

Алексеев С.И.

**Геотехническое обоснование мансардных
надстроек и углублений подвалов
существующих зданий**

Санкт-Петербург
2005

УДК 69.059.32 + 624.15

Алексеев С.И., доктор технических наук, профессор кафедры «Основания и фундаменты» ПГУПС.

Геотехническое обоснование мансардных надстроек и углублений подвалов существующих зданий. СПб.: М.: Изд-во АСВ, 2005. – 76 с.

На основе опыта проектирования, строительства и реконструкции зданий в Санкт-Петербурге изложены решения актуальных вопросов усиления оснований существующих зданий.

Рассмотрены особенности инженерно-геологических изысканий и геотехнических обследований для оснований реконструируемых зданий. Приведен пример геофизических методов исследования оснований и бутовых фундаментов. Предлагается методика расчета оснований по двум предельным состояниям. Рассматриваются условия дополнительного нагружения основания в результате надстройки зданий этажами (мансардой). Приводятся конструктивные решения и основы производства работ по углублению подвалов зданий, в том числе в историческом центре Санкт-Петербурга.

Монография предназначена для специалистов, занимающихся вопросами реконструкции зданий, научных сотрудников в области геотехники, а также для студентов строительных специальностей.

Ил. 56, Библиогр. 23 назв.

Оглавление

Введение	4
Глава 1. Инженерный опыт решения геотехнических проблем	5
1.1. Опыт зарубежных исследователей	5
1.2. Отечественный опыт углубления погребов террасы Константиновского дворца	9
Глава 2. Геотехнические исследования оснований существующих фундаментов	16
2.1. Особенности инженерно-геологических условий для оснований Санкт-Петербурга	17
2.2. Необходимость дополнительных инженерно-геологических изысканий	22
2.3. Влияние грунтовых вод на состояние системы «фундамент-основание»	23
2.4. Геофизические методы исследования	30
Глава 3. Расчет основания с учетом его работы по 2 предельным состояниям	36
3.1. Особенности работы не линейно деформируемого основания	36
3.2. Использование программного комплекса «NL»	42
3.2.1. Ввод данных	42
3.2.2. Расчетные выходные параметры программы	45
3.2.3. Интерпретация результатов расчета	47
Глава 4. Работа оснований при надстройке зданий этажами (мансардой)	48
4.1. Анализ напряженно-деформированного состояния основания	48
4.2. Критерии оценки принятых решений для фундаментов без усиления оснований	50
4.3. Основные недостатки типовых проектных решений при расчете фундаментов на естественном основании	52
Глава 5. Углубление подвалов существующих зданий	57
5.1. Конструктивные решения по увеличению несущей способности основания	57
5.2. Технологические особенности выполнения работ по усилению основания	64
5.3. Анализ конструктивных схем усиления оснований	65
5.4. Шпунтовая стенка как способ усиления оснований	72
Заключение	74
Литература	75

Введение

Реконструкция зданий в условиях плотной городской застройки неизбежно связана с решением геотехнических вопросов. Геотехнические особенности Санкт-Петербурга требуют особо тщательного подхода к решению задач реконструкции. Это связано с тем обстоятельством, что исторический центр Санкт-Петербурга находится в сложных геологических условиях. Согласно европейской классификации (Eurocode 7 Geotechnics) любое строительство (реконструкция) в таких грунтах относится к III (наиболее сложной) геотехнической категории. Данное положение подтверждается и новыми региональными нормами (ТСН 50-302-2004 Санкт-Петербург) [19], изданными Правительством Санкт-Петербурга.

В Санкт-Петербурге создана специальная экспертно-консультативная комиссия по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Правительстве города, при участии данной комиссии решаются наиболее сложные задачи геотехники.

Развитие городской инфраструктуры неизбежно связано и с реконструкцией исторических зданий, включающих перепланировку с заменой перекрытий, надстройку этажами, мансардами, углубление подвалов и т.д. Практически все виды данных работ связаны с решением геотехнических проблем. Не учет этих особенностей, либо пренебрежение отдельными требованиями приводит, как правило, к развитию аварийных деформаций.

В целом ряде известных работ [12], [15], [20], [22] подробно рассматриваются вопросы усиления оснований и фундаментов реконструируемых зданий, в том числе на слабых грунтах. В данной же монографии, которую следует рассматривать как продолжение и развитие предшествующего комплекса работ [1], [2], [3], отражены в основном вопросы работы оснований и фундаментов существующих зданий, связанные с изменением их расчетной схемы вследствие воздействия внешних факторов (надстройка, углубление подвалов и т.д.).

Автор выражает благодарность за поддержку и помощь в подготовке данной работы д.т.н., профессору Улицкому В.М., к.т.н. Шашкину А.Г., к.т.н. Лисюк М.Б., а также коллегам – сотрудникам кафедры «Основания и фундаменты» Петербургского Государственного университета путей сообщения (ПГУПС) и научно производственного объединения «Геореконструкция-Фундаментпроект».

Глава 1. Инженерный опыт решения геотехнических проблем

Геотехнические проблемы, связанные с дополнительным нагружением оснований и фундаментов существующих зданий или углублением их подвалов, возникают достаточно давно и решаются по-разному. Наиболее актуальны эти вопросы в крупных городах, где находятся исторические здания со значительным износом строительных конструкций, требующие тщательного индивидуального подхода.

Существует мировой опыт по сотрудничеству между специалистами – геотехниками в области сохранения исторических городов и памятников. Сложные проблемы реконструкции рассматриваются Международным Техническим комитетом №19 (ТК19) «Сохранение исторических городов» ISSMGE, который был создан в 1981 г. по предложению профессоров А. Гроче (Италия) и Ж. Керизеля (Франция). В состав Комитета входят 23 ученых из 19 стран мира.

В Санкт-Петербурге, успешно работает Российское отделение Международного технического комитета ТК 19 «Сохранение исторических городов» под председательством профессора В.М. Улицкого. Для обобщения опыта решения сложных геотехнических проблем, с 1998 г. регулярно издается научно-технический журнал «Реконструкция городов и геотехническое строительство» (www.georec.spb.ru). Ежегодно проводятся международные научно-технические конференции по вопросам геотехники, включающие рассмотрение поставленных выше проблем.

Большой положительный опыт накоплен НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», где автор более 10 лет работает, в том числе над рассматриваемыми в настоящей монографии проблемами.

1.1. Опыт зарубежных исследователей

Геотехниками разных стран накоплен значительный опыт выполнения различного вида работ, связанных как с углублением (созданием) подвалов существующих зданий, так и дополнительным нагружением оснований в связи со сложными реконструкционными работами. Такие работы активно реализуются в Германии, Франции, Бельгии, Австрии, Португалии и др. странах.

В данном разделе рассмотрен уникальный процесс устройства дополнительного подземного театрального зала в существующем здании Театро Сирко в Португалии. Данные материалы любезно предоставлены португальскими исследователями А. Пинто, М. Гувэйа [14].

Театр, возраст которого превышает сто лет, расположен в историческом городе Брага на севере Португалии. Город был основан в III в. до н.э. римлянами как столица северо-западной части Иберийского полуострова и первоначально носил название Бракара Августа.

Для проведения работ по ремонту и расширению Театро Сирко потребовалось откопать котлован с максимальной глубиной 11 м для возведения нового подземного зала, при этом вокруг котлована сохранялись существ-

вующие кирпичные и чугунные конструкции трех балконов, главного входа и фойе (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Вид главного фасада Театро Сирко

Театр находится в старой части города Брага, где вокруг него располагаются важные улицы и исторические здания. Несмотря на то, что работы проводились внутри здания театра, применяемые технологии должны были обеспечивать сохранность прилегающих конструкций и инфраструктур.



Рис. 1.2. Начальные работы по откопке котлована в центральной части театра

В силу вышеперечисленных ограничений была выбрана технология укрепления существующих стальных (кирпичных) колонн и стен при помощи микросвай, несущих максимальную нагрузку примерно в 350 кН. Примененные микросваи располагались на гибких пустых стальных трубах – стойках с

внешним диаметром 127 мм и толщиной 9 мм. Поверх всех микросвай были уложены железобетонные ростверки и балки. Связь с кирпичными конструкциями была увеличена парами заранее напряженных балок *Геви* диаметром 32 мм, обеспечивающих перенос нагрузки с исходных конструкций на микросваи. Для того чтобы компенсировать гибкость микросвай (λ меньше 80), сваи, расположенные внутри основной зоны откопки, были соединены бетонными ростверками. Эти ростверки выполняли также и защитную функцию против воздействия строительной техники во время проведения работ по откопке (рис. 1.3, 1.4, 1.5, 1.6).

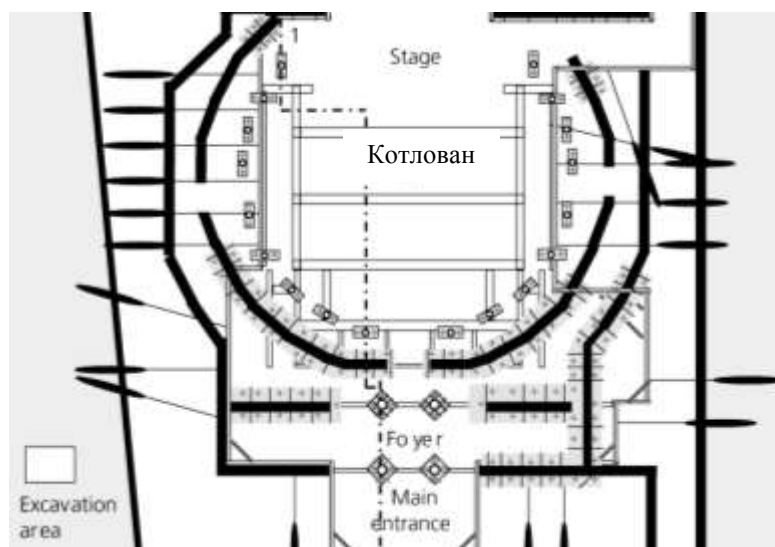


Рис. 1.3. План театра и план проведения работ нулевого цикла

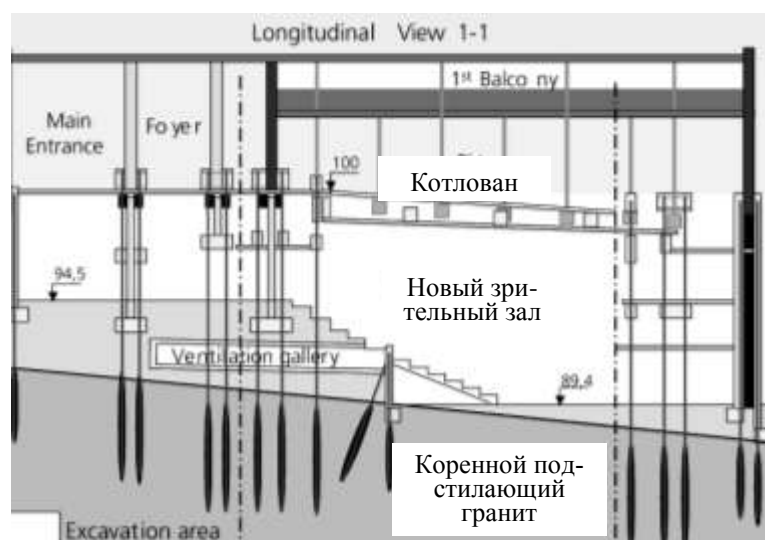


Рис. 1.4. Продольное сечение работ по откопке и устройству нового зрительного зала

На втором этапе реконструкции после завершения строительства новых несущих конструкций и их оснований (плит перекрытий), нагрузка на часть микросвай была снята устройством плоских домкратов, после чего определенное количество свай было срезано. Разгрузка свай позволила упростить процесс

перераспределения нагрузки на новые конструкции с частичной компенсацией вертикальных деформаций домкратами.

Плоские домкраты были временно заполнены маслом для регулирования прилагаемых нагрузок.

При проведении всех этапов работ проводился комплексный мониторинг за состоянием существующих конструкций, включающий измерение деформаций.

Предварительная оценка показала, что конструкции смогут выдержать постепенные осадки до 1 см без потери несущей способности.



Рис. 1.5. Принцип укрепления конструкций во время проведения работ по откопке котлована под балконами и главным входом (вид сзади)



Рис. 1.6. Вид на подпорные микросваи кирпичных колонн основного входа во время проведения откопки и устройства новых подземных конструкций

Следует подчеркнуть, что представленный опыт геотехнического проведения работ по созданию нового подземного зала под конструкциями существующего театра является уникальным и заслуживает одобрения. В тоже

время следует помнить, что данные работы выполнялись на скальном основании и практически без водопонижения, что, безусловно, снижало риск неравномерности дополнительных осадок и в некоторой степени упрощало решение поставленной задачи.

1.2. Отечественный опыт углубления погребов террасы Константиновского дворца

Отечественный опыт геотехнических работ, связанных с реконструкцией исторических зданий, заслуживает особого внимания, т.к. он основан на использовании свойств слабых водонасыщенных грунтов, широко распространенных на Северо-западе России.

Наиболее интересным в этом отношении является пример геотехнического решения задачи по углублению погребов террасы Константиновского дворца. Эти работы выполнялись НПО «Геореконструкция-Фундамент-проект», которые включали в себя все этапы реконструкции от обследования, проектирования до выполнения усилительных работ.

Стрельнинский (Константиновский) дворец (рис. 1.7) был заложен в 1720 г., как парадная государственная резиденция по проекту итальянского архитектора Никколо Микетти (1675–1758) при участии императора Петра I.



Рис. 1.7. Вид Константиновского дворца со стороны западной лестницы Воронихина. Фото 1910 г.

Не останавливаясь на истории создания и существования дворца, отраженной в специальной литературе, необходимо подчеркнуть, что данное здание к концу XX века представляло собой сооружение со значительными разрушениями, носящий местами аварийный характер (рис. 1.8). Более подробное описание состояния конструкций дворца можно найти в статьях Улицко-

го В.М., Шашкина А.Г., Глыбина Л.А. и др. в специальном выпуске журнала «Реконструкция городов и геотехническое строительство» № 6 [16].

Дворец, укрепленный подпорным сооружением со стороны Финского залива, выполненным в виде системы лоджий и гротов, был в конце 1990^х г. фактически заброшен и не эксплуатировался. Основная подпорная стена, удерживающая грунт склона и дворец на его вершине, в нескольких местах была обрушена в результате потери устойчивости.



Рис. 1.8. Состояние Константиновского дворца до реконструкции

Основная геотехническая причина разрушений кирпичных сводов террасы дворца – это неисправность работы системы водоотведения.

Переменное обводнение массива грунта перед подпорной стенкой привело к гниению голов деревянных свай под поперечными стенами погребов, что вызвало разрушение кирпичной кладки и развитие неравномерных осадок (рис. 1.9).



Рис. 1.9. Разрушение кирпичной кладки стен погребов в результате гниения голов деревянных свай



Рис. 1.10. Потеря устойчивости поперечной стены погребца

Проведенное комплексное обследование состояния несущих конструкций сводов подвала выявила аварийные участки (рис. 1.10, 1.11), сопровождающиеся как потерей устойчивости стен, так и образованием вывалов (проемов до 1,5 м) разрушенного кирпича.



Рис. 1.11. Обрушение подпорной стены с образованием проемов высотой до 1,5 м

Не трудно предположить, что отмеченный процесс разрушения несущих кирпичных сводов террасы дворца носил прогрессирующий характер, грозящий утрате исторического памятника.

В декабре 2001 г. распоряжением Президента России на базе Константиновского дворца был создан Государственный комплекс «Дворец конгрессов». Такое решение вызвало необходимость капитальной реконструкции здания с проведением значительного комплекса геотехнических работ, в том числе по углублению существующих подвалов под террасой.

Комплекс геотехнических работ, прежде всего, включал в себя инженерно-геологические исследования данной территории.

Характерной особенностью ландшафта южного берега Финского залива (места расположения Дворца Конгрессов) является наличие уступа высотой до 8...9 м, расположенного на расстоянии 1...2 км от берега залива (рис. 1.12).

Гидрогеологические условия участка характеризуются распространением одного водоносного горизонта грунтовых вод, приуроченного к подошве насыпных грунтов и пылевато-песчаным прослойкам в озерно-ледниковых суглинках. Относительным водоупором служат ледниковые суглинки и супеси. Разгрузка грунтовых вод происходит в каналы Нижнего парка и далее в Финский залив.

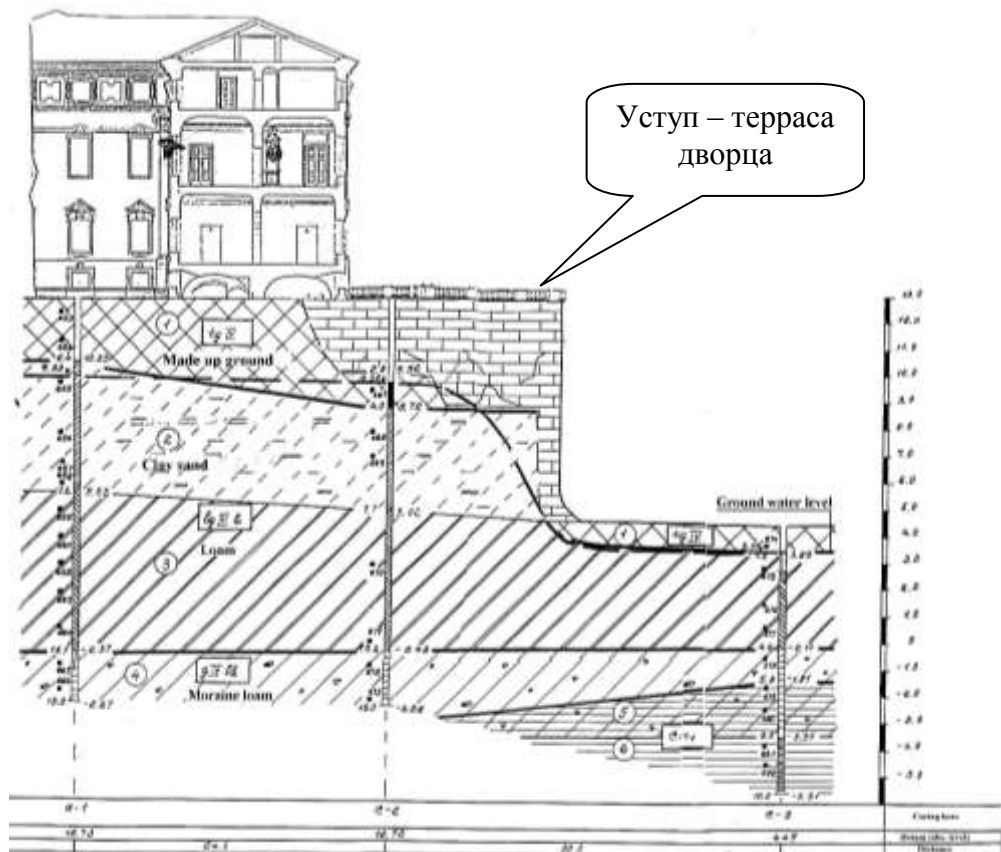


Рис. 1.12. Характерный инженерно-геологический разрез

Изысканиями выявлено наличие насыпных грунтов на террасе перед дворцом на глубине до 4 м от поверхности.

Подстилаются техногенные образования озерно-ледниковыми отложениями IgIIIb, представленными пылеватыми супесями слоистыми и суглин-

ками ленточными. Ниже супесей вскрыты суглинки пылеватые, ленточные, текучепластичной консистенции, с четко выраженной способностью к тиксотропным изменениям.

К подошве озерно-ледниковых грунтов приурочена кровля ледниковых отложений лужской морены $gIIIz$, представленных суглинками пылеватыми, реже – супесями, находящимися в полутвердом состоянии, содержащими включения гравия, гальки, валунов кристаллических пород, а также обломки песчаника. Их пройденная мощность составила 1,2–1,9 м. Моренные отложения имеют плотное сложение, являются уплотненными породами с высокими прочностными показателями. Именно эти грунты и были определены в качестве несущего слоя при устройстве свай усиления, выполненных с поверхности террасы через кирпичную кладку стен погребов и лоджий (рис. 1.13).

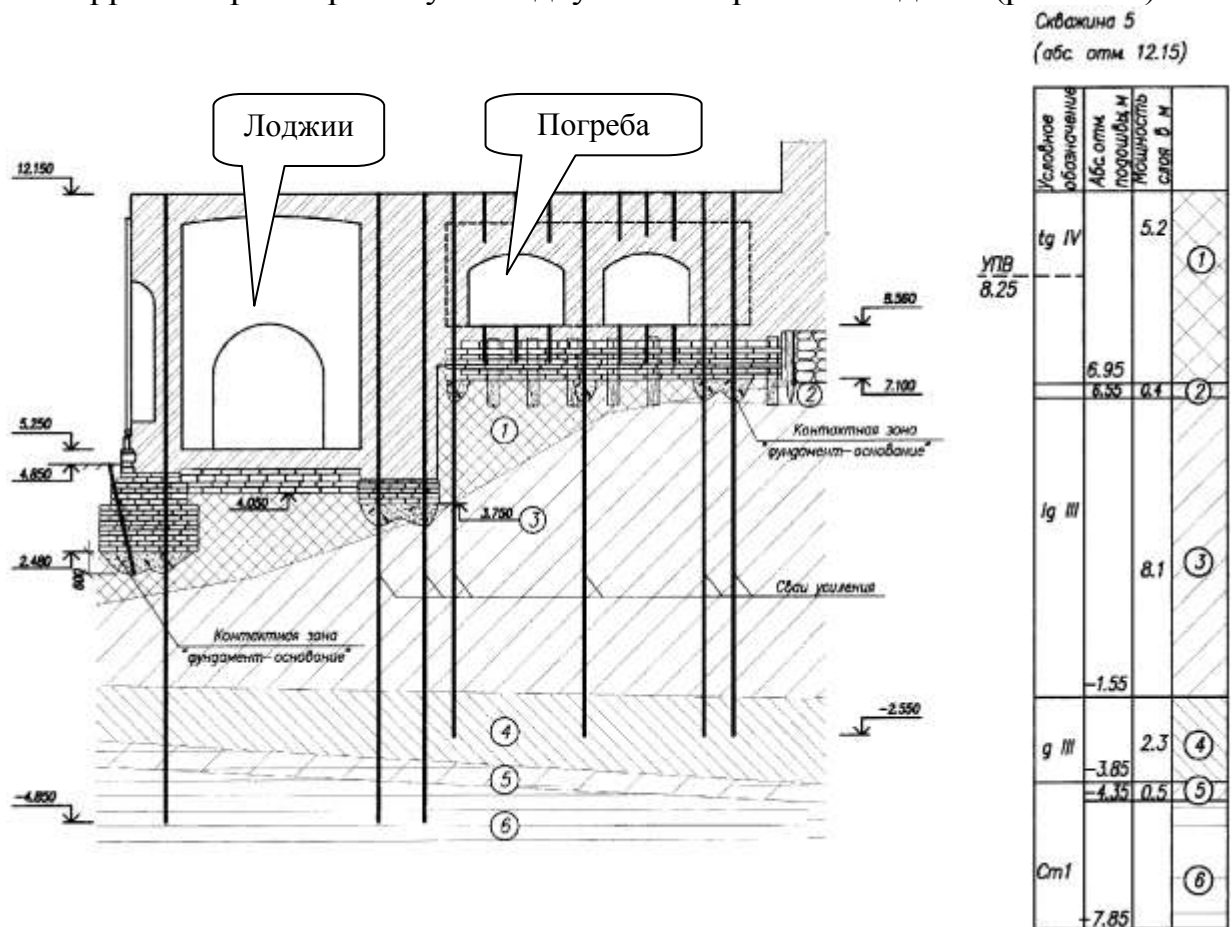


Рис.1.13. Усиление конструкций подпорного сооружения с использованием буроинъекционных свай: 1...6 – слои грунта по выполненным изысканиям

Устройство свай усиления было определено необходимостью углубления существующих подвалов на глубину до 1 м и выполнением данных работ только изнутри помещений с сохранением исторических конструкций террасы.

В результате проведенных работ по углублению подвальных помещений погребов под террасой дворца (рис. 1.14), кирпичные стены практически «зависли» на тонких буроинъекционных сваях.



Рис.1.14. Углубление уровня пола в погребках террасы дворца. Стены вывешены на буроинъекционных сваях усиления



Рис. 1.15. Подготовка к бетонированию ростверка под поперечные стены в погребках террасы дворца. Стены террасы вывешены на буроинъекционных сваях

Армирование свай сплошной металлической трубой исключило возможность их повреждения при углубительных работах.

После углубления помещений погребов было выполнено армирование и бетонирование ростверков под поперечные несущие стены (рис. 1.15).

Лучшим свидетельством высокого качества выполненных работ стало то обстоятельство, что ни один фрагмент усиленной сваями кирпичной кладки, по результатам комплексного геотехнического мониторинга, не получил сколько-нибудь заметных смещений.

Выполненные работы по усилению фундаментов и углублению погребов дворцового комплекса беспрецедентны в отечественной практике.

Следует подчеркнуть, что в геотехнических работах по реконструкции Константиновского дворца принимала участие группа научных сотрудников, проектировщиков, производителей НПО «Гереконструкция-Фундаментпроект» (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Глыбин Л.А., Богов С.Г. и др.), а также производственной организации АОЗТ «Геоизол» (Лашкова Е.Б., Смолянков В.Ю. и др.).

Таким образом, приведенные примеры зарубежного и отечественного решения геотехнических задач по углублению или созданию подвальных помещений в существующих зданиях, подчеркивают возможность решения подобных проблем практически для любых грунтовых условий.

Глава 2. Геотехнические исследования оснований существующих фундаментов

Любая реконструкция зданий в историческом центре Санкт-Петербурга неизбежно связана с исследованием состояния оснований и фундаментов. Решение подобных проблем возникает как при реконструкции существующих зданий (надстройка этажами, мансардой, замена перекрытий, углубление подвалов и т.д.), так и при новом строительстве – здесь обследованию подвергаются примыкающие здания существующей застройки, входящие в 30 м зону вокруг стройки [19].

Для решения сложных геотехнических задач при реконструкции и новом строительстве в историческом центре Санкт-Петербурга, в городе создана и успешно осуществляет свою деятельность «Экспертно - консультативная комиссия по основаниям и подземным сооружениям при Правительстве Санкт-Петербурга».

Работа Комиссии на протяжении уже более 15 лет направлена, прежде всего, на сохранение существующей исторической застройки Санкт-Петербурга при новом строительстве и реконструкции.

Комиссией рассматриваются не только проектные решения, но также проекты производства работ, полнота и объективность инженерно-геологических изысканий. Последний аспект особенно важен, т.к. часто имеет определяющее значение в решении геотехнических задач.

При проведении инженерно-геологических изысканий для целей реконструкции в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах, особое внимание следует уделять определению «длительных» характеристик грунтовых свойств и оценке «мгновенного» отклика грунта на внешнее воздействие.

Сложившаяся же отечественная практика изысканий для гражданского строительства обычно ограничивается сокращенным комплексом механических испытаний, включающих определение характеристик сжимаемости в условиях одномерной деформации и свободного дренирования, а также консолидированных параметров прочности. Практикой большинства изысканий в последнее время становится необоснованный отказ от проведения механических испытаний; механические свойства определяют по справочной литературе. Фильтрационные испытания проводят в исключительных случаях, а определение характеристик структурности грунта встречается лишь в научных исследованиях. В результате сложилась традиция проектирования фундаментов по характеристикам грунта, отражающим его длительную работу под нагрузкой, при совершенном игнорировании мгновенных откликов геологической среды на техногенные воздействия. Между тем, именно последние определяют деформации слабого грунтового основания в процессе реконструкции фундаментов.

Как показывает анализ многочисленных аварийных ситуаций, в их основе лежит, прежде всего, не учет особых свойств слабых глинистых грунтов, связанный, в том числе, с недостаточной полнотой изысканий.

2.1. Особенности инженерно-геологических условий для оснований Санкт-Петербурга

Грунтовые условия Санкт-Петербурга настолько уникальны и сложны, что имеющийся мировой опыт технологии геотехнического строительства в обычных геологических условиях может быть использован только после пересмотра и корректировки, с учётом имеющихся наработок и исследований российских геотехников.

Сложность данного вида работ обусловлена для города, прежде всего условиями существования в основании фундаментов слабых водонасыщенных грунтов.

В качестве примера рассмотрим специфические инженерно-геологические условия Петербурга.

Понять формирование физико-механических свойств грунтов позволяет история геологического развития территории (палеогеография) в четвертичном периоде. Наиболее убедительно палеогеография этого периода для территории Петербурга описана Л. Г. Заварзиным [11].

В основании зданий на территории города залегают молодые отложения. Осадконакопление в четвертичном периоде здесь происходило под знаком нескольких оледенений, из которых наиболее заметные следы оставило последнее валдайское оледенение.

Довалдайские отложения сохранились лишь в так называемых эрозионных врезах, или размывах, которые трактуется Л. Г. Заварзиным как формы ледникового выпаживания, образующиеся более энергичными потоками льда в теле движущегося ледника или временно останавливающегося. В современном виде они представляют собой погребенные ледниковые долины, примером которых является участок между станциями метро «Лесная» и «Площадь Мужества».

Последний валдайский ледник оставил после себя аналогичные по происхождению ванны выпаживания, занятые теперь цепочками озер, вытянутых по направлению течения ледниковых языков (район Шувалово-Озерки, Карельский перешеек).

Валдайский ледник выравнял древнюю поверхность Земли, отложил лужскую основную морену и комплекс других ледниковых отложений, создав основные формы современного рельефа.

Таяние валдайского ледника вызвало образование песчаных холмов, наклонных песчаных долин, имеющих место на Карельском перешейке и северной окраине города.

В южных окрестностях Петербурга широко распространены наклонные равнины и моренные гряды. Среди песчаных отложений отмечаются слои широко известных ленточных глин, образовавшихся в небольших озерах в

результате ветрового заноса песчано-пылевато-глинистого материала с окружающей пустынной поверхности формирующихся зандров.

В конце ледниковой эпохи крупные массивы мертвого, неподвижного льда долгое время сохранялись во впадинах Балтийского моря и крупных озер (Ладожского, Онежского и др.). В конце позднечетвертичной эпохи талые воды заполнили эти впадины, ставшие бассейнами осадконакопления.

Финский залив в начале современной эпохи распространялся на центральную часть Петербурга. В это время акватория его отделилась по кольцевым разломам от окружающей интенсивно поднимающейся суши. Простирание этих разломов в настоящее время фиксируется уступами рельефа, проходящими по горизонталям с абсолютными отметками 8 и 4 м (рис. 2.1).

Для территории города характерны три грунтовых комплекса. Первый грунтовый комплекс распространен преимущественно в северной части города. Он представлен залегающими с поверхности на значительную глубину песками и легкими супесями, обладающими сравнительно хорошими строительными свойствами.

Второй грунтовый комплекс характерен для южной части города. Его особенностью является залегание лужской морены вблизи поверхности. Такие грунтовые условия также благоприятны для реконструкции и нового строительства, включая устройство подземных сооружений.

Третий грунтовый комплекс сложен под техногенным слоем (толщиной около 2 м) дельтовыми отложениями, представленными преимущественно песками мелкими и пылеватыми (толщиной слоя от 2 до 10 м) и значительной толщиной слабых балтийских суглинков и супесей. Кровля относительно прочных моренных отложений залегает на глубинах до 20 - 30 м от поверхности.

Используя представленную карту (рис. 2.1), можно в первом приближении решать любые сложные задачи реконструкции, связанные с усилением фундаментов (включая превентивное) и устройством объемных заглубленных и подземных сооружений.

Чтобы облегчить предпроектную работу, предложены различные грунтовые комплексы. Фактически получены характерные разрезы грунтов Петербурга (рис. 2.2).

На глубину до 10 м наиболее распространены современные и верхне-четвертичные отложения различных стадий развития Балтийского моря (озерно-ледниковые, озерные и морские осадки). Пылевато-глинистые грунты этого возраста составляют комплекс слабых напластований. Слабые грунты почти повсеместно в городской черте подстилаются отложениями лужской морены — полутвердыми валунными суглинками и супесями. Кровля лужской морены во многих частях города находится на глубине более 10 м.

Оценим эти комплексы применительно к наиболее сложным случаям реконструкции, связанным с необходимостью устройства заглубленных сооружений.

Первые два грунтовых комплекса представлены песками и легкими супесями, которые почти не содержат других пород, отличных по водопроницаемости

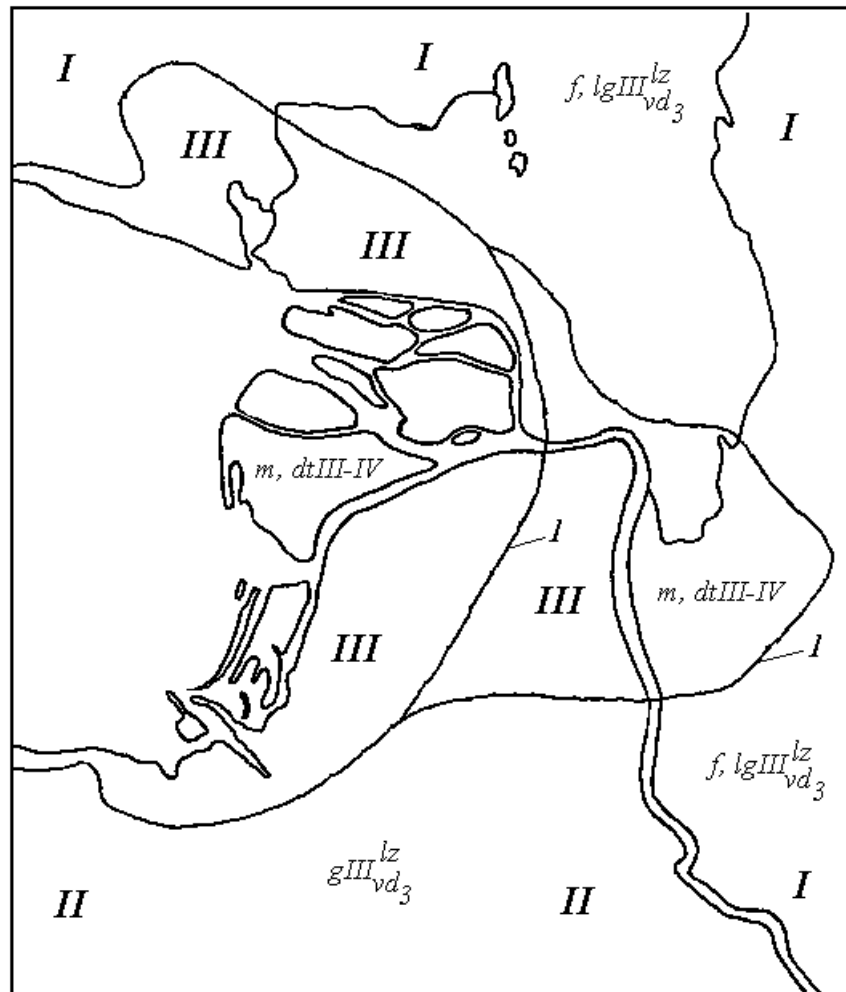


Рис. 2.1. Инженерно-геологическая карта Петербурга:

I - сбросы и флексуры, ограничивающие Усть-Невский грабен; *I* - область распространения флювиогляциальных отложений, зандров, камов и оз; *II* - область распространения лужской морены около поверхности; *III* - область распространения слабых грунтов

Распространены они в северной части города. Уровень подземных вод находится близко к поверхности (1...1,2м). Коэффициент фильтрации песков в среднем составляет 2...10 м/сут.

При быстрой откопке котлована либо траншеи у фундамента и открытом водоотливе, уже с глубины 2,0-2,5 м в песках развиваются суффозионные явления. При откопке на большую глубину формируется типичный фильтрационный плавун. Супеси и прослойки тонкодисперсных песков второго комплекса имеют коэффициент фильтрации менее 2,0 м/сут. При откопке эти грунты ведут себя как плавунуны и образуют разжиженный грунт. В таких грунтах осложняются работы по устройству свай с использованием буроинъекционной технологии. Традиционные технологии усиления малоэффективны.

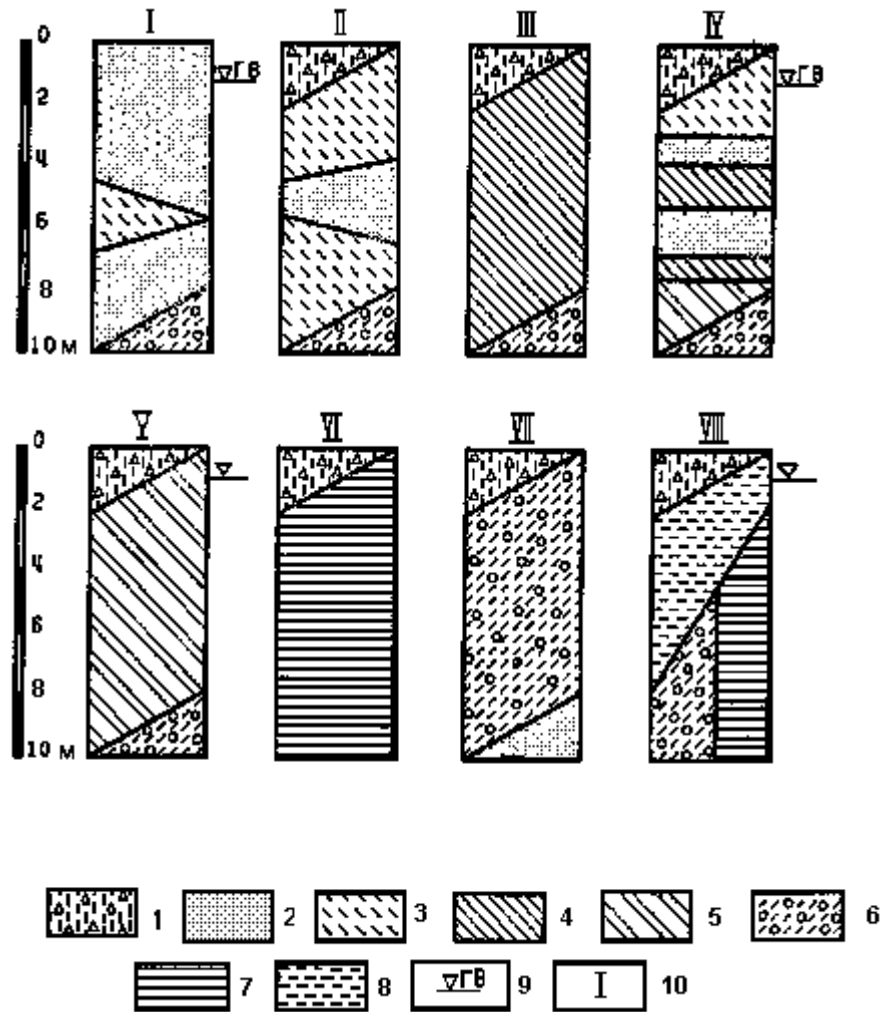


Рис. 2.2. Характерные разрезы грунтов Петербурга до глубины 10 м:

1- насыпной слой; 2 – пески; 3 – легкие супеси; 4 – тяжелые супеси и суглинки; 5 - ленточные суглинки и глины; 6 – моренные супеси и суглинки; 7 – глины протерозоя; 8 – слабые грунты (№ 1, 2, 3, 4, 5); 9 – уровень грунтовых вод; 10 – номер тина разреза

Третий комплекс — тяжелые супеси либо мягкопластичные суглинки с прослойками водонасыщенного песка. Свободная вода здесь находится в иммобилизованном состоянии. При высоте стенок котлована более 3,0 м у бровки могут появиться трещины разгрузки, при которых произойдет сползание грунта. Грунт весьма чувствителен к динамическим воздействиям, они могут привести к внезапному обрушению стенок котлована. Для инъекционной технологии, включая высоконапорные инъекции, условия благоприятные. Могут использоваться традиционные технологии, не связанные с глубокой откопкой грунтов у фундамента.

Четвертый комплекс представляет собой переслаивающиеся пески, супеси и суглинки пластичной консистенции. Характерной чертой этого комплекса является наличие напорных вод. Возможны прорывы грунтовых вод в буровые скважины, траншеи, котлованы. При этом нарушается структура грунта, что усложняет ведение работ по усилению фундаментов по любой из известных технологий.

Пятый комплекс также имеет ряд особенностей, которые следует учитывать как при ведении работ, так и при выборе технологии реконструкции фундаментов. Ленточные суглинки и глины пластичной консистенции при соответствующем дренаже достаточно устойчивы. Однако здесь могут наблюдаться явления разуплотнения грунта основания при снятии нагрузки с фундамента в процессе реконструкции. Относительно прочные моренные отложения находятся на небольшой глубине. Такие напластования характерны для южных районов Петербурга. Здесь выемки могут быть устойчивыми в крутых откосах большой высоты (до 10 м). Вполне приемлемыми могут оказаться традиционные приемы усиления, включая устройство коротких буровых опор, либо подведение новых фундаментов под существующие.

Шестой и седьмой комплексы благоприятны для реконструкции и нового строительства, включая устройство подземных сооружений. Как правило, здесь не возникает проблем в процессе ведения работ.

Восьмой комплекс включает все вышеперечисленные неустойчивые грунты. Однако эти грунты ограничены по глубине от 2 до 8 м и повсеместно подстилаются относительно прочными и малосжимаемыми отложениями.

Анализируя, специфические геологические условия конкретной площадки и оценивая состояние и конструктивные особенности существующего здания, можно в процессе проектирования выбрать оптимальный вариант заглубленного сооружения и рекомендовать целесообразный технологический прием усиления фундамента. При этом до минимума будут сведены возможные вредные воздействия на существующие здания, как в процессе ведения работ, так и при последующей эксплуатации.

Анализ применяемых конструкций усиления и способов ведения работ при их реализации в разных грунтовых условиях (разрезы *I—VIII*) показал, что традиционные технологии усиления имеют ограниченную применимость в условиях слабых грунтов Петербурга. В большинстве случаев, здесь должны использоваться современные методы, которые нашли широкое распространение в реконструктивной практике в последние время.

Нетрудно заметить, что весь исторический центр города (Петербург XIX в.) построен на слабых грунтах. Поэтому при реконструкции отдельных зданий и городских кварталов центральной части города требуется особая осторожность в выборе геотехнических решений и технологий.

При ведении реконструкционно - ремонтных работ для зданий исторической застройки Санкт-Петербурга могут встречаться различного рода неожиданности, которые требуют дополнительных обследований и принятия нестандартных решений, изменяющих проект. Решение таких задач под силу специализированным геотехническим организациям, обладающих соответствующим опытом строительства.

Прежде всего, необходимы достоверные данные по инженерно-геологическим исследованиям. Существующая в Санкт-Петербурге обширная база материалов архивных инженерно-геологических изысканий может быть задействована в полной мере, однако следует иметь в виду, что мате-

риалы изысканий со сроком давности 15 и более лет, как правило, мало достоверны и недостаточно информативны. Поэтому при проведении реконструкции зданий целесообразно использовать как архивные материалы изысканий, так и новые изыскания с обязательным определением деформационных и прочностных характеристик грунтов основания.

2.2. Необходимость дополнительных инженерно-геологических изысканий

Большая часть исторических зданий Санкт-Петербурга постройки 18, 19 веков имеет бутовые ленточные фундаменты с опиранием их на пылеватые дельтовые пески. Для данных грунтов хорошо зарекомендовал себя опыт использования динамического зондирования оснований, выполняемый обычно из исследовательских шурфов непосредственно под подошвой фундаментов реконструируемых зданий. Такие испытания, как правило, включаются в общий перечень изыскательских работ, проводимых перед реконструкцией здания.

Следует отметить, что свойства оснований в центральной части города с течением времени изменяются и, как правило, в худшую сторону. Это связано с возросшим динамическим фоном от интенсивно развивающегося транспорта города, а также многочисленными утечками из эксплуатируемых инженерных сетей.

Утечка из проложенных в грунте и расположенных в подвалах изношенных трубопроводов различного назначения, особенно канализационных, приводит, прежде всего, к загрязнению окружающей среды, проникновению стоков в грунтовое основание и интенсивному развитию микробиологических процессов с образованием биохимических газов. По данным исследований, проводимых в государственном горном институте С.-Петербурга [9], [17] проникновение микроорганизмов может достигать до 20 м и более в глубь основания, пронизывая практически все четвертичные отложения. В результате на территории города появляются целые зоны интенсивной загазованности оснований с возможным проявлением опасных выбросов и возгорания газов. К таким территориям следует отнести зоны в Центральном, Фрунзенском, Невском, Красногвардейском и др. районах С.-Петербурга.

Следует подчеркнуть, что имеющаяся тенденция к длительному процессу загрязнения озёрно-ледниковых отложений из-за утечек из неэффективно работающих канализационных трубопроводов, создаёт в окружающих грунтах ореолы с повышенным содержанием азота, серы, хлоридов и др. соединений органики. В результате резко снижаются не только фильтрационные свойства оснований, но понижаются и основные механические характеристики грунтов: - угол внутреннего трения, сцепление, модуль деформации. Изменение прочностных и деформационных свойств таких грунтов в относительно короткий период времени можно характеризовать как проявление просадочных свойств оснований. Причиной просадки грунтов в этом случае является биотехногенный фактор, изменяющийся во времени. Условия проявления битехногенной просадки оснований [21] приводят к выводу из рабо-

ты инженерных сетей до нормативного срока их эксплуатации и способствуют развитию неравномерной осадки фундаментов зданий.

Следует учесть, что проникающие в грунт канализационные стоки содержат такие взвеси, которые сорбируются на минеральных частицах, прежде всего песчаных отложений, что в результате приводит к резкому снижению фильтрационных свойств песчаных отложений и формированию в них плавунных свойств. Для таких озёрно-ледниковых отложений угол внутреннего трения может снижаться до 4° , а сцепление до 0,015 МПа [10].

Значительному изменению подвержен и уровень грунтовых вод, колебания которого связаны с отметкой воды в реках и каналах города и зависит от нагонных наводнений, довольно частых (вероятностный фактор) в Санкт-Петербурге.

2.3. Влияние грунтовых вод на состояние системы «фундамент-основание»

Большинство зданий исторического центра Санкт-Петербурга имеют ленточные бутовые фундаменты, под подошвой которых расположены деревянные лежни. При средней глубине заложения 2...2,5 м подошва бутовых фундаментов и деревянные лежни под ними в период постройки располагались ниже уровня грунтовых вод.

Конструктивное решение, с расположением деревянных лежней в изолированной среде с низким содержанием газов (ниже уровня грунтовых вод), позволяет эксплуатировать данную конструкцию в надежном состоянии достаточно долго. Так при реконструкции опор «Горбатого мостика» Ч. Камерона в Павловском парке, дата постройки которого относится к концу 18 века, в основании были обнаружены деревянные лежни диаметром до 40 см сохранившиеся в прекрасном состоянии [7]. Более 200 лет данные конструктивные элементы, расположенные на глубине около 3 м и ниже грунтовых вод, выполняли свою функцию.

В случае же понижения уровня грунтовых вод ниже отметки заложения лежней либо повышения температуры воды вследствие утечек их теплосети, древесина лежней подвергается гниению. Процесс гниения лежней в этом случае может протекать настолько интенсивно, что уже через 3...5 лет дерево может превратиться практически в труху, что неизбежно является причиной развития дополнительных неравномерных осадок уплотнения.

В качестве примера на рис. 2.3 и 2.4 по результатам откопки шурфов представлены поперечные сечения по фундаментам обследуемого здания по ул. Гражданской.

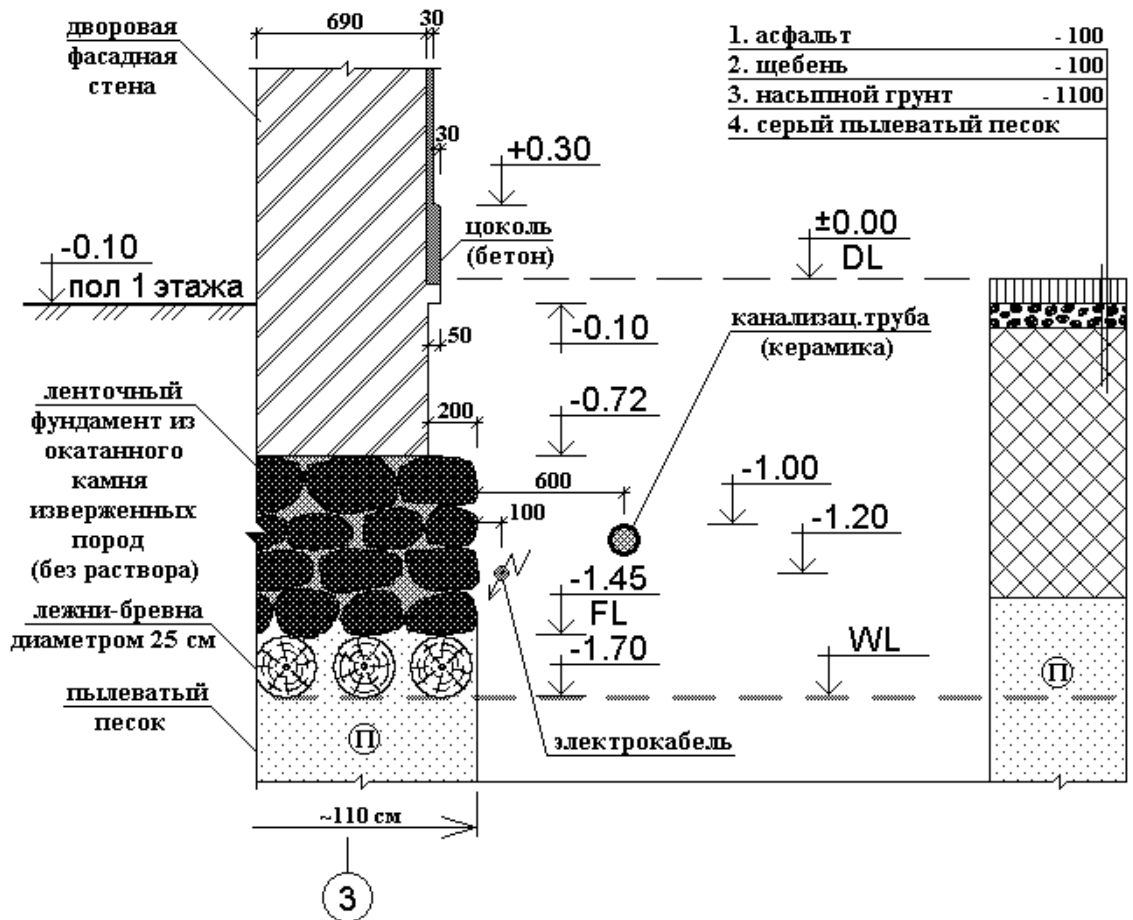


Рис. 2.3. Поперечный разрез по фундаменту (по результатам откопки шурфа) с характерной схемой состояния бутового камня и деревянных лежней.

Как видно из рис. 1.1 бутовый ленточный фундамент под наружную стену здания имеет высоту всего 70...80 см под подошвой которого расположены деревянные лежни-бревна диаметром 25 см. В последние годы эксплуатации здания уровень грунтовых вод (WL) опустился до отметки низа лежней, что создало условия гниения древесины.

Конечный результат процесса гниения деревянных лежней отчетливо просматривается на рис. 2.4, где первоначально уложенных бревен уже фактически нет, а наблюдаются лишь остатки гумуса. Данное состояние было отмечено под фундаментами средней стены обследуемого здания, которые имеют значительно меньшую высоту (50 см) и глубину заложения по сравнению с фундаментами наружных стен.

Представленное состояние конструкций фундаментов для существующего здания, построенного более 150 лет назад, было определено по результатам предварительных обследовательских работ. Обследование же конструкций данного здания было вызвано появлением и развитием трещин в отделке и несущих конструкциях стен.

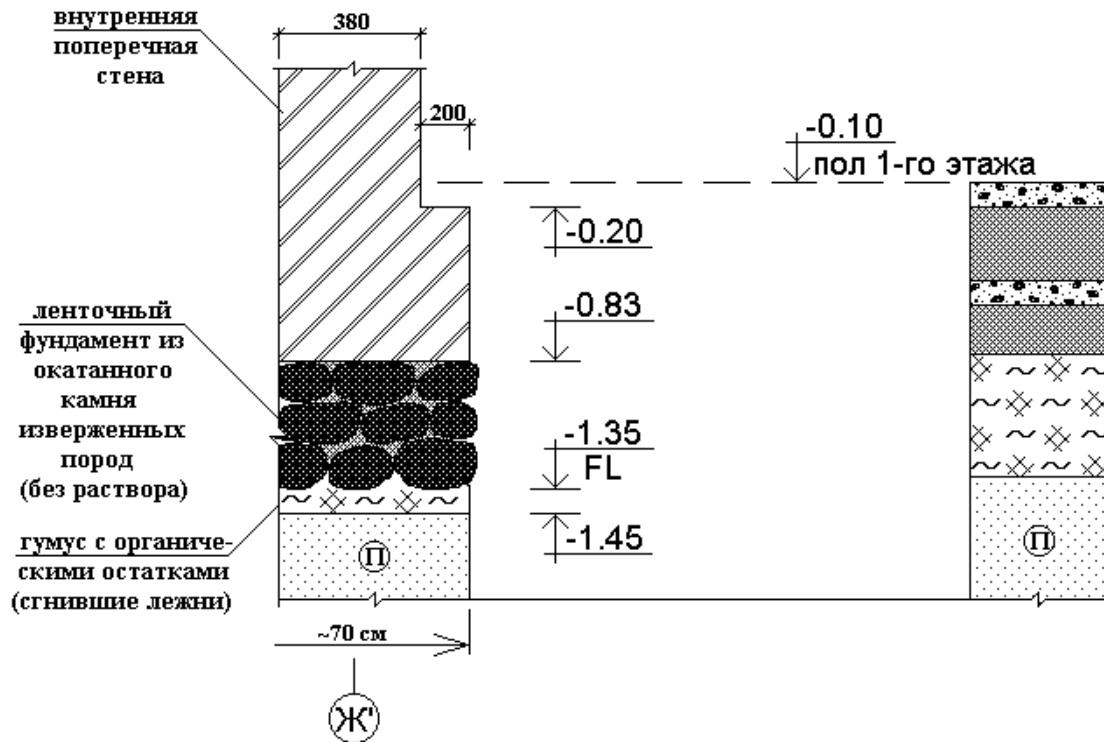


Рис. 2.4. Поперечный разрез по фундаменту (по результатам откопки шурфа) с характерной схемой состояния бутового камня и сгнившими деревянными лежнями.

Нетрудно представить, что причиной развития трещин в конструкциях обследуемого здания явились неравномерные осадки, вызванные в первую очередь гниением деревянных лежней в напряженной зоне оснований – контактном слое. Другая причина развития неравномерных осадок данного здания – это развитие деформаций в теле самого бутового фундамента. Исследования показали, что бутовый камень фундаментов уложен фактически без связующего раствора и любые неравномерные осадки оснований неизбежно вызывают подвижку отдельных камней бутовой кладки.

Деформации тела бутового фундамента вследствие снижения с течением времени прочности раствора, вымывание его в отдельных местах или изначальное отсутствие, могут вызвать значительные дополнительные осадки существующих зданий и нуждаются в отдельном исследовании. Имеются исторические сведения о выполнении фундаментов в Санкт-Петербурге в начале 18 века под руководством немецких инженеров. Из этих источников известно, что уже в то время бутовые фундаменты часто выполнялись не качественно – с отсутствием связующего известкового раствора в средней части тела фундамента. Такие конструкции фундаментов и зданий, возведенных на них, сохранились до настоящего времени, а потому любые работы, связанные с реконструкцией требуют тщательного исследования с использованием различных методов.

Одними из наиболее щадящих и оперативных методов исследования состояния бутовых фундаментов являются геофизические методы исследова-

ний [5], которые современными геотехниками используются все в большей мере.

Другая причина, вызывающая проявление неравномерных осадок окружающих зданий, возникает при разработке открытых котлованов в строительстве подземных переходов, устройстве траншей и т.д., т.е. там, где используют открытый водоотлив, который в конечном итоге приводит к резкому снижению положения У.Г.В.

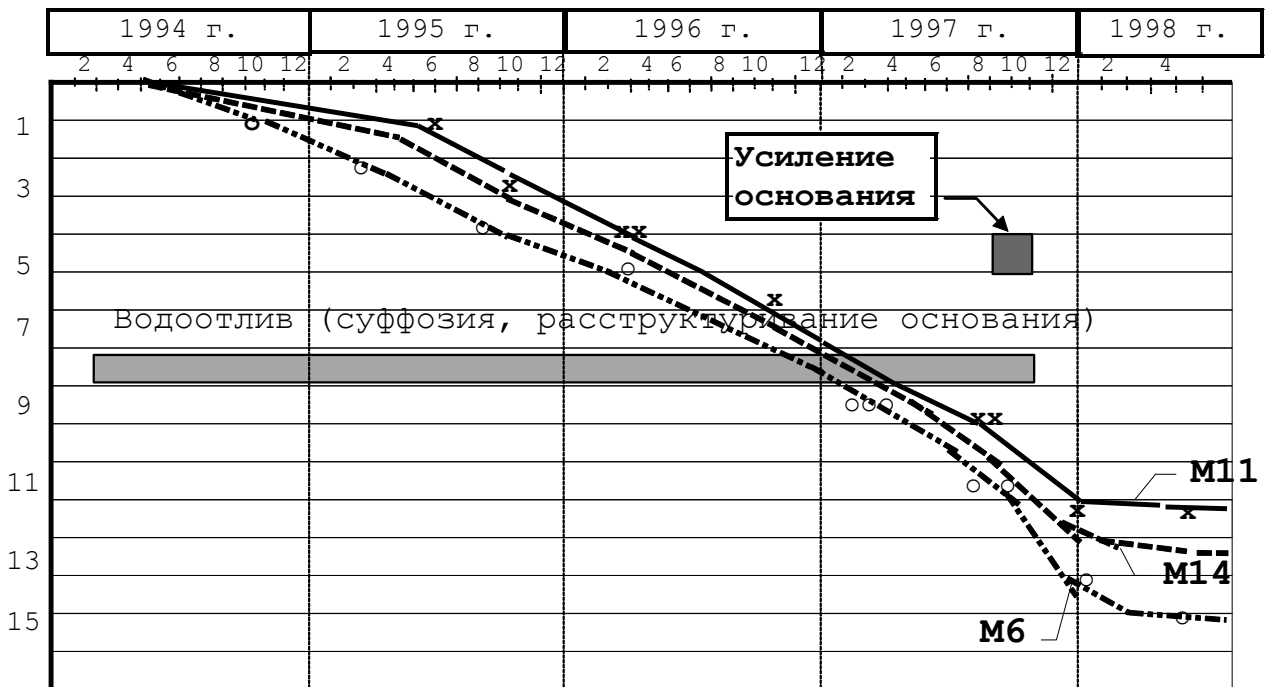
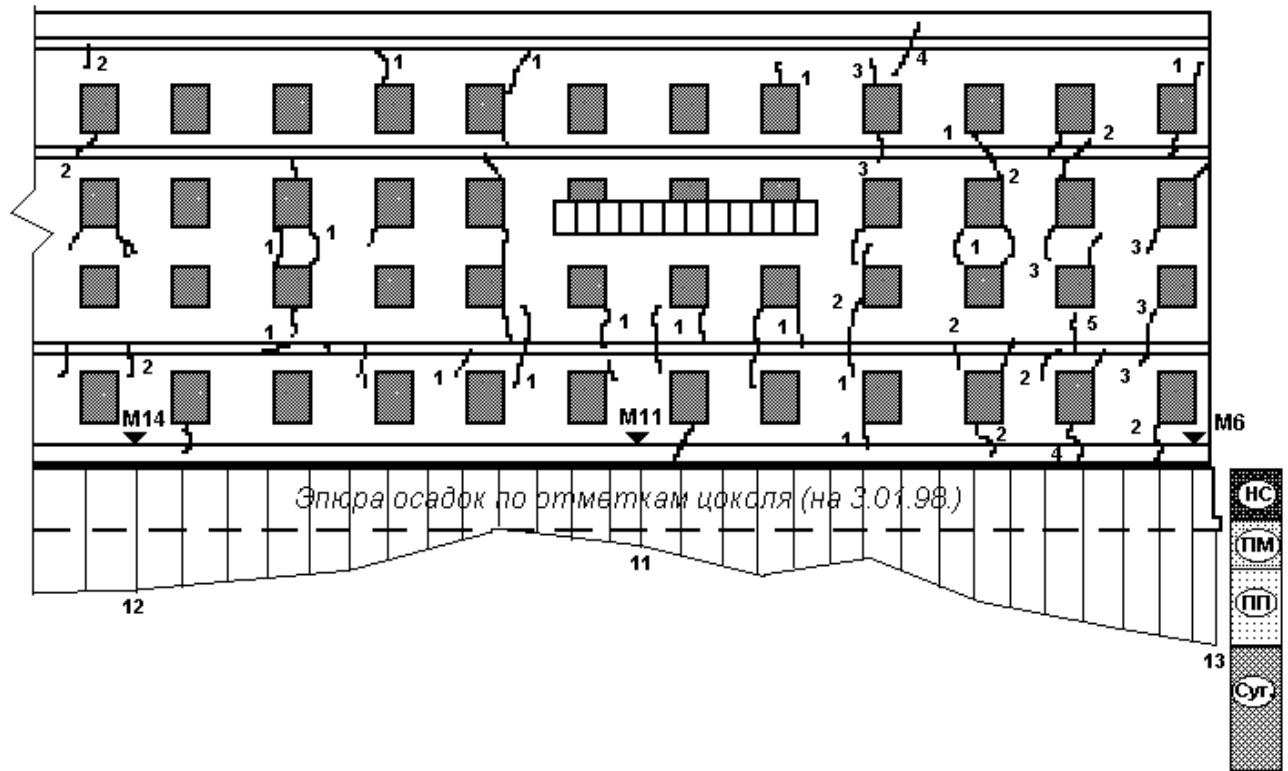
Характерным примером, в этом отношении, является строительство подземного пешеходного перехода под площадью Труда (Благовещенская площадь) в г. Санкт-Петербурге.

Работа в котловане, глубиной до 5,8 м, проводилась с использованием открытого водоотлива, т.к. некачественно забитая шпунтовая ограждающая стенка (из металлического шпунта - «Ларсен IV», глубиной до 14 м) пропускала грунтовую воду. В результате, за период почти 4^х летнего существования котлована и интенсивного водоотлива, вокруг него возникла депрессионная воронка с наиболее низкой абсолютной отметкой положения У.Г.В. - **0,890**. Таким образом, грунтовые воды возле шпунтовой стенки котлована опустились ниже поверхности воды в реке Неве и рядом расположенных Адмиралтейском и Крюковом каналах. В радиус депрессионной воронки попали здания, окружающие строительную площадку.

Проведённые геотехнические исследования, показали, что жилой дом № 6 по Конногвардейскому бульвару, расположенный на минимальном расстоянии около 16 м от существующего котлована (подземного перехода), получил неравномерные осадки и трещины в несущих конструкциях (рис. 2.5). Причина таких деформаций - проявление суффозионных явлений в пылеватых и мелких песках основания при интенсивном, долговременном водоотливе. Выполненные испытания подтвердили, что коэффициент пористости мелких песков в основании увеличился на четверть и, соответственно, почти вдвое уменьшился модуль деформации данных грунтов, что и привело к развитию дополнительных осадок здания.

Численное моделирование (см. главу 3) изменения геотехнических условий основания (рис. 2.6) для данного сооружения, показало, что для ленточного бутового фундамента под стену здания, мелкие пески основания с модулем деформации 30 МПа являются достаточно надёжными основаниями, т.к. осадки таких фундаментов составляют всего 1,53 см. Однако изменение геотехнической ситуации, связанное с разуплотнением грунтов, приводит к резкому уменьшению модуля деформации до 15 МПа и, как следствие, к увеличению осадки фундамента до 3,07 см. Такое разуплотнение мелких песков основания наиболее характерно для торцевой части здания, находящейся в непосредственной близости от строящегося подземного перехода. В результате относительная разность осадок, вызванная неравномерностью выше описанного процесса (неоднородностью грунтового основания), на расстоянии L до 7 м по длине стены, составит $\Delta S/L = (3,07 - 1,53)/700 = 0,0022 > 0,002$. Данное значение превышает предельную величину

$(\Delta S/L)_u=0,002$ для сооружения данного типа [18] и потому является одной из основных причин появления трещин в несущих конструкциях здания.



S, мм

Рис. 2.5. Схема развития осадок и трещин в несущих конструкциях здания (Конногвардейский бульвар б) при длительном искусственном водопонижении для устройства открытого котлована

Для ликвидации опасного процесса развития неравномерности осадки здания, была выполнена цементация контактного слоя основания под подошвой фундамента на толщину не менее 0,5 м (заполнение возникших суффозионных полостей). Такое искусственное изменение геотехнической ситуации изменяет величину конечной осадки (1,64 см) здания, что приводит к прекращению развития осадки и приостановлению деформаций сооружения.

Следует отметить, что геотехническая обстановка для данного здания обострилась в связи с долговременным понижением (на 20-25 см) грунтовых вод ниже подошвы фундаментов и возникшей, вследствие этого, угрозой гниения деревянных лежней в основании. Подобные явления приводят, как правило, к резкому возрастанию осадок и созданию аварийных ситуаций для сооружений. Для ликвидации условий развития данного опасного явления, вдоль шпунтового ограждения строящегося котлована подземного перехода, была выполнена противодиффузионная завеса.

Такое технологическое мероприятие позволило поднять уровень грунтовых вод выше подошвы фундаментов и, таким образом, ликвидировать возможность загнивания деревянных лежней в основании.

Жилой дом (С.-Петербург, Конногвардейский бульвар № 6)

***** геология *****

№ слоя	Мощн. Н	Удельн. вес		Прочностные хар.-ки				Деформационные хар.-ки			Кoeffициенты		
		γ_1	γ_2	ϕ_1	ϕ_2	c_1	c_2	E_0	m	плот.	K_1	K_2	K
Характеристики основания до строительства подземного перехода													
1	1,2	14	16	12	15	4	6	5000	0,3	слаб.	1	1	1
2	5,6	9,8	10,6	30	34	1	3	30000	0,3	плотн.	1,3	1,1	1
3	2,2	9,8	10,3	26	30	2	4	18000	0,3	ср. плотн.	1,1	1	1
После разуплотнения основания													
1	1,2	14	16	12	15	4	6	5000	0,3	слаб.	1	1	1
2	5,6	9,8	10,6	30	34	1	3	15000	0,3	слаб.	1,3	1,1	1
3	2,2	9,8	10,3	26	30	2	4	18000	0,3	ср. плотн.	1,1	1	1
После цементации основания													
1	1,2	14	16	12	15	4	6	5000	0,3	слаб.	1	1	1
2	0,8	18,8	19,4	30	34	1	3	9000	0,3	слаб.	1,3	1	1,1
3	0,5	18	19	30	34	5	7	28000	0,3	плотн.	1	1	1,1
4	4,3	9,8	10,6	30	34	1	3	15000	0,3	слаб.	1,3	1,1	1
5	2,2	9,8	10,3	26	30	2	4	18000	0,3	ср. плотн.	1,1	1	1

***** Данные по фундаменту (ось А) *****

1. Фундамент (ось А) ленточный стена наружная	
2. Высота фундамента	1,8 м
3. Глубина заложения фундамента	2 м
4. Глубина подвала	0 м
5. Нагрузки (N, Qв, Mв, QL, ML)	226, 0, 0, 0, 0

* * * * * Результаты расчёта * * * * *

Заданная осадка см	Принятая ширина подошвы фундам. В, м	Расчётн. сопротив. R, кПа	Предельн. сопротив. $R_{пр.}$, кПа	Максимальное давление под подошвой кПа	Среднее давление под подошвой кПа	Получен. осадка S см	Коэффициент надёжности Кн
До строительства подземного перехода							
2	1,4	291,39	737,93	201,43	201,43	1,53	3,30
После разуплотнения основания							
3	1,4	291,39	737,93	201,43	201,43	3,07	3,30
После цементации основания							
1,5	1,4	345,64	927,67	201,43	201,43	1,64	4,14

Рис. 2.6. Результаты расчёта осадки фундамента по программе «NL» при изменении геотехнических условий основания.

В результате выполнения геотехнического комплекса работ, вдоль шпунтового ограждения строящегося пешеходного подземного перехода, на протяжении около 70 м была создана противодиффузионная завеса (ПФЗ). Для создания данной завесы впервые в Петербурге использовалась струйная технология. Эффективность проведённых мероприятий была проверена путём замера положения У.Г.В. до и после устройства ПФЗ (рис. 2.7).

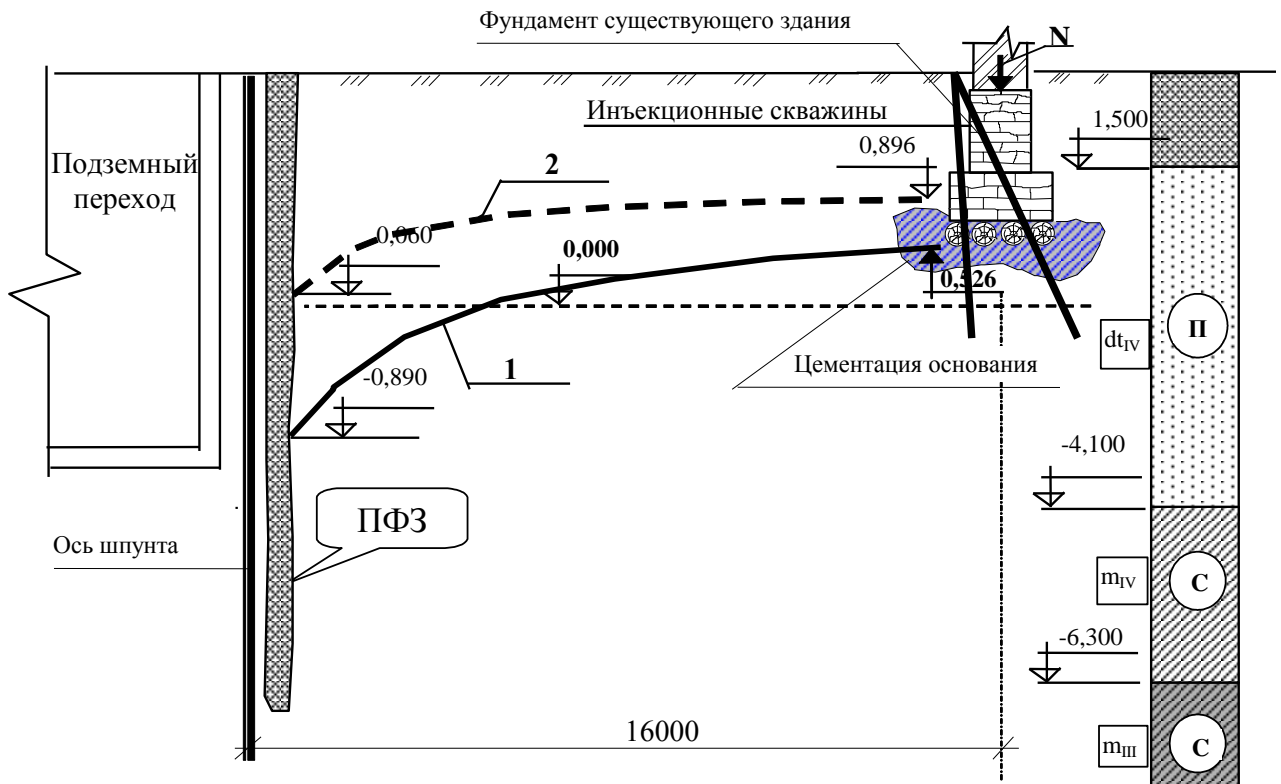


Рис. 2.7. Схема использования геотехнических мероприятий по сохранению фундаментов существующего здания при возведении подземного пешеходного перехода. 1 - положение У.Г.В. на 08.08.97. (до устройства ПФЗ и цементации основания). 2 - положение У.Г.В. на 22.10.97. (после устройства ПФЗ).

В результате созданная несовершенная ПФЗ увеличила путь движения воды при поступлении её в котлован подземного перехода в несколько раз, что создало предпосылку подъёма У.Г.В., от положения 1 на рис. 2.7 до положения 2 - после выполнения работ по устройству ПФЗ. В итоге грунтовые воды около фундамента существующего дома поднялись выше отметки заложения подошвы, и деревянные лежни снова оказались под водой. Создалось условие, при котором дальнейшая эксплуатация здания не вызывает тревог и обеспечит надёжность его существования.

2.4. Геофизические методы исследования

Геофизические методы исследования сплошности тела бутовых фундаментов, (в ряде случаев и несущих стен) в настоящее время получают все большее развитие. Основные достоинства использования данных методов исследования:

- наиболее щадящий метод для исследования конструкций здания;
- незначительная трудоемкость;
- относительно быстрое получение информации (предварительная оценка);
- возможность получения информации практически по всем фундаментам и стенам обследуемого здания;

Наряду с отмеченными достоинствами, данные методы имеют и ряд недостатков:

- малая изученность применяемых методик для конструкций фундаментов;
- сложность обработки полученной информации;
- отсутствие единой методики исследований;
- неоднозначность интерпретации полученных результатов.

Геофизические методы исследования позволяют оценить сплошность тела фундамента по результатам прохождения через него звуковых волн (отраженных, прямых и поверхностных волн Рэлея, а также рефракционных и интерференционных). В настоящее время используются различные методики исследований (обработки полученных сигналов) для выявления в теле фундаментов скрытых дефектов (Татаркин С.А.). Обычно дефекты в бутовой кладке фундаментов проявляются в виде не заполненных швов или участков повышенной пористости.

При проведении исследований с использованием сейсмоакустических полей, вынужденные колебания в теле фундамента создают последовательными ударами измерительного молота обычно по грани обреза или цоколю (рис. 2.8). В теле фундамента происходит распространение поверхностных и радиальных волн (Рэлея - Лява). Регистрация отраженных звуковых волн осуществлялась пьезодатчиками и магнитной записью.

Зарегистрированные отклики сейсмополя при механическом воздействии содержат информацию о формоизменении (участки со скрытыми дефектами) или об относительной сплошности тела фундамента (стены). Данная

информация может быть проверена прямыми методами исследования - бурением шпуров в наиболее проблемных местах, определенных геофизическими методами.

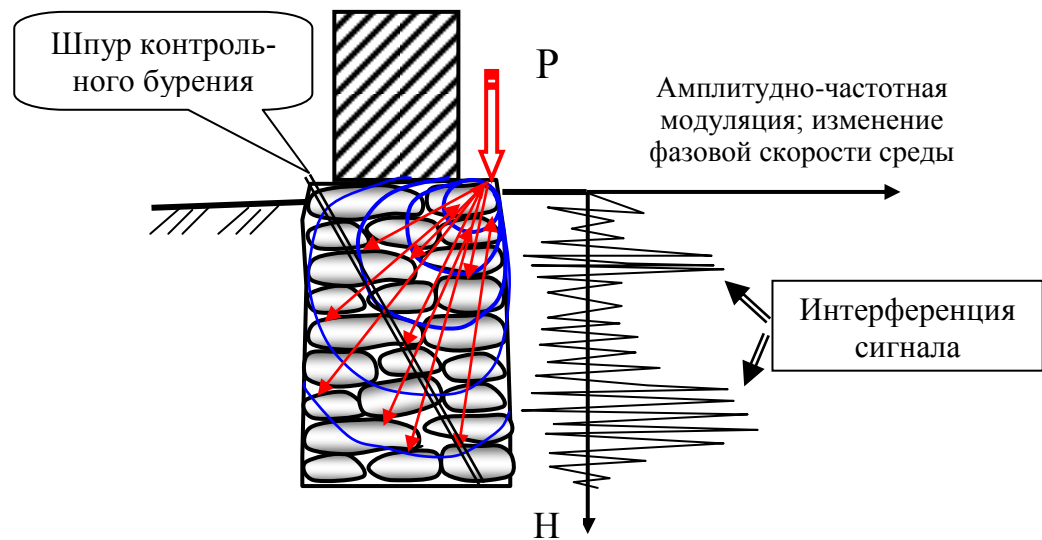


Рис. 2.8. Схема проведения сейсмоакустических испытаний сплошности тела бутового фундамента

Из схемы на рис. 2.8 видно, что вынужденные колебания в теле фундамента создают последовательными ударами измерительного молота (P). Участки со скрытыми дефектами в теле фундамента определяются по зарегистрированному отклику и характеризуются следующими особенностями:

- ✓ повышенным затуханием энергии;
- ✓ задержкой сигнала в связи с развитием явления релаксации;
- ✓ снижением скорости звука;
- ✓ отклонением от линейной зависимости дисперсии скорости и изменением частотного спектра.

Результаты замеренного отклика волнового прохождения через кладку бутового фундамента представлены на рис. 2.8 в виде графика изменения амплитудно-частотной модуляции по высоте (H) фундамента. Участки со скрытыми дефектами или отдельные полости в теле фундамента идентифицируются по интерференции амплитудно-частотной модуляции.

Неоднородность фундамента может также оцениваться **затуханием энергии сигнала**, обусловленное расширением фронта волны, поглощением и рассеиванием волн в местах наличия дефектов.

Несколько другая обработка отклика сигнала представлена на рис. 2.9, где приведены сравнительные характеристики **коэффициента передачи энергии сигнала**, позволяющие оценить акустическую прочность фундамента. Разброс полученных характеристик с разностью более 20 дБ. в поперечных сечениях конструкции соответствует очень слабой прочности (наличие значительного количества скрытых дефектов) тела бутового фундамента. При относительной разности коэффициента передачи энергии сигнала до 15

дб. тело бутового фундамента следует охарактеризовать слабой прочностью кладки.

По полученным качественным характеристикам тела бутового фундамента можно дать первую приближенную оценку его состояния.

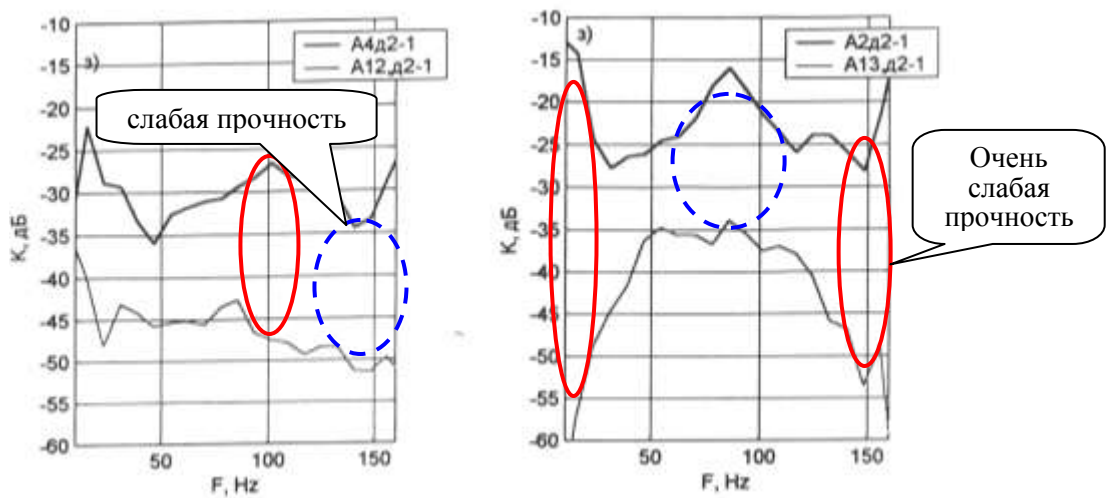


Рис. 2.9. Пример обработки результатов геофизических исследований по коэффициенту передачи энергии сигнала

Для определения состояния сплошности тела бутового фундамента можно анализировать также **интерференционные** картины, огибающих спектра звуковых сигналов. Данные картины выражаются в виде амплитудной модуляции (т.е. сложения с учетом фаз сигналов). При нормальной дисперсии скорости звука чередование максимумов и минимумов происходит в определенной последовательности в виде гипербол, расходящихся «веером» от точки удара (рис. 2.10). При наличии препятствия-отражателя, перпендикулярного лучам, соотношения сигнал-помеха ухудшается и в определенной области частот картина «смазывается» (т.е. модуляция не видна). Это зависит от соотношения размеров отражателя (не заполненного шва кладки, пустотности) и длины волны. В случае нескольких, не заполненных швов кладки, параллельных подошве фундамента, образуется несколько отражающих границ и возникает модуляция двух видов (если три слоя и три границы) и так далее. В случае большого числа мелких отражателей (скрытых дефектов) рассеянная компонента энергии настолько велика, что модуляция не видна.

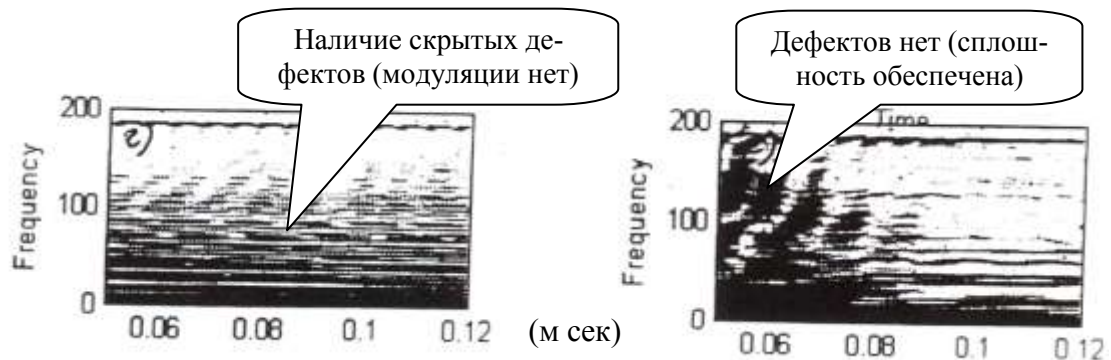


Рис. 2.10. Пример обработки результатов геофизических исследований с использованием интерференции в динамике спектра

На рис. 12.10 приведена **интерференция в динамике спектра** звуковых сигналов в координатах амплитуда (5...10 дБ.) – частота (Гц.) – время (м сек).

Следует подчеркнуть, что не существует единого универсального геофизического метода (обработки сигнала) для целей исследования сплошности бутовых фундаментов. Для полноты информации и её достоверности используется различные методики, которые в конечном результате позволяют создать качественную картину состояния исследуемой конструкции.

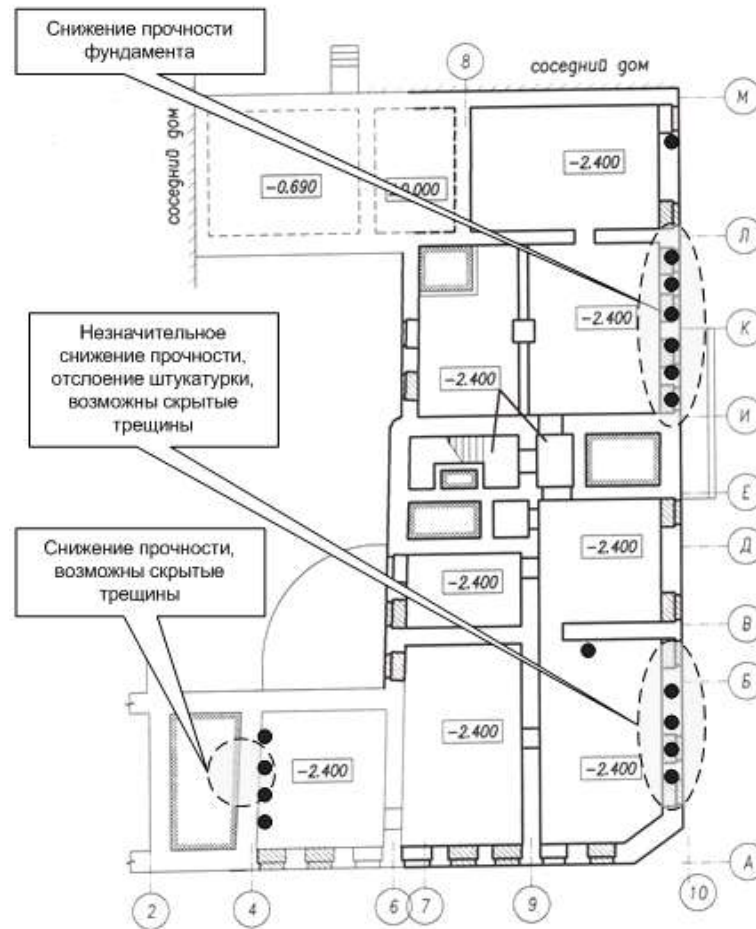


Рис. 2.11. Схема-фрагмент плана здания с выделенными зонами ослабленной бутовой кладки фундаментов после предварительных геофизических обследований

В качестве примера использования геофизических методов исследования, на рис. 2.11 приведена схема-фрагмент старого здания в Адмиралтейском районе Санкт-Петербурга с выделенными зонами ослабленной бутовой кладки. Такой предварительный метод исследования позволяет определить в теле фундамента проблемные зоны, требующие более детального (прямого) изучения.

Для подтверждения геофизических методов исследования рекомендуется в отдельных точках (проблемных зонах) исследуемого фундамента проводить контрольные бурения с отбором кернов, т.е. использовать прямые ме-

тоды испытаний. В последнее время в ряде случаев, для объективной оценки состояния тела бутового фундамента, используют минителекамеры, позволяющие производить съемку из внутренней полости шпура. Результаты видеосъемки дают возможность получить наглядную картину состояния камней, раствора, швов, расположенных внутри кладки и, таким образом, позволяют дать качественную оценку состояния всей конструкции [6].

В качестве примера на рис. 2.12. и 2.13. приведены фрагменты видеосъемки в исследовательских скважинах – шпурах при обследовании в Санкт-Петербурге одного из корпусов здания гостиницы «Октябрьская», выходящей торцевой частью на Орловский переулок.

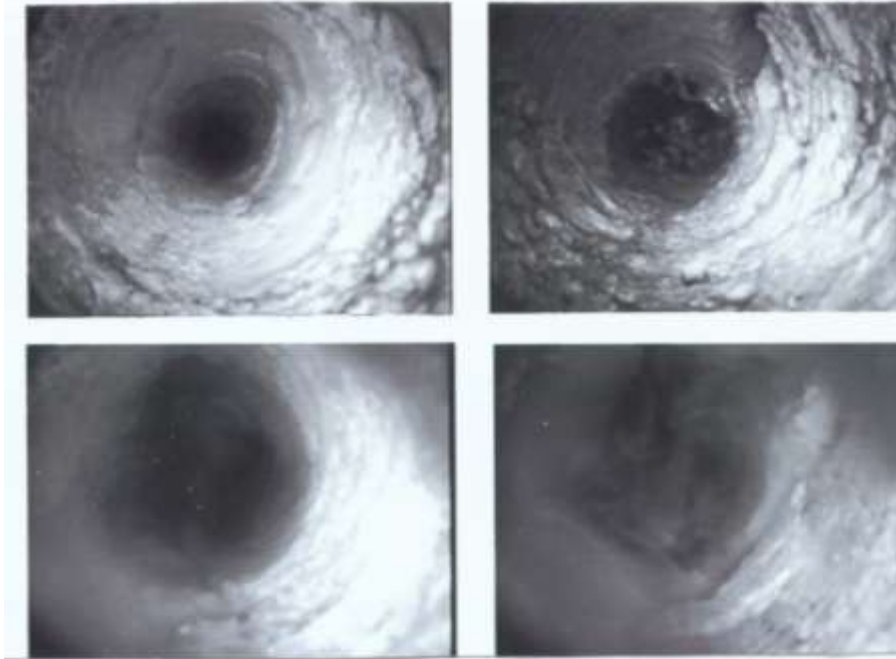


Рис. 2.12. Фрагменты видеосъемки состояния тела бутового фундамента в удовлетворительном состоянии, полученные минителекамерой из скважины на разных глубинах

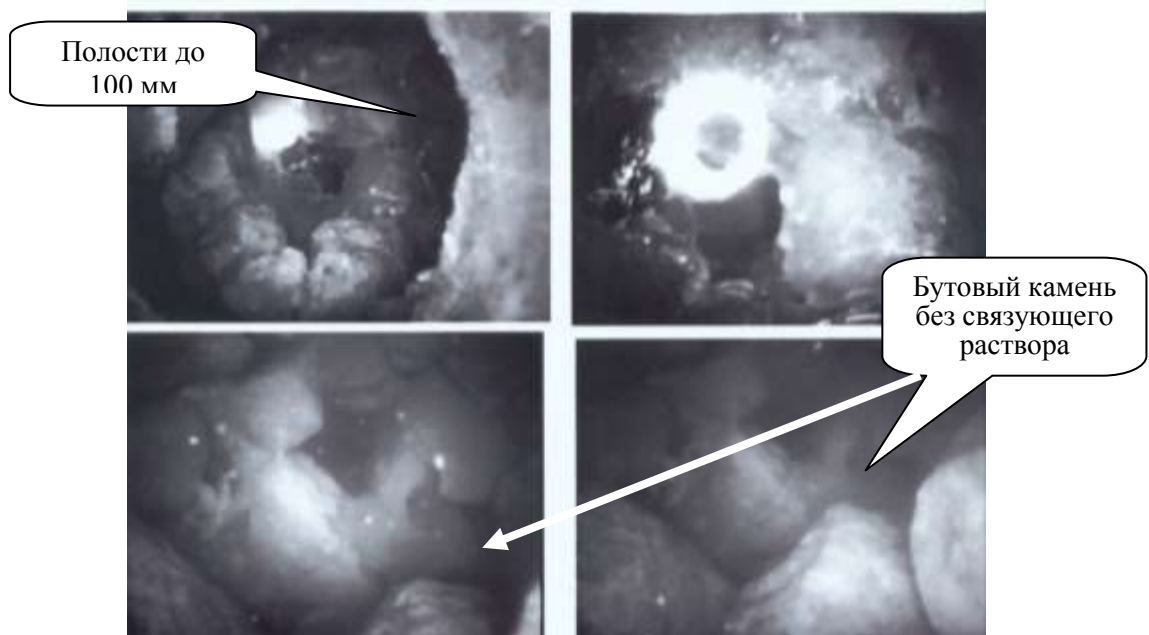


Рис. 2.13. Фрагменты видеосъемки состояния тела бутового фундамента в не удовлетворительном состоянии, полученные минителекамерой из скважины на разных глубинах

На представленных снимках хорошо заметна разница между бутовой кладкой в относительно хорошем состоянии (рис. 2.12) и в не удовлетворительном состоянии (рис. 2.13). Довольно четко просматриваются зоны в бутовой кладке не заполненные раствором. Есть места, в которых практически полностью отсутствует связующий материал и бутовый камень передаёт нагрузку в отдельных точках, что создаёт благоприятные условия для его разрушения.

Очевидно, что ослабленные зоны в теле бутового фундамента, за счет разрушения известкового раствора, изменяют (снижают) сплошность фундамента. В результате отдельные камни фундамента, потеряв связь между собой, будут создавать условия развития дополнительных осадок, а также новую структуру с повышенной чувствительностью к динамическим воздействиям.

Следует подчеркнуть, что места выполнения скважин в теле фундамента для проведения съемки минителекамерой, были определены первоначально по результатам геофизических исследований.

Результаты же видеосъемки из пробуренных скважин подтверждают и наглядно дополняют предварительную информацию, полученную геофизическими способами.

Следует также отметить, что проведенные геофизические методы исследований уже в первом приближении позволяют дифференцированно подойти и к решению вопроса - проектного усиления обследуемых конструкций. В выделенных проблемных зонах шаг шпуров-инъекторов для цементации тела фундаментов и расход цемента будут другими по сравнению с остальной частью фундаментных конструкций. Решение данных вопросов имеет большое практическое значение и требует дальнейших исследований.

Глава 3. Расчет основания с учетом его работы по 2 предельным состояниям.

3.1. Особенности работы не линейно деформируемого основания

Дополнительное нагружение основания существующих фундаментов при реконструкции здания, как правило, создают условия работы основания за пределами линейной зависимости между напряжениями и осадками (деформациями). В результате дополнительные осадки фундаментов могут превысить предельно допустимые значения, что создает условия возникновения и развития трещин в надземных конструкциях.

Одним из путей устранения отмеченных недостатков является способ расчета существующих фундаментов через ограничение величины их абсолютной дополнительной осадки s_i или относительной разности осадок $\Delta s_i/L$ (расчёт по деформациям), с одновременной проверкой устойчивости, несущей способности основания. Такой метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям, возможен в том случае, когда определена работа основания как в линейно деформируемой, так и упругопластической стадии.

При нагружении жёсткого фундамента в его основании практически сразу возникают и развиваются области пластических деформаций, создающие условия работы грунта в сложном нелинейно-деформируемом состоянии. Для инженерного решения подобных задач, т.е. оснований работающих за пределами теории упругости, целесообразно использовать некоторую функцию, характеризующую свойства определённого объёма (слоя) грунта, изменяющегося при каждом приращении внешней нагрузки.

Изменение формы и объёма «V» развития зон (областей) пластических деформаций по мере нагружения основания, достаточно детально исследовано в работах многих ученых [8, 13, 23]. В частности на рис. 3.1 показаны этапы формирования пластической области, полученные при расчёте МКЭ по программе «Геотехника» (Фадеев А.Б. - СПбГАСУ) для случая нагружения основания жёстким штампом.

Построение кривой «V-P» может быть представлено графической зависимостью $V=V(P)$ (рис. 2.2), которая строится исходя из следующих допущений:

1. При достижении для фундамента заданных размеров предельного давления на основание $p_{пр.}$, объём зон пластических деформаций, с учётом изменения их положения, также достигнет предельного значения $V_{пр.}$. Это состояние на графике $V=V(P)$ будет определяться точкой М (рис.3.2).

2. Развитие в основании областей пластических деформаций с последующим переходом его в предельное состояние на рис. 3.2, графически может быть представлен кривой изменения объёма зон пластических деформаций от нагрузки, которая, общем случае, носит сложный характер. В тоже время результаты многочисленных расчётов оснований фундаментов, реали-

зующих решения упругопластических (смешанных) задач, позволяют принять зависимость «V-P» линейной при $p_i \leq R$ и выпуклой в сторону оси P кривой «V-P» при $p_i > R$.

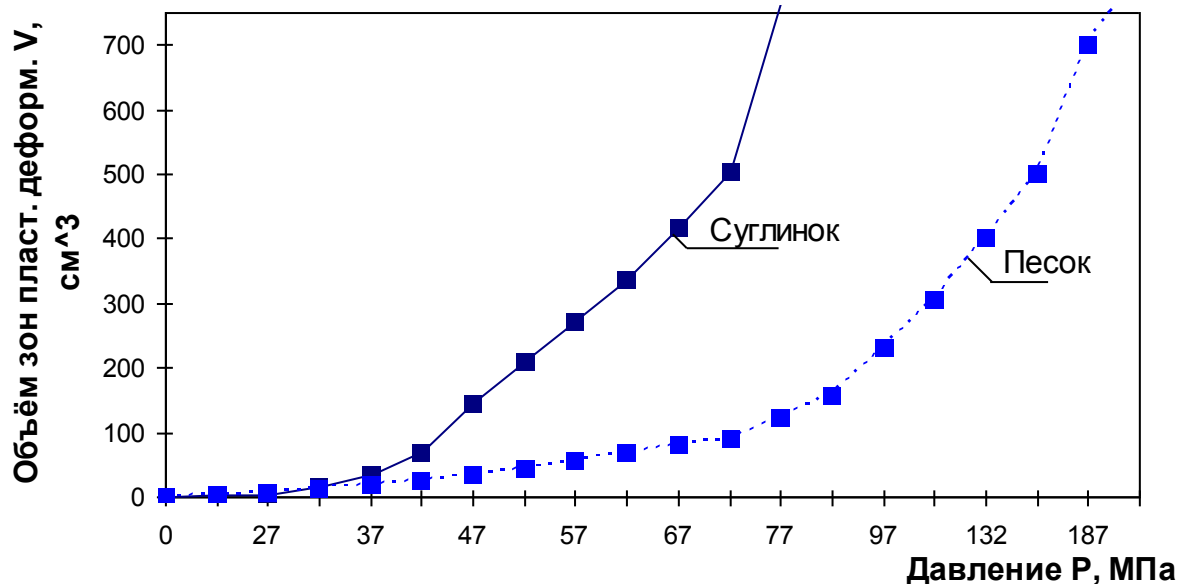


Рис. 3.1. Графики изменения объёма (V) зон (областей) пластических деформаций при увеличении давления (P) на основании для жёсткого фундамента (плоская задача МКЭ по программе «Геомеханика»).

Рассматривая слой грунта под подошвой фундамента как совокупность отдельных сечений, траектории изменения объёма зон пластических деформаций этого слоя, для заданных размеров фундамента, при стремлении к точке **M**, можно придать наиболее вероятный вид. Так, при изменении давления от 0 до R (точка 2) допускается, что грунт в основании работает в линейно-деформируемой стадии и поэтому названная траектория будет линейно зависеть от прикладываемого давления. Дальнейшее возрастание давления $p_i > R$, приводит к увеличению объёма зон пластических деформаций и, таким образом, к более интенсивному возрастанию ординат V_i по сравнению с V_0 (при $p_i = R$). Если среднее значение величины давления в интервале $\Delta P_i = P_i - P_{i-1}$ соединить с точкой **M** (вектор дискретной траектории), а из конца интервала или точки, соответствующей P_i , восстановить перпендикуляр, то его пересечение с названной траекторией, определит, в первом приближении, ординату V_i . Соединяя последовательно единым вектором вершины найденных ординат в интервалах давления ΔP_i , получим расчётную траекторию изменения объёма зон пластических деформаций (а) в основании под фундаментом заданного размера (рис. 3.2).

Полученная траектория (а) позволяет проследить за изменением и развитием объёма зон пластических деформаций то момента их зарождения

(начало приложения нагрузки), до предельного состояния (точка М, с координатами $P_{пр.}$, $V_{пр.}$).

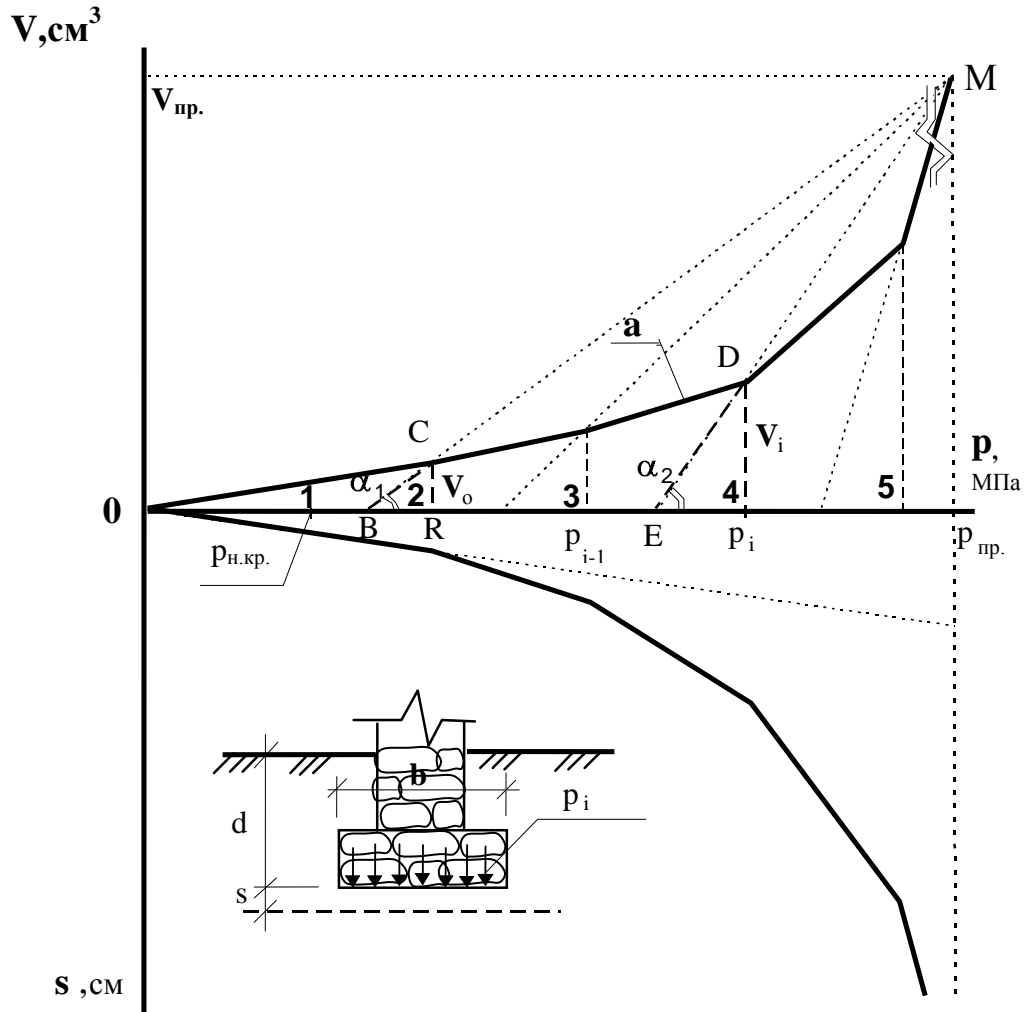


Рис. 3.2. Зависимости $V=V(p)$ и $S=S(p)$ для фундаментов заданных размеров; а - расчётная траектория изменения объёма зон пластических деформаций в основании.

Тогда из прямоугольного треугольника BCR (рис. 3.2.) можно записать:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{V_0}{R - P_{н.кр.} - \frac{R - P_{н.кр.}}{2}} = \frac{V_0}{R - P_{н.кр.}} \cdot \frac{2}{2} \quad (3.1)$$

Из подобного треугольника $BM P_{пр.}$ получим:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - P_{н.кр.} - \frac{R - P_{н.кр.}}{2}} = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - \frac{R + P_{н.кр.}}{2}} \quad (3.2)$$

В выражениях (2.1) и (2.2) приравняем правые части и находим ординату V_0 , соответствующую объёму развития зон пластических деформаций при давлении равном R (расчётное сопротивление грунта):

$$V_0 = \frac{V_{\text{пр.}} \cdot (R - P_{\text{н.кр.}}) / 2}{P_{\text{пр.}} - (R + P_{\text{н.кр.}}) / 2} . \quad (3.3)$$

По мере нагружения основания, или иначе увеличения P_i , ординаты V_i , расчётной траектории (**a**) также будут возрастать, что выразится в проявлении нелинейной связи между осадками и давлением под подошвой фундамента $S=S(P)$.

Из прямоугольного треугольника **EDP_i** легко определить:

$$\text{tg}\alpha_2 = \frac{V_i}{(P_i - P_{i-1}) / 2} . \quad (3.4)$$

Из подобного треугольника **EMP_{пр.}**, получим:

$$\text{tg}\alpha_2 = \frac{V_{\text{пр.}}}{(P_{\text{пр.}} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2)} . \quad (3.5)$$

В выражениях (3.4) и (3.5) приравняем правые части и находим ординату V_i , соответствующую объёму развития зон пластических деформаций при давлении P_i :

$$V_i = \frac{V_{\text{пр.}} \cdot (P_i - P_{i-1}) / 2}{P_{\text{пр.}} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2} . \quad (3.6)$$

Возрастание V_i , по мере нагружения основания, относительно V_0 может быть выражено через коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания K_i :

$$\begin{aligned}
 K_i &= \frac{V_i}{V_0} = \frac{P_i - P_{i-1} - P_{пр.} - R + P_{н.кр.} / 2}{P_{пр.} - P_i + P_i - P_{i-1} / 2 - R - P_{н.кр.}} \\
 &= \frac{\Delta P_i - P_{пр.} - R + P_{н.кр.} / 2}{P_{пр.} - P_i + \Delta P_i / 2 - R - P_{н.кр.}}
 \end{aligned}
 \tag{3.7}$$

где R - расчётное сопротивление грунта, определяемое по СНиП 2.02.01-83*; $P_{н.кр.}$ - начальная критическая нагрузка (по Н.П. Пузыревскому); ΔP_i - интервал давления, зависящий от плотности сложения основания, принимается равным: - для слабых (рыхлых) грунтов ($P_i - P_{н.кр.}$); - для грунтов средней плотности $0,2 P_i, \geq (R - P_{н.кр.})$; - для плотных грунтов $0,1 P_i$, {но не менее $(R - P_{н.кр.})$ }. $P_{пр.} = Nu/b'l'$ - предельное давление на основание, Nu - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, определяемая по рекомендациям СНиП, для многослойного основания - по методике М.В. Малышева, Н.С. Никитиной; $b'l'$ - соответственно, приведённые ширина и длина фундамента.

Таким образом, предлагаемая методика предполагает, что при передачи давления на основание, меньше расчётного сопротивления грунта, основание работает как линейно-деформированная среда; в интервале $R < P_i < P_{пр.}$ - нелинейное деформирование и осадка основания учитываются через коэффициент K_i ; при $P_i = P_{пр.}$ - рассматривается теория предельного равновесия для определения $P_{пр.}$, а осадка принимается $S \rightarrow \infty$.

Рассмотренный метод определения K_i позволяет сделать следующие **выводы**:

Коэффициент нелинейности упругопластического основания $K_i = K_i(p_i, p_{н.кр.}, R, p_{пр.})$ может рассматриваться как обобщённая деформационная характеристика слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента, при работе основания в упругопластической стадии. Вычисление K_i осуществляется при использовании величин, определение которых даётся нормами проектирования, что позволяет учитывать индивидуальные особенности системы «фундамент - основание». Такой метод интерпретации проявления пластических свойств оснований позволяет комплексно учитывать нелинейность деформационных свойств слоя грунта под фундаментом, используя в расчётах точные решения.

Полученное значение K_i является обобщённой характеристикой основания с областями до предельного и предельного состояния грунта, соотношения которых с увеличением нагрузки на фундамент находятся в постоянном изменении.

Предложенная выше методика построения расчётной траектории изменения объёма зон пластических деформаций под подошвой жёсткого фундамента, позволяет определить коэффициент нелинейности упругопластиче-

ского основания K_i от i ступени прикладываемого давления. В результате представляется возможным рассчитать осадку фундамента заданного размера, аппроксимируя нелинейную зависимость $S_i = S_i(P_i)$ в виде ломаной кривой:

$$S_i = S_{y(R)} \times K_i, \quad (3.9)$$

где $S_{y,i}$ - осадка упругопластического основания, при давлениях P_i , превышающих R ; $S_{y(R)}$ - осадка основания, соответствующая давлению R (условная граница применимости теории линейно деформируемой среды), определяется по рекомендациям Строительных норм и правил.

Таким образом, использование полученной зависимости (3.9) позволяет получить следующие преимущества:

1. Представляется возможность рассчитывать основание при давлениях, превышающие расчётное сопротивление грунта, следовательно, появляется и возможность использовать существующие фундаменты без усиления основания.
2. Зная криволинейную зависимость $S_i = S_i(P_i)$, можно рассчитать дополнительные деформации фундаментов для всего здания, ориентируясь на величину одинаковой осадки, что позволит снизить неравномерность осадки до **min**, избежать трещин в здании, т.к. это условие создает наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций.

Возможность передавать на основание давление, превышающие расчётное сопротивление грунта, вызывает необходимость обязательного расчета основания по несущей способности или I предельному состоянию (по СНиП 2.02.01-83*). Схема такого расчета представлена на рис. 3.3.

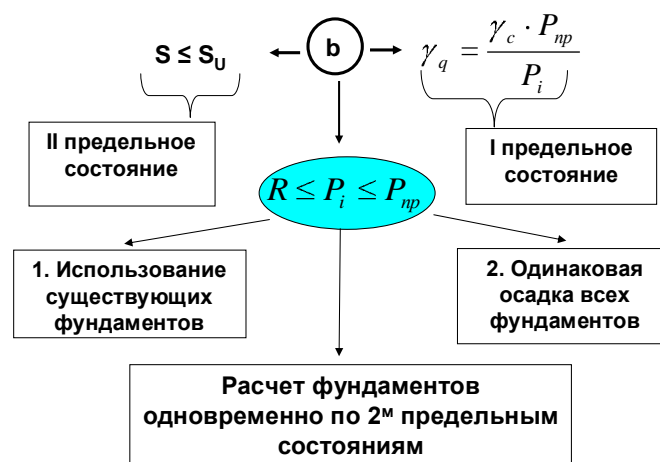


Рис. 3.3. Схема расчета фундаментов по 2 предельным состояниям. S, S_u – соответственно, рассчитанная и предельно допустимая величина осадки фундамента шириной подошвы b ; γ_c, γ_q - соответственно, коэффициенты условия работы и надежности.

По рассмотренной методике расчета оснований, для фундаментов дополнительно нагружаемых вследствие реконструкции здания, разработана программа «NL».

3.2. Использование программного комплекса «NL»

Данная программа позволяет рассчитывать фундаменты для оснований, работающих как в линейно-деформируемой стадии, так и упруго-пластической [1], [8], [23]. Эта особенность дает возможность проектировать фундаменты, задаваясь определённой (одинаковой) величиной осадки для всего сооружения (второе предельное состояние). Кроме этого, появляется возможность рассчитывать существующие фундаменты реконструируемых зданий, в случае передачи на основание давление превышающие расчетное сопротивление грунта, с обязательной проверкой несущей способности основания (первое предельное состояние) и, таким образом, получать более экономичные конструкции с заданной степенью надежности.

3.2.1. Ввод данных

Работая в диалоговом режиме, пользователь программы «NL» прежде всего, вводит с помощью клавиатуры учётные данные по рассчитываемому объекту и расчётные физико-механические характеристики всех слоёв грунта, рассматриваемого геологического разреза, начиная с поверхности.

При вводе физико-механических характеристик 1 -го слоя грунта, на экране дисплея появятся таблицы - окна, следующего содержания (рис. 3,4., 3.5.).

Грунтовый слой № 1	
Физические характеристики	
H [м]	3
γ_1 [кН/м ³]	18,2
γ_2 [кН/м ³]	19
Прочностные характеристики	
φ_1 [град.]	25
φ_2 [град.]	28
C_1 [кПа]	0
C_2 [кПа]	0
Деформативные характеристики	
E_0 [кПа]	18000
μ	0,3
Плотность сложения грунтов	
<input type="radio"/> Слабые <input checked="" type="radio"/> Средней плотности <input type="radio"/> Плотные	
γ_{c1}	1,3
γ_{c2}	1,1
K	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Отмена"/>	

Рис. 3.4. Информационное окно ввода данных по характеристикам грунта (программа «NL»)

№ слоя	1	2	3
H [м]	3	4	4
γ_1 [кН/м ³]	18,2	14	19,2
γ_2 [кН/м ³]	19	15,1	21,1
φ_1 [град.]	25	25	20
φ_2 [град.]	28	28	24
C_1 [кПа]	0	0	18
C_2 [кПа]	0	0	28
E_0 [кПа]	18000	18000	24000
μ	0,3	0,3	0,35
Грунт	Средней плотности	Слабый	Плотный
$\gamma_{с1}$	1,3	1,3	1,25
$\gamma_{с2}$	1,1	1,1	1
K	1	1	1

Рис. 3.5. Таблица – пример введённых исходных данных по физико-механическим характеристикам 3-х слоев грунта

В верхнем левом углу рис. 3.5. представлены семь управляющих «системных» значков, при наведении на которые курсором, можно получить следующую информацию об их предназначении (слева на право):

- загрузить данные по слоям;
- сохранить данные по слоям;
- добавить слой грунта;
- удалить слой грунта;
- изменить текущий слой грунта;
- переместить текущий слой грунта влево;
- переместить текущий слой грунта вправо.

Таким же способом, манипулируя курсором по информационному окну на рис. 3.4., можно получить исходную информацию по вводимым, согласно СНиП 2.02.01-83*, характеристикам грунта. В результате на представляет сложности в случае необходимости выполнить любые изменения по физико – механическим свойствам грунтов основания.

Подобным образом вводятся характеристики для всех слоёв геологического разреза.

Такая же коррекция может быть выполнена и по вводу основных конструктивных параметров проектируемого (рассчитываемого) фундамента (подпорной стены), следующих за вводом характеристик грунта (рис. 3.6.).

Информация на рис. 3.6. позволяет не только проконтролировать введенные данные, но представляет уже рассчитанные программой результаты - это приведённая глубина заложения фундамента, дополнительные нагрузки M, Q - действующие по подошве фундамента от бокового давления грунта (для зданий с подвалом или подпорных стенок), а также схему приложения нагрузок на обрез фундамента.

Если при вводе какой-либо информации допущена ошибка, или возникла необходимость изменить некоторые введенные параметры, выполнить такую коррекцию не представляет труда и в результате получить уточнённые исходные данные для дальнейшего расчёта.

The screenshot shows the 'Программа NL' window with the following data:

- Номер фундамента, сечения: 1-1
- Тип фундамента: Ленточный, Столбчатый
- Тип стены: Наружная, Внутренняя
- Наличие подвала: Подвала есть, Подвала нет
- Шаг колонн [м]: 1
- N=L/B: 15
- Высота [м]: 2,2
- Глубина [м]: 1,5
- Данные по подвалу:
 - Глубина [м]: 0,9
 - Толщина пола [м]: 0,2
 - Удельный вес [кН/м³]: 22
- Подпорная стенка работает как консоль
- Заданные нагрузки:
 - N [кН]: 500
 - Q_в [кН]: 0
 - M_в [кН·м]: 0
 - Q_л [кН]: 0
 - M_л [кН·м]: 0
- Схема приложения нагрузок на обрез фундамента:
- Полученные параметры:
 - Приведенная глубина заложения фундамента: 0,64 м
 - Дополнительные нагрузки по подошве фундамента от бокового давления грунта:
 - M = 1,42 кН·м
 - Q = 3,03 кН

Buttons at the bottom: < Назад, Далее >, Закрыть

Рис. 3.6. Информация – пример на экране монитора после ввода основных конструктивных параметров для фундамента

В случае проектирования (расчета) фундамента в виде подпорной стенки необходимо отметить данную опцию в окне на рис. 3.6., при этом ввести:

- нулевые нагрузки, действующие по верху стенки;
- глубину обратной засыпки равной высоте стенки;

глубина по подвалу будет в данном случае обозначать разность между высотой стенки и глубиной заложения;
толщину пола подвала принять равным нулю.

Следует отметить, что в правом верхнем углу окна (рис. 3.6.) представлены два системных значка, позволяющие сохранить и в случае необходимости загрузить сохраненные исходные данные по проектируемому (рассчитываемому) фундаменту (подпорной стенке), что позволяет значительно сократить время расчета при выполнении нескольких расчетных сечений для одного и того же сооружения.

3.2.2. Расчетные выходные параметры программы

При использовании программы «NL» для проектных решений, следующий этап расчёта «Расчет ширины подошвы» (левая половина рис. 3.7.) предлагает пользователю ввести осадку (S), при которой он желает определить размеры ширины (B) подошвы фундамента. Рекомендуется первое значение осадки вводить равным предельной величине для данного типа сооружения (табл. 4., СНиП 2.02.01-83*), последовательно уменьшая вводимые значения.

Программа NL

Определение размеров фундамента

Расчет ширины подошвы

S [см] 2.5 ✓

S [см]	B [м]
8,0	1,5048
7,0	1,5456
6,0	1,6109
5,0	1,7338
4,0	2,1867
3,0	5,0438
2,5	11,6687

Расчет осадки

B [м] 2.3 ✓ График

B [м]	R [кПа]	P _{ср} [кПа]	P _{макс} [кПа]	P _{пр} [кПа]	S [см]	K _n
1,80	230,32	303,28	305,91	391,46	4,70	1,16
1,90	232,99	288,66	291,02	403,36	4,39	1,26
2,00	235,66	275,50	277,63	414,89	4,19	1,36
2,10	238,33	263,60	265,53	426,11	4,07	1,45
2,20	241,00	252,77	254,53	437,05	3,99	1,56
2,30	243,68	242,89	244,50	447,76	3,95	1,66

< Назад Далее > Заккрыть

Рис. 3.7. Образец окна - результатов расчёта для ленточного фундамента

Результаты подобных вычислений могут быть представлены графически в виде функции $B=B(S)$, которая изображается на экране монитора при

нажатии кнопки (опции) «график» в правом верхнем углу окна на рис. 3.7. Пример построения подобного графика приведен на рис. 3.8.

На следующем этапе программы «Расчет осадки» (правая половина рис. 3.7.) пользователю предлагается ввести размер ширины подошвы рассчитываемого фундамента (B), и по данной величине производится вычисление таких параметров, как

- расчетное сопротивление грунта основания R ;
- среднее давление под подошвой фундамента $P_{\text{ср}}$;
- максимальное давление под подошвой фундамента, $P_{\text{макс}}$;
- предельное давление под подошвой фундамента, $P_{\text{пр}}$;
- осадка S (второе предельное состояние по СНиП 2.02.01-83*);
- коэффициент надежности основания K_n (первое предельное состояние по СНиП 2.02.01-83*).

Все вычисленные параметры изображены в табличной форме и наглядно дают представление о напряженно-деформированном состоянии основания, с заданной степенью надежности.

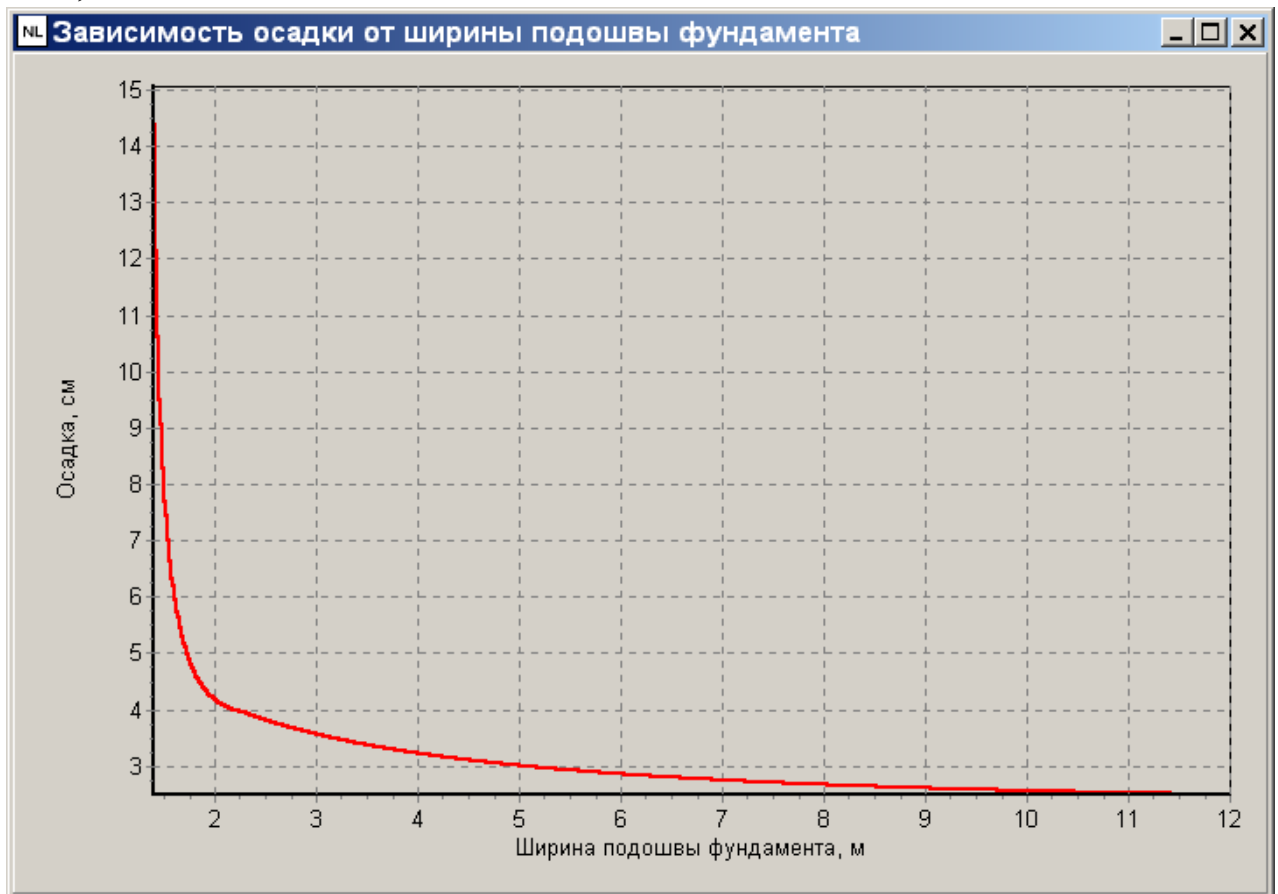


Рис. 3.8. Пример графического изображения результатов расчета ширины подошвы (B) ленточного фундамента от заданной осадки (S)

На рис. 3.7 (правая сторона) представлены результаты расчета фундаментов с разной шириной подошвы (B). Взяв, к примеру, ширину подошвы ленточного фундамента 2,2 м получим таблицу результатов расчета в которой среднее давление под подошвой фундамента $P_{\text{ср}} = 252,77$ кПа и максимальное давление под подошвой $P_{\text{макс}} = 254,53$ кПа больше расчётного сопро-

тивления основания $R = 241$ кПа. Следовательно система *фундамент - основание* работает в упруго-пластической стадии деформирования и поэтому необходимо выполнить расчёт по несущей способности основания (первое предельное состояние по СНиП) т.е. одновременно расчёт по двум предельным состояниям.

Результаты такого расчёта представлены последними двумя столбцами таблицы (правая сторона на рис. 3.7.). Так, полученная величина осадки составила 3,99 см ($< S_u$, следовательно, выполняется условия расчёта по деформациям), а коэффициент надёжности равен 1,56 ($> 1,2$ - выполнение условий расчёта по несущей способности основания). ***Оба эти критерия позволяют обоснованно, с заданной степенью надёжности решить вопрос о возможности использования данного фундамента.***

Следует отметить, что основным фактором определяющим, вопрос дополнительного нагружения фундаментов при реконструкции здания будет являться величина относительной разности осадок. Данные положения рассмотрены в § 2.2.3 и главе 4.

3.2.3. Интерпретация результатов расчета

Представленная программа позволяет рассчитывать фундаменты, работающие как на линейно-деформированном основании, так и в упруго-пластической стадии деформирования. В последнем случае при передаче давления $P_{cp} > R$ необходима проверка основания по несущей способности (или расчёт одновременно по двум предельным состояниям), что и выполняется программой.

Расчет осадки существующих фундаментов для реконструируемых зданий должен выполняться в два этапа:

1. До начала реконструкции выполняется расчет с целью определения стабилизированных осадок в процессе периода эксплуатации здания.
2. Расчет осадки тех же фундаментов, но уже из условия их дополнительного нагружения вследствие реконструкции здания.

Вычисленная разность осадок между первым и вторыми этапами расчетов определяет дополнительную величину осадки фундамента, которая не должна превышать предельно допустимой величины [19].

Представленная последовательность расчетов деформаций фундаментов должна выполняться для различных типов и размеров фундаментов реконструируемого сооружения. Главным критерием возможности дополнительного нагружения основания в данном случае будет являться относительная разность осадок [18] рядом расположенных фундаментов.

Если относительная разность осадок рядом расположенных фундаментов не превысит предельно допустимых величин, то проводимая реконструкция здания может производиться без усиления основания. В противном случае необходимо либо изменять проектируемые нагрузки (уменьшать количество планируемых этажей, применять облегченные материалы) либо искусственно усиливать основания под существующими фундаментами.

Пример практического решения данной задачи представлен в главе 4.

Глава 4. Работа оснований при надстройке зданий этажами (мансардой)

Вопросы реконструкции зданий, расположенных в исторической зоне Санкт-Петербурга, часто связаны с необходимостью надстройки этажом или мансардой. Подобная реконструкция сопровождается дополнительным нагружением основания и, как правило, развитием дополнительных осадок уплотнения.

Развитие дополнительных осадок уплотнения для существующих зданий регламентированы в ТСН 50-302-2004 [19]. Основное значение при проектировании и производстве подобного вида работ имеет даже не абсолютная осадка, а относительная неравномерность осадок, которая в большинстве случаев приводит к образованию новых или раскрытию старых трещин в наземных конструкциях зданий. С подобными проблемами строители сталкиваются и при замене старых деревянных перекрытий на новые - железобетонные (металлические), что также неизбежно приводит к дополнительному нагружению основания и, как следствие, развитию дополнительных осадок уплотнения.

4.1. Анализ напряженно-деформированного состояния основания.

Возможность надстройки здания или дополнительного нагружения основания под существующими фундаментами зданий может быть определена на основе анализа напряженно-деформированного состояния основания.

В общем случае величина напряжений под подошвой существующих фундаментов для реконструируемых зданий может соответствовать трем условиям: (3.1, 3.2, 3.3).

$$\boxed{P + P_{дон} \leq R} \quad (4.1)$$

$$\boxed{R < P + P_{дон} < P_{np}} \quad (4.2)$$

$$\boxed{P + P_{дон} \geq P_{np}} \quad (4.3)$$

где, P – среднее давление по подошве существующего фундамента до реконструкции; $P_{дон}$ – дополнительное давление по подошве существующего фундамента от строительства этажей или мансарды; R – расчетное сопротивление основания под подошвой существующего фундамента; P_{np} – предельное давление на основание для существующего фундамента.

Все три условия изменения напряженно-деформированного состояния основания, в зависимости от степени дополнительного нагружения, могут быть представлены в графическом виде (рис. 4.1).

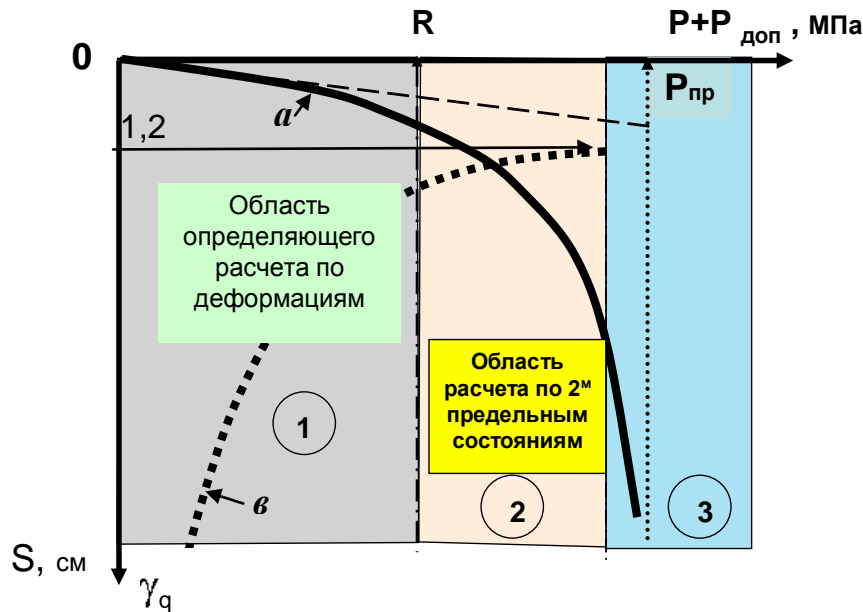


Рис. 4.1. Графическая интерпретация развития осадки (S) фундамента от прикладываемого давления ($P+P_{доп}$) на основании при расчете по 2^m предельным состояниям.

γ_q - коэффициент надежности; (1), (2), (3) - области расчета, соответствующие условиям 3.1, 3.2, 3.3; a - функциональная зависимость $S=S(P+P_{доп})$; b - функциональная зависимость $\gamma_q=\gamma_q(P+P_{доп})$.

Условия (проектирования) в области расчета (4.1), как правило, не вызывают особых осложнений у проектировщика, поскольку $P + P_{доп} \leq R$ отвечает обычным требованиям СНиП 2.02.01-83*[18]. В этом случае, при проектировании дополнительного нагружения на основания от надстройки или изменения нагрузки, достаточно руководствоваться расчетом основания по деформациям (кривая «а» на рис.4.1 на интервале $0...R$). Величины абсолютных и относительных осадок для области расчета (4.1), как правило, меньше предельно допустимых и потому вполне приемлемы.

Условия (проектирования) в области расчета (4.2), $R < P + P_{доп} < P_{пр}$ могут быть реализованы:

- при учете работы основания в нелинейной стадии деформирования (кривая «а» на рис. 3.1 на интервале $0...P_{пр}$), (расчет по деформациям);
- с учетом ограничения коэффициента надежности $\gamma_q \leq P_{пр} \cdot \gamma_c / P + P_{доп}$ - кривая «в» на рис. 4.1, (расчет по несущей способности основания).

Возможность одновременного учета условий а) и б) позволяет прогнозировать работу основания и фундаментов по двум предельным состояниям. Такой расчет может быть выполнен с использованием программы «NL» [1], [3].

4.2. Критерии оценки принятых решений для фундаментов без усиления оснований.

Возможность дополнительного нагружения оснований при реконструкции зданий без проведения дополнительных затрат на их усиление определяется по результатам проведенного расчетного анализа.

Критерием в данном расчете следует считать:

- - величину дополнительной абсолютной (относительной) осадки;
- - величину коэффициента надежности, значение которого, как правило, не менее 1,2 (задается проектировщиком).

Условие (проектирования) в области расчета (4.3), $P + P_{дон} \geq P_{np}$ не допустимо и требуют экстренных мер по усилению оснований и фундаментов, поскольку не соблюдается первое предельное состояние. Существующее состояние фундаментов не устойчивое и может временно сохраняться только благодаря перераспределению напряжений, с большим количеством трещин в надземных конструкциях.

Таким образом, реально осуществимы условия (проектирования) в области расчета (4.1), (4.2). Схематично данные методы расчета могут быть представлены на рис. 4.2.

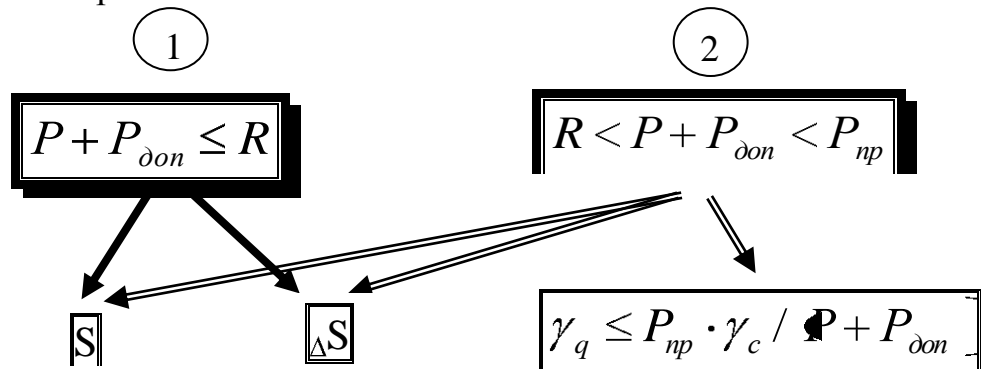


Рис. 4.2. Схема расчета оснований по предельным состояниям, соответствующая условиям (4.1) и (4.2).

S и ΔS – абсолютная и относительная разность осадок – условия расчета по деформациям (II предельное состояние); $\gamma_q \leq P_{нр} \cdot \gamma_c / (P + P_{дон})$ – условие расчета по устойчивости (I предельное состояние).

Для области расчета, соответствующего условию (4.1) определяющим является расчет по деформациям, с определением величин абсолютных и относительных осадок фундаментов (рис. 4.2). Для области расчета, соответствующего условию (4.2) проверяются как ограничения абсолютных и относительных осадок, так и коэффициент надежности, т.е. проводится обязательный расчет по двум предельным состояниям.

Основным требованием к возможности дополнительного нагружения основания под существующими фундаментами, будет являться условие отсутствия возможности появления трещин в надземных конструкциях соору-

жения. Такие условия, прежде всего, ограничиваются величинами относительной разности осадок, которые не должны превышать предельно допустимых значений [19].

Таким образом, ограничение ΔS является основным фактором в решение вопроса дополнительного нагружения основания и в графическом виде может быть представлено на рис. 4.3.

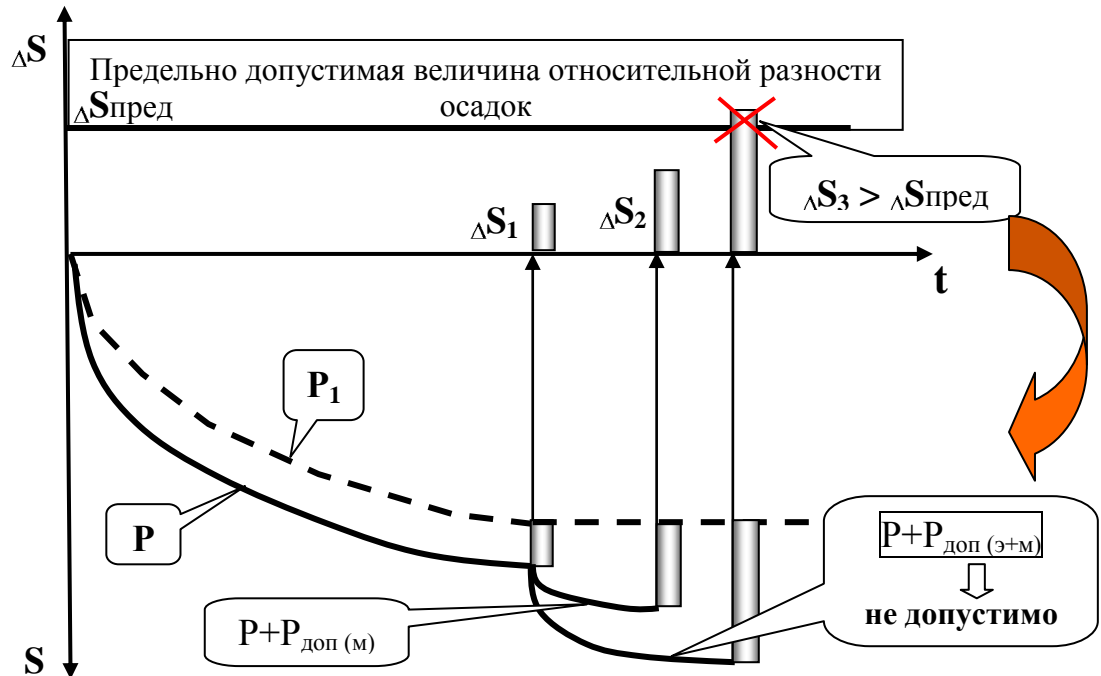


Рис. 4.3. Принципиальная графическая интерпретация результатов расчета дополнительного нагружения основания от надстройки здания без его усиления.

S – абсолютная величина конечной осадки; ΔS – относительная неравномерность осадки; P – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены; P_1 – степень нагружения основания от существующего фундамента самонесущей стены; $P+P_{\text{доп(м)}}$ – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены и дополнительного нагружения от строительства мансарды; $P+P_{\text{доп(э+м)}}$ – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены и дополнительного нагружения от строительства этажа и мансарды; ΔS_1 , ΔS_2 , ΔS_3 – соответственно, относительные неравномерности осадки фундаментов здания до его реконструкции, после надстройки мансарды, после надстройки этажа и мансарды.

Нетрудно заметить, что представленная на рис.4.3 принципиальная графическая интерпретация результатов расчета дополнительного нагружения основания от надстройки здания, позволяет в наглядной форме продемонстрировать условия возможности дополнительного нагружения. Так ΔS_1 показывает существующую относительную неравномерность осадки между несущей (P) и самонесущей (P_1) стенами здания, возникшую в результате длительной (многолетней (t)) эксплуатации здания.

Поскольку величина ΔS_1 , как правило, меньше $\Delta S_{\text{пред}}$ (согласно современным нормам [18], [19]), то такая эксплуатация здания может считаться вполне допустимой, обладающей достаточной степенью надежности.

Если величина ΔS_2 также окажется меньше $\Delta S_{\text{пред}}$, то подобное дополнительное нагружение для здания вполне допустимо и основание не требует усиления.

В случае значительного увеличения нагружения основания, т.е. $\Delta S_3 > \Delta S_{\text{пред}}$ неравномерность осадки превысит предельно допустимую величину, что согласно современным нормам [19] недопустимо, поскольку может вызвать развитие трещин в надземных конструкциях. В данном случае, решение вопроса по дополнительному нагружению основания, может рассматриваться только после принятия дополнительных мер по его усилению.

Необходимо подчеркнуть, что в данном параграфе рассмотрен лишь принципиальный вопрос возможности надстройки зданий на ленточных фундаментах, сточки зрения работы основания, без дополнительных затрат по его усилению.

4.3. Основные недостатки типовых проектных решений при расчете фундаментов на естественном основании

Одной из основных причин появления и развития трещин в конструкциях зданий с ленточными и столбчатыми фундаментами на естественном основании, возникающих в период эксплуатации сооружений, часто являются ошибки при проектировании.

Проектировщики, руководствуясь современными строительными нормами (СНиП 2.02.01-83*), как правило, проектируют фундаменты на естественном основании, исходя из условия ограничения среднего давления ($P_{\text{ср}}$) под подошвой фундамента величиной расчетного сопротивления (R) основания ($P_{\text{ср}} \leq R$). Для мало сжимаемых грунтов основания, строительными нормами при таких расчетах допускается не определять величины осадок, поскольку их абсолютные значения (S) заведомо будут меньше предельных (S_u) величин, т.е. происходит выполнение условия расчета оснований по деформациям ($S \leq S_u$).

Использование в качестве основного расчета фундамента условия ($P_{\text{ср}} \leq R$), позволяет проектировщикам фактически не определять величины абсолютных и, тем более, относительных осадок для проектируемых конструкций. Однако осадки запроектированных таким образом фундаментов, как правило, будут не равномерны, полученная относительна разность осадок, во многих случаях, может превышать предельные значения, создавая условия образования трещин в надземных конструкциях. Следует подчеркнуть, что проектирование фундаментов из условия ($P_{\text{ср}} \leq R$), позволяет проектировщикам, во многих случаях, недогружать основания до величины R на 20%...30% и более, считая что, таким образом, получается «запас» прочности основания. Однако такие результаты проектирования создают условия развития еще большей неравномерности осадок, провоцируя развитие трещин в несущих конструкциях здания.

Как уже отмечалось выше, расчет фундаментов (ленточных, столбчатых) на естественном основании должен производиться из условия получения данными конструкциями одинаковых (равных) осадок [1], [3]. Такая ме-

тодика проектирования, реализованная программой «NL» (см. ранее), позволяет получать размеры подошвы проектируемых фундаментов исходя из определенной (допустимой) величины осадки. Задаваясь одинаковой величиной осадки, по результатам расчета получаются фундаменты разных размеров, но практически с минимальной (меньше допустимой величины) неравномерностью осадки, что позволяет избежать условий образования трещин в несущих надземных конструкциях.

В качестве примера рассмотрим здания швейной фабрики, расположенной в г. Санкт-Петербурге по ул. Маршала Тухачевского, д. 22.

Проведенное техническое обследование здания позволило установить следующие:

1. Здание представляет собой 4-х этажное промышленное сооружение, выполненное с неполным железобетонным (ж/б) каркасом, строительство которого было закончено в 1984 г. Под всем зданием имеется подвал высотой 1,7...1,8 м, часть которого занимает убежище Г.О.
2. Колонны ж/б каркаса здания опираются на сборные столбчатые фундаменты размером в плане 3,2 x 2,4 м и глубиной заложения 3,05 м от отм. $\pm 0,00$ или 0,93 м от отм. пола подвала.
3. В здании имеются три встроенные лестничные клетки, сборные марши которых опираются на собственные поперечные кирпичные стены (толщиной 380 мм) сборные фундаментные блоки ФС-4 и фундаментные подушки с шириной подошвы 1,6 м.
4. Продольные наружные стены здания опираются на ленточные фундаменты, из сборных блоков с толщиной стенки 0,5 м и сборных подушек с шириной подошвы 2,0... 2,4 м.
5. Пол подвала представлен насыпными грунтами с отм. заложения $-2,05$.
6. Грунтовые условия для данной территории представлены следующими напластованиями:
 - насыпным слоем, мощностью до 2,0 м;
 - супесью пылеватой пластичной, мощностью до 7,0 м с $\gamma = 20,4$ кН/м³; $\varphi = 30^\circ$; $C = 23$ КПа; $E = 18$ МПа;
 - суглинками (ледниковыми) пылеватыми, текучепластичными, мощностью до 4,0 м с $\gamma = 19$ кН/м³; $\varphi = 15^\circ$; $C = 20$ КПа; $E = 5$ МПа;
 - суглинками (моренными) пылеватыми с гравием и галькой, мягкопластичными, подстилаемыми более плотными слоями грунтов, с $\gamma = 20,9$ кН/м³; $\varphi = 20^\circ$; $C = 18$ КПа; $E = 18$ МПа;
7. Проведенными обследованиями было установлено наличие сквозных вертикальных трещин между поперечными несущими стенами лестничных клеток и продольной наружной стеной дворового фасада. Ширина раскрытия трещин составляет 2...5 мм. Трещины прослеживаются и между сборными ж/б лестничными маршами и примыкающей к ним продольной несущей стеной. Наибольшие деформации (раскрытие трещин) отмечены для лестничной клетки в осях 4-5.

На основании проведенных обследований выполнены поверочные расчеты для существующих фундаментов под наружную продольную стену и под поперечные несущие стены лестничных клеток здания. Расчеты выполнены по программе «NL» (Рис.4.4, 4.5).

Расчет ширины подошвы фундамента по двум предельным состояниям (программа NL)

(ул. Тухачевского, д. 22)

Данные по слоям грунта

№ Слоя	Мощность	Удельный вес		Прочностные характеристики				Деформативные характеристики			Коэффициенты		
	H, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , град.	φ_2 , град.	C_1 , кПа	C_2 , кПа	E_0 , кПа	μ	Плотность сложения грунтов	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	1,45	17	18	15	18	0	0	5000	0,3	Слабый	1	1	1,1
2	7	9,8	10,2	30	29	23	25	18000	0,3	Средней плотности	1,2	1	1
3	4	9,9	10,3	9	11	8	12	5000	0,3	Слабый	1,1	1	1
4	10	20,4	20,6	15	17	8	12	18000	0,3	Средней плотности	1,1	1	1

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	Наруж. Стена
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Наружная
Высота фундамента	2,65 м
Глубина заложения фундамента	1,45 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	0,45 м
Толщина конструкции пола подвала	0 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	17 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	1,00 м

Нагрузки

N, кН	Q_B , кН	M_B , кН·м	Q_L , кН	M_L , кН·м
155	0	0	0	0
Горизонтальная нагрузка от бокового давления грунта				0,95 кН
Момент от бокового давления грунта				0,27 кН·м

Результаты расчета

Принятая ширина подошвы фундамента B, м	Расчетное сопротивление R, кПа	Среднее давление под подошвой P_{cp} , кПа	Максимальное давление под подошвой P_{max} , кПа	Предельное сопротивление $P_{пр}$, кПа	Полученная осадка S, см	Коэффициент надежности K_n
Для существующего фундамента						
2,0	410,63	102,15	102,55	1848,78	1,55	16,29
Для рекомендуемого фундамента						
0,6	392,43	282,98	287,42	1456,77	2,35	4,63

Рис. 4.4. Пример распечатки программного решения для фундамента под наружную стену здания

Результаты приведенного расчета (рис.4.4.) показывают, что существующие фундаменты с шириной подошвы 2,0 м (первая строка таблицы «результаты расчета») фактически в 4 раза недогружены (P_{\max} составляет 25 % от R). В результате фундаменты и вся конструкция наружной стены в данных грунтовых условиях получает осадку в 1,55 см (расчет по II предельному состоянию), имея неоправданно завышенный коэффициент запаса надежности 16,29 (расчет по I предельному состоянию).

Подобные расчеты для ленточных фундаментов под внутреннюю несущую стену лестничной клетки, дают следующую информацию:

Расчет ширины подошвы фундамента по двум предельным состояниям (программа NL)

(ул. Тухачевского, д. 22)

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	Внутр. стена
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Внутренняя
Высота фундамента	1,03 м
Глубина заложения фундамента	1 м

Нагрузки

N, кН	Q_B , кН	M_B , кН·м	Q_L , кН	M_L , кН·м
311	0	0	0	0

Результаты расчета

Принятая ширина подошвы фундамента B , м	Расчетное сопротивление R , кПа	Среднее давление под подошвой P_{cp} , кПа	Максимальное давление под подошвой P_{\max} , кПа	Предельное сопротивление $P_{пр}$, кПа	Полученная осадка S , см	Коэффициент надежности K_n
Для существующего фундамента						
1,60	364,13	214,38	214,38	1828,97	2,91	7,68
Для рекомендуемого фундамента						
2,5	375,83	144,4	144,4	1910,96	2,45	11,9

Рис. 4.5. Пример распечатки программного решения для фундамента под внутреннюю стену здания

Результаты данного расчета (рис.4.5.) показывают, что существующие фундаменты с шириной подошвы 1,6 м (первая строка таблицы «результаты расчета») также недогружены (P_{\max} составляет 58 % от R). В результате фундаменты и вся конструкция внутренней стены в данных грунтовых условиях получает осадку в 2,91 см (расчет по II предельному состоянию), имея неоправданно завышенный коэффициент запаса надежности 7,68 (расчет по I предельному состоянию).

Не трудно заметить, что между рассчитываемыми фундаментами существует разность осадок $\Delta S = S_1 - S_2 = 2,91 - 1,55 = 1,36$ см, а поскольку данные фундаменты примыкают друг к другу, то и относительная разность осадок (по СНиП 2.02.01-83*), между данными конструкциями, будет превышать предельные значения для данного типа сооружения. Таким образом,

возникают условия образования трещины, что и наблюдается в надземных конструкциях обследуемого здания.

Вторая расчетная строка (для рекомендуемого фундамента) таблиц «результатов расчета» (рис.4.4, 4.5) дает возможность проанализировать расчетные параметры для фундаментов с шириной подошвы 0,6 м под наружную стену и 2,5 м под внутреннюю стену лестничной клетки. По результатам вычислений нетрудно заметить, что фундамент с шириной подошвы 0,6 м (наружная стена) даст осадку в 2,35 см, а фундамент с шириной подошвы 2,5 м (внутренняя стена) – осадку в 2,45 см. Разность осадок данных фундаментов составит $\Delta S = S_1 - S_2 = 2,45 - 2,35 = 0,1$ см, т.е. фундаменты практически получают одинаковую осадку.

Таким образом, проектирование фундаментов зданий исходя из условий развития для них одинаковых осадок, позволяет создавать фундаментные конструкции с минимальной (допустимой) неравномерностью осадок и в результате дает возможность избежать появления трещин в надземных конструкциях здания при его длительной эксплуатации.

Глава 5. Углубление подвалов существующих зданий

При реконструкции зданий часто возникает необходимость углубления существующих подвалов, используя подземное пространство для производственных целей. Следует учесть, что подобного рода работы требуют тщательного геотехнического обоснования, включающего, в том числе обследования состояния здания, фундаментов, оценку состояния гидроизоляции, установления геологических условий и т.д. Несомненно, эти работы должны выполняться специализированными фирмами. Сложность данного вида работ обусловлена для г. Санкт-Петербурга, прежде всего специфическими инженерно-геологическими условиями центра города, где часто в основании фундаментов залегают слабые водонасыщенные грунты.

5.1. Конструктивные решения по увеличению несущей способности основания

Необходимость углубления подвалов может возникнуть и при новом строительстве.

Любое углубление отметки пола существующего подвала неизбежно связано с изменением расчетной схемы для системы «фундамент – основание». Чаще всего в подобных случаях не выполняются условия расчета по первому предельному состоянию или по устойчивости оснований.

В этом случае необходимо внесение конструктивных изменений в расчетную схему и выполнение контрольных проверочных расчетов.

Рассмотрим, к примеру, объект, где торгово-бытовые помещения представляют собой двухэтажное сооружение с подвалом, которое по нескольким осям вплотную примыкают к возводимому 9 этажному дому. Фундаменты здания сборные ж/б с глубиной заложения 2,2 м от планировочной отметки и 0,88 м от пола подвала.

Отметка уровня пола подвала -2,65 (для помещений, примыкающих к осям 9 этажного дома).

Отметка низа перекрытия над подвалом -0,85.

Таким образом, в проектном решении высота подвала составляет:

$2,65 - 0,85 = 1,8$ м, что не удовлетворяет Заказчика.

Была поставлена задача по углублению пола подвала, таким образом, чтоб высота подвала составляла 2,4 м. Данное решение может быть реализовано только углублением пола на 0,6 м, т.е. отметка пола подвала должна составлять -3,25.

Изменение глубины заложения пола подвала приведет к изменению расчетной схемы работы фундаментов и основания.

Выполнение расчетов фундаментов здания пристроенного магазина, с учетом понижения отметки уровня пола подвала, т.е. изменения расчетной схемы, было выполнено по программному комплексу «NL», позволяющему рассчитывать фундаменты с учетом двух предельных состояний.

Приведем результаты решений по нескольким расчетным сечениям.

Расчет фундамента по двум предельным состояниям

Работу выполнил: д.т.н., проф. Алексеев С.И.

(торгово-бытовые помещения)

Данные по слоям грунта

№ Слоя	Мощность	Удельный вес		Прочностные характеристики				Деформативные характеристики			Коэффициенты		
	H, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	ϕ_1 , град.	ϕ_2 , град.	C_1 , кПа	C_2 , кПа	E_0 , кПа	μ	Плотность сложения грунтов	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	1	15	16	15	17	1	2	5000	0,3	Слабый	1,1	1,1	1
2	7	18	20	21	24	10	14	15000	0,3	Плотный	1,2	1	1
3	9	16,5	17,1	22	26	1	2	11000	0,3	Средней плотности	1,1	1	1

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	3-3
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Наружная
Жесткость фундамента	2,12
Высота фундамента	2,2 м
Глубина заложения фундамента	2,2 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	1,9 м
Толщина конструкции пола подвала	0,2 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	22 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	0,36 м

Нагрузки

N, кН	Q _B , кН	M _B , кН·м	Q _L , кН	M _L , кН·м
122	0	0	0	0
Горизонтальная нагрузка от бокового давления грунта				15,26 кН
Момент от бокового давления грунта				7,23 кН·м

Результаты расчета

Принятая ширина подошвы фундамента B, м	Расчетное сопротивление R, кПа	Среднее давление под подошвой P _{ср} , кПа	Максимальное давление под подошвой P _{макс} , кПа	Предельное сопротивление P _{пр} , кПа	Полученная осадка S, см	Коэффициент надежности K _n
0,60	268,50	240,73	361,22	229,14	100,00	0,86

Рис. 5.1. Результаты расчета фундамента для сеч. 3-3 не удовлетворяют требованиям СНиП, необходимо усиление (см. рис.5.3, 5.4)

**Расчет фундамента по двум предельным состояниям
(торгово-бытовые помещения)**

Данные по слоям грунта

№ Слоя	Мощность	Удельный вес		Прочностные характеристики				Деформативные характеристики			Коэффициенты		
	H, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , град.	φ_2 , град.	c_1 , кПа	c_2 , кПа	E_0 , кПа	μ	Плотность сложения грунтов	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	1	15	16	15	17	1	2	5000	0,3	Слабый	1,1	1,1	1
2	7	18	20	21	24	10	14	15000	0,3	Плотный	1,2	1	1
3	9	16,5	17,1	22	26	1	2	11000	0,3	Средней плотности	1,1	1	1

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	13-13
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Наружная
Жесткость фундамента	2,12
Высота фундамента	2,2 м
Глубина заложения фундамента	2,2 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	1,9 м
Толщина конструкции пола подвала	0,2 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	22 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	0,36 м

Нагрузки

N, кН	Q _B , кН	M _B , кН·м	Q _L , кН	M _L , кН·м
154	0	0	0	0
Горизонтальная нагрузка от бокового давления грунта				15,26 кН
Момент от бокового давления грунта				7,23 кН·м

Результаты расчета

Принятая ширина по- дошвы фундамента B, м	Расчетное со- противление R, кПа	Среднее давление под по- дошвой P _{ср} , кПа	Максимальное давление под подошвой P _{макс} , кПа	Предельное сопротивление P _{пр} , кПа	Полученная осадка S, см	Коэффициент надежности K _n
0,80	271,94	229,90	297,68	269,51	100,00	1,06

Рис. 5.2. Результаты расчета фундамента для сеч. 13-13 не удовлетворяют требованиям СНиП необходимо усиление (см. рис.5.3, 5.4)

Как видно из результатов расчета по двум представленным расчетным сечениям 3-3 и 13- 13, в последнем столбце таблиц «Результаты расчета» коэффициент надежности составляет, соответственно $0,86 < 1$ и $1,06 \approx 1$ при этом полученная осадка чрезмерно значительна, что свидетельствует о недопустимости принятия данного решения.

Таким образом, условие понижения уровня пола подвала для расчетных сечений 3-3 и 13-13 не обеспечивает устойчивости (не выполнение усло-

вий расчета по первому предельному состоянию). Необходимо выполнить расчет с учетом усиления, повышающего несущую способность основания.

Такое усиление может быть осуществлено путём устройства дополнительной пригрузки со стороны пола подвала на основание в виде ж/б полосы - балки.

Для того чтобы пригрузка от ж/б полосы-балки сечением (в х d_1) 0,5 х 0,27м давала необходимый эффект, ее необходимо закрепить неподвижно металлическими стойками (кирпичными пилонами), упирающимися в ж/б перекрытие над подвалом (рис. 5.3, 5.4). Данные стойки, являясь опорами для железобетонной неразрезной балки, создают условия работы для этой конструкции, эквивалентные работе слоя бетона (эквивалентная пригрузка).

В результате, созданная эквивалентная пригрузка на основание со стороны подвала, приведёт к увеличению приведённой глубины заложения подошвы существующего фундамента и изменит расчётную глубину подвала.

Величина дополнительной пригрузки, найденная из условия работы грунтового основания в предельном состоянии для фундаментов с наименьшей шириной подошвы, в первом приближении составит 20 КН/м. Данная пригрузка должна восприниматься конструкцией ж/б перекрытия над подвалом, заделанного в наружные стены.

Тогда при величине $q = 20$ КН/м получим приведенную толщину бетонного слоя для $\gamma = 22$ КН/м³:

$$h_{np.} = \frac{20}{22} = 0,9 \text{ м}$$

Следовательно, работа ж/б балки-полосы, с опорами в виде металлических стоек или кирпичных пилонов, будет эквивалентна работе слоя бетона толщиной 0,9 м. Тогда в расчетной схеме глубина подвала может быть уменьшена на 0,9 м и составит:

$$H_{п} = 1,9 - 0,9 = 1,0 \text{ м}$$

Учёт этих конструктивных изменений, в программном решении для условий рассматриваемого примера, представлен на рис. 5.5, 5.6.

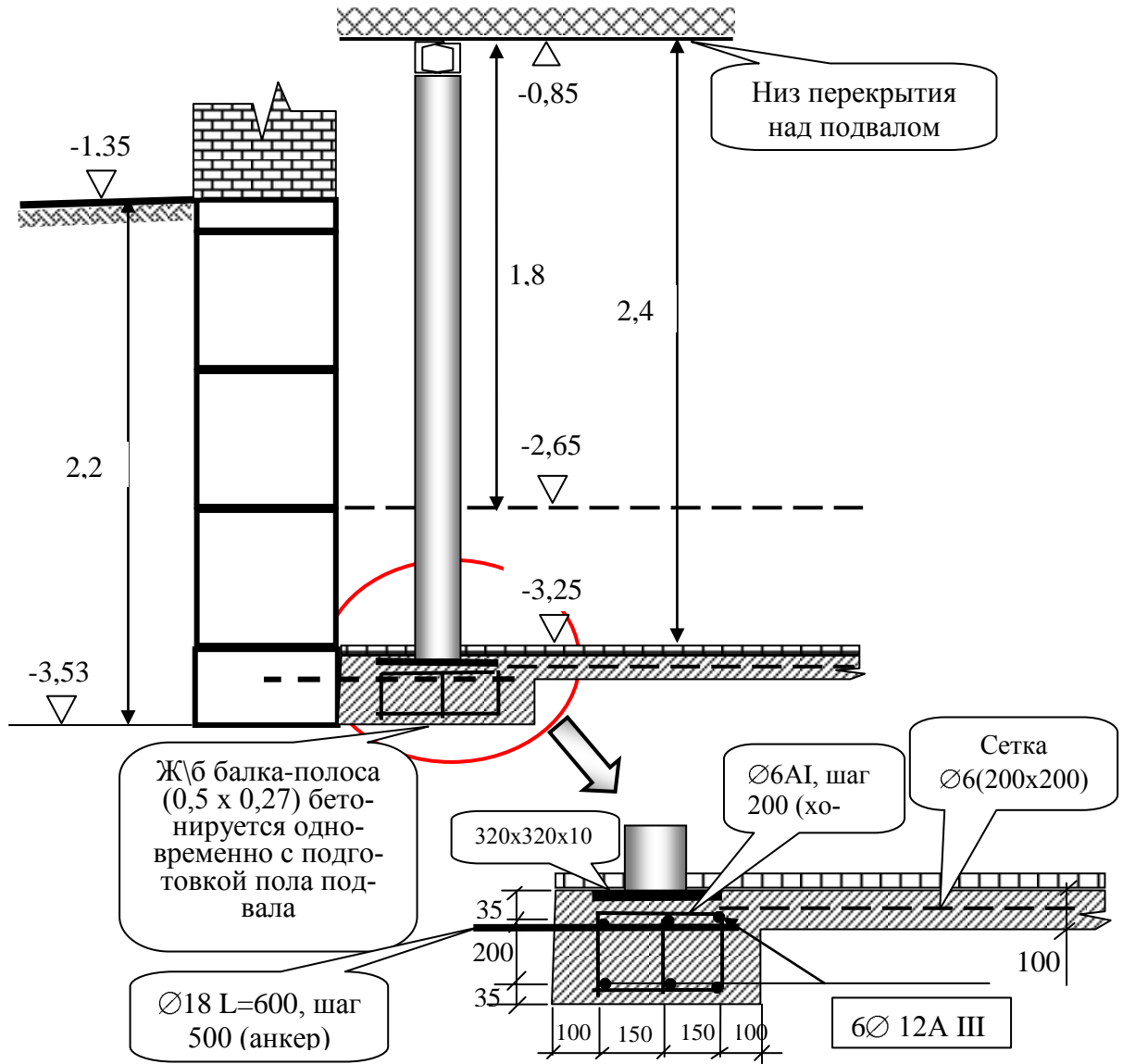


Рис. 5.2. Схема конструктивного усиления основания по расчетным сечениям фундаментов 3-3, 13-13 и др. (бетон ж\б балки-полосы В20)

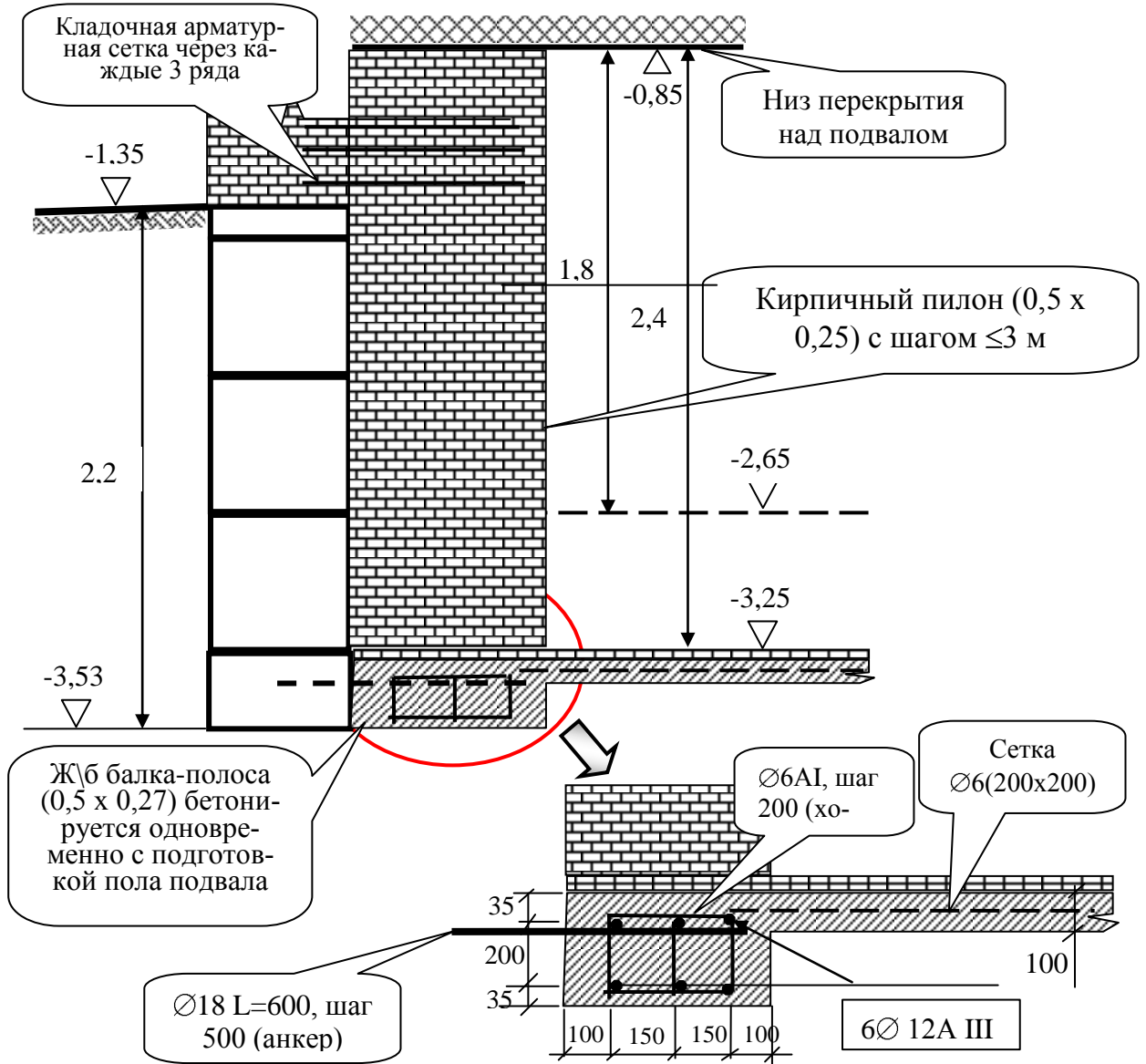


Рис. 5.3. Схема варианта конструктивного усиления основания с использованием кирпичного пилон по расчетным сечениям фундаментов 3-3, 13-13 и др. (бетон ж/б балки-полосы В20)

Измененные расчетные условия вводим в исходные данные и решаем задачу заново (см. распечатку программного решения для усиленных сечений фундамента 3-3(усилен.), 13-13(усилен.)) (рис. 5.4, 5.5).

Расчет фундамента по двум предельным состояниям

Работу выполнил: д.т.н., проф. Алексеев С.И. (торгово-бытовые помещения)

Данные по слоям грунта

№ Слой	Мощность Н, м	Удельный вес		Прочностные характеристики				Деформативные характеристики			Коэффициенты		
		γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , град.	φ_2 , град.	C_1 , кПа	C_2 , кПа	E_0 , кПа	μ	Плотность слоения грунтов	γ_{c1}	γ_{c2}	К
1	1	15	16	15	17	1	2	5000	0,3	Слабый	1,1	1,1	1
2	7	18	20	21	24	10	14	15000	0,3	Плотный	1,2	1	1

3	9	16,5	17,1	22	26	1	2	11000	0,3	Средней плотности	1,1	1	1
---	---	------	------	----	----	---	---	-------	-----	-------------------	-----	---	---

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	3-3(усил)
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Наружная
Жесткость фундамента	2,12
Высота фундамента	2,2 м
Глубина заложения фундамента	2,2 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	1 м
Толщина конструкции пола подвала	0,2 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	22 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	1,26 м

Нагрузки

N, кН	Q _в , кН	M _в , кН·м	Q _л , кН	M _л , кН·м
126	0	0	0	0
Горизонтальная нагрузка от бокового давления грунта				4,21 кН
Момент от бокового давления грунта				2,06 кН·м

Результаты расчета

Принятая ширина подошвы фундамента В, м	Расчетное сопротивление R, кПа	Среднее давление под подошвой P _{ср} , кПа	Максимальное давление под подошвой P _{макс} , кПа	Предельное сопротивление R _{пр} , кПа	Полученная осадка S, см	Коэффициент надежности K _n
0,60	288,14	247,40	281,82	467,95	2,46	1,70

Рис. 5.4. Результаты расчета фундамента для сеч. 3-3 (усил.) удовлетворяют требованиям СНиП

Расчет фундамента по двум предельным состояниям (торгово-бытовые помещения)

Данные по слоям грунта

№ Слоя	Мощность Н, м	Удельный вес		Прочностные характеристики				Деформативные характеристики			Коэффициенты		
		γ ₁ , кН/м ³	γ ₂ , кН/м ³	φ ₁ , град.	φ ₂ , град.	C ₁ , кПа	C ₂ , кПа	E ₀ , кПа	μ	Плотность сложения грунтов	γ _{c1}	γ _{c2}	K
1	1	15	16	15	17	1	2	5000	0,3	Слабый	1,1	1,1	1
2	7	18	20	21	24	10	14	15000	0,3	Плотный	1,2	1	1
3	9	16,5	17,1	22	26	1	2	11000	0,3	Средней плотности	1,1	1	1

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	13-13(усилен.)
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Наружная

Жесткость фундамента	2,12
Высота фундамента	2,2 м
Глубина заложения фундамента	2,2 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	1 м
Толщина конструкции пола подвала	0,2 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	22 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	1,26 м

Нагрузки

N, кН	Q _в , кН	M _в , кН·м	Q _л , кН	M _л , кН·м
154	0	0	0	0
Горизонтальная нагрузка от бокового давления грунта				4,21 кН
Момент от бокового давления грунта				2,06 кН·м

Результаты расчета

Принятая ширина подошвы фундамента В, м	Расчетное сопротивление R, кПа	Среднее давление под подошвой R _{ср} , кПа	Максимальное давление под подошвой R _{макс} , кПа	Предельное сопротивление R _{пр} , кПа	Полученная осадка S, см	Коэффициент надежности K _n
0,80	291,58	229,90	249,26	533,59	2,64	2,09

Рис. 5.5. Результаты расчета фундамента для сеч. 13-13 (усилен.) удовлетворяют требованиям СНиП

Полученные решения (рис. 5.4, 5.5) позволяют рассматривать данные расчетные сечения фундаментов как надежные конструкции, отвечающие необходимым требованиям СНиП [18].

Таким образом, для рассмотренных расчетных сечений фундаментов 3-3, 13-13 и др., расположенных вдоль основных наружных стен подвала, необходимо выполнить пригрузку основания в виде устройства ж/б балки-полосы сечением (в x d₁) 0,5 x 0,27 м. Данная балка-полоса с опорами в виде металлических колон или кирпичных пилонов, упирающихся в ж/б перекрытие над подвалом, будет работать как неразрезная конструкция.

5.2. Технологические особенности выполнения работ по усилению основания

Технологический процесс производства работ, по конструктивному усилению основания при понижении отметки пола подвала до -3,25 (углубление подвала на 0,6 м) для расчетных сечений фундаментов 3-3, 13-13 и др. (см. § 5.1) следует выполнять в следующей последовательности:

1. С внутренней стороны фундаментов расчищается полоса шириной 0,5 м и производится установка на цементном растворе анкеров Ø 18 АIII длиной 600 мм с шагом 500 мм. Анкера устанавливаются в предварительно просверленные отверстия в фундаментных подушках на глубину 200 мм.

2. Для создания ж/б балки-полосы размером 0,5x0,27м производится установка арматурного каркаса с рабочей арматурой 6 \varnothing 12АIII (по расчету) и хомутами \varnothing 6 АI с шагом 200 мм.
3. При бетонировании данной балки-полосы (В20) устанавливаются металлические трубы – стойки \varnothing 100 мм с шагом \leq 3 м, опирающиеся на стальные пластины (320x320x10) – по низу и балку из 2 швеллеров № 16 – по верху, с распором в над подвальное перекрытие.
4. Бетонирование балки-полосы производить одновременно с устройством ж/б плиты пола подвала, армированного сеткой \varnothing 6 АI с шагом ячейки 200 мм (рис.5.2).
5. Как вариант устройства опор для балки-полосы, вместо (вместе) металлических труб – стоек \varnothing 100 мм, могут быть использованы кирпичные пилоны (0,5 x 0,25) с шагом \leq 3 м, выложенные в распор с перекрытием над подвалом. Для связи пилонов с кирпичной кладкой стен следует использовать металлическую сетку, с установкой ее через каждые 3 ряда кладки (см. рис. 5.3).

5.3. Анализ конструктивных схем усиления оснований

В Санкт-Петербурге фундаменты реконструируемых зданий с подвалами представляют собой чаще всего ленточные бутовые конструкции из известкового или гранитного камня с глубиной заложения подошвы от 2^х до 3^х м и передачей давления на дельтовые пески. Гидроизоляция подвальных помещений, с учётом длительного периода эксплуатации зданий, в большинстве случаев находится в неудовлетворительном состоянии. При условии высокого уровня грунтовых вод (выше пола подвала) данные подвальные помещения чаще всего находятся в затопленном состоянии, что не позволяет их эксплуатировать (рис.5.6).

Выполнение работ по реконструкции таких подвалов с учётом восстановления гидроизоляции и увеличения высоты подвальных помещений требует проведение целого ряда комплексных специальных работ, зависящих от технического состояния здания, фундаментов, конструкции гидроизоляции, гидрогеологических грунтовых условий и степени (величины) заглубления пола подвала.

Как отмечалось ранее, любое углубление подвалов приводит к изменению расчетной схемы работы системы «фундамент-основание» и если расчет по устойчивости (первое предельное состояние) удовлетворяется, то определяющим становится расчет по деформациям (фор. 4.1, 4.2).

Проверка условий 4.1, 4.2 должна выполняться для различных конструктивных схем изменения глубины подвала. Не последнее значение в этом случае имеют стоимость выполнения и технологический процесс производства специальных работ (рис. 5.7).

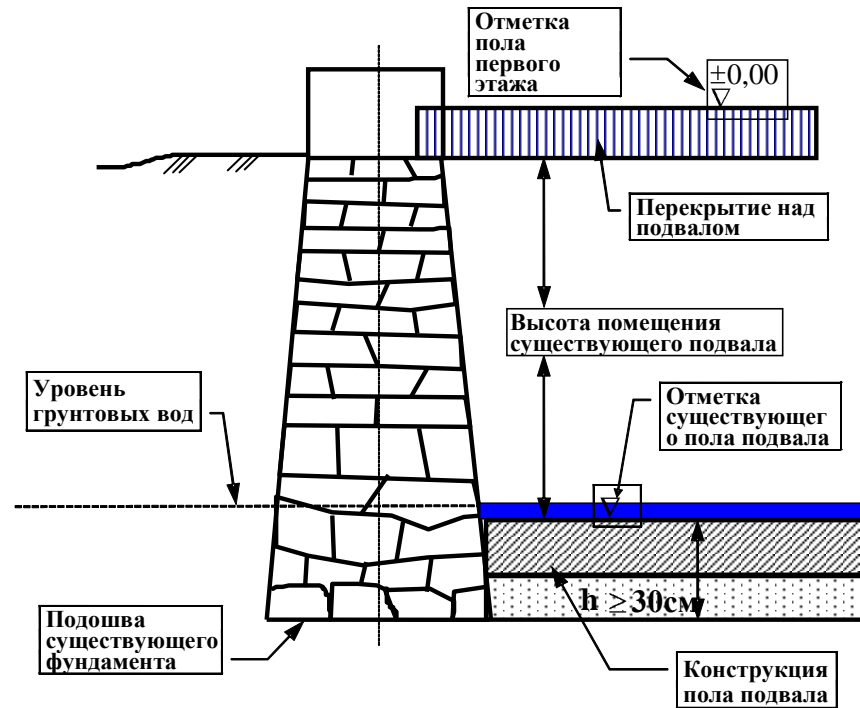


Рис. 5.6. Типичный конструктивный разрез фундамента с подвальным помещением и разрушенной гидроизоляцией при высоком уровне грунтовых вод (У.Г.В.)

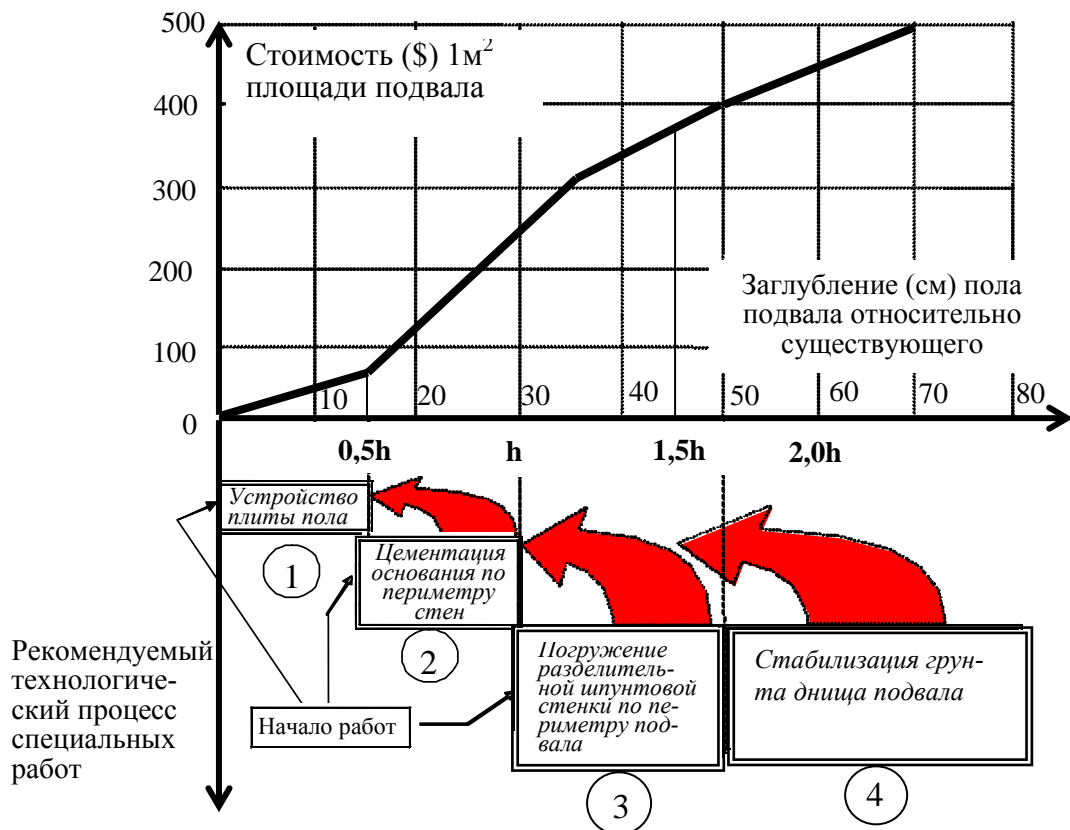


Рис. 5.7. Зависимость стоимости проведения работ по обустройству подвального помещения от величины заглубления пола подвала относительно существующей отметки и комплексного технологического процесса производства работ

Основным фактором, влияющим на стоимость проведения работ по обустройству подвальных помещений, в рассмотренных грунтовых условиях, будет величина заглубления пола подвала относительно существующей отметки. Эта зависимость в графическом виде может быть представлена на рис. 5.7, где по оси ординат откладывается не только стоимость 1 м^2 реконструируемой площади подвала, но отражён и рекомендуемый технологический процесс производства специальных работ, связанный с необходимостью заглубления пола подвала. Представленная зависимость предполагает, что обычно подошва существующих фундаментов имеет заглубление h не менее 30 см относительно отметки пола подвала. При этом, если рассматриваются условия углубления пола подвала до 15 см (или до $\frac{1}{2}h$), то стоимость выполнения таких работ минимальна (достигает \$ 70 за 1 м^2 площади), а рекомендуемый технологический процесс специальных работ может быть представлен в следующей последовательности (см. позицию 1 на рис. 5.7 и рис. 5.8.):

- разборка существующего пола;
- водоотлив (до отметки подошвы существующего фундамента);
- устройство подготовки;
- устройство гидроизоляционного ковра;
- устройство ж/б плиты (кессона) по полу подвала.

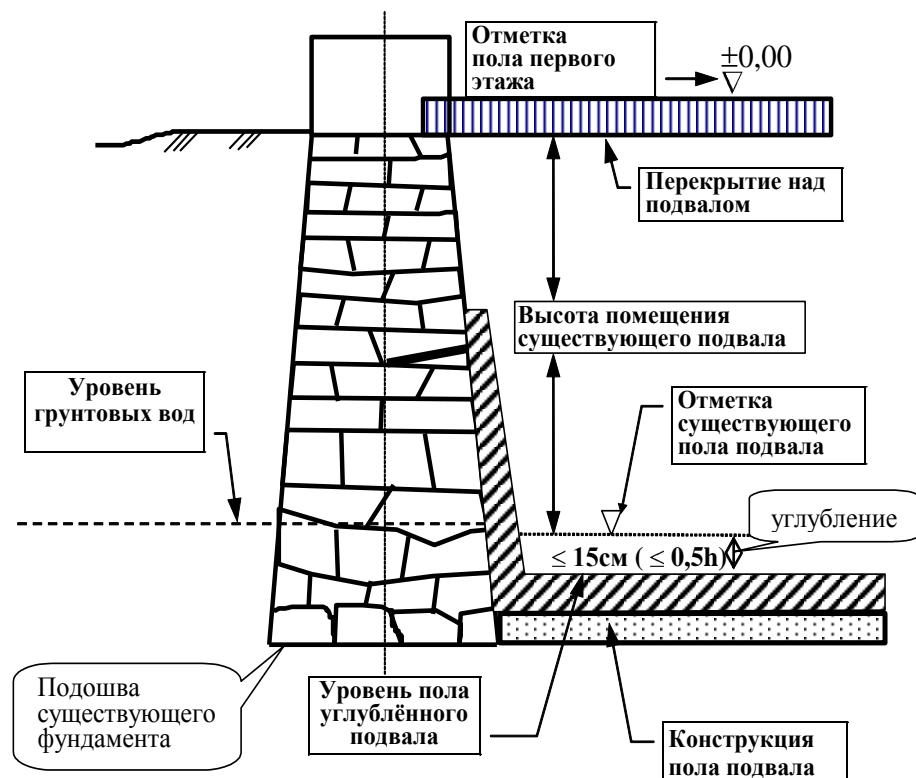


Рис. 5.8. Принципиальное конструктивное решение устройство пола подвала при высоком У.Г.В. и углублению подвального помещения до 15 см ($\leq \frac{1}{2}h$).

В случае необходимости углубления пола подвала от 15 до 30 см (до подошвы существующих бутовых фундаментов) или до $1,0h$, стоимость выполнения работ резко возрастает (достигает до \$ 250 за 1 м^2 площади подвала,

см. рис. 5.7), т.к. возникает необходимость в закреплении основания по всему периметру стен, во избежании возможного выпора грунта из-под подошвы фундаментов (см. последовательность 2 на рис. 5.7 и рис. 5.9).

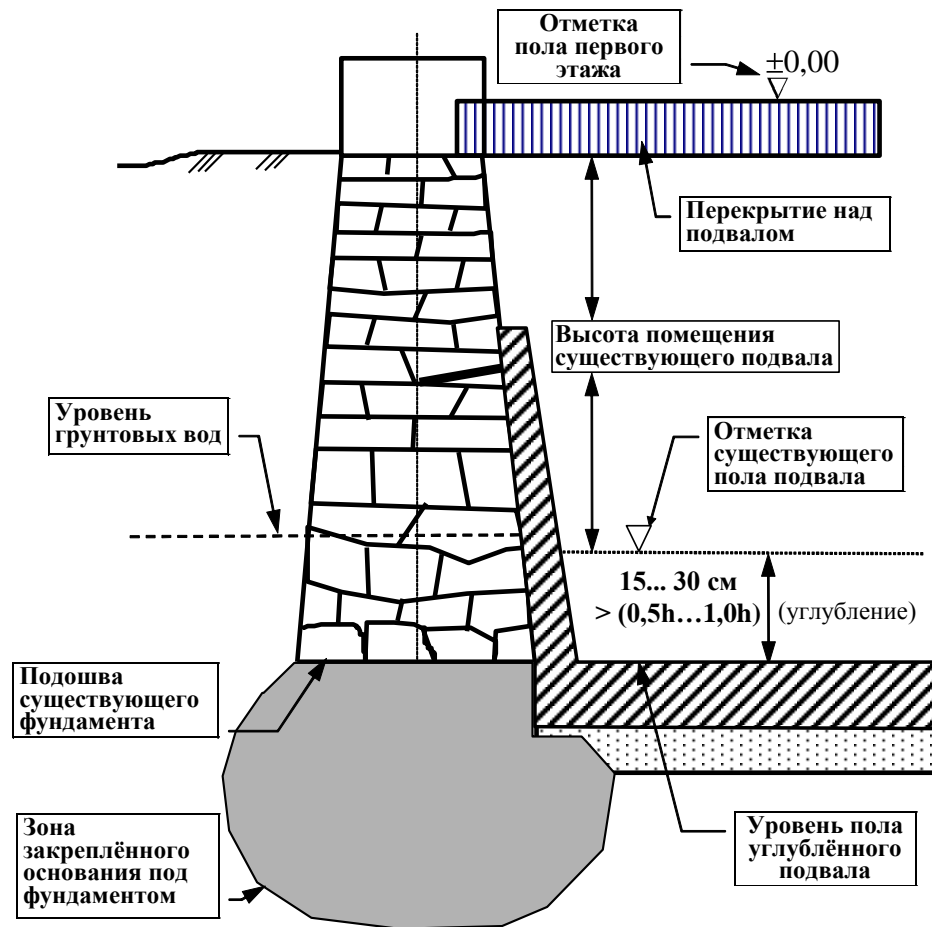


Рис. 5.9. Принципиальное конструктивное решение усиления основания и устройство пола подвала при высоком У.Г.В. в случае углубления подвального помещения на 15...30 см или $> (0,5h...1,0h)$.

Выполнение подобного вида работ должно осуществляться на основе специальных геотехнических расчётов и в каждом случае определяется индивидуально. Технологически процесс закрепления (цементации) основания под подошвой существующих фундаментов заканчивается работами, связанными с реконструкцией пола подвала в соответствии с ранее представленной технологической последовательностью (см. позицию 1 на рис. 5.7).

Следует подчеркнуть, что закрепление основания с коэффициентом фильтрации $< 0,1$ м/сут (пылеватые пески), может осуществляться методом гидроразрыва при давлении до 6...7 атм. Технологический процесс закрепления основания с использованием гидроразрыва широко используется геотехническими фирмами Санкт-Петербурга и в данной монографии не рассматривается. К сравнительно новой технологии закрепления основания может быть также отнесен метод струйной технологии «Jet Grouting», позволяющий создавать в основании грунтоцементный раствор.

В том и другом случае при производстве работ должен осуществляться пооперационный контроль качества выполненных работ, с отбором образцов и последующим испытанием в лаборатории.

Если требуется углубить пол подвала ниже подошвы существующих фундаментов до 20 см или осуществить заглублиение на 30...50 см ниже отметки существующего пола, то в этом случае стоимость выполнения 1м² подвала составит уже порядка \$ 260...400 (рис. 5.7). Данная стоимость определяется необходимостью начала технологического комплекса работ с вдавливания разделительной шпунтовой стенки по периметру стен реконструируемого подвала (см. позицию 3 на рис. 5.7 и рис. 5.10), а затем последовательно выполнения специальных работ, соответствующих позициям 2 и 1 (рис. 5.7).

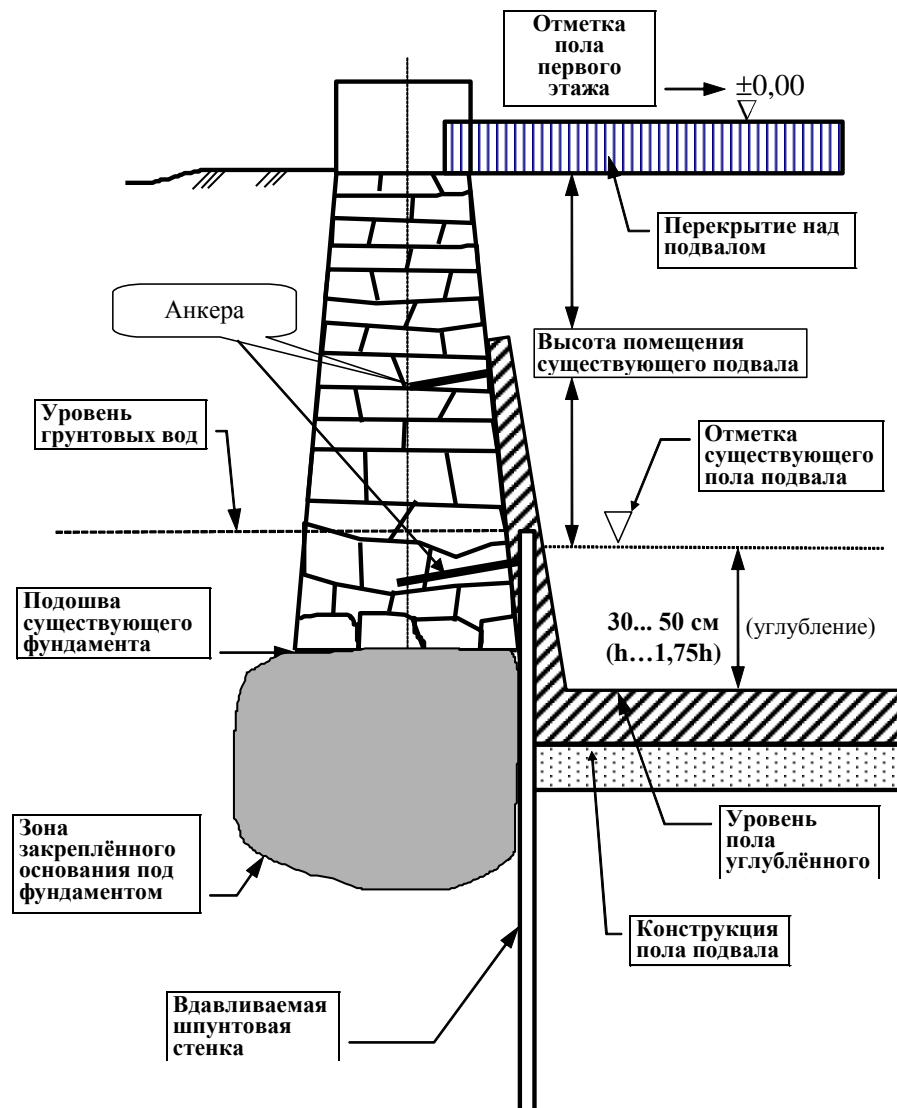


Рис.5.10. Принципиальное конструктивное решение усиления основания и устройство пола подвала при высоком У.Г.В. в случае углубления подвального помещения на 30...50 см ($h...1,75h$)

В случае необходимости углубления пола подвала более чем на 50 см ниже существующей отметки, начинать работы рекомендуется с 3^{ей} технологической схемы (см. позицию 3 на рис. 5.7), переходя затем к 4^{ой} схеме, т.е.

выполнению закреплённого грунтового экрана под днищем реконструируемого подвала. Общая последовательность выполнения работ при этом может быть представлена схемой: $3 \Rightarrow 4 \Rightarrow 2 \Rightarrow 1$ (рис. 5.7), а принципиальная конструктивная схема всего комплекса специальных работ рисунком 5.11. Как вариант, для данной схемы углубления подвала, если позволит высота существующего помещения, возможно использование наклонных буронабивных свай усиления (сваи-«шпоры») (рис. 5.12).

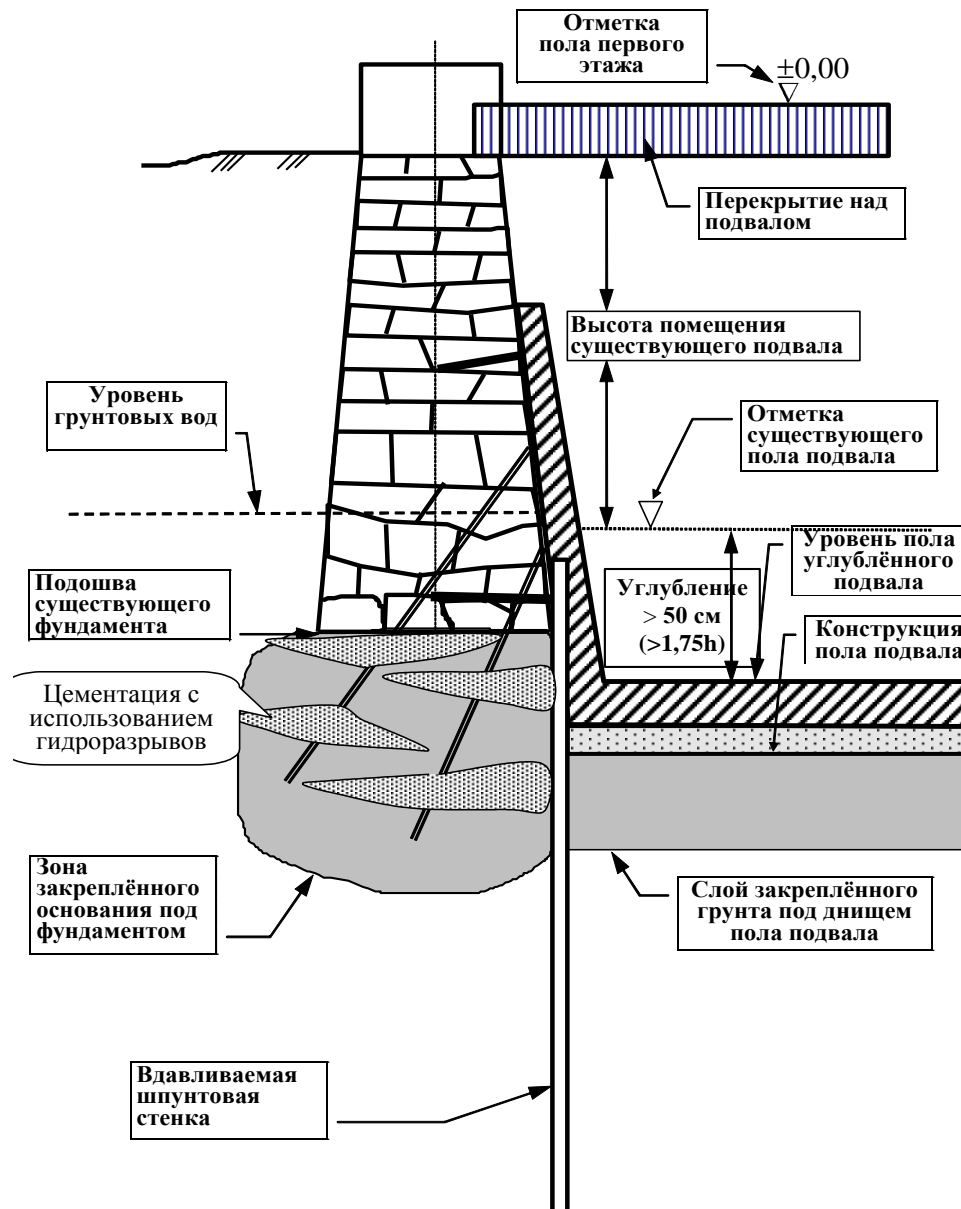


Рис. 5.11. Принципиальное конструктивное решение усиления основания и устройство пола подвала при высоком У.Г.В. в случае углубления подвального помещения >50 см ($>1,75h$).

При выполнении рассмотренного комплекса работ всё производство по углублению подвала может осуществляться только внутри подвального помещения и практически в сухом котловане, что позволит избежать опасного водопонижения и обеспечит надёжность и качество исполнения.

Применение того или другого технологического комплекса производства работ должно осуществляться не только из условий необходимого углубления пола подвала или его стоимости, а зависит в первую очередь от выполненных геотехнических расчетов, подтверждающих возможность исполнения намеченных работ.

Весь комплекс работ по углублению подвального помещения должен вестись специализированной строительной организацией под постоянным геотехническим сопровождением и пооперационным контролем со стороны специалиста - геотехника.

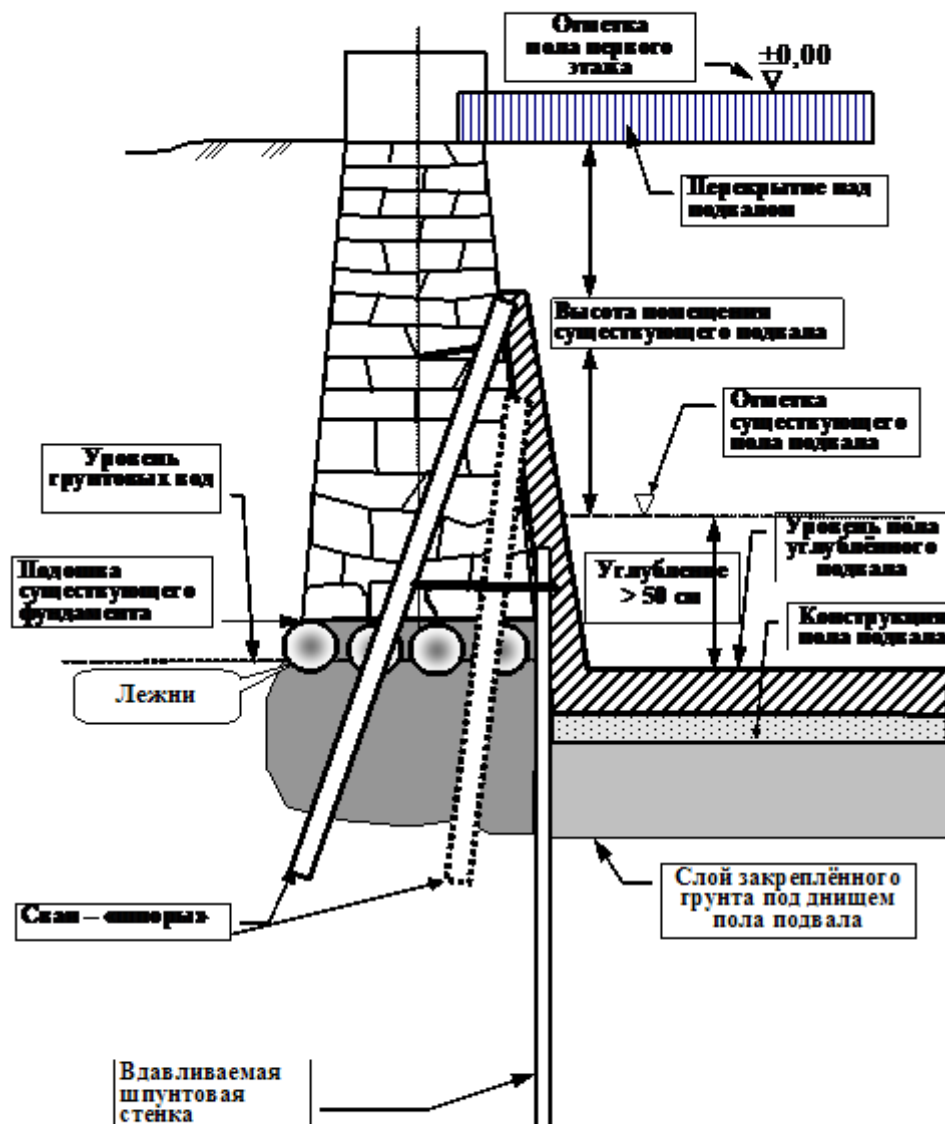


Рис. 5.12. Принципиальное конструктивное решение усиления основания и устройство пола подвала при высоком У.Г.В. в случае углубления подвального помещения >50 см ($>1,75h$) с использованием буройнъекционных свай – «шпор».

Следует подчеркнуть, что в ряде случаев углубление существующих подвалов может осуществляться одновременно с надстройкой здания и тогда,

по результатам расчетного обоснования, наиболее приемлемым следует считать схему с использованием буринъекционных свай – «шпор».

5.4. Шпунтовая стенка как способ усиления оснований

Одним из наиболее приемлемых способов усиления оснований для существующих зданий при углублении подвалов является метод устройства конструктивной шпунтовой стенки, устраиваемой изнутри углубляемых подвалов (рис. 5.10, 5.11, 5.12).

Необходимость устройства конструктивной шпунтовой стенки по периметру фундаментов реконструируемых зданий вызвана в числе прочего наличием в большинстве районов Санкт-Петербурга толщи слабых водонасыщенных напластований (см. главу 2).

Как отмечалось ранее в § 5.3, при выполнении работ по углублению подвалов часто опережающим технологическим элементом является процесс устройства конструктивного шпунтового ограждения с анкерным креплением в кладке существующего фундамента. Как правило, используется металлический шпунт с антикоррозионным покрытием. В относительно низких подвальных помещениях роль металлической шпунтовой стенки может играть стандартный швеллер, нарезаемый поэлементно до необходимой длины.

Конструктивная шпунтовая стенка устраивается обычно по периметру углубляемого помещения подвала. Верх шпунтового ограждения, на расстоянии не менее 30 см от подошвы фундамента, при помощи металлических анкеров, должен крепиться к конструкции фундамента. Часто вместо анкеров, если возможно, могут использоваться распорные крепления, устанавливаемые в подвальных помещениях. После погружения вдавливанием и анкеровки шпунтового ограждения начинаются работы по углублению помещения подвала.

Конструктивная шпунтовая стенка в данном случае будет испытывать активное боковое давление от веса грунта и дополнительное боковое давление от конструкции фундамента. Противодействовать данному давлению будет пассивный отпор грунта со стороны углубляемого подвала. Расчетная схема работы шпунтового ограждения может быть представлена на рис. 5.13.

Как видно из расчетной схемы на представленном рисунке, результирующая активного давления грунта E_a будет создавать относительно точки А (анкерного закрепления) момент M_{Ea} . Противодействовать данному воздействию будет момент M_{Pa} относительно той же точки от пассивного отпора грунта E_p .

Надежность шпунтовой стенки в данных условиях будет зависеть от длины шпунта $h_{ш}$, определяемого в зависимости от коэффициента запаса устойчивости $\eta_{уст}$ по формуле:

$$\eta_{уст} = \frac{M_{Pa}}{M_{Ea}} \quad (5.1)$$

Вычисления по формуле (5.1), в зависимости от длины шпунтового ограждения $h_{ш}$ и в соответствии с расчетной схемой на рис. 5.13, выполнены по

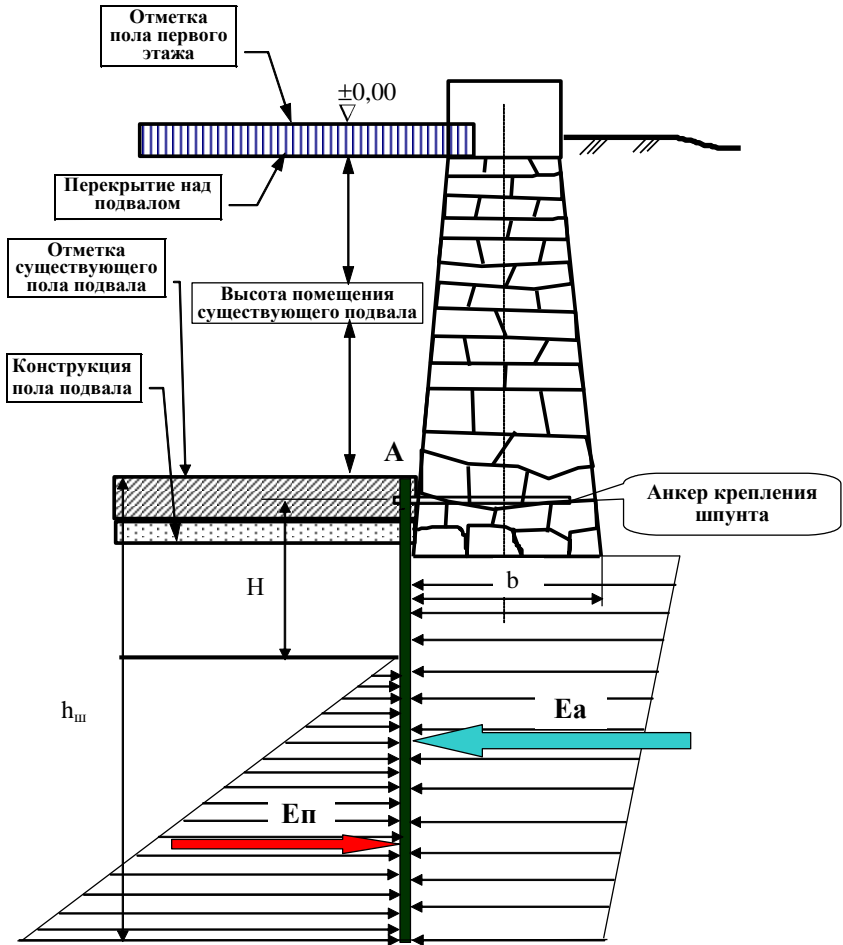


Рис. 5.13. Расчетная схема шпунтового ограждения при углублении существующего подвала на величину H (м)

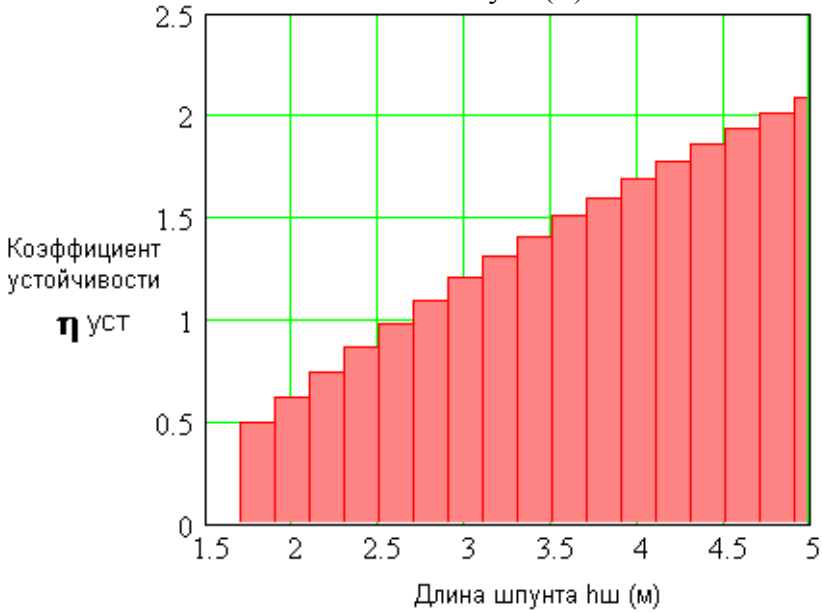


Рис. 5.14. Результаты программного расчета по определению необходимой длины шпунта для условий рассматриваемой задачи. ($\gamma=20$ кН/м³; $\phi=30^\circ$; $C=2$ КПа; $\sigma_0=200$ КПа – среднее давление под подошвой фундамента; $h_1=0,3$ м – расстояние от анкера до подошвы фундамента; $H=0,8$ м – расстояние от анкера до пола углубляемого подвала; $b=1,5$ м – ширина подошвы фундамента).

программе «mathcad». Результаты данного вычисления (для конкретных грунтовых условий и размеров фундамента) представлены на рис. 5.14.

Анализ результатов расчета (рис. 5.14) показывает, что устойчивость шпунта обеспечена при $\eta_{уст} > 1$. В рассматриваемом случае, при длине шпунта 2,8м $\rightarrow \eta_{уст} = 1,1$; при длине 3,0м $\rightarrow \eta_{уст} = 1,2$; и т.д.

Таким образом, расчетчик (проектировщик) на основе полученных данных вправе выбрать то решение, которое его удовлетворяет с точки зрения запаса устойчивости.

Использование представленной методики расчета позволит с любой степенью надежности выбрать необходимые размеры шпунта, позволяющие безопасно выполнить работы по углублению подвала, обеспечивая безопасное решение для фундаментов.

Заключение

1. Практически любая реконструкция зданий связана с изменением расчетной схемы работы оснований. Для сложных инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга большое значение имеют изменения свойств грунтов оснований, вследствие техногенного воздействия и колебания уровня грунтовых вод.
2. Одними из перспективных методов исследования состояния сплошности тела бутовых фундаментов являются геофизические методы, которые уже в первом приближении позволяют дифференцированно подойти к вопросу проектного усиления обследуемых конструкций. Решение данных вопросов имеет большое практическое значение и требует дальнейших исследований.
3. Представленный расчёт фундаментов по двум предельным состояниям определяет работу основания как в линейно деформируемой, так и в упругопластической стадии. Эта особенность дает возможность проектировать фундаменты, задаваясь определённой (одинаковой) величиной осадки для всего сооружения (второе предельное состояние). Представляется возможность, с использованием программного обеспечения, рассчитывать существующие фундаменты реконструируемых зданий, в случае передачи на основание давления превышающего расчетное сопротивление грунта, с обязательной проверкой несущей способности основания (первое предельное состояние) и, таким образом, получать более экономичные конструкции с заданной степенью надежности.
4. Проектирование фундаментов зданий, исходя из условий развития для них одинаковых осадок, позволяет создавать фундаментные конструкции с минимальной (допустимой) неравномерностью осадок и в результате дает возможность избежать появления тре-

щин в надземных конструкциях здания при его длительной эксплуатации.

5. Возможность углубления подвалов существующих зданий вполне реальная задача для многих зданий Санкт-Петербурга. Оптимальное решение этой задачи зависит от конструктивных особенностей самого здания, состояния фундаментов, свойств грунтового основания и пр. Расчетное геотехническое обоснование определяет способы производства и стоимость выполнения комплекса специальных работ. Усиление основания любым из рассматриваемых способов должно определяться на основе специальных геотехнических расчетов.
6. Использование новых - современных технологий стабилизации грунтов в основании, в том числе струйных, открывает большие возможности по устройству заглублений подвалов в любых грунтовых условиях. Здесь наибольшее значение имеют расчетное и геотехническое обоснование, а в ряде случаев, и научное сопровождение.

Литература

1. Алексеев С.И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям. Монография, СПб., СПбГТУ. 1996. - 206 с.
2. Алексеев С.И. Программное обеспечение курса «Механика грунтов, основания и фундаменты». Практическое пособие. Санкт-Петербург, ПГУПС. 2004. 33 с.
3. Алексеев С.И. Проектирование фундаментов зданий с одинаковой осадкой. Монография, ППИ, СПбГТУ, Псков. 1995. – 64 с.
4. Алексеев С.И. Реферат программы "NL"// Основания, фундаменты и механика грунтов. М.,1989. № 5, с.16.
5. Алексеев С.И., Колмогорова С.С., Гарин В.Ю. Геофизические методы исследования состояния сплошности бутовых фундаментов. В межвузовском тематическом сборнике: «Основания и фундаменты: теория и практика». СПГАСУ 2004 г.
6. Алексеев С.И., Колмогорова С.С. Обследование состояния бутовых фундаментов исторических зданий г. Санкт-Петербурга минителекамерой. В межвузовском тематическом сборнике: «Теоретические и практические проблемы геотехники». СПГАСУ 2005 г. – с. 25-30.
7. Алексеев С.И., Лаппо Л.В. Восстановление горбатого мостика Ч. Камерона в Павловском парке. В кн. «Реконструкция городов и геотехническое строительство», С.-Петербург, №2, 2000, Internet: www.georec.spb.ru
8. Бугров А.К. Расчёты грунтовых оснований при развитии в них областей предельного напряжённого состояния // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. - Новочеркасск, 1979. - с. 65-71.
9. Дашко Р.Э. Геотехническая диагностика коренных глин Санкт-Петербурга (на примере нижнекембрийской глинистой толщи)/Реконструкция городов и геотехническое строительство.- СПб, №1, 2000, Internet: www.georec.spb.ru С.95-100.
10. Дашко Р.Э., Александрова О.Ю. Анализ причин разрушения набережных на Петровском стадионе. /Реконструкция городов и геотехническое строительство.- СПб, №2, 2000, Internet: www.georec.spb.ru С.88-95.

11. Заварзин Л.Г., Сотников С.Н., Фадеев А.Б. Инженерная геология и гидрогеология/СПбГАСУ. СПб., 1994. 191 с.
12. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. -4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИГТИ, 2000. -318 с.
13. Пилягин А.В., Казанцев С.В. Проектирование фундаментов зданий и сооружений с использованием ЭВМ. -Йошкар-Ола, МПИ. 1988. - 110 с.
14. Пинто А., Гуизья М. Театро Сирко: Работы по укреплению фундаментов при увеличении подземного пространства столетнего театра./Реконструкция городов и геотехническое строительство.- СПб, №7, 2003, Internet: [www. georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)
15. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. Томск. 2004. – 476 с.
16. Реконструкция Константиновского дворца. /Реконструкция городов и геотехническое строительство.- СПб, №6, 2003, Internet: [www. georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)
17. Руденко Е.С. К вопросу о биохимическом газообразовании в подземном пространстве Санкт-Петербурга/ Реконструкция городов и геотехническое строительство.- СПб, №1, 2000, Internet: [www. georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru) С.101-106.
18. СНиП 2.02.01-83* Проектирование оснований зданий и сооружений.
19. ТСН 50-302-2004. Санкт-Петербург. Проектирование фундаментов зданий и сооружений.
20. Улицкий В.М. Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах. СПб., 1995.- 147 с.
21. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. Монография. Приложение к журналу «Реконструкция городов и геотехническое строительство», СПб., тетрадь №1, 01/2001. – 43 с. (Internet: www.georec.spb.ru).
22. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). М., 1999. -327 с.
23. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. -М.: Недра, 1987. - 220 с.

Сведения об авторе

Сергей Игоревич
Алексеев



Доктор технических наук, профессор кафедры «Основания и фундаменты» ПГУПС.

Член Российского общества механики грунтов, геотехники и фундаментостроения (РОМГГиФ), профессиональный сертификат № 016.

Член Городской экспертно - консультационной комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Правительстве г. Санкт- Петербурга (ГЭЖКО-ФиПС).

Главный представитель тоннельной ассоциации по Псковской области.

Основные направления научной деятельности – проектирование новых и реконструируемых фундаментов на неоднородных основаниях методом выравнивания конечных осадок. Геотехнические аспекты реконструкции зданий.

Автор более 100 опубликованных работ, в том числе 3-х монографий.