 1,0
Прессы	1,0	1,0
Мельничные установки	0,8	0,7 / 1,0
Прокатное оборудование	1,0	1,0

Примечание: В числителе приведены значения γ_{c1} для мелких и пылеватых водонасыщенных песков и глинистых грунтов текучей консистенции, в знаменателе – ко всем остальным грунтам.

Коэффициент жесткости основания определяется:

- при вертикальных поступательных колебаниях фундамента

$$k_z = c_z A; \quad (8.6)$$

- при горизонтальных поступательных колебаниях фундамента

$$k_x = c_x A; \quad (8.7)$$

- при вращательных колебаниях относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента

$$k_{\varphi} = c_{\varphi} I_{\varphi}; \quad (8.8)$$

- при вращательных колебаниях относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента

$$k_{\psi} = c_{\psi} I_{\psi}. \quad (8.9)$$

Коэффициент относительного демпфирования

- для установившихся (гармоничных) колебаний

$$\xi_z = 2 / \sqrt{p}; \quad (8.10)$$

- для неустановившихся (импульсных) колебаний

$$\xi_z = 6\sqrt{E/(c_z p)}; \quad (8.11)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента от статических нагрузок.

Значения коэффициентов относительного демпфирования для горизонтальных ξ_x и вращательных ξ_{φ} и ξ_{ψ} колебаний принимаются:

$$\xi_x = 0,6\xi_z; \quad \xi_{\varphi} = 0,5\xi_z; \quad \xi_{\psi} = 0,3\xi_z. \quad (8.12)$$

Угловая частота вращения (колебания) машины (c^{-1}):

$$\omega = 2\pi f = 2\pi / T, \quad (8.13)$$

где T – период колебаний или вращения; f – частота вращения или колебания, Гц,

$$f = \lambda / 2\pi, \quad (8.14)$$

где λ – угловая частота свободных колебаний,

$$\lambda = \sqrt{k/m}, \quad (8.15)$$

где k – коэффициент жесткости.

Амплитуда вертикальных колебаний фундамента

$$A_z = \frac{(1 + \varepsilon) V \bar{m}_0}{(1 + 1,67\xi_z) \lambda_z m}, \quad (8.16)$$

где $\varepsilon = 0,5$ – коэффициент восстановления скорости удара.

8.2 РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ ДЕТЕРМИНИРОВАННОГО ПОДХОДА. ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

Наиболее напряженное сечение проходит четыре характерных стадии работы. При расчете в упругой стадии используют известные методы для определения динамических прогибов и внутренних усилий. За пределом текучести конструкцию рассматривают как механизм, состоящий из двух жестких звеньев, соединенных шарниром пластичности. Диаграмма деформирования – зависимость между углом раскрытия трещины в середине пролета ψ от изгибающего момента включает стадии: упругую, пластическую, снижения несущей способности и остаточной прочности. Критерием исчерпания несущей способности является предельный угол раскрытия трещины φ_u в условном шарнире пластичности.

Изгибаемые железобетонные элементы, армированные сталями классов А-I, А-II и А-III при $\xi \leq \xi_R^H$ под нагрузкой проходят три стадии: I – без трещин; II – упругая работа с трещинами в растянутом бетоне; III – работа в пластической стадии до хрупкого разрушения сжатой зоны (предельное состояние 1а). В динамических расчетах I стадией пренебрегают [49]. При $\xi \leq \xi_R^H$ рассматривают упругую и пластическую стадии работы сечения, а при $\xi > \xi_R^H$ – упругую и хрупкую;

$$\omega = \xi_R^H = \omega \left[1 + K_s \sigma_{sR} \left(1 - \frac{1}{1,1} \omega \right) / \sigma_{sc,u} \right]^{-1}, \quad (8.17)$$

где $\omega = \alpha - 0,08 R_b$; K_s, K_b , – коэффициенты упрочнения арматуры и бетона (при $\dot{\varepsilon} \approx 0,5c^{-1}$; $K_s = c^{-1}$; $K_b = 1,2$ $K_b = 0,85$; $\sigma_{sR} = R_s$; $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа – предельное напряжение в сжатой арматуре.

Используются динамические сопротивления бетона и арматуры и особое сочетание нагрузок.

- При расчете по первой группе предельных состояний:

$$R_{b,d} = \gamma_{b,v} \gamma_{b,13} R_b ; \quad (8.18)$$

$$R_{bt,d} = \gamma_{bt,v} \gamma_{b,13} R_{bn} ; \quad (8.19)$$

$$R_{s,d} = \gamma_{s,v} R_s ; \quad (8.20)$$

$$R_{sc,d} = \gamma_{sc,v} R_{sc} ; \quad (8.21)$$

$$R_{so,d} = \gamma_{s,v} R_{so} . \quad (8.22)$$

- При расчете по второй группе предельных состояний

$$R_{b,d} = \gamma_{b,v} \gamma_{b,13} R_{b,n} ; \quad R_{bt} = \gamma_{bt,v} R_{bt,n} ; \quad (8.23)$$

$$R_{s,d} = \gamma_{s,v} R_{s,n} ; \quad (8.24)$$

$$R_{sc,d} = \gamma_{sc,v} R_{sc,n} ; \quad (8.25)$$

$$R_{so,d} = \gamma_{s,v} R_{so,n} , \quad (8.26)$$

Здесь R_b и R_{bt} , R_{bn} и $R_{bt,n}$ – расчетная призменная прочность бетона и сопротивление бетона осевому растяжению, их нормативные значения; $\gamma_{b,v}$, $\gamma_{bt,v}$ – коэффициенты динамического упрочнения бетона при сжатии и растяжении; $\gamma_{b,13}$ – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при осевом сжатии вследствие нарушения структуры бетона в сечении, подверженном удару; R_s , R_{sc} , R_{so} – расчетные сопротивления растянутой, сжатой и поперечной арматуры при статических нагрузениях; $\gamma_{s,v}$, $\gamma_{sc,v}$ – коэффициенты динамического упрочнения; $R_{s,n}$, $R_{sc,n}$, $R_{so,n}$ – нормативные сопротивления растянутой, сжатой и поперечной арматуры при статических нагрузениях.

Расчет конструкций на особое сочетание нагрузок проводят по первой группе предельных состояний, при этом он ограничивает от (рис. 8.1): 1а – появления пластических деформаций; 1б – потери несущей способности; 1в – полного разрушения сжатых зон бетона.

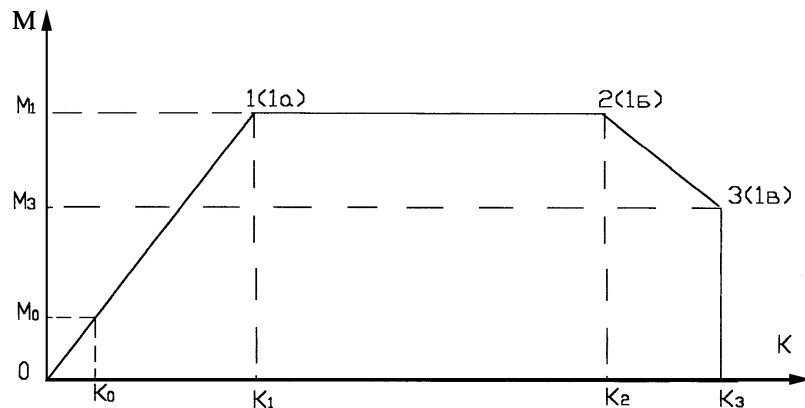


Рис. 8.1 Зависимость: изгибающий момент-кривизна железобетонных изгибаемых элементов (штриховая линия соответствует упрощенной диаграмме без учета работы бетона на растяжение)

Участок $0 < K < K_0$ соответствует работе сечений без трещин; $K_0 < K < K_1$ – упругой работе растянутой арматуры при наличии трещин в бетоне растянутой зоны; $K_1 < K < K_2$ – работе растянутой арматуры в пластической стадии деформирования без разрушения сжатого бетона; $K_2 < K < K_3$ – процессу прогрессирующего разрушения сжатой зоны бетона.

- Для предельного состояния 1а:

$$y_m / y_1 \leq 1, \quad (8.27)$$

- для предельного состояния 1б:

$$\left. \begin{array}{l} \psi_x = 0,035 + 0,003 / \xi, \quad (\xi \geq 0,018); \\ \psi_* = 0,2; \quad (\xi = 0,018), \end{array} \right\} \quad (8.28)$$

где y_m – динамический прогиб; y_1 – упругий прогиб; ψ_x – предельный угол раскрытия трещин в пластическом шарнире.

Для высоких балок ($h / l > 0,1$) проверяют прочность по наклонным сечениям на совместное действие изгибающего момента, поперечной и продольной силы. Расчет свободно-опертых балок при поперечном динамическом изгибе сводится к проверке прочности приопорного сечения на действие экстремальной поперечной динамической силы. Момент, продольная сила и продольные напряжения не учитываются.

Проверку прочности приопорного сечения выполняют по максимуму растягивающего напряжения в бетоне:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= 1,5Q_m / (bh_0) \leq R_{bt}, \\ Q_m &\langle Q_*, Q_1 \rangle \langle Q_*, Q_2 \rangle, \\ Q_* &= \alpha \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) h_0 / C, \\ \alpha &= bh_0 R_{bt}, \\ Q_1 &= \alpha \varphi_{b3} (1 + \varphi_n), Q_2 = 2,5\alpha, \end{aligned} \right\} \quad (8.29)$$

где C – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось балки; φ_{b3} – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,6; φ_{b4} – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1,5.

8.3 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ ВЕРОЯТНОСТНОГО ПОДХОДА

Необходимо удовлетворять условию $P \leq P_u$, где P – вероятность отказа конструкции; P_u – целесообразная проектная вероятность отказа;

$$P = P_1 P_2 P_3, \quad (8.30)$$

где P_1 – вероятность возникновения аварийной нагрузки; P_2 – вероятность поражения данной конструкции; P_3 – вероятность достижения заданного предельного состояния;

$$P_1 = 1 - \exp(-t_1 / t), \quad (8.31)$$

где t_1 – проектный срок службы сооружения; t – период повторяемости воздействия; величина P_2 зависит от конкретного конструктивного решения и вида воздействия; часто используют закон равномерной плотности:

$$P_2 = A_{str,i} / A_{str}, \quad (8.32)$$

где $A_{str,i}$ – площадь элемента или контактной зоны элемента, по которому наносится удар; A_{str} – общая площадь поверхности, по которой может быть нанесен удар.

Вероятность $P_3 = 1$ при выполнении хотя бы одного из условий наступления предельного состояния; $P_3 = 0$, если предельное состояние не наступило.

При расчете балок по первой группе предельных состояний на основе вероятностного расчета

$$P_3 = 1 - (1 - P^p)(1 - P^Q), \quad (8.33)$$

где P^p – вероятность превышения предельного угла раскрытия в пластическом шарнире; P^Q – то же предельной поперечной силы.

Расчет железобетонных изгибаемых элементов на основе дискретного подхода выполняется с учетом упругопластической работы

$$\begin{aligned} \varphi &\leq \varphi_u; \\ \varphi_u &= \varphi_{el} + \varphi_{pl} = \varphi_{el} + (\chi_u - \chi_{el}) I_{pl}, \end{aligned} \quad (8.34)$$

где φ_u – предельный угол раскрытия в пластическом шарнире; φ_{pl} – угол раскрытия пластического шарнира; χ_u – предельная кривизна при разрушении сжатой зоны.

Максимальная поперечная сила в критическом сечении элемента, определяемая из динамического расчета,

$$Q + Q_{st} \leq Q_{u,d}, \quad (8.35)$$

где Q_{st} – поперечная сила от статической нагрузки;

$$Q_{u,d} = 2\sqrt{0,75R_{bt,d}} bh_0^2 q_{sw} \quad (8.36)$$

– предельная поперечная сила, которую способно воспринимать сечение;

$$q_{sw} = R_{sw,d} A_{sw} / s, \quad (8.37)$$

где A_{sw} – площадь сечения одной ветви поперечных стержней; s – шаг поперечных стержней.

8.4 РАСЧЕТ ПО ВЫНОСЛИВОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Исходя из условий (Байрамуков С. Х. Бетон и железобетон. 1999. № 3)

$$\sigma_{b,max}(t_0) \leq \frac{1}{H_{\sigma_b}} \gamma_{b1} R_b; \quad (8.38)$$

$$\sigma_{s,\max}(t_0) \leq \frac{1}{H_{\sigma_s}} \gamma_{s3} \gamma_{s4} R_s, \quad (8.39)$$

где $\sigma_{b,\max}(t_0)$, $\sigma_{s,\max}(t_0)$ – начальные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре при первом цикле нагружения до максимальной нагрузки цикла; H_{σ_b} , H_{σ_s} – функции накопления напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре; γ_{b1} , γ_{s3} , γ_{s4} – коэффициенты условий работы бетона и арматуры (СНиП 2.03.01-84);

$$H_{\sigma_b} = 1 - \mu_s \Delta b K_{bp} H_\varepsilon; \quad (8.40)$$

$$H_{\sigma_s} = 1 - \mu_s \Delta s K_{bp} H_\varepsilon; \quad (8.41)$$

здесь

$$\Delta b = 2(1 - \xi) / 3\xi; \quad (8.42)$$

$$\Delta s = 2(1 - \xi) / [\xi^2 (1 + \lambda)]; \quad (8.43)$$

$$\xi = x / h_0; \quad (8.44)$$

$$\mu_s = (A_s + A_{sp}) / (bh_0); \quad (8.45)$$

$$\lambda = 1 - \nu; \quad (8.46)$$

ν – коэффициент, характеризующий упругопластические свойства бетона сжатой зоны при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла; K_{bp} – коэффициент виброползучести,

$$K_{bp} = 2 - M_{\min} / M_{\max}; \quad (8.47)$$

H_ε – функция накопления деформаций

$$H_\varepsilon = C(t, \tau) s_0 \left(\frac{\sigma}{R} \right) E_s, \quad (8.48)$$

$C(t, \tau)$ – мера ползучести бетона (СНиП 2.05.03-84); $s_0(\sigma/R)$ – функция напряжений.

В процессе динамических воздействий происходит изменение коэффициентов асимметрии цикла бетона $\rho_{bt} = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max}$ и арматуры $\rho_{st} = \sigma_{s,\min} / \sigma_{s,\max}$. Их значения не совпадают с коэффициентом асимметрии нагрузки $\rho_M = M_{\min} / M_{\max}$.

8.5 ВЛИЯНИЕ ПОВТОРНОСТИ ВОЗДЕЙСТВИЙ

К повторным воздействиям относятся изменения: величин F , σ , τ ; уровня \bar{F} , $\bar{\sigma}$, $\bar{\tau}$; направления δ и расположения x_i временной нагрузки; параметров полей влажности ω , A_{ω} , x_i грунтов и температур материала конструкций t , A_t , t . Важное значение имеют частота, скорости изменения во времени и в пространстве влияющих параметров.

Существуют предельные комбинации параметров, например, для основания ρ , \bar{F} , n_c , ρ_c , λ и др., при которых размах петель гистерезиса с ростом n_c практически не изменяется. С отклонением от этих граничных сочетаний петли могут сужаться и грунт основания доуплотняется или, наоборот, расширяться, а грунт разуплотняется, что ведет к потере устойчивости основания. Регулируя этими параметрами, можно значительно снизить напряжения.

Повторные воздействия на конструкции, здания и сооружения вызывают деструкцию материала, рост дефектов, снижение прочностных и деформационных характеристик, долговечности, ухудшение эксплуатационных качеств.

8.6 ВОЗДЕЙСТВИЕ ВЕТРА

Высотные и линейно протяженные сооружения имеют большие периоды собственных колебаний. Средние и пульсационные возмущающиеся силы в каждой точке сооружения вычисляются по формулам:

$$\bar{P}_j = \omega_0 c_j K(z_j) F_j; \quad (8.49)$$

$$P_{0j}(t) = 2\bar{P}_j V_j(t) / V_j, \quad (8.50)$$

где $\omega_0 = 0,5\rho V_0^2$ – нормативное значение ветрового давления на высоте $z = 10$ м; c_j – аэродинамический коэффициент; ρ – плотность воздуха; $K(z_j) = V_j^2 / V_0^2$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления с высотой; F_j – площадь проекции сооружения в уровне j на плоскость, нормальную к направлению ветра.

Динамические усилия или перемещения в сооружении от действия случайных сил $P_{0j}(t)$ представляют в виде разложения в ряд по формам собственных колебаний a_{ij} :

$$X_j(t) = \sum_{i=1}^N a_{ij} f_i(t). \quad (8.51)$$

Обобщенные сила и масса вычисляются по формулам:

$$Q_i = \sum_{k=1}^n P_{0k} a_{ik}; \quad (8.52)$$

$$\dot{M}_i = \sum_{k=1}^n m_k a_{ik}^2, \quad (8.53)$$

где m_k – масса сооружения, сосредоточенная в точке k .

Критическая скорость ветра

$$V_{i,cr} = d / T_i \text{ Sh} = 5 d / T_i, \quad (8.54)$$

где T_i – период собственных колебаний сооружения по i -й форме, с; Sh – число Струхала.

Расчетные усилия и перемещения сооружения при ветровом резонансе допускается определять по формуле

$$X(z) = \sqrt{[X_r z]^2 + [X_s z + X_p z]^2}, \quad (8.55)$$

где $X_s z$, $X_p z$ – перемещения, изгибающий момент или поперечная сила от статической и пульсационной составляющих ветровой нагрузки при скорости ветра $V_{i,cr}$.

Ответственны расчеты мостов, гарантирующие прочность, устойчивость и жесткость конструкций при ветровых воздействиях.

При этом необходимо знать: скоростной напор ветра; аэродинамические коэффициенты; форму и соответствующие частоты вертикальных, горизонтальных, крутильных колебаний; логарифмические декременты затухания колебаний.

При проверке аэродинамической устойчивости всякого или вантового моста необходимо учитывать явления аэродинамической неустойчивости, галопирования, изгибно-крутильного флаттера.

Ветровой резонанс возникает в виде установившихся колебаний поперек потока при определенных скоростях ветра, вследствие периодического срыва вихрей поочередно с противоположных кромок элемента, в случае близости частоты срыва вихрей к одной из первых собственных частот конструкций.

Галопирование – нарастающие вертикальные колебания балок жесткости при действии на плохо обтекаемую конструкцию вследствие переменности угла и соответственно, подъемной силы ветра.

Изгибно-крутильный флаттер – нарастающие во времени взаимосвязанные изгибные и крутильные колебания, возникающие при несовпадении центра изгиба сечения с центром приложения аэродинамических сил.

Пример расчета фундамента под машину с динамическими нагрузками

З а д а н и е: Рассчитать массивный фундамент под штамповочный молот. Масса падающей части $m_0 = 3$ т, масса молота $m_h = 30$ т; масса шабота $m_{an} = 80$ т; максимальная энергия удара $E_{sh} = 180$ кДж; размеры шабота 3×2 м; отметка подошвы шабота от уровня пола цеха 2 м; материал штампуемых изделий – сталь.

В инженерно-геологическом разрезе площадка представлена следующими грунтами:

- первый слой – суглинки мощностью 3,7 м ($\gamma = 17,1$ кН/м³, $E = 15$ МПа, $I_L = 0,40$, $\varphi = 17^\circ$, $R = 170$ кПа);
- второй слой – супеси мощностью 1,8 м ($\gamma = 17,1$ кН/м³, $E = 17$ МПа, $I_L = 0,30$, $\varphi = 26^\circ$, $R = 230$ кПа);
- третий слой – песок пылеватый ($\gamma = 16,4$ кН/м³, $\varphi = 26^\circ$, $E = 11$ МПа, $R = 240$ кПа), влажный.

Материал фундамента – бетон класса В15, по морозостойкости Мр₃50. Арматура – сталь круглая, горячекатаная классов А-I и А-II. Подшаботная прокладка из дубовых брусьев первого сорта по ГОСТ 2695-53*, толщиной 0,5 м.

Вариант 1 – фундамент мелкозаложения

Штамповочные молоты относятся к типу машин с импульсными нагрузками, поэтому необходимо обеспечить допустимый уровень вибраций путем рационального подбора площади подошвы и массы фундамента.

Исходя из анализа инженерно-геологических условий строительной площадки, основанием фундамента молота могут служить супеси.

Высота фундамента h_f при отметке низа шабота относительно пола цеха 2 м, толщине подшаботной прокладки $t_\omega = 0,5$ м и толщине подшаботной части фундамента 2,25 м (для молотов с массой падающих частей $2 \leq m_0 \leq 4$ т) должна быть не менее $h_f = 2 + 0,5 + 2,25 = 4,75$ м.

Размеры подошвы фундамента предварительно (исходя из конструктивных соображений) принимаются равными $10 \times 8,5$ м.

Окончательно размеры фундамента назначаются после проверки среднего статического давления на основание, амплитуд колебаний фундамента.

Скорость падающих частей молота в момент удара

$$v = \sqrt{\frac{2E_{Sh}}{m_0}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 180}{3}} = 10,95 \text{ т/с};$$

расчетное динамическое давление определяем по формуле

$$\sigma = 0,5 m_0 v \sqrt{\frac{E_\omega}{m_1 A_{an} t_\omega}},$$

где $E_\omega = 5 \cdot 10^5$ кПа – модуль упругости древесины из дуба: $m_1 = m_h + m_{an} = 30 + 80 = 110$ т, A_{an} – площадь молота, $A_{an} = 2 \cdot 3 = 3 \text{ м}^2$.

Тогда

$$\sigma = 0,5 \cdot 3 \cdot 10,95 \sqrt{\frac{500\,000}{110 \cdot 60,5}} = 639,34 \text{ кПа} < \sigma_{adm} = 3600 \text{ кПа}.$$

Принятая толщина подшаботной прокладки достаточна. Принимаем высоту фундамента 4,9 м.

Масса подшаботной прокладки: $m_\omega = 0,5 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 0,85 = 5,1$ т.

Масса фундамента

$$m_f = (8,5 \cdot 10 \cdot 4,9 - 4 \cdot 3 \cdot 2,575) 2,4 = 925,44 \text{ т},$$

где $V = 4 \cdot 3 \cdot 2,575$ – объем отверстия под фундамент.

Проверка условия (8.2):

$$p = \frac{(m_h + m_{an} + m_f + m_\omega)g}{A} = \frac{(30 + 80 + 925,44 + 5,1)9,8}{10 \cdot 8,5} = 119,96 \text{ кПа},$$

где $p \leq \gamma_{c0} \gamma_{c1} R = 0,5 \cdot 1 \cdot 230 = 115$ кПа, коэффициенты $\gamma_{c0} \gamma_{c1}$ принимаются по табл. 8.1.

Условие не выполнено, следовательно, необходимо увеличить площадь подошвы фундамента, уменьшить массу фундамента или принять свайный фундамент.

По периметру фундамента принимаем уступ высотой один метр. Тогда

$$m_f = 925,44 + (2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 10) \cdot 1 \cdot 2,4 = 1023,84 \text{ т};$$

$$p = \frac{(30 + 80 + 1023,84 + 5,1)9,8 + 2594,07}{12 \cdot 10,5} = 109,17 \text{ кПа},$$

где $m_g = (2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 10) 3,9 \cdot 17,1 = 2594,07$ т – масса грунта над уступом.

$$109,2 \text{ кПа} < 115 \text{ кПа}.$$

Условие выполнено.

Определяем амплитуду вертикальных колебаний фундамента под кузнечные молоты по формуле (8.15):

$$a_z = \frac{(1 + \varepsilon) v m_0}{(1 + 1,6 \cdot \xi_z) \lambda_z m},$$

где $\varepsilon = 0,5$ – коэффициент восстановления скорости удара при штамповке стальных изделий.

Вычисляем необходимые параметры. Коэффициент упругого неравномерного сжатия основания

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right),$$

где b_0 – коэффициент, принимаемый равным для супесей и суглинков – 1,2; $A_{10} = 10 \text{ м}^2$.

$$C_z = 1,2 \cdot 1,7 \cdot 10^4 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{12 \cdot 10,5}}\right) = 10766 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент жесткости основания определяем по формуле (8.6):

$$k_z = C_z A \quad k_z = C_z A = 10766 \cdot 12 \cdot 10,5 = 1356516 \text{ кН/м},$$

Коэффициент демпфирования естественных оснований для неустановившихся (импульсных) колебаний:

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z p}} = 6 \sqrt{\frac{0,7 \cdot 10^4}{10766 \cdot 109,2}} = 0,452,$$

при $m = 30 + 80 + 1033,84 + 5,1 + 2594,07/9,8 = 1403,64$ т.

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{k_z}{m}} = \sqrt{\frac{1356516}{1403,64}} = 48 \text{ с}^{-1}.$$

Подставляем найденные результаты в формулу

$$a_z = \frac{(1 + \varepsilon) \omega m_0}{(1 + 1,6 \xi_z) \lambda_z m} = \frac{(1 + 0,5) 10,95 \cdot 3}{(1 + 1,6 \cdot 0,452) 48 \cdot 1403,64} = 0,0004207 \text{ м.}$$

$a_z = 0,42 \text{ мм} < a_u = 1,2 \text{ мм}$, где a_u – предельно допустимая амплитуда [71].

Вариант 2 – свайный фундамент

При высоте стакана $h_{ст} = 90$ см, высота плитной части ростверка $h_{роств} = 45$ см (кратно 15). Высота ростверка и стакана $h = 90 + 45 = 135$ см. Назначаем глубину заложения ростверка $d = 1,35$ м (см. рис. 8.2).

Принимаем сваи железобетонные квадратного сечения со стороной 0,4 м, длиной $l = 12$ м. Несущая способность вищечей свай

$$F_d = \gamma_{c0} (\gamma_{cp,R} R A + u \sum \gamma_{cp,f} f_i h_i),$$

где $\gamma_{c0} = 0,5$ – коэффициент условий работы свай в грунте; $R = 1560$ кПа – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай [72, табл. 1]; $\gamma_{cp,R} = 0,75$, $\gamma_{cp,f} = 0,75$ (по [71, табл. 5]); $A = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16$ м² – площадь поперечного сечения свай; $u = 4 \cdot 0,4 = 1,6$ м – периметр свай; h_i – толщина слоя; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности (по [72, табл. 2]).

$$h_1 = 2,525; \quad f_1 = 23 \text{ кПа}; \quad I_L = 0,4;$$

$$h_2 = 4,6; \quad f_2 = 39,2 \text{ кПа}; \quad I_L = 0,3;$$

$$h_3 = 9,4; \quad f_3 = 33,7 \text{ кПа};$$

$$F_d = 0,5(0,75 \cdot 1560 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 0,75(2,35 \cdot 23 + 1,8 \cdot 39,2 + 7,8 \cdot 33,7)) = 326,08 \text{ кН.}$$

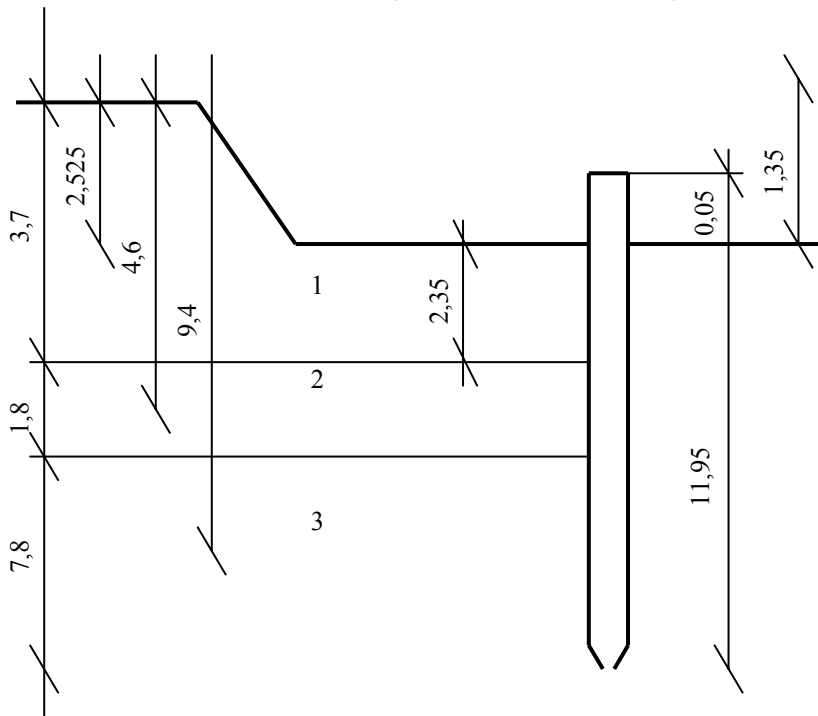


Рис. 8.2 К определению несущей способности свай

Определяем число свай

$$n = \frac{\gamma_k N_p}{F_d - \gamma_k d_1 a^2 \gamma_m} = \frac{1,4 \cdot 1151}{326,08 - 1,4 \cdot 1,2^2 \cdot 1,35 \cdot 20} = 5,93,$$

$N_p = 1151$ кН – расчетная нагрузка на фундамент, $a = 3d = 3 \cdot 0,4 = 1,2$ м – расстояние между осями свай. Принимаем $n = 6$ штук и конструируем ростверк.

Уточняем нагрузку, действующую на одну сваю с учетом веса раствора,

$$N = \frac{N_p + G_f + G_g}{n} = .$$

$$\text{кН} \frac{1151 + 224,532}{6} = 2\text{кН}, \quad 6 \text{ кН} \leq \frac{326,08}{1,4} = 232,9 \text{ кН} ,$$

где вес ростверка и грунта на уступах

$$G_f + G_g = 3,6 \cdot 2,1 \cdot 1,35 \cdot 20 \cdot 1,1 = 224,532 \text{ кН}.$$

Проверка давления по подошве условного фундамента.

Определяем размеры условного фундамента:

$$\varphi_{cp} = \frac{2,35 \cdot 17 + 1,8 \cdot 26 + 7,8 \cdot 26}{2,35 + 1,8 + 7,8} = 24,2^\circ ;$$

$$l_c = 2,4 + 0,4 + 2 \cdot 11,95 \text{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4} = 5,33 \text{ м};$$

$$b_c = 1,2 + 0,4 + 2 \cdot 11,95 \text{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4} = 4,13 \text{ м}.$$

Принимаем условный фундамент со следующими размерами:

$$l_c = 2,4 + 0,4 + 2 \cdot \frac{a}{2} = 4 \text{ м}, \quad b_c = 1,2 + 0,4 + 2 \cdot \frac{a}{2} = 2,8 \text{ м}.$$

Вес свай

$$G = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 6 = 288 \text{ кН}.$$

Вес грунта в пределах условного фундамента:

$$G_g = [2,35 \cdot 17,1 + 1,8 \cdot 17,1 + 7,8 \cdot 16,4] 4 \cdot 2,8 = 1491,67 \text{ кН},$$

$$p_{II} = \frac{1180 + 204,1 + 288 + 1491}{2,8 \cdot 4} = 266,3 \text{ кПа}.$$

Нормативный вес ростверка

$$G = \frac{224,5}{1,1} = 204,1 \text{ кН}.$$

Нормативная нагрузка

$$N = (m_h + m_{an})g = 1000 \text{ кН}.$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 2,8 \cdot 16,4 + 3,87 \cdot 13,3 \cdot 16,8 + 6,45 \cdot 2] = 855 \text{ кН/м}^2,$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1$; $\kappa = 1$; $M_q = 3,87$; $M_\gamma = 0,72$; $M_c = 6,45$; $\kappa_z = 1$; $\gamma_{II} = 16,4 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{II}' = 16,78 \text{ кН/м}^3$; $d_1 = 1,35 + 11,95 = 13,3 \text{ м}$; $c_{II} = 2 \text{ кПа}$;

$$p_{II} = 266,3 \text{ кПа} < R = 855 \text{ кПа}.$$

Для вертикальных колебаний свайных фундаментов вычисляем следующие параметры [71]:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0} ; \quad (8.56)$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}},$$

где

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} \text{tg}(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha \text{tg}(\bar{\beta} l)} ; \quad (8.57)$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m}u}{E_b A_p}}; \quad \alpha = \frac{c_z^*}{E_b}; \quad (8.58)$$

$$c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} c_{p,k} l_k}{l}; \quad \beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{k_l^*} c_{p,k} l_k}{c_0 l}, \quad (8.59)$$

где m_r – общая масса ростверка с установленной на нем машиной, т; $m_{i,p}$ – масса части i -ой сваи, заглубленной в грунт, т; $m_{i,0}$ – масса части i -ой сваи выше поверхности грунта, т; N – число свай; E_b – модуль упругости материала свай, кПа; l – глубина погружения свай в грунт, м; l_0 – расстояние от подошвы ростверка до поверхности грунта, м; A_p – площадь поперечного сечения сваи, м²; u – периметр поперечного сечения сваи, м; c_z^* – коэффициент упругого равномерного сжатия грунта на уровне нижних концов свай, кН/м³; k^* – коэффициент, принимаемый равным для свай: 2 – для сплошных железобетонных; 2,5 – для полых железобетонных; 3,5 – для деревянных; $c_{p,k}$ – удельное упругое сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в k -ом слое, принимаемое по [71, табл. 6 и 7]; c_0 – коэффициент, принимаемый 10 000 кН/м³; k_l и k_l^* – номер слоя грунта, отсчитываемый от поверхности грунта до глубины, равной соответственно l и $l^* = 0,2(1 + 4 \operatorname{tg}(10/l))l$; l_k – толщина k -го слоя грунта.

$$c_z^* = 1,2 \cdot 1,7 \cdot 10^4 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{13,6 \cdot 2,1}} \right) = 19,593 \cdot 10^4 = 195930 \text{ кН/м}^3;$$

$$\alpha = \frac{c_z^*}{E_b} = \frac{195930}{23 \cdot 10^3} = 8,5;$$

$$c_{p,m} = \frac{(3,6 \cdot 2,35 \cdot 10^4 + 4,2 \cdot 1,8 \cdot 10^4 + 1,7 \cdot 8 \cdot 10^4)}{11,95} = 1,99 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\beta_z^* = 2 \frac{(3,4 \cdot 2,35 + 3,9 \cdot 0,18)10^4}{10000 \cdot 11,95} = 1,14;$$

$$l^* = 0,2 (1 + 4 \operatorname{tg}(10/11,95)) 11,95 = 2,53 \text{ м};$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{1,99 \cdot 10^4 \cdot 1,6}{23 \cdot 10^6 \cdot 0,16}} = 0,09;$$

$$k_{z,red}^* = 6 \cdot 23 \cdot 10^6 \cdot 0,16 \cdot 0,09 \frac{0,09 \cdot \operatorname{tg}(0,09 \cdot 11,95) + 8,5}{0,09 + 8,5 \operatorname{tg}(0,09 \cdot 11,95)} = 67,69 \cdot 10^6 \text{ кН/м};$$

$$m_r = 115,1 + 22,4532 = 137,55 \text{ т};$$

$$m_{z,red} = 137,55 + 28,8 \cdot 1,14 = 171,6 \text{ т};$$

$$\xi_{z,red} = 6 \sqrt{\frac{E}{c_z^* p}} = 6 \sqrt{\frac{1,1 \cdot 10^4}{195530 \cdot 266,3}} = 0,08;$$

$$k_{z,red} = 67,69 \cdot 10^6 \text{ кН/м};$$

$$\lambda_{z,red} = \sqrt{\frac{k_{z,red}}{m_{z,red}}} = \sqrt{\frac{67,69 \cdot 10^6}{171,6}} = 628,1 \text{ с}^{-1};$$

$$a_z = \frac{(1 + \varepsilon) V m_0}{(1 + 1,6 \xi_{z,red}) \lambda_{z,red} m_{z,red}} = \frac{(1 + 0,5) 10,95 \cdot 3}{(1 + 1,6 \cdot 0,08) 628,1 \cdot 171,6} = 0,000374;$$

$a_z = 0,374 \text{ мм} < a_u = 1,2 \text{ мм} \Rightarrow$ размеры фундамента определены верно.

9 ПОДРАБАТЫВАЕМЫЕ ТЕРРИТОРИИ

9.1 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При разработке полезных ископаемых подземным способом в грунтовом массиве остаются полости, а на поверхности – чашеобразные впадины (мульды сдвижения). Размеры мульды зависят от размеров выработки, толщины пласта, глубины разработки, физико-механических свойств грунта [50, 79]. Деформации земной поверхности бывают в виде провалов, трещин, уступов с трещинами, плавных оседаний. Параметрами мульды оседания являются: вертикальная составляющая прогиба поверхности η ; горизонтальные сдвиги ξ ; относительные горизонтальные деформации, равные отношению разности горизонтальных сдвигов двух точек мульды к расстоянию между ними ξ_h ; наклоны, равные отношению разности оседания двух точек мульды к расстоянию между ними i ; радиус кривизны R ; кривизна мульды сдвижения k .

Подрабатываемые территории подразделяются на четыре группы (табл. 9.1).

Пригодными для строительства считаются участки вне зон возможного образования провалов, затопления атмосферными осадками и подземными водами, выходов тектонических нарушений, возможного образования оползней. Под действием смещений в конструкциях появляются трещины, перекосы, расстройств соединений. Показателем суммарной деформации является величина

$$\Delta l_{\Sigma} = \Delta l_{\varepsilon} + \Delta l_K (\varepsilon_h + H/R) z, \quad (9.1)$$

где Δl_{ε} и Δl_K – компоненты суммарных деформаций от воздействия относительных горизонтальных деформаций и искривления земной поверхности; z и H – длина и высота здания.

9.1 Классификация подрабатываемых территорий по

максимальной величине ожидаемых деформаций земной поверхности

Группа территорий	Относительная горизонтальная деформация сжатия, растяжения $\xi_h \cdot 10^{-3}$	Наклон $i, \cdot 10^{-3}$	Радиус кривизны $R, \text{ км}$
I	$12 \geq \xi_h > 9$	$20 \geq i > 10$	$1 \leq R < 3$
II	$8 \geq \xi_h > 5$	$10 \geq i > 7$	$3 \leq R < 7$
III	$5 \geq \xi_h > 3$	$7 \geq i > 5$	$7 \leq R < 12$
IV	$3 \geq \xi_h > 0$	$5 \geq i > 0$	$12 \leq R < 20$

При $\Delta l_{\varepsilon} = 120 \dots 160$ мм условия нормальной эксплуатации зданий не нарушаются; при $\Delta l_{\varepsilon} = 300 \dots 400$ мм происходит частичное, а иногда полное разрушение зданий.

Расчетные величины деформаций земной поверхности определяются умножением нормативных значений на коэффициенты перегрузки $\gamma_f > 1$ и условий работы $\gamma_c \leq 1$. Так, расчетные относительные горизонтальные деформации

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_h \gamma_f \gamma_c, \quad (9.2)$$

где ε_h – ожидаемая (нормативная) относительная горизонтальная деформация земной поверхности; γ_f – коэффициент перегрузки, принимаемый при неизвестном взаимном расположении объекта и горных выработок равным 1,2; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый при длине здания или отсека более 30 м равным 0,7; при длине 15 ... 30 м – 0,85, при длине менее 15 м – 0,8.

Нормативные величины перемещений фундаментов каркасных зданий со статически неопределимыми несущими рамами и отдельными фундаментами определяются по формулам:

$$\Delta h^H = \frac{x^2 - x_{n-1}^2}{2R}, \quad (9.3)$$

$$\Delta \varphi^H = \pm \frac{x_n}{R}, \quad (9.4)$$

$$\Delta l^H = \pm x_n \varepsilon_h, \quad (9.5)$$

где Δh – смещение фундамента по вертикали; $\Delta \varphi$ – угол поворота фундамента; Δl – смещение фундамента по горизонтали; x_n и x_{n-1} – расстояние от n -ой и $(n - 1)$ -й колонны до центральной оси отсека, блока пространственной устойчивости или центральной колонны; R и ε_h – прогнозируемые деформации земной поверхности на участке строительства.

9.2 КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

Основной конструктивной мерой защиты здания от влияния горных выработок является их разделение деформационными швами на самостоятельно работающие отсеки. В бескаркасных жилых зданиях устанавливают парные поперечные стены, в каркасных – парные рамы.

Эффективной мерой защиты бескаркасных зданий является устройство фундаментных, цокольных и поэтажных замкнутых железобетонных поясов. Фундаменты испытывают сложное напряженное состояние, складывающееся из изгиба, сдвига, кручения и растяжения – сжатия. Наиболее надежными являются монолитные и сборно-монолитные фундаменты (например, в виде перекрестных балочных систем) или плитные.

Здания или сооружения проектируют по жесткой, податливой или комбинированной конструктивным схемам. В основе первой схемы лежат условия обеспечения прочности и жесткости всех несущих элементов, включая фундамент, при воздействии

дополнительных усилий от сдвижения земной поверхности. При ленточных фундаментах устраиваются железобетонные пояса жесткости; при столбчатых фундаментах – связи-распорки между ними.

Проектирование при податливой схеме заключается в обеспечении податливости и гибкости подвально-фундаментной части, достаточной для возможности ее смещения вслед за перемещениями основания без появления в конструкциях значительных усилий. В конструкциях подвальной части применяют швы скольжения и наклоняющиеся фундаменты. Допускается использование ослабленных ограждающих конструкций, которые затем могут быть заменены. Швы скольжения обеспечивают смещение фундаментов относительно надфундаментной конструкции. Это позволяет снизить усилия в несущих конструкциях при движениях оснований. Такие швы выполняют из двух слоев рубероида с прослойкой. В качестве конструктивной меры защиты является разрезка зданий на замкнутые отсеки деформационными швами. В ряде случаев целесообразно применение фундаментов в виде сплошных железобетонных плит, перекрестных плит, балок-стенок.

Давление грунта на фундаменты может быть значительным. Его уменьшают путем: устройства временных компенсационных траншей по периметру здания, заполняемым малопрочным или рыхлым грунтом (глубина траншей на 15 ... 20 см ниже подошвы фундамента); назначения одинаковой и минимально возможной глубины заложения фундаментов в пределах отсека. Если прогнозируемые деформации превышают допустимые для здания, то предусматривают мероприятия по выравниванию фундаментов в процессе эксплуатации. Проемы для размещения домкратов располагают в углах здания и в местах пересечения стен, а также на их прямолинейных участках.

Каркасные здания на неравномерно деформируемых основаниях проектируют по предельным перемещениям конструкций. Расчет производится по комплексной схеме: основание-фундамент-верхнее строение. Используются следующие деформационные критерии: предельная сжимаемость бетона, предельная растяжимость стали, предельная кривизна нейтральной оси элемента. Предельными являются такие перемещения, при которых хотя бы в одном сечении реализуются деформационные критерии [53]. Учитывается нелинейность диаграмм работы материала и грунта, деформированная схема системы, переменные траектории нагружения и др.

Неравномерные деформации основания (просадка, набухание, карстовые провалы и др.) или влияние подземных горных выработок являются особыми нагрузками на здания. Особые сочетания нагрузок включают эксплуатационную и особую нагрузку от неравномерных деформаций основания.

Целью расчета является определение допустимых величин неравномерных деформаций для заданных конструктивных параметров (размеры и глубина заложения фундамента, сечение колонн и балок, площадь сечения арматуры, класс бетона и стали и др.) и эксплуатационных нагрузок. Наибольшую приспособляемость к неравномерным деформациям основания имеют здания с минимальной жесткостью. Следует учитывать и увеличение жесткости материалов при определенных траекториях переменного нагружения. Усиление жесткости конструкций за счет переменного характера нагружения может достигать 30 % ее уменьшения за счет физической нелинейности работы материалов.

10 АГРЕССИВНАЯ СРЕДА

Строительные конструкции зданий и сооружений часто подвергаются воздействию агрессивных сред [31]. При этом происходит преждевременное их разрушение, называемое коррозией. По мере развития техники изменяются виды и формы коррозии материалов. Растет общее загрязнение атмосферы над территориями всех государств. Значительная доля выбросов приходится на сернистый газ, окись углерода, окись азота. Коррозия наносит огромный ущерб хозяйству. Защита от коррозии является важнейшей государственной задачей.

Агрессивные среды классифицируют по физическому состоянию на твердые, жидкие и газообразные. Коррозионные процессы в твердой и газообразной средах протекают только в присутствии жидкой фазы. Состав промышленных агрессивных сред зависит от материалов, применяемых в технологическом процессе. Концентрированные технологические растворы не должны контактировать со строительными конструкциями. Наиболее опасны кислые среды. Промышленные жидкие агрессивные среды подразделяют на неорганические и органические.

В химической промышленности 40 % затрат приходится на обслуживание и ремонт, связанные с коррозией. Около 75 % стальных конструкций нуждаются в постоянной защите от коррозии. На некоторых объектах через несколько лет эксплуатации стоимость ремонтных работ превышает капитальные вложения. Ежегодные потери металла от коррозии превышают 1,5 млн. тонн. В промышленном строительстве не менее трети зданий и сооружений эксплуатируются в агрессивных средах. Наряду с кислотами, щелочами, газами, типа хлора и хлористого водорода, сернистого ангидрида, окислов азота значительная часть конструкций подвергается попеременному замораживанию и оттаиванию в водонасыщенном состоянии или при высокой влажности.

10.1 КОРРОЗИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СПОСОБЫ ЗАЩИТЫ

Коррозией называется процесс разрушения материалов в результате химического и физико-химического воздействия окружающей среды.

Карбонизация – это изменения в бетоне при действии на него углекислого газа CO_2 . Гидроокись кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ при поглощении углекислого газа превращается в карбонат кальция. Значение водородного показателя pH поровой воды в бетоне находится в пределах 10,5 ... 11,5. При карбонизации оно уменьшается до девяти и ниже. Вследствие этого возможна коррозия арматуры. Чем глубже карбонизация, тем больше опасность коррозии стали. Глубину карбонизации определяют, обрабатывая бетон фенолфталеином. Особенно подвержены карбонизации бетонные изделия низкого качества.

Химическая агрессия бетона и арматуры вызывается веществами, находящимися в грунте или в грунтовой воде; агрессивной жидкостью или веществами, хранящимися в сооружениях или транспортируемыми по нему; бактериологическими воздействиями.

В естественных глинистых грунтах возможно наличие сульфатов, в торфяных – органических кислот. В местах нахождения промышленных отходов грунт и грунтовые воды могут быть сильно агрессивными.

Различные металлы не должны соприкасаться друг с другом. При непосредственном контакте происходит электрохимическое взаимодействие. Один металл превращается в анод, другой – в катод. Анод корродирует.

Бетон на портландцементе образует вокруг арматуры высокощелочную среду с $\text{pH} = 10,5 \dots 11,5$. Вокруг стали создается защитный слой, замедляющий процесс коррозии. Скорость коррозии стальной арматуры в бетоне определяется тремя факторами: контактом между сталью и ионопроводящей водной фазой бетона, зависящей от влагосодержания и состава бетона; наличия анодных и катодных участков на металле, соприкасающемся с электролитом; присутствием кислорода, способствующего катодным реакциям [84].

В.И. Москвин выделил три основных вида коррозии бетона [31].

К первому отнесены все процессы коррозии, которые возникают в бетоне при действии жидких сред, способных растворять компоненты цементного камня. Особенно интенсивно эти процессы протекают при фильтрации воды через толщину бетона.

Ко второму виду коррозии относят процессы, при которых происходят химические взаимодействия между компонентами цементного камня и раствора. Образующиеся продукты или легко растворимы и выносятся из структуры фильтрационным потоком или отлагаются в виде аморфной массы. Такая коррозия возникает при действии на бетон растворов кислот и солей.

При третьем виде коррозии в порах бетона происходит накопление и кристаллизация малорастворимых продуктов реакции с увеличением объема твердой фазы. Значительные внутренние напряжения могут привести к повреждению структуры бетона. Такая коррозия возникает при действии сульфатов.

Возможны коррозии в результате внутренних процессов взаимодействия цементного камня и заполнителей, при действии адсорбционно-активных сред, обусловленные биологическими процессами, электрокоррозия и т.д. Имеют место следующие физико-химические процессы на контакте цементного камня и заполнителя: взаимодействие активного кремнезема заполнителей и щелочей цемента; взаимодействие доломита в заполнителях с растворами солей щелочных металлов; электрохимическая коррозия стали; коррозия растрескивания стали.

Капиллярно-пористая структура цементного камня определяет интенсивность коррозионных процессов. Выделены 15 основных типов капилляров разной формы. Проницаемость бетона и объем сквозных пор являются показателями коррозионной активности. При высоких градиентах давлений и при высушивании непроницающие поры могут быть фильтрующими или газопроницаемыми. Побудительной силой движения жидкостей или газов может быть разность температур по обе стороны конструкции и разность влажности в разных частях конструкции.

Коррозия первого типа связана с растворением гидроксида кальция – выщелачиванием извести. Установлена корреляционная зависимость между прочностью бетона R и степенью выщелачивания извести Q_{CaO} , %. Можно приближенно оценить срок службы конструкции τ . Пусть $q_{\text{изв}}$, г/см^3 – количество извести, которое может быть удалено из единицы объема бетона без потери им основных технических свойств; $v_{\text{об}}$, $\text{см}^3/(\text{см}^3 \cdot \text{с})$ – количество воды, фильтрующейся в единицу времени через единицу объема бетона; $C_{\text{изв}}$ – средняя концентрация извести в воде за время срока службы конструкции,

$$\tau = q_{\text{изв}} / (v_{\text{об}} C_{\text{изв}}). \quad (10.1)$$

Заданный допустимый процент выщелачивания извести k может быть принят равным 10. Тогда

$$q_{\text{изв}} = k \text{ ц } \alpha, \quad (10.2)$$

где ц – содержание цемента, г/см^3 , $\text{ц} \approx 0,3$; α – содержание CaO в цементе; $\text{CaO} \approx 0,65$;

$$q_{\text{изв}} = 0,1 \cdot 0,65 \cdot 0,3 = 0,0195 \text{ г/см}^3;$$

$$\tau = \frac{q_{\text{изв}}}{v_{\text{об}} C_{\text{изв}}} = \frac{0,0195}{v_{\text{об}} \cdot 0,0012} = \frac{16,2}{v_{\text{об}}}.$$

Приведем пример [31]. В 1900 г. было построена плотина в США. Во время ремонта в 1939г. обнаружено, что под наружным прочным слоем бетона толщиной 1,2 м бетон на глубину 1,5 м сильно разрушился.

Эффективность противокоррозийной защиты зависит от:

- 1) правильного определения коррозионной нагрузки;
- 2) оптимального выбора объемно-планировочного решения, обеспечивающего наименьшую коррозионную нагрузку;
- 3) правильного выбора конструкционного материала, формы элементов и вида соединений;
- 4) подхода к защите отдельных конструкций и элементов с точки зрения сроков их службы;
- 5) учета степени снижения несущей способности элементов в результате коррозионного износа;
- 6) выбора оптимальных систем защитных покрытий, способа их нанесения;
- 7) соблюдения требуемых условий нанесения и режима сушки защитных покрытий.

Коррозионную стойкость обеспечивают применением коррозионно-стойких материалов, добавок, снижением проницаемости бетона технологическими приемами, установлением требований к категориям трещиностойкости, ширине раскрытия трещин и толщине защитного слоя.

При недостаточной эффективности названных мер предусматривается защита поверхности лакокрасочными покрытиями, оклеечной изоляцией из листовых и пленочных материалов; облицовкой, футеровкой изделиями из керамики, стекла, природного камня; штукатурными покрытиями на основе цементных или полимерных вяжущих, жидкого стекла, битума; уплотняющей пропиткой химически стойкими материалами.

Бетонные и железобетонные конструкции изготавливают нормируемой проницаемости. Различают бетон нормальной проницаемости Н (марка бетона по водонепроницаемости W4, $\text{В/Ц} \leq 0,6$), пониженной проницаемости П (W6, $\text{В/Ц} \leq 0,6$) и бетон особо низкой проницаемости О (W8, $\text{В/Ц} \leq 0,45$) [23, 31, 52, 66, 80, 84].

Защитные мероприятия назначают в зависимости от степени агрессивного воздействия для газообразных и твердых сред, грунтов выше уровня грунтовых вод, жидких неорганических и органических сред. Выделены четыре степени агрессивного воздействия сред на конструкции: неагрессивная, слабоагрессивная, среднеагрессивная и сильноагрессивная.

Определены четыре группы агрессивных газов в зависимости от их вида и концентрации: *A*, *B*, *C* и *D*. В СНиП 2.03.11-85 оценивается влияние углекислого газа, аммиака, сернистого ангидрида, фтористого водорода, сероводорода, оксидов азота, хлора и хлористого водорода. Учитывается влажностный режим помещений: сухой, нормальный, влажный и мокрый.

Степень агрессивного воздействия твердых сред на конструкции определяется в зависимости от их растворимости и гигроскопичности: хорошо растворимые малогигроскопичные, хорошо растворимые гигроскопичные.

Показатель агрессивности жидкой среды для сооружений, расположенных в грунтах с $k_f > 0,1$ м/сут, принимают в зависимости от содержания: углекислот, магниевых солей, аммонийных солей, едких щелочей, водородного показателя, бикарбонатной щелочности. Для конструкций с агрессивными средами применяют следующие виды цементов: портландцемент, шлакопортландцемент, сульфатостойкие цементы, глиноземистый цемент, портландцемент с минеральными добавками.

Категорию требований к трещиностойкости, предельно допустимую ширину непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин принимают в зависимости от классов арматуры и степени агрессивного воздействия. Толщину защитного слоя бетона назначают в зависимости от группы арматурной стали, марки по водонепроницаемости бетона и степени агрессивного воздействия.

Мелкий и крупный заполнители проверяют на содержание потенциально реакционноспособных пород [23]. В ряде случаев (для конструкций с напрягаемой арматурой; с ненапрягаемой арматурой $B - I$ с $d_s \leq 5$ мм; эксплуатируемых в условиях влажного или мокрого режима; подвергающихся электрокоррозии) введение хлористых солей не допускается.

Арматурные стали по степени опасности коррозионного повреждения подразделяются на три группы [75]. К первой относятся стали классов $A - I$, $A - II$, $A - III$, $B - I$, $B_p - I$, $A - III_b$, $A - IV$, $A_t - IV_k$, $A_t - III$, $A_t - III_c$; к третьей – $A - V$, $A - VI$, $A_t - VI$, $B - II$, $B_p - II$, $K - 7$, $K - 19$ при $d_s \leq 3,5$ мм (для $B - II$, $B_p - II$, $K - 7$ и $K - 19$). Для зданий с агрессивными средами предварительно напряженные конструкции, изготавливаемые способом натяжения на затвердевший бетон, не применяются.

При проектировании защиты поверхностей конструкций предусматривают:

- лакокрасочные покрытия (аэрозоли) – при действии газообразных и твердых сред;
- лакокрасочные толстослойные (мастичные) покрытия – при действии жидких сред или при непосредственном контакте с твердой агрессивной средой;
- оклеечные покрытия – при действии жидких сред;
- пропитку химически стойкими материалами – при действии жидких сред;
- гидрофобизацию – при периодическом увлажнении водой или атмосферными осадками.

Поверхности забивных свай должны быть защищены механически прочными покрытиями и пропиткой. Марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже W_6 . Для подземных конструкций из монолитного бетона применяют первичную защиту специальными видами цементов, заполнителей, подбором составов бетонов, введением добавок.

Стальные закладные детали защищают лакокрасочными или металлическими покрытиями (цинковыми и алюминиевыми) в помещениях с влажным или мокрым режимом при неагрессивной и слабоагрессивной степени воздействия среды, комбинированным (лакокрасочными по металлизационному слою). В случае сильных агрессивных сред предусматривают химически стойкие стали.

Электрокоррозия конструкций имеет место при наличии блуждающих токов от установок постоянного тока, от действия переменного тока при использовании конструкций в качестве заземляющих устройств. Способы защиты от электрокоррозии подразделяют на следующие группы: I – ограничение токов утечки; II – пассивная защита (применение марки бетона по водонепроницаемости не ниже W_6 ; исключение применения бетонов с добавками, понижающими электросопротивление бетона; назначение толщины защитного слоя не менее 20 мм; ограничение толщины раскрытия трещин не более 0,1 мм для предварительно напряженных конструкций и не более 0,2 мм для обычных конструкций).

Морозосолевая коррозия возникает:

- 1) при удалении снега и наледи с конструкции при помощи химических реактивов;
- 2) на поверхности конструкций, находящихся в зоне переменного уровня высокоминерализованных вод;
- 3) при выпадении кислотных дождей и высокой загазованности атмосферы;
- 4) когда ограждающие железобетонные конструкции предприятий химической промышленности увлажняются водными растворами спиртов, глицерина, карбамида, аммиака и т.д.;
- 5) при изготовлении конструкций с применением противоморозных добавок без обогрева, интенсивном увлажнении весной, когда периоды кратковременного оттаивания сменяются замораживанием.

Удаление снега и наледи часто осуществляют с помощью поваренной соли, хлористого натрия, нитрата и нитрита натрия. Морозосолевую коррозию отличает четко выраженная слоистость. Внезапному проявлению интенсивной деструкции с полной потерей механической прочности слоя бетона предшествует скрытый период предразрушения, когда появляются мелкие трещины, не снижающие или мало снижающие прочность бетона при сжатии.

Разрушение бетона морозосолевой коррозией связано с образованием в бетоне периодической льдистости за счет формирования диффузионного слоя у фронта изменения агрегатного состояния. Вымораживание поровой жидкости между слоями льда вызывает гидростатическое давление и образование первичных трещин.

Высокоморозостойкие бетоны можно получить путем использования структурирующего (воздухововлекающего или газообразующего) действия модификаторов. За счет этого изменяется структура порового пространства цементного камня – образуется система мелких условно замкнутых пор сферической формы. Наиболее эффективным способом повышения морозостойкости является применение газообразующих кремнийорганических продуктов, особенно гидрофобно-газообразующего типа.

Защита железобетонных конструкций от действия агрессивных нефтяных сред. Нефтепродукты снижают прочность бетона и сцепление его с арматурой. Так, сопротивляемость пропитанного нефтепродуктами бетона воздействию динамических нагрузок с частотой колебаний 200 ... 800 циклов в минуту, примерно, в 10 раз меньше, чем непропитанного бетона.

К числу предприятий, в которых возможен контакт нефтепродуктов с конструкциями, относятся: нефтебазы, нефтеперегонные заводы, ТЭС, ТЭЦ, склады жидкого топлива, подстанции, цеха металлообработки машиностроительных и ремонтных заводов, гаражи, ангары, цеха по ремонту автоматики, тракторов, прокатные цеха и т.д. В качестве агрессивных

нефтепродуктов могут быть сырая нефть, сернистый мазут, дизельное топливо, керосин, бензин, масла минеральные чистые и отработанные, охлажденные эмульсии.

Определена степень агрессивного воздействия нефтепродуктов на конструкции из бетона разной плотности при разной интенсивности попадания (малой, средней и большой) [66, 75]. Наибольшей агрессивностью обладает сырая и сернистая нефть, минеральные отработанные масла.

В случае систематических проливов нефтепродуктов на конструкции следует применять особо плотный бетон. Для снижения проницаемости бетонов при действии нефтепродуктов рекомендуется применять пуццолановые или портландцементы с минеральными и пластифицирующими добавками. Составы бетонов, стойких к действию нефтепродуктов, приведены в [75].

Для защиты конструкций применяют лакокрасочные покрытия, стойкие в среде различных продуктов при разных температурных условиях: алкидные, эпоксидные, перхлорвиниловые, эфироцеллюлозные, поливинилацетатные, фуриловые, полусульфидные. Разработаны группы покрытий: бензостойкие (Б), маслостойкие (М), масло и бензостойкие (МБ). Защитные покрытия на резервуары наносятся со стороны напора. Толщина покрытия 200 ... 300 мкм.

Бетон, применяемый для изготовления конструкций, контактирующих с такими средами, должен иметь марку по водонепроницаемости не ниже В6. Для особо плотного бетона (марка В8) защитных мероприятий не требуется.

Ингибиторы коррозии – вещества, которые тормозят коррозию металла независимо от того, на протекание какой реакции они влияют. Различают (Ю. О. Эванс) ингибиторы катодные, анодные и смешанного действия. Европейская федерация коррозии подразделяет ингибиторы на поверхностно-активные (ПАИ), пленочные (ПИ) и мембранные (МИ). Первые преимущественно применяют в кислых и щелочных водных растворах, вторые действуют в разбавленных электролитах, третьи – в нейтральных и щелочных средах.

К неорганическим ингибиторам относят нитриты, хроматы, фосфаты, силикаты, ванадаты и др.; к органическим – желатин, декстрин, животный клей, крахмал и др.

Некоторые двухкомпонентные ингибиторы отличаются синергетическим действием, т.е. общий эффект двух веществ, превышает действие каждого компонента в отдельности.

Плиты дорожного ограждения, бортовые камни, водопропускные лотки, лестничные марши и т.д. подвергаются комплексному воздействию выхлопных газов, растворов размораживающих солей, знакопеременных температур, высыхания и увлажнения, абразивного износа и т.п. Для повышения морозостойкости применяют импрегирующие антикоррозионные составы (ИАКС), разработанные ВНИИ Железобетоном. Они представляют собой растворы парафинов со спецприсадками в керосине или дизтопливе. Наносятся распылением или обливом при температуре выше 15 °С.

10.2 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ СПОСОБЫ ЗАЩИТЫ

Около 75 % всех металлических конструкций эксплуатируется в агрессивных средах. Наряду с повышением объемов производства отмечается его интенсификация и усиление агрессивности технологических сред. В промышленно-развитых странах потери от коррозии достигают 4 % национального дохода. После 2 ... 10 лет эксплуатации в агрессивной среде стоимость капитальных ремонтов начинает превышать капитальные вложения. Актуальна задача определения оптимальных, экономически оправданных сроков службы и применения наиболее эффективных мероприятий для обеспечения этого срока службы. Основными показателями агрессивности среды являются: относительная влажность, температура, возможность образования конденсата, состав и концентрация газов и пыли, туманы агрессивных жидкостей.

Скорость коррозии конструкций изменяется в широких пределах: для предприятий черной металлургии 0,05 ... 1,6 мм/год; цветной металлургии 0,01 ... 1,4 мм/год; строительной индустрии до 0,37 мм/год. Степени агрессивного воздействия приведены [55, табл. 24 – 27]. Рассматриваются конструкции внутри отапливаемых или неотапливаемых зданий, под навесами, на открытом воздухе. Влажностный режим помещений подразделяют на: сухой, нормальный, мокрый или влажный. Масла (минеральные, растительные, животные) являются неагрессивными средами; нефть и нефтепродукты, растворители – слабоагрессивными; растворы органических сред – сильноагрессивными.

Предлагается дифференцированный подход к назначению материала и меры защиты от коррозионного и других видов износа разных групп конструкций. Комплекс мероприятий по обеспечению долговечности включает: снижение агрессивности среды; выбор рационального материала, конструктивной формы и типа соединений элементов; выбор защитных покрытий, способов и сроков их нанесения; предупреждение местных повреждений конструкций и их узлов; правильную эксплуатацию металлических конструкций; возможность определения несущей способности с учетом коррозионного износа.

Даны рекомендации по применению марок сталей в разных агрессивных средах. Для грунтовых вод характерна суммарная концентрация сульфатов и хлоридов. При проектировании защиты стальных конструкций для разных условий эксплуатации и материалов назначают группу лакокрасочных покрытий, число покрываемых слоев, общую толщину лакокрасочного покрытия, материал металлических защитных покрытий.

Для несущих конструкций, эксплуатируемых в слабоагрессивной среде применяют: горячее цинкование (60 ... 100 мкм), газотермическое напыление цинка (120 ... 180 мкм), окрашивание лакокрасочными материалами.

При среднеагрессивной среде назначают: горячее цинкование (60 ... 100 мкм), газотермическое напыление цинка или аммония (120 ... 300 мкм); изоляционные покрытие совместное с электрохимической защитой; электрохимическую защиту в жидких средах; облицовку химически стойкими неметаллическими материалами.

В случае сильноагрессивных сред используют термодиффузионное цинкование (100 мкм) с последующим окрашиванием; газотермическое напыление цинка или аммония (200 ... 250 мкм) с последующим окрашиванием; электрохимическую защиту (в жидких средах); облицовку химически стойкими материалами.

Коррозионные испытания металла включают определение: изменения массы образца; глубины проникновения коррозии; времени до появления первого коррозионного очага; площади, занятой коррозией; количества выделяющегося в процессе коррозии водорода или поглощенного кислорода; количества металла перешедшего в раствор; степени изменения механических свойств; изменения электрического сопротивления или отражательной способности поверхности металла; склонности к межкристаллитной коррозии или сплавов к коррозионному растрескиванию, к питтинговой коррозии [84].

Защита алюминиевых конструкций от коррозии. На поверхности конструкции образуется защитная окисная пленка, имеющая плотное строение и хорошее сцепление с металлом. Наличие в составе алюминиевых сплавов меди, железа, никеля и других металлов снижает плотность окислов пленки и уменьшает коррозионную способность. Добавки магния, титана, ванадия способствуют повышению коррозионной стойкости. Наличие царапин, надрезов на поверхности изделия нарушают пленку и способствуют развитию коррозии.

Толщина естественной окисной пленки составляет 0,01 ... 0,015 мк. Утолщение пленки достигается окислением, например, анодированием. С этой целью изделие погружают в водный раствор серной или хромовой кислоты и подсоединяют к источнику тока. При прохождении тока на поверхности изделия происходит анодное выделение кислорода, а на имеющейся окисной пленке образуется новая толщиной до 20 ... 25 мк.

Большую опасность представляет контактная коррозия. При контакте алюминия с медью, сталью, оловом, с раствором, бетоном возникает процесс электрохимической коррозии. Для предотвращения контактной коррозии рекомендуется:

- 1) крепежные детали из стали должны быть предварительно изолированы или оцинкованы;
- 2) бетон, раствор и кирпичную кладку изолируют от алюминия щелочнупорными материалами;
- 3) между деревянными деталями и алюминием необходимо проложить два-три слоя тиоколовой ленты;
- 4) алюминиевые детали надо окислять и покрывать лакокрасочными материалами;
- 5) в биметаллических конструкциях между элементами из алюминия и стали ставят изолирующие прокладки.

10.3 КОРРОЗИЯ КАМЕННЫХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Каменные конструкции. Применение силикатного кирпича в жидких агрессивных средах не допускается [75]. В случае периодического замачивания агрессивной средой и замораживания кладки, марку кирпича по морозостойкости следует принимать не ниже F50. Для кислой сильноагрессивной среды рекомендуется применять кислотостойкие растворы на основе жидкого стекла или полимерных связующих. Поверхность каменных конструкций защищают от коррозии лакокрасочными материалами.

Деревянные конструкции. Дереворазрушающие грибы вызывают биологическую коррозию древесины, химически агрессивные среды – химическую коррозию древесины. Степень агрессивного воздействия биологических агентов определяется в зависимости от условий эксплуатации (внутри помещений или на открытом воздухе), вида элементов, характера увлажнения (газообразная среда, периодическое увлажнение и промерзание), конденсационное увлажнение, атмосферные осадки, зона переменного уровня воды).

Целью расчета является определение допустимых величин неравномерных деформаций для заданных конструктивных параметров (размеры и глубина заложения фундамента, сечение колонн и балок, площадь сечения арматуры, класс бетона и стали и др.) и эксплуатационных нагрузок. Наибольшую приспособляемость к неравномерным деформациям основания имеют здания с минимальной жесткостью. Следует учитывать и увеличение жесткости материалов при определенных траекториях переменного нагружения. Усиление жесткости конструкций за счет переменного характера нагружения может достигать 30 % ее уменьшения за счет физической нелинейности работы материалов.

10.4 ТЕРРИТОРИИ СВАЛОК ПРОМЫШЛЕННЫХ И БЫТОВЫХ ОТХОДОВ

Необходимость хозяйственного использования территорий бывших свалок требует тщательного геолого-экологического изучения их состояния. Отходы производств содержат тяжелые металлы, токсичные и взрывоопасные продукты. Наиболее опасным агентом свалок является фильтрат, образующийся при взаимодействии бытовых отходов с инфильтрующимися атмосферными осадками.

Типовой химический состав фильтрата по результатам исследований ученых развитых стран следующий [17]:

железо	200 ... 1700 мг/л
цинк	1 ... 135 мг/л
свинец	5 ... 130 мг/л
азот	20 ... 500 мг/л
сера	25 ... 500 мг/л
хлор	100 ... 2400 мг/л
натрий	100 ... 3800 мг/л.

На территории свалок происходит накопление взрывоопасных и токсичных газов – метана, двуокиси углерода. Выход метана достигает 2,67 ... 7,44 м³ с одной тонны сухого вещества бытовых отходов в год. Для исследования свалок применяют геофизические, геохимические и буровые методы, газовую съемку приземной атмосферы, порового воздуха, снега и почв.

В настоящее время разрабатываются критерии оценки геохимических изменений геологической среды под влиянием полигонов промышленно-бытовых отходов. К числу показателей степени загрязнения относят: концентрацию основных компонентов, показатель технической нагрузки, градиент и модуль техногенного геохимического загрязнения и др.

От сжигания большого количества топлива промышленными предприятиями и загрязнения атмосферы газопылевыми выбросами и отходами образуются "очаги техносферы", воздушные "колпаки", "острова тепла" с повышенным содержанием оксида углерода и углекислого газа, газовых и аэрозольных отходов. Увеличивается облачность и количество осадков в связи с повышенной концентрацией "ядер конденсации". Возникает "парниковый эффект".

Солнечной радиацией называют электромагнитное и корпускулярное излучение Солнца. Электромагнитное, ультрафиолетовое и инфракрасное излучения образуют инсоляцию (облучение) земной поверхности.

Данные о температурном режиме приземной атмосферы используются [17, 87]: при климатическом районировании территории, в теплотехнических расчетах, при определении морозостойкости строительных материалов, в разработке мероприятий по производству работ в зимнее время.

10.5 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Железобетонные конструкции. В результате коррозии бетона происходит деградация защитного слоя и коррозия арматуры. Продукты коррозии вызывают образование трещин, ориентированных вдоль арматуры, и отслаивание защитного слоя бетона. При этом изменяются механические свойства материалов, характер сцепления арматуры с бетоном, снижается долговечность конструкций и в целом зданий и сооружений.

С целью совершенствования методов расчета предложены различные математические модели, описывающие деформирование и разрушение конструкций. Так, по предложению И. А. Овчинникова и его учеников в качестве модели проникания агрессивной среды принята схема "размытого" фронта в виде

$$C(x, t) = \begin{cases} 0, & x > L(t) \\ C_0 \left(1 - \alpha \frac{x}{L(t)} + \beta \frac{x^2}{L(t)^2} \right), & x \leq L(t), \end{cases} \quad (10.3)$$

где $C(x, t)$ – концентрация агрессивной среды по сечению; x – координата сечения; t – время; C_0 – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента; α , β – коэффициенты; $L(t)$ – закон продвижения границы размытого фронта вглубь конструктивного элемента;

$$L_j(t) = m_j t^{n_j}, \quad (10.4)$$

где m , n – эмпирические коэффициенты; $j = 1$ – для растянутой зоны сечения, $j = 2$ – для сжатой.

Совокупность процессов химического воздействия агрессивной среды, например, сульфатов с бетоном, интегрально описывается уравнением химического взаимодействия, составленным относительно параметра μ ,

$$\frac{d\mu}{dt} = gC(1 - \mu), \quad (10.5)$$

где g – коэффициент пропорциональности.

Модель деформирования бетона, как линейно-деформируемого материала без агрессивных компонентов

$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, & \sigma < 0; \end{cases} \quad (10.6)$$

для материалов с сульфатами

$$\sigma = \begin{cases} A_p(\mu) \varepsilon - B_p(\mu) \varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c(\mu) \varepsilon - B_c(\mu) \varepsilon^3, & \sigma < 0, \end{cases} \quad (10.7)$$

где A_p , A_c , B_p , B_c , $A_p(\mu)$, $A_c(\mu)$, $B_p(\mu)$, $B_c(\mu)$ – коэффициенты, определяемые из условия наилучшей аппроксимации экспериментальных данных.

В качестве модели деформирования ненапрягаемой арматуры принимается зависимость

$$\sigma = A_s \varepsilon - B_s \varepsilon^3, \quad (10.8)$$

где A_s , B_s – экспериментально определяемые коэффициенты.

Модель коррозионного поражения арматуры принимается в виде равномерного по периметру износа

$$\delta(t) = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}; \\ \alpha(t - t_{inc})^\beta, & t > t_{inc}, \end{cases} \quad (10.9)$$

где δ – толщина прокорродированного металла; t – время; t_{inc} – время достижения концентрацией сульфат-ионов в зоне расположения арматуры критического значения; α , β – коэффициенты модели.

Считается, что коррозия арматуры начинается после достижения критической концентрации среды и проходит в соответствии с законом

$$\frac{d\delta}{dt} = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}; \\ V_0 + m \sigma_u, & t > t_{inc}, \end{cases} \quad (10.11)$$

где V_0 – скорость коррозии ненапряженного металла; m – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния на скорость коррозии; σ_u – интенсивность напряжений.

Стальные конструкции. Сложной задачей является вычисление геометрических и жесткостных характеристик прокатных профилей при коррозионном износе. Во времени изменяются: положение центра тяжести, направления центральных осей, площадь поперечного сечения, статические, осевые и центробежные моменты инерции. Часто вводится понятие о равномерном износе.

Площадь поперечного сечения $A_{\delta(t)}$ в произвольный момент времени t равна (Г. В. Воронкова)

$$A_{\delta(t)} = A_0 - L_{\delta(t)} \delta, \quad (10.12)$$

где A_0 – начальная площадь поперечного сечения; $L_{\delta(t)}$ – периметр поперечного сечения в момент времени t ; δ – глубина коррозионного повреждения.

Если площадь профиля рассматривать как сумму прямоугольных сечений, то

$$A_{\delta(t)} = k \delta_t^2 - L_0 \delta(t) + A_0, \quad (10.13)$$

где k – скалярный коэффициент, зависящий от типа профиля.

Нормальные напряжения могут возрастать во времени. Действительно

$$\sigma_{\delta(t)} = F / A_{\delta(t)} \quad (10.14)$$

или

$$\sigma_{\delta(t)} = \sigma_0 / \nu_{\delta(t)}, \quad (10.15)$$

где $\nu_{\delta(t)} = A_{\delta(t)} / A_0$.

Условия безотказной работы имеют вид

$$\sigma_t \leq R_T; \quad (10.16)$$

или

$$\sigma_0 / \nu_t \leq R_T. \quad (10.17)$$

11 ПОВЫШЕННЫЕ И ВЫСОКИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ

11.1 Оценка огнестойкости и теплозащитных свойств конструкций

ПОЖАР ЧАСТО ЯВЛЯЕТСЯ ПРИЧИНОЙ ПОВРЕЖДЕНИЙ И РАЗРУШЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ПРИ ИНТЕНСИВНОМ НАГРЕВЕ ПРОИСХОДИТ УМЕНЬШЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ И ТЕПЛОВОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ.

Основной характеристикой является предел огнестойкости (табл. 11.1) – время $t = \tau$ от начала теплового воздействия $t = 0$ до возникновения одного из предельных состояний по огнестойкости (по образованию сквозных трещин или отверстий; по потере теплоизоляции – повышению температуры на необогреваемой поверхности, в среднем, более, чем на 160 °С; по потере несущей способности конструкций). Предел огнестойкости определяют экспериментально при стандартном огневом воздействии.

Температура T °С после пожара определяется по формуле [43]:

$$T(t) = A + B \lg(Ct + 1). \quad (11.1)$$

Для стандартного пожара $A = T_0$; $B = 345$, $C = 8$, t – в минутах. Материалы относят к несгораемым, трудносгораемым и сгораемым. Исходными данными для проектирования являются возгораемость, предел огнестойкости (табл. 11.1), предел распространения огня (табл. 11.2), степень огнестойкости.

11.1 Требования к пределу огнестойкости конструкций, ч, по степеням

Конструкции	1	2	3	4
Несущие стены, колонны	2,5	2	2	0,5
Лестничные площадки	1	1	1	0,25
Наружные стены из навесных панелей	0,5	0,25	0,25	0,25
Внутренние несущие стены	1	0,75	0,75	0,75
Несущие конструкции перекрытий	1	0,75	0,75	0,75

11.2 Требования к пределу распространения огня, см, по степеням огнестойкости конструкций

Конструкции	1	2	3	4
Несущие стены, колонны	Не допускается			40
Лестничные площадки	Не допускается			25
Наружные стены из навесных панелей	Не допускается			40
Внутренние несущие стены	Не доп.	40	40	40
Несущие конструкции перекрытий	Не допускается		25	25
Несущие конструкции покрытий	Не доп.		Не нормируется	

Зависимость прочностных характеристик материалов от температуры T определяют экспериментально. Критической температурой T^* называется температура прогрева, при которой происходит разрушение напряжений конструкции.

Прочность материала R_n при нагреве до температуры T снижается до значения $R(T)$

$$R(T) = R_n \gamma(T), \quad (11.2)$$

где $\gamma(T)$ – коэффициент снижения начального сопротивления материала R_n .

Разрушение нагруженной железобетонной конструкции обычно связано с потерей прочности арматуры при достижении критической температуры T^* .

11.2 ВОЗДЕЙСТВИЕ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР НА БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В ряде случаев они работают в условиях систематического воздействия повышенных (50...200) и высоких (> 200 °С) технологических температур [22, 24, 43]. К ним предъявляются дополнительные требования.

В первом случае применяют, как правило, обычный бетон, во втором – высокопрочный. Различают постоянный нагрев, при котором в процессе эксплуатации конструкция подвергается нагреву с колебанием температуры до 30 % расчетной величины и циклический, когда конструкция периодически подвергается повторяющемуся нагреву с колебанием температуры более 30 % расчетной величины при частоте циклов от 3 ч до 15 дней.

При действии высоких температур свободная вода в бетоне испаряется с поверхности слоев и образуются усадочные трещины. Потеря химически связанной воды из гидросиликата кальция наблюдается при $t > 100$ °С. Прочность бетона снижается в соответствии с количеством потерянной воды [43]. При $t > 400$ °С силикат кальция разлагается с образованием негашеной извести и окиси кремния.

В глиноземистом цементе при $t > 100$ °С происходит потеря химически связанной воды из гидроалюмината кальция, а при $t > 400$ °С начинается разложение цемента с образованием алюмината кальция и окиси алюминия, более устойчивых, чем окись кальция, образующаяся при разложении портландцемента. Этим объясняются огнеупорные свойства глиноземистого цемента, применяемого для производства огнеупорного бетона.

Заполнители из изверженных пород (гранита, базальта и т.п.) достаточно устойчивы при $t < 1000$ °С. Кремнистые заполнители при критических температурах (250 и 575 °С) резко увеличивают свой объем, что может вызвать разрушение бетона. Искусственные легкие заполнители (вспученные глины, спекшаяся зола, доменный шлак и т.п.) изготавливаются при $t > 1000$ °С, поэтому они устойчивы при температурах ниже этого уровня.

Конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по первой и второй группам предельных состояний на стадиях изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации. При этом необходимо учитывать изменения физико-механических и упругопластических свойств бетона и арматуры в зависимости от температуры. Расчет должен производиться на всевозможные неблагоприятные сочетания нагрузок: собственного веса, внешней нагрузки и воздействия температуры с учетом длительности их действия.

Расчет статически определимых конструкций по предельным состояниям первой и второй группы (за исключением расчета по образованию трещин) производят только на длительный нагрев (воздействия расчетной температуры в период эксплуатации). При расчете по образованию трещин делают проверки на кратковременный (первый разогрев конструкций до расчетной температуры) и длительный нагрев.

Статически неопределимые конструкции и их элементы рассчитывают по первой и второй группам предельных состояний на кратковременный нагрев, когда возникают наибольшие усилия от воздействия температуры; на длительный нагрев, когда происходит значительное снижение прочности и жесткости. При расчете на особое сочетание нагрузок температурные усилия не учитываются.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ В СЕЧЕНИЯХ КОНСТРУКЦИЙ ОПРЕДЕЛЯЮТ ИЗ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ДЛЯ УСТАНОВИВШЕГОСЯ РЕЖИМА ТЕПЛООВОГО ПОТОКА. ПОЛОЖЕНИЕ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ, СЖАТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА, СТАТИЧЕСКИЙ МОМЕНТ И МОМЕНТ ИНЕРЦИИ ОПРЕДЕЛЯЮТ, ПРИВОДЯ ВСЕ СЕЧЕНИЕ К НЕ НАГРЕТОМУ, БОЛЕЕ ПРОЧНОМУ БЕТОНУ. ПРИНИМАЮТ ПРЯМОЛИНЕЙНОЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ПО ВЫСОТЕ СЕЧЕНИЯ. РАССМАТРИВАЕМЫЙ ЭЛЕМЕНТ РАЗБИВАЮТ ПО ВЫСОТЕ НЕ МЕНЬШЕ ЧЕМ НА ЧЕТЫРЕ ЧАСТИ. НАИБОЛЬШЕЕ РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ ТЕМПЕРАТУРНО-УСАДОЧНЫМИ ШВАМИ НАЗНАЧАЮТСЯ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВИДА КОНСТРУКЦИЙ, РАСПОЛОЖЕНИЯ (ВНУТРИ ИЛИ НА ОТКРЫТОМ ВОЗДУХЕ), РЕЖИМА ЭКСПЛУАТАЦИИ (ВНУТРИ ОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ ИЛИ НА ОТКРЫТОМ ВОЗДУХЕ), РАСЧЕТНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ МАТЕРИАЛА КОНСТРУКЦИИ И ГРУНТА (НАИБОЛЕЕ ХОЛОДНОЙ ПЯТИДНЕВКИ), РАССТОЯНИЯ ОТ ВЕРХА ФУНДАМЕНТА ДО НИЗА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ. ТЕМПЕРАТУРА НАГРЕВА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРЫ НЕ ДОЛЖНА ПРЕВЫШАТЬ ПРЕДЕЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПО [59].

По данным экспериментальных исследований при нагреве бетона с 20° до 100° С его прочность снижается на 5...10 %; при увеличении температуры от 100° до 300 °С – повышается на 5 %; с 300° до 400 °С – понижается на 15 %; при 500 °С – на 34 %; при 600 °С – на 55 %. Часто причиной пожара являются взрывы. В таком случае высокотемпературное влияние пожара и интенсивная динамическая нагрузка вызывают более значительные материальные потери, чем отдельно взрыв и пожар. Так, предварительный нагрев цементного камня вызовет полную потерю динамического упрочнения. Динамический расчет

конструкций следует производить с учетом изменения физико-механических свойств бетона от предшествующих температурных нагрузок.

При проектировании железобетонных конструкций в условиях воздействия повышенных и высоких температур устанавливаются следующие показатели качества:

- класс бетона по прочности на сжатие В;
- класс бетона по прочности на осевое растяжение В_т;
- класс жаростойкого бетона по предельно допустимой температуре применения;
- марка жаростойкого бетона по термической стойкости в водных Т₁ и воздушных Т₂ теплосменах;
- марка по водонепроницаемости W (назначается для конструкций, к которым предъявляются требования по ограничению водонепроницаемости);
- марка по морозостойкости F (назначается для конструкций, которые в период строительства и при остановке теплового агрегата могут подвергаться эпизодическому воздействию температуры ниже 0);
- марка по средней плотности D (назначается для конструкций, к которым кроме конструктивных, предъявляются требования теплоизоляции) контролируется при их изготовлении.

В [59, табл. 11] приведен перечень составов бетона с указанием класса по предельно допустимой температуре применения; вида вяжущих, отвердителя тонкомолотых добавок, заполнителей; наибольшего класса бетона по прочности на сжатие и средней плотности. В качестве заполнителей жаростойкого бетона применяют андезитовые, базальтовые, диабазовые, диоритовые, из доменных отвалных шлаков, аглопоритовые, из боя глиняного кирпича, керамзитовые, перлитовые и др. Вяжущие для жаростойкого бетона могут быть: портландцемент, шлакопортландцемент, быстротвердеющий цемент, жидкое стекло, глиноземистый цемент.

Для конструкций из жаростойкого бетона при нагреве арматуры свыше 400 °С рекомендуется предусматривать стержневую арматуру и прокат: из легированной стали марки 30 ХМ; из коррозионно стойких, жаростойких и жаропрочных сталей марок 12Х13, 20Х13, 08Х17Г, 12Х18Н9Т, 20Х23Н18 и 45Х14Н14В2М. В качестве монтажных петель применяют горячекатанную арматурную сталь класса Ас-II марки 10ГТ и класса А-I марок ВСтЗсп2, ВСтЗпс2.

Предельно допустимая температура применения арматуры и проката определяется:

- для стержневой арматуры классов А-I, А-II – 400 °С, А-III, Ат-III, А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, А-VI, Ат-VI – 450 °С (напрягаемая) и 250 °С (ненапрягаемая);
- для проволочной арматуры классов Вр-I – 400 °С, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 – 150 °С;
- прокат из стали марок ВСтЗкп2, ВСтЗГпс5, ВСтЗкп5, ВСтЗпсб – 400 °С.

При циклическом нагреве предельно допустимая температура напрягаемой арматуры принимается на 50 °С ниже указанной; при многократной повторной нагрузке предельно допустимая температура применения напрягаемой арматуры не должна превышать 100 °С, а ненапрягаемой – 200 °С.

При расчете элементов на воздействие температуры расчетные сопротивления бетона R_b , $R_{b,ser}$ дополнительно умножают на коэффициент условий работы бетона при сжатии γ_b , и расчетные сопротивления бетона R_{bt} , $R_{bt,ser}$ – на коэффициент условий работы бетона при растяжении γ_{bt} . Эти коэффициенты условий работы принимают в зависимости [59, табл. 16] от длительности нагрева и температуры бетона, его состава [59, табл. 11].

Коэффициент условий работы для бетона γ_b и арматуры γ_{st} принимают по [59, табл. 16]. Среднюю температуру сжатой зоны прямоугольных сечений при $\xi > \xi_R$ допускается назначать по температуре бетона, расположенного на расстоянии $0,2h$ от сжатой зоны сечения. При этом $\sigma_s \leq \gamma_{st} R_s$; $\sigma_{sc} \leq \gamma_{st} R_{sc}$;

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u} \beta_s} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (11.3)$$

где характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{bt} R_b, \quad (11.4)$$

σ_{sR} – напряжение в арматуре, принимается равным для арматуры классов:

- А-I, А-II, А-III, А-IIIв и Вр-I

$$\gamma_{st} R_s - \sigma_{sp}; \quad (11.5)$$

- А-IV, А-V, А-VI

$$\gamma_{st} R_s + 400 \beta_s - \sigma_{sp} - A \sigma_{sp}; \quad (11.6)$$

- В-II, Вр-II, К-7 и К-19

$$\gamma_{st} R_s + 400 \beta_s - \sigma_{sp}; \quad (11.7)$$

- для жаростойкой арматуры

$$\gamma_{st} R_s; \quad (11.8)$$

здесь β_s – коэффициент, применяемый в зависимости от вида и класса арматуры, точности нагрева, температуры нагрева арматуры [59, табл. 35].

При $x \leq \xi_R h_0$ расчет производится по формулам СНиП 2.03.01-84 с учетом влияния температуры на расчетные сопротивления бетона и арматуры. Так, расчеты прочности изгибаемых прямоугольных элементов производятся из условия

$$M \leq \gamma_{br} R_b b x (h_0 - 0,5x) + \gamma_{st} R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (11.9)$$

Высота сжатой зоны определяется из формулы

$$\gamma_{st} R_s A_s - \gamma_{st} R_{sc} A'_s = \gamma_{br} R_b b x. \quad (11.10)$$

Внецентренно сжатые железобетонные элементы рассчитывают как с учетом начального эксцентриситета e_a , так и температурного выгиба f_t :

$$e_0 = M/N + e_a + f_t. \quad (11.11)$$

12 СТЕСНЕННЫЕ УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

12.1 РАСЧЕТ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ОТ ВЛИЯНИЯ РЯДОМ РАСПОЛОЖЕННЫХ ЗДАНИЙ

Пренебрежение особыми условиями такого строительства приводит к появлению трещин в кладке ранее построенных зданий, перекосам проемов и лестничных маршей, сдвигу плит перекрытия и т.п.

С. Н. Сотников рекомендовал выполнять следующие критерии [1, 15, 41]:

$$s \leq s_u; \quad (12.1)$$

$$s_{ad} \leq s_{ad,u}, \quad (12.2)$$

где s_{ad} – дополнительная осадка от загрузки основания существующего здания проектируемым; $s_{ad,u}$ – предельно допустимые значения совместной деформации здания (табл. 12.1). Из-за различного разброса осадок отдельно стоящего и примыкающего зданий $s_{ad,u} \neq s_u$.

Дополнительный перекося существующего здания на участке примыкания

$$s_{dd} = (s_{ad,a} - s_{ad,b})/l. \quad (12.3)$$

Дополнительный крен существующего здания в сторону нового

$$i_{ad} = (s_{ad,a} - s_{ad,u})/L, \quad (12.4)$$

где $s_{ad,b}$ – осадка дополнительной точки b существующего здания на расстоянии l от линии примыкания; $s_{ad,a}$ – дополнительная осадка точки a на линии примыкания нового здания к существующему; $s_{ad,u}$ – дополнительная осадка противоположной грани здания для относительно узких зданий (или блоков); L – ширина здания (или блока).

12.1 Предельные значения дополнительных деформаций

Здания	Категория состояния	Предельные дополнительные деформации зданий		
		наибольшая осадка $s_{ad,u}$, см	перекося $s_{dd,u}$	крен $i_{ad,u}$
Бескаркасные со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	4	0,0030	0,004
	II	3	0,0015	0,002
	III	2	0,0010	0,002
То же, с армированием или железобетонными поясами	I	6	0,0035	0,004
	II	4	0,0015	0,004
	III	3	0,0012	0,03
Бескаркасные со стенами из крупных панелей	I	4	0,0020	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002

12.2 КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

При возведении здания вплотную к существующему при той же глубине заложения фундамента запрещается разрабатывать котлованы вплоть до стенки существующего фундамента без проведения защитных мероприятий, так как возможно выдавливание грунта из-под подошвы существующего фундамента в котлован. Отрывку котлована вдоль

существующего здания следует производить отдельными захватками по три-четыре метра по длине примыкания к существующему углу здания. Переходить к соседним захваткам можно только после устройства фундаментов нового здания на предыдущей захватке.

В случае, если глубина нового здания больше существующего (это допускается в исключительных случаях), необходимо устройство шпунтовой стенки по уровню примыкания. Требуется проверка устойчивости шпунта после отрывки котлована для возведения фундаментов нового здания.

При проектировании стремятся применить однотипные фундаменты в примыкающих зданиях. Если конструкции фундаментов разные, то требуется тщательная проверка напряженно-деформированного состояния в основаниях обоих зданий. Так, если существующее здание построено на свайном фундаменте, а новое на фундаментной плите, то в некоторой части под ростверком старого здания может возникнуть зона разуплотнения грунта, уменьшающая первоначальную несущую способность свай. Дополнительные напряжения, возникающие в основании от массы нового здания, приводят к дополнительной нагрузке на крайние ряды свай.

С. Н. Сотников предложил новый тип фундаментов с консолями для строительства в стесненных условиях. Фундамент нового здания не доводится до его торца – устраивается длиной три-семь метров, на которую опирается торцовая часть здания. Консоль изготавливается в виде плиты пространственной конструкции. При строительстве на слабых грунтах часто между зданиями устраивают разделительную шпунтовую стенку.

Категории состояния здания приведены в табл. 12.2.

12.2 Категории состояния здания

Категория повреждения	Вид повреждения			Износ конструкции, %
	несущих стен, столбов, колонн, фундаментов	ограждающих стен	перекрытий, лестниц, сводов	
Нулевая	Трещин нет	Трещин нет	Сдвигов и трещин нет	До 5
Первая	Наклонные и вертикальные трещины в колоннах и перемычках с раскрытием до 1 мм	Трещины в кладке и швах между панелями с раскрытием до 1 мм	Повреждений и сдвигов нет	До 20
Вторая	То же, до 5 мм	То же, до 5 мм	Трещины в сопряжениях конструкций и сдвиги в заделке	До 40
Третья	Сквозные горизонтальные и вертикальные трещины, вывалы кладки	Трещины с раскрытием более 5 мм, сдвиги панелей	Трещины и сдвиги в сопряжениях, разрыв анкеров	Свыше 40

13 ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ РАЗРУШЕННЫХ

КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

13.1 УПРОЧНЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Подробная информация по упрочнению грунтов основания приведена в [7, 9, 18, 24, 35, 38, 39, 52, 69, 79, 81, 84].

В состав технического обследования входит: изучение документации (материалов изысканий, проектов, результатов ранее проводимых обследований, актов по аварийным ситуациям, изменений в проекте и др.); выяснение обстоятельств аварий; осмотр конструкций с фиксацией дефектов и повреждений; испытание материалов, а иногда и отдельных конструкций.

К примеру, при изучении причин отказов стальных конструкций указывают: марки сталей, механические характеристики, вид соединения элементов, время строительства, продолжительность безотказной эксплуатации, район строительства, температуру при отказе, уровень номинальных напряжений при отказе, конструктивную форму и толщину разрушенного элемента, массовость возникновения трещин хрупкого разрушения, технологические особенности изготовления и монтажа конструкций, уровень потенциальной энергии упругой деформации всей конструкции и разрушенного элемента, обстоятельства, предшествующие разрушению.

Усиление оснований и конструкций выполняется в два этапа. На первом принимаются меры для предотвращения дальнейшего обрушения и разрушения. На втором – производится усиление и восстановление оснований, конструкций, зданий и сооружений.

Возможны следующие работы: устройство подъездных путей; разборка завалов; восстановление или прокладка внешних коммуникаций; установка временных креплений для обеспечения устойчивости от дальнейших разрушений; очистка поврежденных узлов и конструкций; демонтаж конструкций, подлежащих замене; усиление конструкций, зданий и сооружений; восстановление архитектурного облика объекта.

Для упрочнения грунтов применяют методы: цементации, силикатизации, смолизации, обжига, устройства грунтовых свай и подушек, глубинного и поверхностного уплотнения, армирования, электроосушения и др.

Нагрузку на основание уменьшают путем: уширения или углубления фундаментов; подведения свай или опор; устройства дополнительных фундаментов; передачи нагрузки через рамные конструкции на выносные железобетонные сваи и термосваи; переустройства отдельных фундаментов в ленточные и ленточных в плитные; уменьшения полезных нагрузок при перепрофилировании предприятия; замены тяжелых ограждений конструкций на более легкие.

В практике применяют три основных способа усиления конструкций: изменение конструктивной схемы, напряженного состояния конструктивного элемента и увеличение поперечных размеров [9, 38]. Тело фундамента усиливают с помощью железобетонных рубашек, стальных обоев, цементации, закрепления полимеррастворами и др.

Опыт применения метода цементации для усиления грунтов основания и кирпичной кладки стен описан в [9]. В последнем случае раствор нагнетали в буровые шпуров $d = 40$ мм. Кроме того, осуществлялось устройство "скрытого каркаса" путем бурения в кладке скважин диаметром 112 мм и армирования их жесткой арматурой. Затем скважины заполняли цементным раствором под давлением. Эффективно применение буроинъекционных свай с предварительной установкой в скважины металлических труб-кондукторов диаметром 146 мм и длиной 6,5 м. Схема усиления включала два ряда наклонных свай, устраиваемых снаружи здания и из помещений первого этажа через тело существующего ленточного фундамента. Сваи располагались в шахматном порядке.

13.2 УСИЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Усиление конструкций производят при полной нагрузке, полной или частичной разгрузке. При наличии в стенах, колоннах, простенках повреждений в виде трещин используют: зачеканку цементно-песчаным или полимерцементным раствором, нагнетая его через патрубки под напором около 0,25 МПа; заделку разрушенных участков кирпичом; установку двусторонних металлических накладок из полосовой стали или скоб-стяжек из обрезков проката, укладываемых в штрабы и прикрепленных к стене болтами; устройство накладных вертикальных или горизонтальных поясов из прокатных профилей или железобетонных плит; предварительно напряженных поясов или тяжей, располагаемых в уровне перекрытий и состоящих из арматуры $d = 28 \dots 40$ мм, стальных муфт, уголков; обоев из уголков; железобетонной рубашки и др.

Сопряжения продольных и поперечных стен в местах их отрыва создают путем установки в пробитые ниши и борозды арматурных каркасов и сеток с последующим замоноличиванием. Например, усиление двухэтажного кирпичного здания возможно устройством вертикальных и наклонных (через существующий фундамент) буроинъекционных свай по наружному периметру здания. Существующий фундамент используется в качестве ростверка. Для обеспечения совместной работы наклонных и вертикальных свай устраивается дополнительный железобетонный ростверк вдоль несущих стен по наружному периметру здания в уровне отмостки.

13.3 ВЫПРАВЛЕНИЕ КРЕНОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Для выправления кренов зданий и сооружений применяют следующие способы [9]:

- организованное увлажнение просадочного основания со стороны, противоположной крену;
- ослабление грунтового основания со стороны, противоположной крену, путем организованного отбора грунта из скважин; откачивания грунтовых вод со стороны, противоположной крену;
- подведение фундаментов или вдавливание свай со стороны крена; временное исключение из работы части свай со стороны, противоположной крену, путем перерубки отдельных свай с последующим заполнением зазора после достижения необходимого контркрена;
- вдавливание фундаментных блоков с упором в стены здания; использование электрогидравлической домкратной системы НИИСК с плоскими домкратами, подключенными к единой силовой магистрали;
- устройство под торцами колонн термопластичных вкладышей с нагревательными элементами, подключенными к электрической сети – под действием нагрузки нагретый асфальтобетон выдавливается и происходит выравнивание надземных конструкций; подъем колонн домкратами с упором с одной стороны в упоры на колоннах, а с другой в стаканную часть фундамента;
- рихтовка колонн с разрезкой их и последующим замоноличиванием.

Совместная работа старого и нового бетона обеспечивается силами сцепления, поперечной арматурой в виде вертикальных и наклонных стержней, хомутами, стяжными болтами т.п.

13.4 УСИЛЕНИЕ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

Каркасы зданий усиливают введением дополнительных макро- и микроэлементов жесткости; повышением жесткости и прочности поврежденных и перегруженных элементов; регулированием напряжений и деформаций в здании и основании подъемом или опусканием отдельных фундаментов, колонн; созданием в рамках микрорешеток; устройством шпренгельных и напрягаемых затяжек.

При реконструкции зданий, возводимых в агрессивных средах, успешно могут быть применены клеевые композиции с комплексом заданных свойств.

13.5 РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ С УЧЕТОМ УПЛОТНЕНИЯ ВЕСОМ ЗДАНИЙ

П. А. Коновалов рекомендовал учитывать повышение прочности введением коэффициентов в формулу для вычисления расхода давления на основания (табл. 13.1).

13.1 Значения коэффициентов K_γ , K_c , K_ϕ для определения расчетного сопротивления уплотненного грунта основания

Грунты основания реконструируемых и восстанавливаемых зданий	Параметр p/R	Коэффициенты		
		K_γ	K_ϕ	K_c
I Пылевато-глинистые грунты с $I_L \leq 0,5$ при сроке эксплуатации здания более 15 лет	более 0,8	1,07 ... 1,17	1,10	1,6
	0,8 ... 0,5	1,03 ... 1,05	1,05	1,32
	менее 0,5	1,0	1,0	1,05

2 Пылевато-глинистые грунты с $I_L > 0,5$ при сроке эксплуатации здания более 15 лет	более 0,8 0,8 ... 0,5 менее 0,5	1,05 ... 1,15 1,0 ... 1,05 1,0	1,08 1,04 1,0	1,45 1,25 1,05
3 Пылевато-глинистые грунты при наличии подземной воды в уровне заложения фундаментов и сроке эксплуатации здания более 15 лет	более 0,8 0,8 ... 0,5 менее 0,5	1,03 1,03 1,0	0,97 0,88 0,8	1,3 1,05 0,85

Примечания: 1 Применение K_γ , K_ϕ , K_c предусмотрено для грунтов, не обладающих специфическими неблагоприятными свойствами.

2 p – среднее давление по подошве рассматриваемого фундамента до реконструкции здания; R – расчетное сопротивление естественного грунта основания.

Расчетное сопротивление уплотненного грунта основания $R_{уп}$ предлагается определять по формуле [56]:

$$R_{уп} = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma K_z b \gamma_{II} K_\gamma + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} K_c \right] K_s, \quad (13.1)$$

где K_γ , K_c – коэффициенты, учитывающие изменение характеристик плотности ρ и удельного сцепления c грунтов основания под фундаментом за период эксплуатации здания; M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от характеристики угла внутреннего трения $\bar{\phi}_{II}$ грунта основания, уплотненного давлением от эксплуатируемого здания:

$$\bar{\phi}_{II} = \phi_{II} K_\phi, \quad (13.2)$$

где ϕ_{II} – угол внутреннего трения естественного (неуплотненного) грунта основания, град.; K_ϕ – коэффициент, учитывающий изменение угла внутреннего трения ϕ_{II} грунта основания за период эксплуатации здания; K_s – коэффициент, учитывающий степень реализации предельной осадки.

Испытания конструкций пробной нагрузкой выполняются при:

- увеличении эксплуатационных нагрузок, не предусмотренных в проекте;
- неблагоприятных результатах испытаний неразрушающими методами;
- образовании трещин или значительных прогибов;
- внедрении новых конструкций;
- после действия высоких температур;
- изучении напряженно-деформируемого состояния конструкций, эксплуатируемых в особых условиях, например, в сейсмических районах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций, зданий и сооружений по нашему мнению, следует проводить по следующим направлениям [1 – 5, 9, 12 – 20, 33, 34, 52 – 57, 62, 64, 68, 70, 84, 85]:

- 1 Использование прогрессивных материалов, конструкций, технологий и методов контроля качества.
- 2 Учет пространственного характера работы конструкций, зданий и сооружений; совместной работы основания, фундаментов и надземной части зданий.
- 3 Максимальное приближение расчетных схем к действительности; более точная оценка степени податливости соединений несущих элементов и ее изменения во времени.
- 4 Учет реологических свойств материалов (усадка, ползучесть, релаксация).
- 5 Расчет конструкций, зданий и сооружений на разных этапах строительства и эксплуатации.
- 6 Расчет конструкций на разных стадиях напряженно-деформируемого состояния.
- 7 Проверка устойчивости системы и напряженно-деформируемого состояния конструкций при ослаблении или отказе одного из элементов (проектирование в диалоговом режиме).
- 8 Учет влияния неблагоприятных факторов, возникающих при эксплуатации (повышение влажности или замачивание грунтов, воздействие агрессивных агентов, изменение температурно-влажностного режима в помещениях, воздействие динамических нагрузок).

9 Использование готовых программ по расчету конструкций, зданий или сооружений, а также методов автоматизированного проектирования.

10 Обеспечение возможности осмотра, ремонта или замены конструкций, работающих в особо сложных условиях.

11 Разработка методов расчета конструкций с местными ослаблениями, возникающими при их эксплуатации.

12 Уточнение величин полезных нормативных нагрузок на полы и перекрытия или комбинации расчетных нагрузок.

13 Разработка методов оценки остаточной несущей способности эксплуатируемых конструкций.

14 Использование параметров риска для оценки эффективности в проектировании (планирование вероятных отказов и ожидаемых последствий).

15 Уточнение частных коэффициентов надежности по назначению, по нагрузке, по материалу, коэффициентов сочетания нагрузок и условий работы (проектируемая конструкция должна иметь примерно равную надежность для всех возможных сочетаний нагрузок).

16 Обеспечение необходимой надежности конструкций, зданий и сооружений на расчетный срок службы (исходя из этого должны назначаться характеристики материалов); снижение прочностных и деформационных характеристик за период эксплуатации может определяться по функциональным зависимостям.

17 Разработка методов оценки и регулирования долговечности несущих конструкций, зданий и сооружений.

18 Предотвращение прогрессирующего разрушения при отказе одного из несущих элементов или при локальных разрушениях.

19 Совершенствование и разработка критериев прочности материалов.

20 Разработка методов расчета конструкций из композиционных материалов (например, армированных грунтовых материалов; конструкций, усиленных наращиванием сечения и т.д.).

21 Использование вторичного сырья и отходов промышленности для изготовления несущих и ограждающих строительных конструкций.

22 Совершенствование расчетных схем конструкций, зданий и сооружений на основе комплексных экспериментальных исследований.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

```
CLS
PRINT "Введите имя файла для записи расчета "
INPUT "например: C:\MYFILE.TXT ", F$
CLS
pi = 3.14159265359#
DO
PRINT SPC(20); "Тамбовский Государственный "
PRINT SPC(20); "Технический Университет"
PRINT TAB(20); "Кафедра-Конструкции Зданий"
PRINT TAB(25); "и Сооружений"
PRINT TAB(5); "Расчет несущей способности пирамидальных свай"
PRINT
PRINT TAB(19); "И С Х О Д Н Ы Е Д А Н Н Ы Е"
PRINT "Введите следующие характеристики : "
INPUT " Угол сбега свай,град.: ", Alpha1
Alpha1 = Alpha1 * pi / 180
INPUT " Сторона сечения нижнего конца свай : ", Db
INPUT " Угол внутреннего трения под нижним концом свай, град.: ", Fi
Fi = Fi * pi / 180
INPUT " Удельное сцепление под нижним концом свай : ", C
INPUT " Длина свай : ", l
INPUT " Количество слоев : ", N
INPUT "Если вы уверены в данных нажмите 1: ", K
LOOP UNTIL K = 1

DIM A(N), Fi(N), C(N), M(N), N(N), h(N), Gamma(N), H2(N), Eps(N), H3(N), E(N)
DIM Po(N), Pp(N), P(N)
Fd = 0
DO
FOR i = 1 TO N
PRINT " Площадь боковой поверхности свай в пределах слоя "; i;
INPUT " : ", A(i)
PRINT " Угол внутреннего трения, в град. "; i;
INPUT "-го слоя : ", Fi(i)
```



```

    Fi(i) = Fi(i) * pi / 180
PRINT " Удельное сцепление грунта "; i;
    INPUT "-го слоя : ", C(i)
PRINT " Табличный коэффициент M("; i; ")";
    INPUT " = ", M(i)
PRINT " Табличный коэффициент N("; i; ")";
    INPUT " = ", N(i)
PRINT " Коэффициент, зависящий от вида грунта hi (i="; i; ")";
    INPUT " : ", h(i)
PRINT " Коэффициент Пуассона nu("; i; ")";
    INPUT " = ", Gamma(i)
PRINT " Удельный вес "; i;
    INPUT "-го грунта : ", H2(i)
PRINT " Табличный коэффициент Eps("; i; ")";
    INPUT " = ", Eps(i)
PRINT " Расстояние от уровня планировки до середины "; i;
    INPUT "-го слоя : ", H3(i)
PRINT " Модуль деформации "; i;
    INPUT "-го грунта, кПа : ", E(i)
NEXT i
INPUT " Удельный вес грунта под острием сваи: ", H2
INPUT " Расстояние от уровня планировки до острия сваи: ", H3

INPUT "Если вы уверены в данных нажмите 1:", K
LOOP UNTIL K = 1

FOR i = 1 TO N
    Po(i) = Gamma(i) * H2(i) * H3(i) / (1 - Gamma(i))
    Pp(i) = Po(i) * (1 + SIN(Fi(i))) + C(i) * COS(Fi(i))
    P(i) = (h(i) * E(i)) / (4 * Pp(i) * (1 - Gamma(i) ^ 2) - 2 * Po(i) * (2 - Gamma(i)))
    P(i) = P(i) ^ Eps(i)
    P(i) = P(i) * (Pp(i) + C(i) / TAN(Fi(i))) - C(i) / TAN(Fi(i))
NEXT i

    Po1 = Gamma(N) * H2 * H3 / (1 - Gamma(N))
    Pp1 = Po1 * (1 + SIN(Fi)) + C * COS(Fi)
    P1 = (h(N) * E(N)) / (4 * Pp1 * (1 - Gamma(N) ^ 2) - 2 * Po1 * (2 - Gamma(N)))
    P1 = P1 ^ Eps(N)
    P1 = P1 * (Pp1 + C / TAN(Fi)) - C / TAN(Fi)

FOR i = 1 TO N
    Fd = Fd + A(i) * COS(Alpha1) * (P(i) * (TAN(Alpha1) + TAN(Fi(i))) + C(i))
NEXT i
    Fd = Fd + Db ^ 2 * (P1 + N(N) * C) / M(N)

FOR i = 1 TO N
    PRINT "Po("; i; ")="; Po(i)
    PRINT "Pp("; i; ")="; Pp(i)
    PRINT "P("; i; ")="; P(i)
NEXT i
    PRINT "Po'="; Po1
    PRINT "Pp'="; Pp1
    PRINT "P'="; P1

PRINT
PRINT "Результат Fd="; Fd
PRINT
    OPEN F$ FOR OUTPUT AS #1 LEN = 512
    PRINT #1, TAB(25); "Тамбовский Государственный "
    PRINT #1, TAB(27); "Технический Университет"
    PRINT #1, TAB(25); "Кафедра-Конструкции Зданий"
    PRINT #1, TAB(32); " и Сооружений"
    PRINT #1, TAB(17); "Расчет несущей способности пирамидальных свай"
    Alpha1 = Alpha1 * 180 / pi
    PRINT #1, TAB(24); "И С Х О Д Н Ы Е Д А Н Н Ы Е"
    PRINT #1, TAB(6); "Угол сбега сваи,град. : "; Alpha1
    PRINT #1, TAB(6); "Сторона сечения нижнего конца сваи : "; Db
    Fi = Fi * 180 / pi
    PRINT #1, TAB(6); "Угол внутреннего трения под нижним концом сваи, град. : "; Fi
    PRINT #1, TAB(6); "Удельное сцепление под нижним концом сваи : "; C
    PRINT #1, TAB(6); "Длина сваи : "; l
    PRINT #1, TAB(6); "Количество слоев : "; N
FOR i = 1 TO N
    PRINT #1, TAB(6); " Площадь боковой поверхности сваи в пределах слоя "; i; " : "; A(i); "м^2"
    Fi(i) = Fi(i) * 180 / pi

```

```

PRINT #1, TAB(6); " Угол внутреннего трения, в град."; i; "-го слоя: "; Fi(i)
PRINT #1, TAB(6); " Удельное сцепление грунта "; i; "-го слоя : "; C(i); "кПа"
PRINT #1, TAB(6); " Табличный коэффициент Mi (i="; i; "): "; M(i)
PRINT #1, TAB(6); " Табличный коэффициент Ni (i="; i; "): "; N(i)
PRINT #1, TAB(6); " Коэффициент, зависящий от вида грунта h("; i; "): "; h(i)
PRINT #1, TAB(6); " Коэффициент Пуассона nu(i="; i; "): "; Gamma(i)
PRINT #1, TAB(6); " Удельный вес "; i; "-го грунта : "; H2(i); "кН/м^3"
PRINT #1, TAB(6); " Табличный коэффициент Eps("; i; ")= "; Eps(i)
PRINT #1, TAB(6); " Расстояние от уровня планировки до середины "; i; "-го слоя: "; H3(i); "м"
PRINT #1, TAB(6); " Модуль деформации "; i; "-го грунта: "; E(i); "кПа"
NEXT i
PRINT #1, TAB(6); " Удельный вес грунта под острием сваи: "; H2; "кН/м^3"
PRINT #1, TAB(6); " Расстояние от уровня планировки до острия сваи: "; H3; "м"
PRINT #1, TAB(17); "Р Е З У Л Ь Т А Т Ы Р А С Ч Е Т А"

FOR i = 1 TO N
PRINT #1, TAB(6); "Po("; i; ")= "; Po(i)
PRINT #1, TAB(6); "Pp("; i; ")= "; Pp(i)
PRINT #1, TAB(6); "P("; i; ")= "; P(i)
NEXT i
PRINT #1, TAB(6); "Po'= "; Po1
PRINT #1, TAB(6); "Pp'= "; Pp1
PRINT #1, TAB(6); "P'= "; P1

PRINT #1, TAB(6); "Результат Fd="; Fd
CLOSE #1
END

```

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

```

DIM Fsm(10, 1000), Ft(1000)

```

```

CLS
PRINT "Введите имя файла для записи расчета "
INPUT "например: C:\MYFILE.TXT ", F$
CLS
PRINT SPC(20); "Тамбовский Государственный "
PRINT SPC(20); "Технический Университет"
PRINT TAB(20); "Кафедра-Конструкции Зданий"
PRINT TAB(25); " и Сооружений"
PRINT TAB(9); "Расчет осадки основания для пирамидальных свай"

DO
CLS
PRINT TAB(9); "Расчет осадки основания для пирамидальных свай"
PRINT TAB(19); "И С Х О Д Н Ы Е Д А Н Н Ы Е"
PRINT "Введите следующие величины:"
pi = 3.14159265359#
INPUT " Угол сбег свай, в град.: ", Alpha1
Alpha1 = Alpha1 * pi / 180
INPUT " Сторона сечения нижнего конца сваи, в м: ", Db
INPUT " Сторона сечения верхнего конца сваи, в м: ", Dt
INPUT " Длина сваи, в м: ", l
INPUT " Расстояние от уровня планировки до острия сваи, в м: ", Ll
INPUT " Угол внутреннего трения под нижним концом сваи, в град.: ", Fi
Fi = Fi * pi / 180
INPUT " Удельное сцепление под нижним концом сваи, в кПа: ", C
10 DO
INPUT " Количество слоёв N= ", n
LOOP UNTIL (n > 0)
FOR i = 1 TO n
PRINT " Число нагрузок для "; i;
INPUT "-го слоя грунта M= ", m(i)
PRINT "Для "; i; "-го слоя грунта"
FOR j = 1 TO m(i)
PRINT j; "-ая расчётная нагрузка на грунт по боковой поверхности сваи:";
INPUT " ", Fsm(i, j)
NEXT j
NEXT i
INPUT "Введите количество нагрузок под нижним концом сваи ", m
FOR j = 1 TO m
PRINT j; "-ая расчётная нагрузка на грунт под нижним концом сваи:";
INPUT " ", Ft(j)
NEXT j
INPUT " Табличный коэффициент A= ", K
INPUT " Табличный коэффициент B= ", B

```

```

INPUT " Табличный коэффициент D= ", D
PRINT "Если вы уверены в данных нажмите 1";
INPUT ": ", Qw
LOOP UNTIL Qw = 1

DIM aA(n), aFi(n), aC(n), aK(n), aB(n), aD(n), ah(n), aGamma(n), aH2(n), aEps(n), aH3(n), aE(n)
DIM Po(n), Pp(n), Pes(n, 10), Ex(n), Dro(n), aSh(m), S(n, 10), aSm(n, 10), Pft(m)

PRINT

FOR i = 1 TO n
DO
PRINT " Площадь боковой поверхности сваи в пределах "; i; "-го слоя, в м^2";
INPUT ": ", aA(i)
PRINT " Угол внутреннего трения "; i; "-го слоя, в град.";
INPUT ": ", aFi(i)
aFi(i) = aFi(i) * pi / 180
PRINT " Удельное сцепление грунта "; i; "-го слоя, в кПа";
INPUT ": ", aC(i)
PRINT " Коэффициент, зависящий от вида грунта h("; i; ")";
INPUT "= ", ah(i)
PRINT " Коэффициент Пуассона nu("; i; ")";
INPUT "= ", aGamma(i)
PRINT " Удельный вес грунта "; i; "-го слоя, в кН/м^3";
INPUT ": ", aH2(i)
PRINT " Расстояние от уровня планировки до середины "; i; "-го слоя";
INPUT ": ", aH3(i)
PRINT " Модуль деформации "; i; "-го грунта, в кПа";
INPUT ": ", aE(i)
PRINT "Если вы уверены в данных нажмите 1";
INPUT ": ", Bu
LOOP UNTIL Bu = 1
NEXT i

INPUT " Удельный вес грунта под остриём сваи, в кН/м^3 ", aH2

OPEN F$ FOR OUTPUT AS #1 LEN = 512
PRINT #1, TAB(25); "Тамбовский Государственный "
PRINT #1, TAB(27); "Технический Университет"
PRINT #1, TAB(25); "Кафедра-Конструкции Зданий"
PRINT #1, TAB(32); "и Сооружений"
PRINT #1, TAB(15); "Расчет осадки основания для пирамидальных свай"
PRINT #1, TAB(24); "И С Х О Д Н Ы Е Д А Н Н Ы Е"
PRINT #1, TAB(6); "Угол сбега сваи, в град.: "; Alpha1 * 180 / pi
PRINT #1, TAB(6); "Сторона сечения нижнего конца сваи, в м: "; Db
PRINT #1, TAB(6); "Сторона сечения верхнего конца сваи, в м: "; Dt
PRINT #1, TAB(6); "Длина сваи, в м: "; l
PRINT #1, TAB(6); "Угол внутреннего трения под нижним концом сваи, в град.: "; Fi * 180 / pi
PRINT #1, TAB(6); "Удельное сцепление под нижним концом сваи, в кПа: "; C
PRINT #1, TAB(6); "Табличный коэффициент A="; K
PRINT #1, TAB(6); "Табличный коэффициент B="; B
PRINT #1, TAB(6); "Табличный коэффициент D="; D
FOR i = 1 TO n
PRINT #1,
PRINT #1, TAB(6); "Площадь боковой поверхности сваи в пределах "; i; "-го слоя "; aA(i); " м^2"
PRINT #1, TAB(6); "Угол внутреннего трения "; i; "-го слоя fi="; aFi(i) * 180 / pi; " град."
PRINT #1, TAB(6); "Удельное сцепление грунта "; i; "-го слоя c="; aC(i); " кПа"
PRINT #1, TAB(6); "Коэффициент, зависящий от вида грунта h("; i; ")="; ah(i)
PRINT #1, TAB(6); "Коэффициент Пуассона nu("; i; ")="; aGamma(i)
PRINT #1, TAB(6); "Удельный вес "; i; "-го грунта"; aH2(i); " кН/м^3"
PRINT #1, TAB(6); "Расстояние от уровня планировки до середины "; i; "-го слоя"; aH3(i); " м"
PRINT #1, TAB(6); "Модуль деформации "; i; "-го грунта E="; aE(i); " кПа"
NEXT i

FOR i = 1 TO n
FOR j = 1 TO m(i)
S(i, m(i)) = 0
NEXT j
NEXT i

PRINT
PRINT "Р Е З У Л Ь Т А Т Ы"
PRINT #1, TAB(29); "Р Е З У Л Ь Т А Т Ы"

P1 = p(n)

```

```

ro = 1 * (Db ^ 2 + 2 * 1 * TAN(Alpha1) * (Db + 2 * 1 * TAN(Alpha1) / 3)) / (Dt ^ 2)
PRINT " ro="; ro
PRINT #1, TAB(6); " ro="; ro

```

```

FOR i = 1 TO n
PRINT "Для "; i; "-го слоя"
Po(i) = aGamma(i) * aH2(i) * aH3(i) / (1 - aGamma(i))
Pp(i) = Po(i) * (1 + SIN(aFi(i))) + aC(i) * COS(aFi(i))
PRINT " Po="; Po(i)
PRINT " Pp="; Pp(i)

```

```

FOR j = 1 TO m(i)
Pes(i, j) = (Fsm(i, j) - aA(i) * COS(Alpha1) * aC(i)) / (aA(i) * COS(Alpha1) * (TAN(Alpha1) + TAN(aFi(i))))
aSm(i, j) = ro * 2 * (1 + aGamma(i)) * (1 - 2 * aGamma(i)) / aE(i)
Ex(i) = (1 + SIN(aFi(i))) / SIN(aFi(i))
Dro(i) = (Pes(i, j) + aC(i) / TAN(aFi(i))) / (Pp(i) + aC(i) / TAN(aFi(i)))
IF Dro(i) > 0 THEN
aSm(i, j) = aSm(i, j) * (Pp(i) * (Dro(i) ^ Ex(i)) - Pes(i, j))
ELSE GOTO 10
END IF
S(i, j) = S(i, j) + aSm(i, j)
NEXT j
NEXT i

```

```

FOR i = 1 TO n
PRINT #1, TAB(6); "Для "; i; "-го слоя"
PRINT #1, TAB(6); " Po="; Po(i)
PRINT #1, TAB(6); " Pp="; Pp(i)
NEXT i

```

```

PRINT TAB(10); "
PRINT TAB(10); " № || Fs,кН || Pfs,кПа || S,см || "
PRINT TAB(10); "

```

```

FOR i = 1 TO n
FOR j = 1 TO m(i)
PRINT TAB(10); " || "; i; " || "; TAB(16); Fsm(i, j); TAB(24); " || "; TAB(26); Pes(i, j); TAB(37); " || "; TAB(39); S(i, j) * 100; TAB(54); " || "
NEXT j
IF i < n THEN PRINT TAB(10); "
NEXT i
PRINT TAB(10); "

```

```

PRINT #1, TAB(10); "
PRINT #1, TAB(10); " № || Fs,кН || Pfs,кПа || S,см || "
PRINT #1, TAB(10); "

```

```

FOR i = 1 TO n
FOR j = 1 TO m(i)
PRINT #1, TAB(10); " || "; i; " || "; TAB(16); Fsm(i, j); TAB(24); " || "; TAB(26); Pes(i, j); TAB(37); " || "; TAB(39); S(i, j) * 100; TAB(54); " || "
NEXT j
IF i < n THEN PRINT #1, TAB(10); "
NEXT i
PRINT #1, TAB(10); "

```

```

PRINT
Gamma = aGamma(n)
Po1 = Gamma * aH2 * L1 / (1 - Gamma)
Pp1 = Po1 * (1 + SIN(Fi)) + C * COS(Fi)
PRINT " Pp'="; Pp1
PRINT #1, TAB(6); " Pp'="; Pp1
FOR j = 1 TO m
Pft(j) = ((K * Ft(j)) / (Db ^ 2)) - B * C
aSh(j) = Db * D * .3 * (1 + Gamma) * (1 - 2 * Gamma) / aE(n)
aSh(j) = aSh(j) * (Pp1 * ((Pft(j) + C / TAN(Fi)) / (Pp1 + C / TAN(Fi))) ^ ((1 + SIN(Fi)) / SIN(Fi)) - Pft(j))
NEXT j

```

```

PRINT TAB(10); "Расчет осадок под нижним концом свай"
PRINT TAB(9); "
PRINT TAB(9); " Ft,кН || Pft,кПа || S,см || "
PRINT TAB(9); "
FOR j = 1 TO m
PRINT TAB(9); " || "; TAB(14); Ft(j); TAB(22); " || "; TAB(25); Pft(j); TAB(35); " || "; TAB(37); aSh(j) * 100; TAB(52); " || "
NEXT j
PRINT TAB(9); "

```

```

PRINT #1, TAB(11); "Расчет осадок под нижним концом сваи"
PRINT #1, TAB(10); "
PRINT #1, TAB(10); " Ft,кН || Pft,кПа || S,см || "
PRINT #1, TAB(10); "
FOR j = 1 TO m
PRINT #1, TAB(10); " "; TAB(14); Ft(j); TAB(23); " "; TAB(25); Pft(j) / 100; TAB(35); " "; TAB(36); aSh(j) * 100; TAB(52); " "
NEXT j
PRINT #1, TAB(10); "
CLOSE #1
END

```

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

```

Attribute VB_Name = "armpod"
Attribute VB_GlobalNameSpace = False
Attribute VB_Creatable = False
Attribute VB_PredeclaredId = True
Attribute VB_Exposed = False
Private Sub Command1_Click()
End
End Sub
Private Sub Command2_Click()
End Sub
Private Sub ras_Click()
x1 = Val(TextBox("Введите X1"))
x2 = Val(TextBox("Введите X2"))
x3 = Val(TextBox("Введите X3"))
x4 = Val(TextBox("Введите X4"))

Ks = (-0.0551) + (0.0139) * x1 + (-0.0951) * (x2) + (-0.0564) * x3 + (-0.0281) * (x4) +
(-0.0104) * x1 * (x2) + (0.00235) * x1 * x3 + (0.0332) * x1 * (x4) + (-0.00061) * (x2) * x3 + (-0.0148) * (x2) * (x4) + (-0.0057) * x3 * (x4) + (-
0.1052) * (x1) ^ 2 + (-0.1781) * (x2) ^ 2 + (-0.1175) * (x3) ^ 2 + (-0.05057) * ((x4) ^ 2 + (-0.2975) * (x1) ^ 2 * (x2) +
(-0.2285) * (x1) ^ 2 * x3 + (-0.1655) * (x1) ^ 2 * (x4) + (-0.0687) * (x2) ^ 2 * x1 +
(-0.0519) * (x2) ^ 2 * x3 + (0.03504) * (x2) ^ 2 * (x4) + (0.02189) * (x3) ^ 2 * x1 + (0.0319) * x3 ^ 2 * (x2) + (-0.0287) * (x3) ^ 2 * (x4) + (0.0708)
* (x4) ^ 2 * x1 + (0.1948) * (x4) ^ 2 * (x2) + (0.1253) * (x4) ^ 2 * x3 + (-0.0417) * x1 * ((x2)) * x3 + (0.0088) * x1 * (x2) * (x4) + (0.02) * x1 * x3
* (x4) + (0.206) * (x2) * x3 * (x4) +
(-0.079) * x1 * x1 * x1 + (0.0245) * (x2) * (x2) * (x2) + (-0.00069) * x3 * x3 * x3 + (0.233) * (x4) * (x4) * (x4)

Text1.Text = Format(Ks, "###.#####")
End Sub
Private Sub ras1_Click()

Ke = (-0.0895) + (-0.0019) * x1 + (-0.0378) * (x2) + (-0.2336) * (x3) + (-0.0925) * (x4) + (-0.0233) * x1 * (x2) + (-0.0107) * x1 * (x3) + (0.0093) *
x1 * (x4) + (0.042) * (x2) * (x3) + (0.0065) * (x2) * (x4) +
(-0.1345) * (x3) * (x4) + (-0.071) * x1 ^ 2 + (0.0268) * (x2) ^ 2 + (-0.3978) * (x3) ^ 2 + (-0.0622) * (x4) ^ 2 + (-0.1707) * x1 ^ 2 * (x2) + (-0.309) *
x1 ^ 2 * (x3) + (-0.1093) * x1 ^ 2 * (x4) + (-0.137) * (x2) ^ 2 * x1 + (-0.2908) * (x2) ^ 2 * (x3) + (0.0656) * (x2) ^ 2 * (x4) + (-0.0378) * (x3) ^ 2 *
x1 + (0.04178) * (x3) ^ 2 * (x2) + (0.3453) * (x3) ^ 2 * (x4) + (0.0355) * (x4) ^ 2 * x1 + (0.1224) * (x4) ^ 2 * (x2) + (0.1851) * (x4) ^ 2 * (x3) + (-
0.1246) * x1 * (x2) * (x3) + (-0.0183) * x1 * (x2) * (x4) + (0.0405) * x1 * (x3) * (x4) + (0.347) * (x2) * (x3) * (x4) + (-0.0548) * x1 * x1 * x1 +
(0.1426) * (x2) * (x2) * (x2) + (-0.0236) * (x3) * (x3) * (x3) + (0.0457) * (x4) * (x4) * (x4)

Text2.Text = Format(Ke, "###.#####")
End Sub

```

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **Абелев М. Ю.** Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983. 248 с.
- 2 **Аварии** и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Учеб. пособие. В 4-х кн. / В. А. Котляровский и др. М.: АСВ, 1996. Кн. 1. 320 с.
- 3 **Аварии** и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Учеб. пособие. В 4-х кн. / Под ред. В. А. Котляровского и А. В. Забегаева. М.: АСВ, 1998. 416 с.
- 4 **Аварии** и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Учеб. пособие. В 4-х кн. / Под ред. В. А. Котляровского и А. В. Забегаева. М.: АСВ, 1998. Кн. 4. 208 с.
- 5 **Алексеев В. М., Калугин П. И.** Проектирование оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений: Учеб. пособие. 3-е изд. Воронеж: Изд-во ВГУ, 2001. 528 с.
- 6 **Антонов В. М.** Влияние армирования на несущую способность и деформативность песчаного основания: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. Волгоград: ВолгГАСА, 1998. 20 с.
- 7 **Бондаренко С. В., Санжаровский Р. С.** Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. М.: Стройиздат, 1990. 352 с.
- 8 **Временная** инструкция по устройству фундаментов вблизи существующих зданий (ВСН401-01-77).
- 9 **Гарагаш Б. А.** Аварии и повреждения системы "здание-основание" и регулирование надежности ее элементов. Волгоград: Изд-во ВолГУ, 2000. 384 с.

- 10 Гельфанд Л. И. Некоторые уроки Спитакского землетрясения // Жилищное строительство. 1989. № 9.
- 11 Гельфанд Л. И. К защите зданий от обрушений при авариях и землетрясениях // Жилищное строительство. 1997. № 5, 6, 8, 9.
- 12 Гельфанд Л. И. Сертификат надежности каждому дому // Жилищное строительство. 2001. № 2. С. 4 – 8.
- 13 Гильман Я. Д., Гильман Е. Д. Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. М.: Стройиздат. 1989. 159 с.
- 14 Григорян А. А. О строительстве на лессовых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. № 1. С. 24 – 27.
- 15 Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. 2-е изд., перераб. и доп. Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. 415 с.
- 16 Джоунс К. Д. Сооружения из армированного грунта. М.: Стройиздат, 1989. 280 с.
- 17 Делятицкий С. В., Кочев А. Д., Чертков Л. Г. Некоторые результаты изучения территорий свалок промышленных и бытовых отходов // Инженерная геология, 1990. С. 71 – 77.
- 18 Добромыслов А. Н. Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений // Промышленное строительство. 1996. № 9. С. 9 – 10.
- 19 Долговечность строительных конструкций и сооружений из композиционных материалов / В. Ш. Барбакадзе, В. В. Козлов, В. Г. Микульский, И. И. Николов. Под ред. В. Г. Микульского. М.: Стройиздат, 1993. 256 с.
- 20 Жинкин Г. Н., Калчаков В. Ф. Закрепление слабых грунтов в условиях Ленинграда. Л.: Стройиздат, 1967. 96 с.
- 21 Жинкин Г. Н., Калчаков В. Ф. Электрохимическая обработка глинистых грунтов в основаниях сооружений. М.: Стройиздат, 1985. 164 с.
- 22 Залесов А. С., Алексеенко В. Н. Прочность железобетонных балок при действии поперечных сил после пожара // Бетон и железобетон. 1990. № 10. С. 8 – 9.
- 23 Иванов Ф. М. Внутренняя коррозия бетона // Бетон и железобетон, 1992. № 8. С. 8 – 10.
- 24 Ильин Н.А. Техническая экспертиза зданий поврежденных пожаром. М.: Стройиздат, 1983. 200 с.
- 25 Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях / С. Н. Алексеев, В. Б. Ратинов, Н. К. Розентон, Н. М. Кашурнинов. М.: Стройиздат, 1985. 272 с.
- 26 Каталог единых районных расценок для составления смет на строительство производимое в Тамбовской области. Тамбов: ЦЧО "Гипросельхозстрой". 1983. 210 с.
- 27 Коваленко П. П., Орлова Л. Н. Городская климатология. М.: Стройиздат, 1993. 144 с.
- 28 Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М.: Стройиздат, 1988. 287 с.
- 29 Коновалов П. А. К строительству в особых грунтовых условиях – особый подход // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1992. № 1. С. 18.
- 30 Коновалов П.А. Геомониторинг – гарантия безаварийного строительства // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1999. № 5. С. 2 – 3.
- 31 Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. Под общ. ред. В. М. Москвина. М.: Стройиздат, 1980. 536 с.
- 32 Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Киев: Будівельник, 1982. 224 с.
- 33 Крутов В. И. Устройство обратных засыпок котлованов. М.: Стройиздат, 1981. 79 с.
- 34 Крутов В. И. Учет новых результатов по просадочности грунта при изысканиях, проектировании и строительстве // Основания фундамента и механика грунтов. 1995. № 1. С. 15 – 19.
- 35 Крутов В. И., Ковалев А. С. Усиление фундаментов существующего здания при устройстве фундаментов пристройки // Основания, фундаменты, механика грунтов. 2001. № 1. С. 16 – 20.
- 36 Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании: Учеб. пособие для вузов. 1986. 224 с.
- 37 Лащенко М. Н. Повышение надежности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции. Л.: Стройиздат, 1987. 136 с.
- 38 Леденев В. И., Леденев В. В. Усиление конструкций при реконструкции. Тамбов: ТИХМ, 1991. 101 с.
- 39 Леденев В. В., Скрылев В. И. Предупреждение аварий. Тамбов: ТГТУ, 2000. 278 с.
- 40 Мартемьянов А. И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1985. 255 с.
- 41 Механика грунтов, основания и фундаменты / С. Б. Ухов и др. М.: Высшая школа, 1994. 527 с.
- 42 Металлические конструкции: Спецкурс / Под общ. ред. Е. И. Беленя. М.: Стройиздат, 1982. 772 с.
- 43 Милованов А. Д. Огнестойкость железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1986. 224 с.
- 44 Москвин В. М. и др. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. М.: Стройиздат, 1984. 168 с.
- 45 Мустофаев А. А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах. М.: Высшая школа, 1985. 540 с.
- 46 Назин В. В. Новые сейсмостойкие конструкции. М.: Стройиздат, 1993. 135 с.
- 47 Неклюдов В. С., Таргулян Ю. О., Лолаев А. Б. Многофункциональные комбинированные фундаменты на вечномерзлых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1992. № 5. С. 26 – 28.
- 48 Никонов А. А. Землетрясения. М.: Знание, 1984. 192 с.
- 49 Орленко А. Н., Емышев М. В. Расчет изгибаемых элементов на динамические нагрузки по предельным состояниям // Бетон и железобетон. 1990. № 11. С. 30 – 31.
- 50 Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справ. проектировщика / М. И. Горбунов-Посадов и др. Под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. М.: Стройиздат, 1985. 480 с.
- 51 Основания и фундаменты: Справочник / Г. И. Швецов и др. Под ред. Г. И. Швецова. М.: Высшая школа, 1991. 383 с.
- 52 Перкинс Ф. Железобетонные конструкции. Ремонт, гидроизоляция и защита / Пер. с англ. М.: Стройиздат, 1980. 256 с.
- 53 Петраков А. А. Расчет каркасных зданий на неравномерно деформируемых основаниях по предельным перемещениям конструкций / II Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. Таллин, 1988. С. 62 – 69.
- 54 Петрухин В. П. Строительство сооружений на засоленных грунтах. М.: Стройиздат, 1989. 264 с.
- 55 Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий / А. И. Кинин и др. М.: Стройиздат, 1984. 301 с.

- 56 **Полищук А. И.** Назначение давления на грунты основания при реконструкции и восстановлении зданий // Известия вузов. Строительство. 2001. № 2 – 3. С. 14 – 19.
- 57 **Поляков С. В.** Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1983. 304 с.
- 58 **Пособие** по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.02-83) / НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986. 415 с.
- 59 **Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур (к СНиП 2.03.04-84) / НИИЖБ Госстроя СССР. М.: ЦНТП Госстроя СССР, 1989. 184 с.
- 60 **Противопопзневые** конструкции на автомобильных дорогах / В. Д. Браславский, Ю. М. Львович, Л. В. Грицок и др. М.: Транспорт, 1985. 301 с.
- 61 **Рекомендации** по расчету суффозионных деформаций оснований зданий и сооружений, возводимых на загипсованных грунтах. М.: НИИОСП, 1983. 25 с.
- 62 **Рекомендации** по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении / Харьковский Паромстройпроект. М.: Стройиздат, 1990. 176 с.
- 63 **Рекомендации** по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1988. 120 с.
- 64 **Ройтман А. Г.** Надежность конструкций эксплуатируемых зданий. М.: Стройиздат, 1985. 175 с.
- 65 **Руководство** по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП. М.: Стройиздат, 1980. 151 с.
- 66 **Руководство** по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов / НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1983. 32 с.
- 67 **Сборник** сметных цен на местные строительные материалы, изделия и конструкции для промышленного, гражданского и сельского строительства в Тамбовской области. Тамбов: ЦЧО "Гипросельхозстрой", 1983. 160 с.
- 68 **Сергеев Д. Д.** Проектирование крупнопанельных зданий для сложных геологических условий. М.: Стройиздат, 1973. 160 с.
- 69 **Скотт П., Дейвис М.** Коррозия, вызванная бактериями // Строительство в США. 1992. № 9. С. 18 – 20.
- 70 **Смородинов М. И., Федоров Б. С.** Устройство сооружений и фундаментов способом "стена в грунте". М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- 71 **СНиП 2.02.05-87.** Фундаменты машин с динамическими нагрузками / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. 32 с.
- 72 **СНиП 2.02.03-85.** Свайные фундаменты / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 44 с.
- 73 **СНиП 2.03.01-84.** Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. 79 с.
- 74 **СНиП 2.02.01-83*.** Основания зданий и сооружений / Минземстрой России. М.: ГУП ЦПП, 1998. 48 с.
- 75 **СНиП 2.03.11-85.** Защита строительных конструкций от коррозии./ Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 48 с.
- 76 **СНиП 2.02.04-88.** Основания зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 44 с.
- 77 **Соколович В. Е.** Химическое закрепление грунтов. М.: Стройиздат, 1980. 119 с.
- 78 **Сорочан Е. А., Быков В. И., Егоров А. И.** Усиление грунтов основания, фундаментов и несущих конструкций аварийных зданий инъекционными методами. 2001. № 1. С. 20 – 22.
- 79 **Строительство** и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях / Милуков Д. А., Петраков А. А. Киев: Будівельник, 1981. 104 с.
- 80 **Техника** борьбы с коррозией / Р. Юхневич, Е. Валашковский, А. Видуховский, Г. Станкевич. Варшава, 1973. Пер. с польск. Л.: Химия, 1978. 304 с.
- 81 **Фомин М. Н., Жигалова К. А.** Методы коррозионных испытаний металлов. М.: Metallургия, 1986. 80 с.
- 82 **Хрусталеv Л. Н.** Мониторинг теплового и механического взаимодействия с вечномерзлым основанием // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. № 2. С. 27 – 31.
- 83 **Швец В. Б., Феклин В. И., Гинзбург А. К.** Усиление и реконструкция фундаментов. М.: Стройиздат, 1985. 204 с.
- 84 **Шевяков В. П.** Проектирование защиты строительных конструкций химических предприятий от коррозии. М.: Стройиздат, 1984. 168 с.
- 85 **Шпете Г.** Надежность несущих строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1994. 288 с.
- 86 **Шутенко Л. Н., Гильман А. Д., Лупан Ю. Т.** Основания и фундаменты: Курсовое и дипломное проектирование. К.: Выща шк.: Головное изд-во, 1989. 328 с.
- 87 **Яровой Ю. И., Оржеховский Ю. Р., Суханов Д. Б.** Геоинформационная система и мониторинг геодинамических процессов в зоне строительства метрополитена // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2001. № 1. С. 23 – 26.