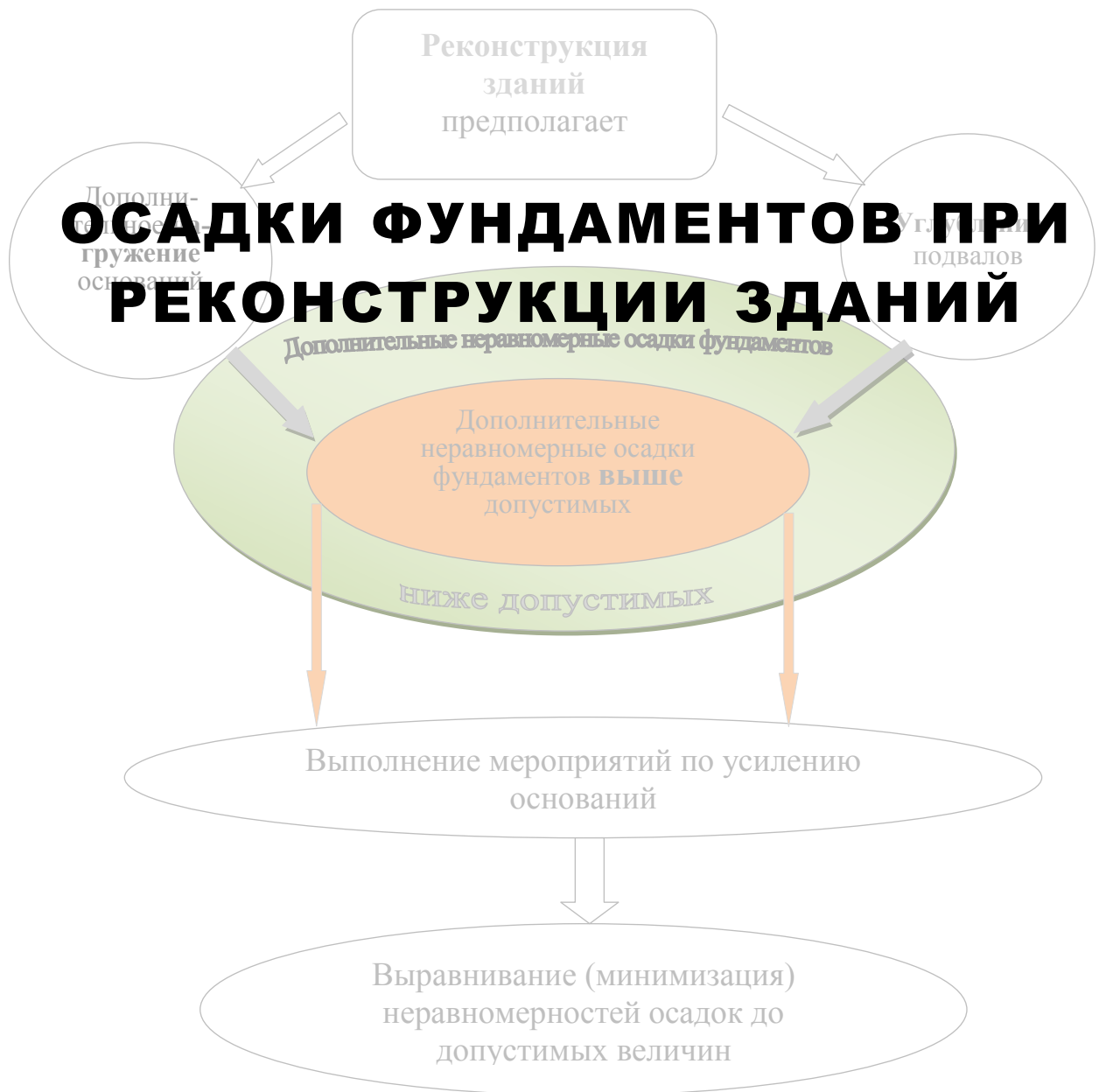


С. И. Алексеев



Санкт-Петербург 2009

УДК 624.131
ББК Н581.1
А11

Рецензенты:

доктор технических наук, профессор, директор института
транспортного строительства Дальневосточного государственного
университета путей сообщения
С. А. Кудрявцев;

доктор технических наук, профессор
кафедры «Геотехники» Санкт - Петербургского
архитектурно-строительного университета,
И.И. Сахаров;

кандидат технических наук, доцент кафедры «Основания
и фундаменты» Петербургского государственного
университета путей сообщения
С. Г. Колмогоров

Алексеев С. И.

А11 Осадки фундаментов при реконструкции зданий: учебное пособие /
С. И. Алексеев. – СПб.: Петербургский государственный университет пу-
тей сообщения, 2009. – 82 с.

Реконструкция здания, как правило, связана либо с дополнительным нагружением основания, либо с изменением конструктивной схемы работы сооружения. В том и другом случае возникают дополнительные осадки фундаментов, неравномерное развитие которых может вызвать появление трещин в надземных конструкциях (стенах, перекрытиях и т.п.).

Как избежать появления данных осадок или уменьшить их неравномерность при реконструкции зданий – вот главный лейтмотив данной книги, которая предназначена как для студентов, выполняющих курсовой проект (учебное пособие) по разделу «Реконструкция зданий», так и для ИТР, инвесторов, в той или иной степени, занимающихся вопросами реконструкции зданий.

ISBN 978-5-7641-0188-0

© Петербургский государственный
университет путей сообщения, 2009
© Алексеев С. И., 2009

Оглавление

Введение.....	5
Глава 1. Причины возникновения дополнительных неравномерных осадок фундаментов при реконструкции зданий.	5
1.1 Постановка задачи.	5
1.2 Дополнительное нагружение оснований фундаментов, имеющих значительный физический износ.	7
1.3 Углубление подвалов.	13
Глава 2. Расчётное геотехническое обоснование работы оснований и фундаментов при реконструкции зданий.	16
2.1 Особенности инженерно-геологических изысканий.	16
2.1.1 Глинистые грунты основания 17	17
2.1.2 Песчаные грунты основания 20	20
2.2 Расчёт оснований по двум предельным состояниям.	28
2.2.1. Оценка несущей способности основания и фундаментов на стадии обследования здания (программа BRWOL).	33
2.2.2. Проверка несущей способности основания и фундаментов на стадии реконструкции здания (программа BRWL) при линейной работе основания 36	36
2.2.3. Расчёт фундаментов по двум предельным состояниям на стадии реконструкции и проектирования здания (программа BRNL) при нелинейной работе основания 39	39
2.3 Расчёт устойчивости конструктивного шпунта при углублении подвалов.	43
2.4 Расчёт свай усиления.	47
Глава 3. Разработка мероприятий по усилению оснований.	52
3.1 Закрепление грунтов оснований.	52
3.2 Конструктивное усиление оснований 58	58
3.2.1 Шпунтовая стенка 58	58
3.2.2 Выштампованные микро сваи 60	60
Глава 4. Опыт использования усиления оснований и восстановления гидроизоляции подвалов на отдельных сооружениях.	62
4.1. Углубление подвала здания с восстановлением гидроизоляции 62	62
4.2. Конструктивное изменение работы основания при углублении подвала.	66
4.3. Использование шпунтовой стенки – как способ усиления основания... 70	70
Выводы 73	73
Литература 75	75
Приложение 1 76	76
Профессиональный сертификат Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению. 76	76
Приложение 2 78	78

Тарировочные зависимости (номограммы) по определению прочностных и деформационных свойств песчаных грунтов при испытании лёгким забивным зондом на объектах Санкт-Петербурга.....	78
Приложение 3.	80
Конструктивный расчёт (mathcad) длины шпунтовой стенки при углублении подвального помещения реконструируемого здания.....	80

Введение

Написание данной монографии – это обобщение автором многолетнего опыта работы в качестве доктора технических наук, профессора кафедры «Основания и фундаменты» Петербургского Государственного университета путей сообщения (ПГУПС), лектора Санкт-Петербургского отделения Общероссийского общественного фонда «Центр качества строительства», а также как эксперта «Экспертно-консультативной комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям» при Правительстве Санкт-Петербурга.

Автор с девяностых годов прошлого века является постоянным членом «Международного общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению», с регулярной аттестацией в виде профессионального сертификата, последний экземпляр которого представлен в приложении 1.

Как известно, использование современных информационных технологий (интернет) позволяет передавать, получать и размещать практически любую, интересующую пользователя, информацию в сжатые сроки. Не исключение составляет и данная монография, которая в первую очередь будет прочитана пользователем на интернетовском сайте автора (www.buildcalc.ru), а затем уже опубликована в качестве отдельной книги.

Автор выражает благодарность за поддержку и помощь в подготовке данной работы:

- д.т.н., профессору Улицкому В.М., к.т.н. Шашкину А.Г.,
- моим ученикам: к.т.н. Колмогоровой С.С., Камаеву В.С., аспирантам Мирошниченко Р.В., Туккия А.Л.,
- коллегам – сотрудникам кафедры «Основания и фундаменты» Петербургского Государственного университета путей сообщения (ПГУПС),
- сотрудникам Санкт-Петербургского отделения Общероссийского общественного фонда «Центр качества строительства», и научно производственного объединения «Геореконструкция-Фундаментпроект».

Глава 1. Причины возникновения дополнительных неравномерных осадок фундаментов при реконструкции зданий.

1.1 Постановка задачи.

Для крупных городов, с многовековой историей, реконструкция существующих зданий, получивших естественный физический износ, имеет актуальное значение. Только в одном Санкт-Петербурге больше сотни домов в год становятся на капитальный ремонт и почти такое же количество зданий подвергаются реконструкции в виде надстройки мансарды (этажей), углубления подвала.

В каждом из названных случаях происходит либо дополнительное нагружение основания, либо изменение расчётной схемы работы существующих фундаментов.

Условную схему воздействия реконструкции зданий на грунтовое основание можно представить на рис. 1.1.

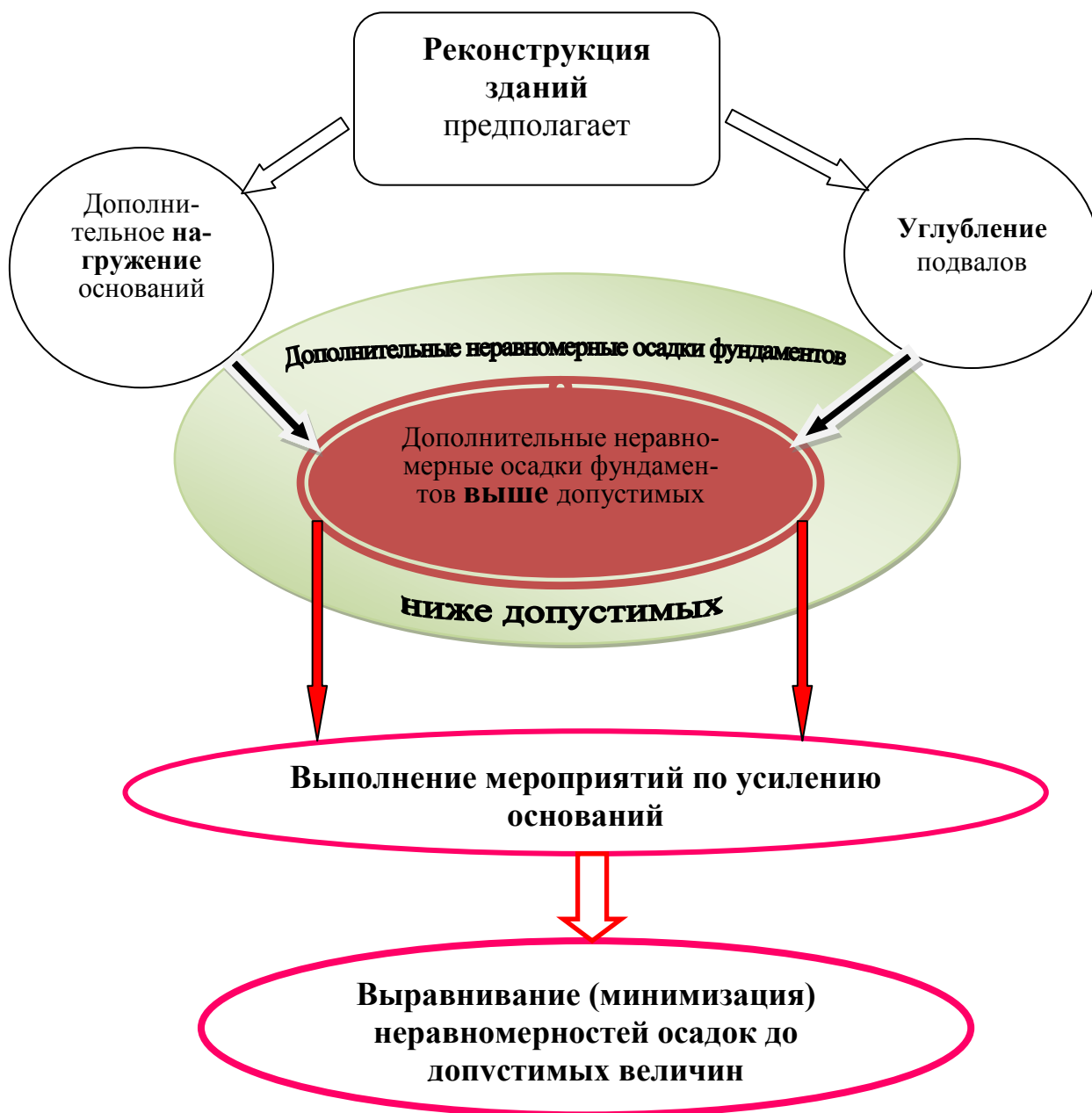


Рис. 1.1. Схема воздействия реконструкции зданий на работу грунтового основания и развития осадки существующих фундаментов.

Из представленной схемы видно, что реконструкция зданий предполагает два основных фактора, оказывающих влияние на основание:

1. Дополнительное нагружение основание (результат замены перекрытий, устройство этажа, мансарды и т. д.).
2. Углубление подвалов (исторически существующие подвалы, как правило, не приспособлены для эксплуатации помещений в современных условиях и нуждаются в увеличении их высоты).

Оба фактора, по результатам геотехнических расчётных обоснований, (см. далее) могут вызывать дополнительные неравномерные осадки фунда-

ментов. Неравномерность вычисленных дополнительных неравномерных осадок существующих фундаментов может быть ниже допустимых величин (ТСН 50-302-2004 [8]). В этом, наиболее благоприятном случае, дополнительные усилия, возникающие в надземных конструкциях здания, будут восприниматься данными конструкциями без видимых разрушений и потому усиление оснований не целесообразно.

Если дополнительные неравномерные осадки существующих фундаментов окажутся выше допустимых величин, то в надземных конструкциях здания (в несущих стенах, перекрытиях) возникнут дополнительные усилия, способные вызвать их разрушение (появление трещин). Такие условия недопустимы и требуют выполнения мероприятий по усилению оснований. Цель данных мероприятий – выравнить (минимизировать) неравномерность осадок до допустимых величин.

Таким образом, представленная схема (рис. 1.1.) достаточно наглядно показывает основную последовательность выполнения работ, необходимых для обеспечения безопасной и долговременной эксплуатации реконструируемого сооружения, а также условия, при котором необходимо выполнение работ по усилению оснований.

1.2 Дополнительное нагружение оснований фундаментов, имеющих значительный физический износ.

Для зданий Санкт-Петербурга, построенных до первой четверти XX века, фундаменты возводились в основном бутовые и выполнялись из известнякового камня на известковом растворе. Многолетний опыт проведения обследований подобных конструкций показывает, что бутовые фундаменты за более чем вековой период их эксплуатации, получают разрушения (физический износ) с потерей сплошности и снижением прочностных характеристик. На рис. 1.2 представлены наиболее типичные фотографии внешней стороны кладки бутовых фундаментов, полученные из шурфов.



Рис. 1.2. Фотографии внешней стороны кладки бутовых фундаментов со следами физического износа и снижением прочностных свойств.

В наибольшей степени разрушение кладки бутовых фундаментов выполненных из известнякового камня происходит в местах переменного уровня грунтовых вод. Эти явления связаны в первую очередь с многочисленными (до 30 раз в год) колебаниями грунтовых вод вследствие проявления нагонных

наводнений в Санкт-Петербурге. Периодические колебания грунтовых вод, изменяя состояние бутовой кладки по влажности, вызывают, прежде всего, разрушение известкового раствора, расположенного между отдельными камнями кладки.

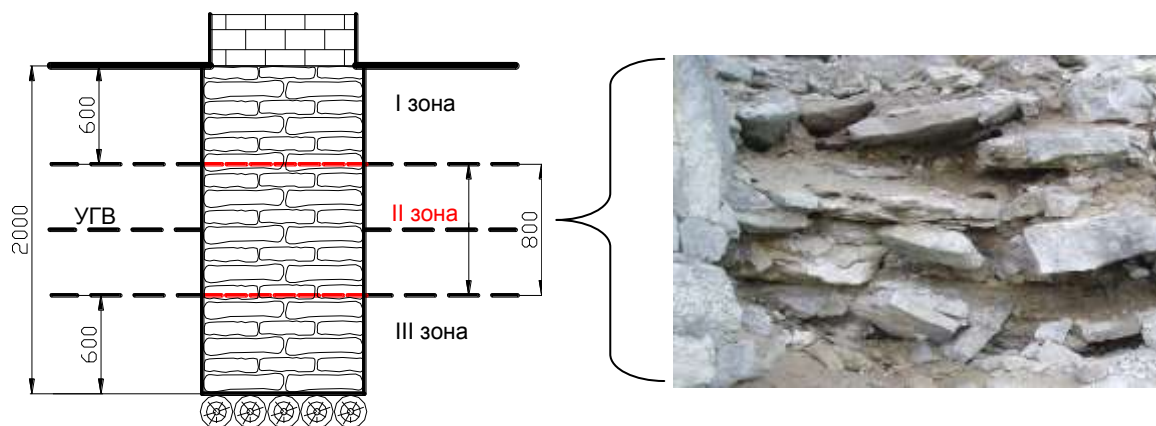


Рис. 1.3. Зонирования бутового фундамента по распределению интенсивности деструктивных процессов, обусловленных грунтовыми водами.

В результате такого выветривания известковые камни бутовой кладки теряют связь между собой, а это делает всю конструкцию фундамента уязвимой к динамическим воздействиям (рис. 1.3).

Если рассматривать период до начала XX века, то такая кладка бутового фундамента, не испытывая динамического фона колебаний от движущегося уличного транспорта, удовлетворительно воспринимала статические нагрузки и была достаточно безопасной.

В наше время существующий постоянный фон динамических колебаний от движущегося многочисленного транспорта вызывает колебания не связанных между собой камней бутовой кладки, и тем самым, способствует развитию дополнительных неравномерных осадок фундаментов, а, следовательно, и появлению трещин в конструкции зданий. Надежность такого фундамента низка и конструкция, безусловно, требует выполнения работ по усилению (созданию монолитности, сплошности).

Прямым методом определения степени разрушения бутового камня и известкового раствора в теле фундамента является метод бурения исследовательских скважин небольшого диаметра. В этом случае уже в период проведения обследования, по скорости проходки бурового снаряда можно судить о прочностных свойствах (монолитности, сплошности) бутовой кладки. Так на рис. 1.4 представлена опытная графическая зависимость скорости проходки бурового снаряда по глубине тела фундамента, полученная по многочисленным исследованиям. Из представленных материалов видно, что повышенная скорость проходки (со средней скоростью 2,5...2,8 см/мин) соответствует глубине от 0,6 м до 1,45 м. Именно этот интервал глубин соответствует переменному уровню грунтовых вод (УГВ), или II зоне по рис. 1.3.

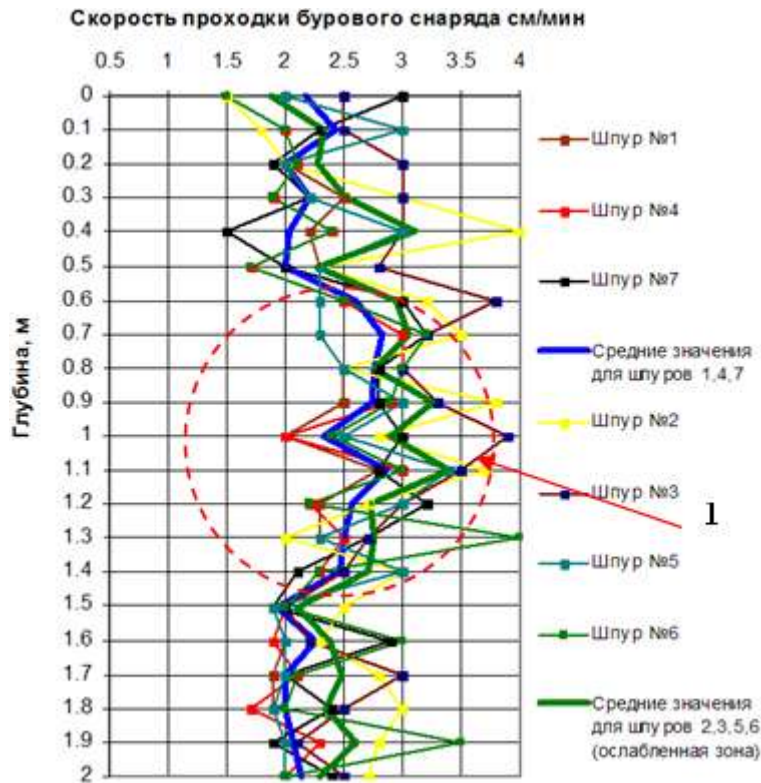


Рис. 1.4. Графики скорость проходки бурового снаряда: 1 – ослабленная зона в бутовой кладке фундаментов (повышенная скорость проходки)

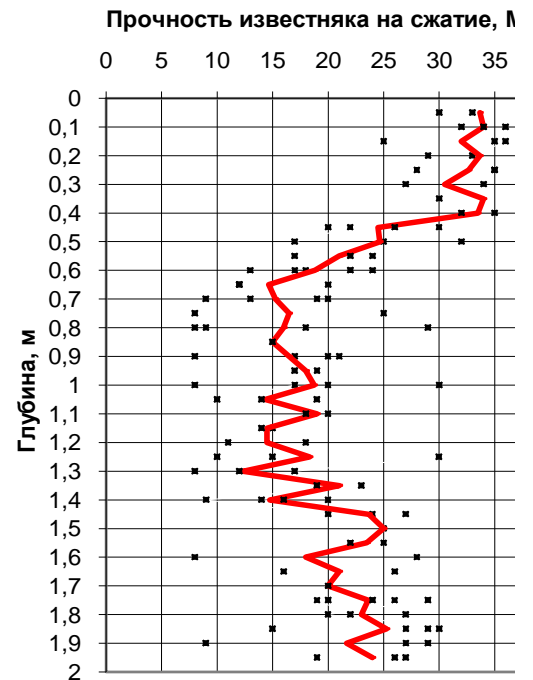


Рис. 1.5. График изменения прочности известняка по высоте фундамента

Проведение буровых работ по телу фундамента позволяет извлечь керн и провести лабораторные испытания известкового камня на прочность. Результаты таких испытаний представлены на рис. 1.5. Данная графическая зависимость достаточно наглядно показывает на зону пониженной прочности камня и, следовательно, позволяет оценить прочность всей бутовой кладки фундамента в целом.

Для большей объективности выявления возможных зон пониженной прочности бутовой кладки фундамента, в настоящее время практикуется методика оценки состояния тела фундамента с использованием мини-телекамеры (рис. 1.6.). В этом случае в пробуренную скважину диаметром 40 мм в теле фундамента, опускается мини-телекамера и производится видеосъемка и фотографирование состояния бутовой кладки фундамента из скважины. На фотографиях видеосъемки (рис. 1.6.) хорошо различимы незаполненные полости различных размеров, расположенные на различных глубинах.

Такая методика обследования позволяет получить более наглядную картину состояния разрушения (износа) конструкций бутового фундамента и принять решение о необходимости его усиления. В случае же предполагаемого дополнительного нагружения фундаментов вследствие реконструкции, представленная методика обследования фундаментов становится наиболее актуальной.

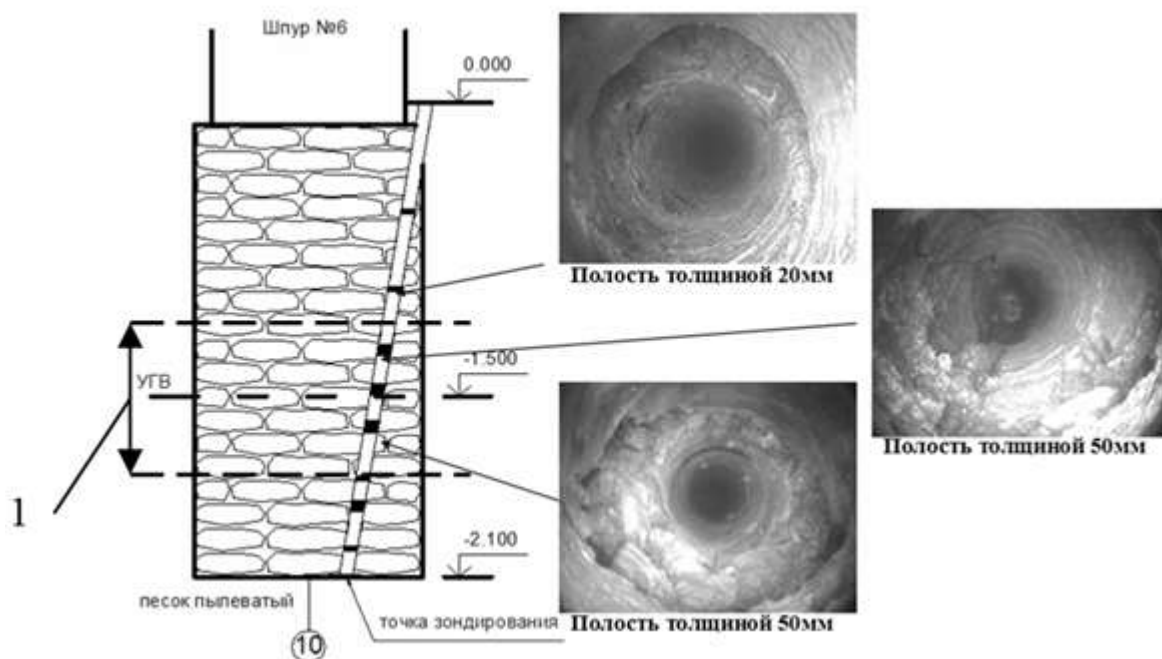


Рис. 1.6. Схема буровой скважины с фрагментами видеосъёмки наиболее характерных полостей в теле фундамента: 1 - зона переменного положения УГВ.

Следует подчеркнуть, что степень выветрелости (износа) бутовой кладки фундаментов, определяемая в момент обследования в отдельных точках, является не однородной даже для одного и того же здания. Это явление зависит от многочисленных факторов и в том числе от состояния материала и условий эксплуатации здания. Для уточнения размеров разрушений фундаментов в той или иной степени, могут быть использованы различные дополнительные методики геофизических исследований.

Другой особенностью большинства зданий исторического центра Санкт-Петербурга являются 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 [3]. 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 из теплотрассы, 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. 1.7 и 1.8 по результатам откопки шурфов представлены поперечные сечения по фундаментам обследуемого здания по ул. Гражданской в Санкт-Петербурге.

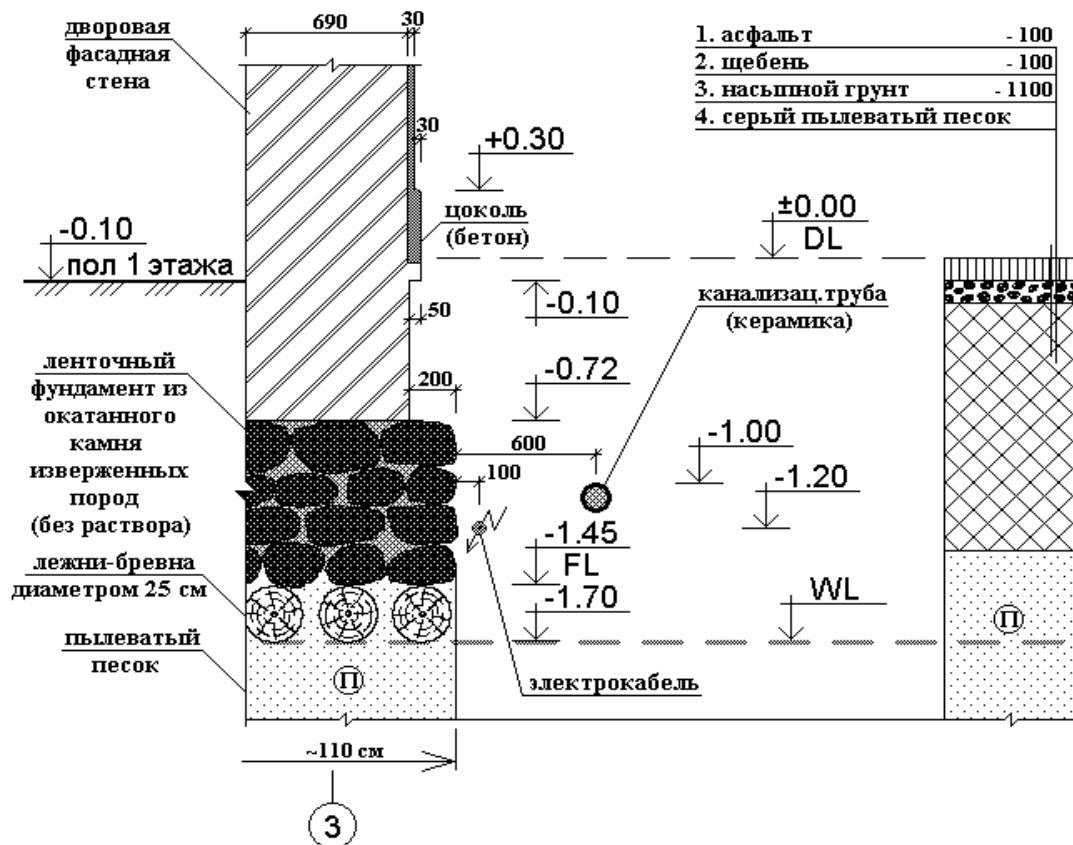


Рис. 1.7. Поперечный разрез по фундаменту (по результатам откопки шурфа) с характерной схемой состояния бутового камня и деревянных лежней.

Как видно из рис. 1.7, 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. 1.8, 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.

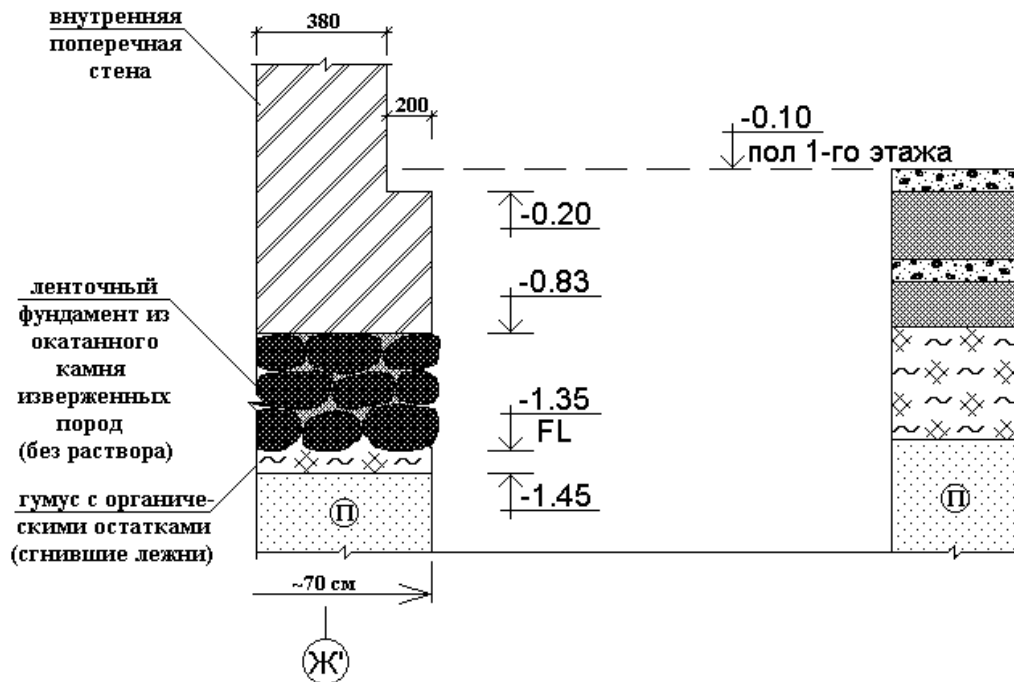


Рис. 1.8. Поперечный разрез по фундаменту (по результатам откопки шурфа) с характерной схемой состояния бутового камня и сгнившими деревянными лежнями.

Нетрудно представить, что причиной развития трещин в конструкциях обследуемого здания явились неравномерные осадки, вызванные в первую очередь гниением деревянных лежней в напряженной зоне оснований – контактом слое.

Следует отметить, что история эксплуатации исторических гражданских зданий (возрастом 100...150 и более лет) не однозначна. Так, в исторической части Санкт-Петербурга часто встречаются здания, которые ещё в конце 19 – начале 20 веков были надстроены одним или двумя этажами. Проводимы в то время реконструкции - надстройки, как правило, не затрагивали существующие фундаменты и их основания. В результате фундаменты и основания получали дополнительное нагружение и, как следствие, дополнительные неравномерные осадки, вызывающие появление трещин в кирпичных несущих стенах. Перегруженное основание таких зданий в настоящее время находится в состоянии предельного равновесия, вызывая перераспределение усилий в надземных конструкциях, т.е. включает в работу каркас сооружения. В результате усилия, возникающие в несущих конструкциях каркаса сооружения, во многих случаях оказываются выше предельно допустимых величин, что вызывает появление и постепенное раскрытие трещин.

Наличие трещин, особенно в несущих кирпичных стенах исторических сооружений, можно обнаружить не только инструментально, но и наблюдать визуально. Такие здания, с визуально наблюдаемыми трещинами в стенах, встречаются довольно часто и они, безусловно, нуждаются в проведении ремонтно-восстановительных работ. В этом случае следует подчеркнуть, что восстанавливать фасады, лепнину таких зданий, следует после достижения

стабилизации (выравнивания) осадок фундаментов, т.е. бороться нужно в первую очередь с причинами данного явления, а не с последствиями. Если будут устранены недопустимые осадки фундаментов таких зданий, то проведение работ по восстановлению фасадов будет вполне оправдано, т.к. позволит сохранить данные здания без появления видимых трещин на длительный период эксплуатации.

Следует подчеркнуть, что проводить в современных условиях реконструкцию зданий, имеющих перегруженное основание (возведение этажа или мансарды), без выполнения работ по усилению данного основания, не представляется возможным.

Таким образом, решения, связанные с дополнительным нагружением существующих бутовых фундаментов, имеющих фактически значительный износ (многолетний период эксплуатации), должны быть тщательно обоснованы с учётом рассмотрения нескольких последовательных положений:

1. Определение степени прочности и сплошности тела бутовой кладки фундамента.
2. Наличие и состояние деревянных лежней под подошвой фундамента.
3. Определения физико-механических характеристик грунтов основания, расположенных непосредственно под подошвой.
4. Оценки несущей способности оснований (выполнение расчётов по I и II предельным состояниям).

Ответы на поставленные вопросы в пп. 3 и 4 в достаточно полной мере отражены во второй главе.

1.3 Углубление подвалов.

В Санкт-Петербурге фундаменты реконструируемых зданий с подвалами представляют собой чаще всего ленточные бутовые конструкции из известкового или гранитного камня с глубиной заложения подошвы 2...3 м и с 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.1.9).

Выполнение работ по реконструкции таких подвалов, с учётом восстановления гидроизоляции и увеличения высоты подвальных помещений, требует проведение целого ряда комплексных специальных работ, зависящих от следующих факторов:

- ✓ технического состояния здания,
- ✓ технического состояния фундаментов,
- ✓ условий работы грунтового основания,
- ✓ технического состояния конструкции гидроизоляции,
- ✓ гидрогеологических грунтовых условий,
- ✓ степени (величины) заглубления пола подвала.

Как отмечалось ранее, любое углубление подвалов приводит к изменению расчетной схемы работы системы «фундамент-основание» и если обязательный в этом случае, расчет по устойчивости (первое предельное состояние) удовлетворяется, то определяющим становится расчет по деформациям (см. главу 2).

Проверка условий выше названных условий должна выполняться для различных конструктивных схем изменения глубины подвала.

При выполнении подобных работ заказчика, как правило, интересуют различные варианты возможного заглубления подвала, которые напрямую связаны со стоимостью. Такие предварительные данные нами были выполнены ещё в 2005 году [2] и представлены в виде графической зависимости величины заглубления пола подвала – от стоимости (\$) выполнения работ (1 м^2) и рекомендуемого технологического процесса выполнения данных работ.

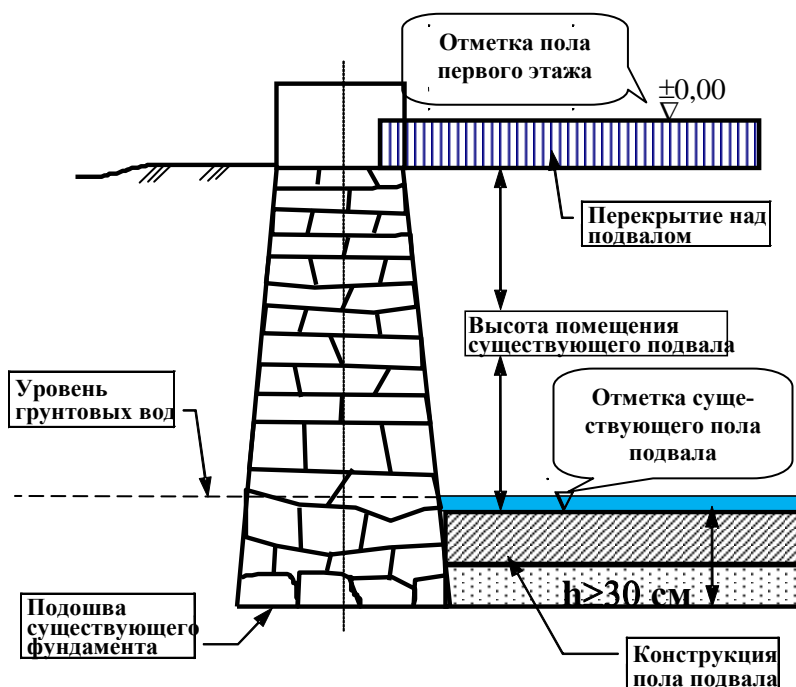


Рис. 1.9. Типичный конструктивный разрез фундамента с подвальным помещением и разрушенной гидроизоляцией при высоком уровне грунтовых вод (У.Г.В.)

Основным условием, позволяющим выполнять работы по увеличению высоты подвального помещения или понижению отметки существующего пола подвала, является расчётное обоснование возможности выполнения таких работ (глава 2). Достоверность и надёжность выполняемых расчётов по деформациям и устойчивости (проверка несущей способности) в этом случае будет в большей степени зависеть от используемых расчётных прочностных и деформационных характеристик основания.

Наиболее объективные данные по определению модуля общей деформации основания могут быть получены по результатам штамповых испытаний, проводимых непосредственно в подвале реконструируемого здания (рис. 1.10).

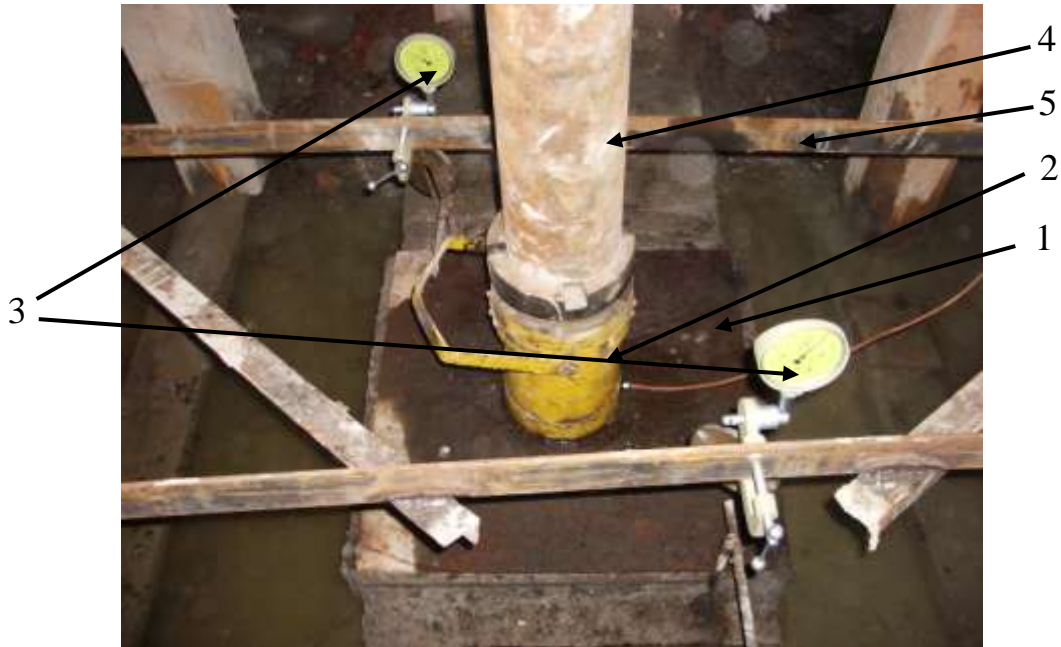


Рис. 1.10. Фотография проведения штамповых испытаний в подвале здания. 1 – штамп (ж/б фундамент) размерам 0,8м x 0,6м; 2 – домкрат; 3 – прогибомеры; 4 – металлическая труба-стойка \varnothing 150 мм; 5 – реперная система.

Как видно по рис. 1.10, штамп в виде железобетонной подушки размером в плане 0,8 м на 0,6 м, с помощью домкрата, упирающегося через металлическую трубу-стойку в железобетонное перекрытие над подвалом, ступенчато вдавливается в основание. По результатам испытаний строится графическая зависимость (рис. 1.11) осадки штампа (S) от передаваемого усилия (P), и по этому графику вычисляется модуль общей деформации (E_0) – характеристика, позволяющая расчётными методами прогнозировать развитие осадки данного сооружения при проводимой реконструкции (дополнительном нагружении основания).

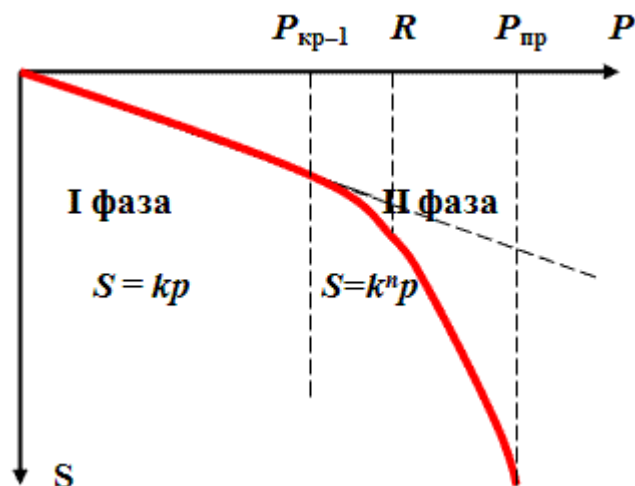


Рис. 1.11. Экспериментальная зависимость осадки штампа (S) от передаваемого усилия (P) на основание. Определение модуля общей деформации (E_0) грунтового основания вычисляется по результатам испытаний на первых 5...6 ступенях нагрузки (I фаза линейной зависимости $S=k(P)$). Величины $P_{кр-1}$ и R определены по рекомендациям СНиП 2.02.01-83*.

Принципиально, данная задача вдавливания штампа в грунтовое основание решена в теории упругости (формула Шлейхера–Буссинеску).

$$S = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \mu^2)}{E_0} \quad (1.1)$$

где:

ω – коэффициент, зависящий от жесткости штампа;

b – ширина штампа;

μ – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона);

E_0 – модуль общей деформации.

По результатам проводимых испытаний, зная измеренные величины осадки штампа (S) от передаваемого усилия (P) и используя зависимость 1.1, представляется возможность определить модуль общей деформации грунта:

$$E_0 = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \mu^2)}{S} \quad (1.2)$$

Достоинство данного метода испытаний:

– испытание грунта ненарушенной структуры.

Недостатки:

- трудоемкость;
- продолжительность испытаний;
- представленные штамповые испытания в настоящих условиях требуют значительных затрат и поэтому проводятся достаточно редко.

Для получения расчётных физико-механических характеристик грунтов основания, чаще всего используют методики, изложенные в главе 2.

Глава 2. Расчётное геотехническое обоснование работы оснований и фундаментов при реконструкции зданий.

2.1 Особенности инженерно-геологических изысканий.

Как уже отмечалось ранее, реконструкция зданий чаще всего связана с дополнительным нагружением грунтов основания, расположенных под подошвой существующих фундаментов, или с изменением расчётной схемы их работы. В этом случае перед обследователями и проектировщиками неизбежно встают следующие вопросы:

1. Какими физико-механическими свойствами обладают грунты основания?
2. Какими расчётными характеристиками обладают грунты основания?
3. Сможет ли грунт основания, приняв дополнительную нагрузку, работать в линейной стадии деформирования?
4. Какие величины дополнительных (неравномерных) осадок получат фундаменты и надземные конструкции здания?
5. Обеспечена ли устойчивость существующих фундаментов?

Для ответа на первый вопрос необходимо определение свойств грунтов, расположенных непосредственно под подошвой фундаментов. С этой целью обычно откапываются исследовательские шурфы рядом с отдельными фундаментами, и по ним судят не только о состоянии конструкции фундаментов, но из которых отбирают образцы грунта для проведения лабораторных испытаний по уточнению физико-механических свойств грунтов.

2.1.1 Глинистые грунты основания

Представленный выше порядок выполнения работ сохраняется в том случае, если грунты основания являются глинистыми, которые не вызывают особых трудностей при отборе исследовательских образцов из-под подошвы фундаментов.

Для ответа на второй поставленный вопрос, т.е. определения расчетного сопротивления грунта, предельного давления на грунт основания необходимо, прежде всего, знать его прочностные характеристики: угол внутреннего трения и величину сцепления. Данные величины обычно определяются исследовательской организацией на основе стандартных сдвиговых испытаний в условиях плоской задачи. Для этого из шурфов (пробуренных скважин) отбирают керны (монолиты грунта), из них в лабораторных условиях вырезают кольца, ориентированные обычно параллельно горизонтальной поверхности и проводят сдвиговые испытания.

Следует отметить, что подобные испытания лишь в малой степени отражают реальную работу несущего слоя основания под подошвой существующего фундамента.

Хорошо известно (Федоров И.В., Малышев М.В., Мурзенко Ю.Н. и др.), что при достижении под подошвой фундамента давления $P_i > P_{н.кр.}$ (при реконструкции такие условия возникают достаточно часто) в основании развиваются зоны (области) пластических деформаций, где

$$P_{н.кр.} = \frac{\pi(\gamma d + c \times ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d, \quad (2.1)$$

$P_{н.кр.}$ - начальная критическая нагрузка (по Н. П. Пузыревскому); γ - удельный вес грунта; d - глубина расположения слоя грунта, к которому прикладывается нагрузка; c - сцепление грунта; φ - угол внутреннего трения грунта.

Развитие областей пластических деформаций осуществляется от угловых точек подошвы фундамента и ориентировано вдоль осей (а), расположенных под углом $\Theta = -\varphi$ к вертикали (рис. 2.1).

Вследствие этого в основании можно выделить 3 области: 1 - упругая область $\beta_1 \leq \Theta \leq \pi/2$; 2 - пластическая область $\beta_3 \leq \Theta \leq \beta_1$; 3 - упругая область $-\pi/2 \leq \Theta \leq \beta_3$. Где β_1 и β_3 - углы раскрытия пластической области. При возрастании давления на основание пластическая область будет увеличиваться, раскрываясь вправо и влево от первоначального направления зарождения. Предельное развитие зон будет характеризоваться предельными значениями углов $\beta_1^{пр}$ и $\beta_3^{пр}$, определяемыми из выражения:

$$\begin{aligned} \beta_1^{пр} &= \pi/4 - \varphi/2 ; \\ \beta_3^{пр} &= -\pi/4 - \varphi/2 . \end{aligned} \quad (2.2)$$

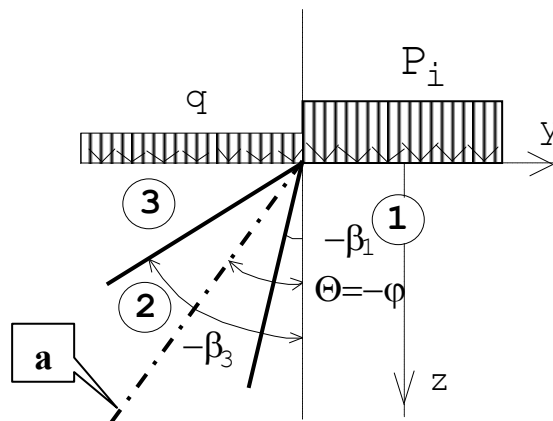


Рис. 2.1. Схема зарождения и развития пластической области в основании жесткого фундамента при плоской задаче: 1 и 3 – упругие области; 2 - пластическая область.

Как видно на рис. 2.1, формирование 2 пластической области (предельных касательных τ напряжений) $\beta_3 \leq \Theta \leq \beta_1$ происходит вдоль осей (а), в которых строго соблюдается условие предельного равновесия по теории Мора-Кулона и возникают полосы (Копейкин В.С.) локализованного сдвига (рис. 2.2а).

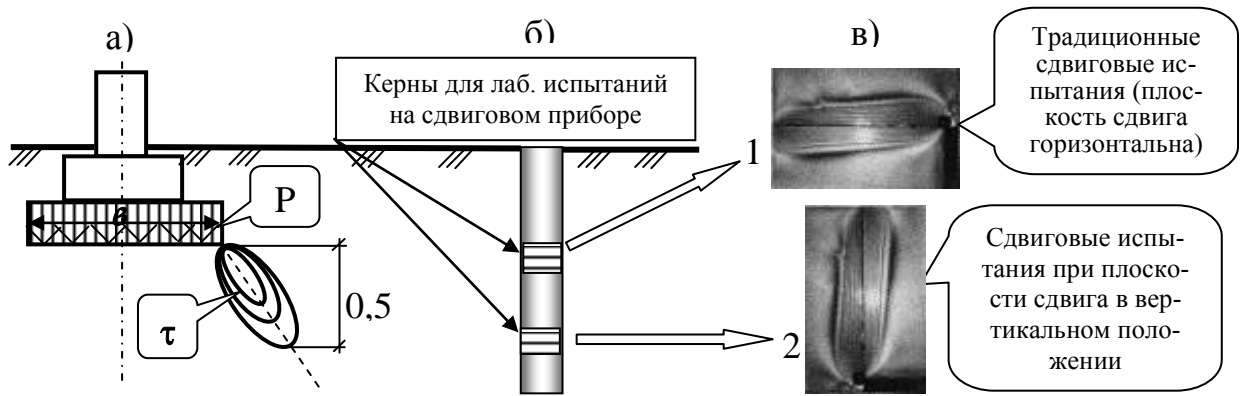


Рис. 2.2. а). Формирование 2 пластической области (предельных касательных τ напряжений) и развитие полос локализованного сдвига в основании под подошвой жесткого фундамента; б) схема отбора кернов при проведении исследований; в) фотографии развития полос областей пластических деформаций в сдвиговом приборе.

Отбор образцов грунта (кернов) из шурфов (скважин) (рис. 2.2б) для проведения стандартных сдвиговых испытаний, позволяет, как правило, получать прочностные характеристики при ориентации плоскости сдвига в горизонтальном направлении (фото 1 на рис. 2.2в). Формирование и развитие полос локализованного сдвига по мере увеличения смещения при модельных лабораторных испытаниях были получены нами еще в 1996 г. [1].

Как представляется, стандартные испытания грунтов в плоском сдвиге (сдвиговая плоскость горизонтальна), при решении задачи по расчету жесткого фундамента на естественном основании, характеризуют работу основания лишь в верхней части пластической области (рис. 2.2а). Если проводить подобные испытания, вырезая образец грунта из керна в горизонтальном направлении (сдвиговая плоскость в этом случае будет вертикальна), то такие испытания (фото 2 на рис. 2.2в) будут характеризовать работу основания лишь в нижней части пластической области (рис. 2.2а). В том и другом случае полученные результаты, зависящие от анизотропических свойств (для глинистых грунтов), будут иметь различные значения [5] и отражать не более 15...20% объема локализованного сдвига, имеющего место в нагруженном основании под подошвой жесткого фундамента.

Фактически в основном полосы локализованного сдвига формируются вдоль осей (а), расположенных под углом $\Theta = -\varphi$ к вертикали (рис. 2.1, 2.2а). Следовательно, испытания на плоский сдвиг в стандартных сдвиговых приборах должны, в данном случае, проводиться для образцов грунта вырезанных из керна под углом φ к вертикали. Поскольку получить при стандартных испытаниях таких образцов практически не удастся, то рекомендуется в первом приближении вычислять средние значения механических характеристик между результатами горизонтального и вертикального сдвига.

Более предпочтительней в данном случае, безусловно, будут стабилметрические испытания, позволяющие проводить испытания в условиях объемного напряженного состояния, с формированием задаваемых направлений поверхностей сдвига близких к реальным.

Таким образом, программа лабораторных испытаний для получения прочностных свойств грунтов, должна отражать фактическую работу нагруженного основания в конкретной решаемой геотехнической задаче и задаваться проектировщиками в техническом задании на инженерно-геологические изыскания.

2.1.2 Песчаные грунты основания

В том случае, когда под подошвой существующих фундаментов реконструируемых зданий залегают водонасыщенные песчаные, пылеватые и другие структурно неустойчивые грунты, для определения свойств данных оснований, используют метод динамического зондирования легким забивным зондом. Такая методика испытаний была разработана в Ленинградском инженерно-строительном институте (ЛИСИ) ещё в 1989 г. [7].

Опытное динамическое зондирование грунтов легким забивным зондом (ЛЗЗ) выполняется в целях определения фактического состояния грунтов в основании фундаментов здания на момент проводимого обследования, в соответствии с требованиями СНиП 11-02-96 и ТСН 50-302-2004 [8].

Следует отметить, что при незначительных затратах времени и средств, данный метод позволяет обнаруживать природные включения, неоднородности основания, зону уплотнения под подошвой фундамента, а также дать оценку показателей физико-механических свойств грунтов и их пространственную изменчивость.

Методические рекомендации по использованию ЛЗЗ [7] содержат указания по обработке, анализу и интерпретации результатов обработки, а также их использованию в расчётах оснований при реконструкции зданий.

Установка ЛЗЗ позволяет выполнять зондирование на глубину до 6 м. Она легко переносится двумя рабочими, поскольку её вес в сборе составляет 30 кг. Малые габариты и лёгкость установки ЛЗЗ позволяют выполнять зондирование в стеснённых условиях реконструируемых объектов, в подвалах, в технических подпольях, непосредственно рядом с существующими фундаментами или сквозь отверстия, пробитые в них. Такая методика испытаний обеспечивает исследование свойств грунтов непосредственно в массиве и обладает большей достоверностью по сравнению с отбором проб (нарушенной структуры) и проведением испытаний в лаборатории.

По результатам проведённых испытаний определяется сопротивление динамическому зондированию q_d .

$$q_d = AK_{\phi} \frac{n}{h} \quad [\text{МПа}] \quad (2.3)$$

где, n/h – число ударов молота, необходимое для погружения зонда на 10 см; n – число ударов за залог; h – осадка зонда от залога; AK_{ϕ} – коэффици-

ент, зависящий от трения грунта по основной поверхности зонда, определяемый с учётом поправок на возрастание веса зонда вследствие наращивания штанг по таблице 2.1.

Таблица 2.1

Значения коэффициентов AK_{ϕ} [мПа]

Вид грунта	Интервалы глубины зондирования [м]					
	0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
Песчаные	3,40	3,25	3,00	2,75	2,40	2,15
Глинистые	2,75	2,70	2,62	2,50	2,25	1,90

Обработка результатов зондирования выполняется на компьютере по специальной программе на основании формулы 2.3; обработки полевых данных динамического зондирования (ГОСТ 19912-2001) и по «Методическим указаниям по динамическому зондированию легким забивным зондом» [7], с учетом тарирования ЛЗЗ в типичных для Санкт-Петербурга грунтах, служащих естественным основанием исторической застройки.

Пример тарировочных зависимостей (номограмм) по определению прочностных и деформационных свойств песчаных грунтов при испытании лёгким забивным зондом на объектах Санкт-Петербурга представлен в приложении 2.

По результатам программной обработки материалов зондирования составляются графики (таблицы) уточненных физико-механические характеристики песчаных грунтов основания для реконструируемого здания.

Следует прочеркнуть, что интерпретация измеренных данных по результатам динамического зондирования, разными пользователями может быть представлена в различном виде.

Так, в таблице 2.2 представлен журнал результатов динамического зондирования при производстве исследовательских работ на одном из объектов реконструкции.

Таблица 2.2.

Ж У Р Н А Л
ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ
ПУНКТ ЗОНДИРОВАНИЯ: № 5

(Название объекта; ШУРФ № -5)

ГЛУБИНА $h(m)$	КОЛИЧЕСТВО УДАРОВ НА ЗАЛОГ 10см	КОЭФФИЦИЕНТ AK_{ϕ} (мПа)	СОПРОТИВЛЕНИЕ ДИНАМ. ЗОНДИР. $q_d(мПа)$
1	2	3	4

0.2	5	3.53	1.8
0.3	11	3.48	3.8
0.4	14	3.44	4.8
0.5	10	3.39	3.4
0.6	12	3.35	4.0
0.7	16	3.30	5.3
0.8	17	3.26	5.5
0.9	19	3.21	6.1
1.0	22	3.17	7.0
1.1	24	3.12	7.5
1.2	24	3.08	7.4
1.3	24	3.03	7.3
1.4	27	2.99	8.1
1.5	29	2.94	8.5
1.6	33	2.90	9.6
1.7	35	2.85	10.0
1.8	37	2.81	10.4
1.9	33	2.76	9.1
2.0	30	2.72	8.2
2.1	37	2.67	9.9
2.2	38	2.63	10.0

Величины q_d определяются расчётом и записываются в столбец № 4 таблицы 2.2. По данным значениям, с использованием тарифовочных зависимостей (номограмм) (см. приложение 2), определяются физико-механические свойства грунтов основания (см. таблицу 2.3).

Таблица 2.3.

ТАБЛИЦА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ
ПУНКТ ЗОНДИРОВАНИЯ: № 5

Глубина (м)	Состояние	Сопр.дин. зондиров. q_d (МПа)	Кэффиц. порист.	Модуль деформац (МПа)	Угол вн. трения (град)	Сцепление (кПа)
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
0.2	СРЕДНЕЙ ПЛОТН.	3.57	от 0.73 до 0.71	от 12.00 до 14.00	28	от 2.5 до 2.7
0.6						
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
0.7	СРЕДНЕЙ ПЛОТН.	5.65	от 0.67 до 0.65	от 18.00 до 20.00	29	от 3.0 до 3.3
0.9						
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						

1.0	СРЕДНЕЙ ПЛОТН.	7.29	от 0.63 до 0.61	от 22.00 до 23.00	30	от 3.5 до 3.8
1.3						

ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ

1.4	ПЛОТНЫЙ	9.12	от 0.60 до 0.58	от 24.00 до 26.00	31	от 3.9 до 4.2
2.0						

ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ

2.1	ПЛОТНЫЙ	9.95	от 0.59 до 0.57	от 26.00 до 27.00	31	от 4.2 до 4.6
2.2						

- ПРИМЕЧАНИЯ. 1. Начало зондирования - на глубине 2,2 м от уровня дневной поверхности; 0,1 м зонда в грунте на начало зондирования.
 2. Окончание зондирования - на глубине 4,3 м от уровня дневной поверхности; 2,2 м зонда в грунте по окончании зондирования.
 3. В основании – грунт *второго* грунтового слоя таблицы.

Найденные значения коэффициента пористости (e), модуля общей деформации (E_0), угла внутреннего трения (φ), сцепления (c), позволяют не только охарактеризовать свойства грунтов основания в месте их залегания, но и представить изменение этих свойств основания по глубине. В этом случае строится график зависимости $q_d = (h)$, позволяющий наглядно представить изменения свойств грунта по плотности сложения (рис. 2.3.).

Как видно из представленного графика (рис. 2.3.), выше подошвы обследуемого фундамента пылеватый песок залегает в рыхлом и средней плотности состояниях. Ниже подошвы фундамента слой песка около 1 м также находится в состоянии средней плотности, а затем – песок переходит в плотное состояние.

Представленная интерпретация результатов зондирования ЛЗЗ (таблица 2.3. и укрупнённый график на рис. 2.3) даёт наглядное представление о состоянии и изменении свойств грунта по глубине основания.

В случае необходимости получения более подробной информации по изменению свойств основания по глубине, величины сопротивления динамическому зондированию, могут быть представлены графиком на рис. 2.4.

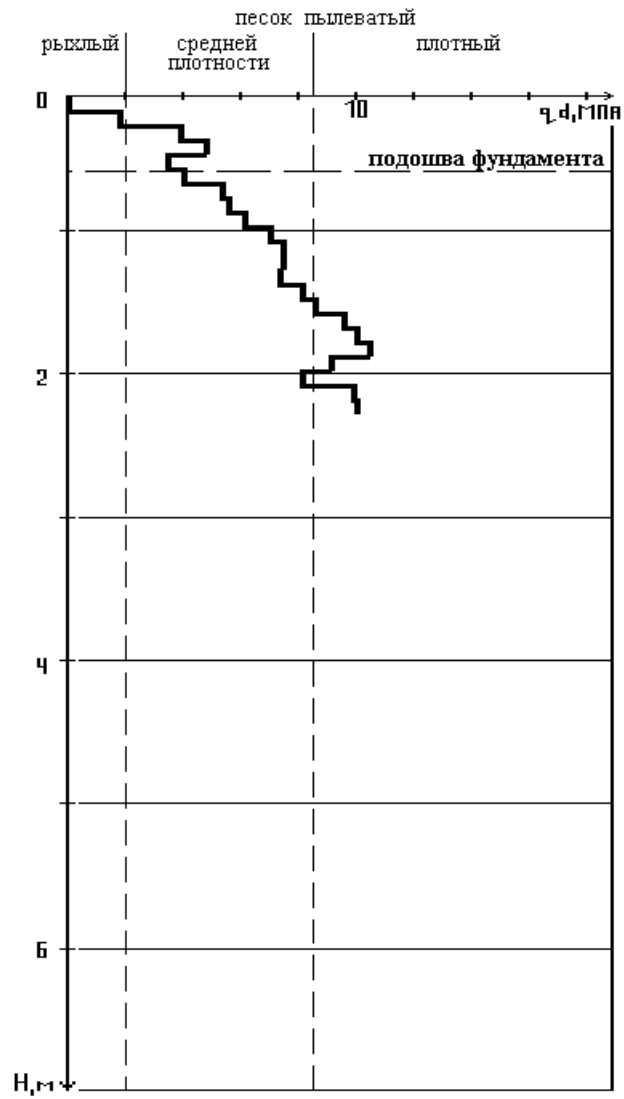


Рис. 2.3. Пример графика динамического зондирования № 5. (Нулевая отметка – на глубине 2,1 м от DL)



Рис. 2.4. Пример представления обработки результатов динамического зондирования с 10 см шагом по глубине основания.

Другой способ обработки результатов динамического зондирования представлен в таблице 2.4. и на рис. 2.5. В этом случае в таблицу включены как результаты испытаний ЛЗЗ, так и вычисленные значения коэффициента пористости (e), модуля общей деформации (E_0), угла внутреннего трения (φ), сцепления (c) для исследуемых грунтов основания. Определено также состояние грунта по плотности сложения. Графическое изображение изменения тех же характеристик грунта по глубине исследуемого основания, представлено на рис. 2.5.

Таблица 2.4.

ТАБЛИЦА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ
ПУНКТ ЗОНДИРОВАНИЯ: № 5.

Глубина погружения зонда за залог, м.	Кол-во ударов в залог.	Условное динамическое сопротивление грунта, q_d (МПа).	Коэффициент пористости, e .		Модуль деформации, E (МПа).		Угол внутреннего трения, φ (град).		Коэффициент сцепления (кПа).		Состояние
-1.00	10	3.76	0.71	0.67	14.11	17.73	28	29	2.63	3.01	СРЕДНЕЙ ПЛОТНОСТИ
-1.10	11	4.18	0.70		15.31		28		2.75		
-1.20	13	5.00	0.67		17.41		29		2.96		
-1.30	14	5.45	0.66		18.46		29		3.08		
-1.40	14	5.51	0.66		18.61		29		3.10		
-1.50	15	5.97	0.65		19.62		29		3.22		
-1.60	16	6.44	0.64		20.59		30		3.36		
-1.70	24	9.77	0.58	26.26	31	4.38	4.91	ПЛОТНЫЙ			
-1.80	26	10.70	0.57	27.56	32	4.69					
-1.90	28	11.65	0.55	28.79	32	5.02					
-2.00	29	12.19	0.55	29.46	32	5.21					
-2.10	29	12.33	0.54	29.61	32	5.26					
-2.20	32	13.74	0.53	31.21	33	5.76					

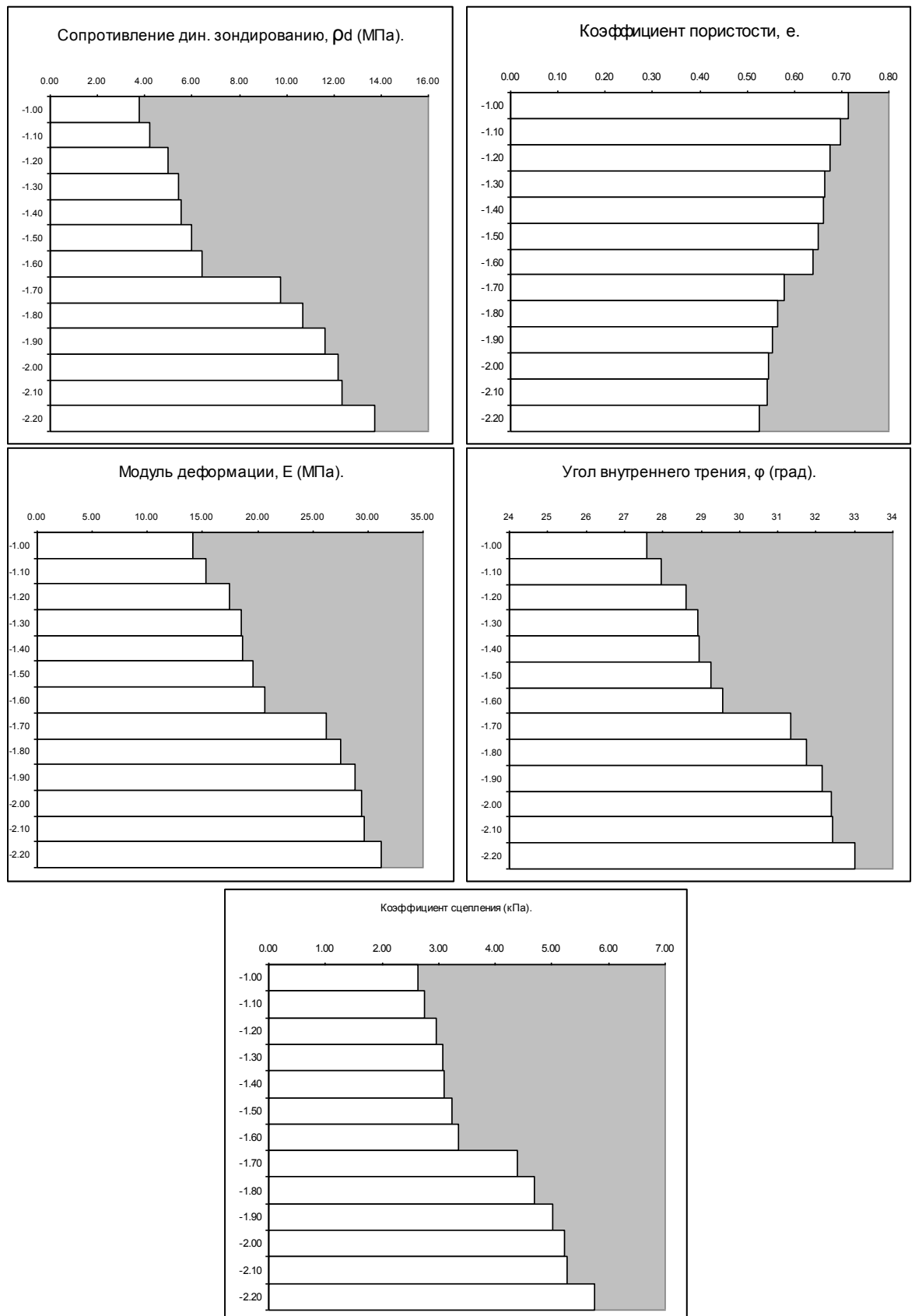


Рис. 2.5. Графическое представление результатов программы обработки величин изменения по глубине: сопротивления динамическому зондированию, коэффициента пористости (e), модуля общей деформации (E_0), угла внутреннего трения (ϕ), сцепления (c) для исследуемых грунтов основания.

Таким образом, проведение изыскательских работ и получение физико-механических характеристик грунтов основания, является главнейшим фактором при планируемой реконструкции зданий. Свойства грунта, определённые непосредственно на месте залегания существующих фундаментов, позволят наиболее обоснованно решать проектные вопросы, связанные с дополнительным нагружением основания или углублением подвалов.

2.2 Расчёт оснований по двум предельным состояниям.

Реконструкция зданий, расположенных в исторической зоне Санкт-Петербурга, часто связана с необходимостью надстройки этажом или мансардой. Подобные работы сопровождается дополнительным нагружением основания и, как правило, развитием дополнительных осадок уплотнения.

Развитие дополнительных осадок уплотнения для существующих зданий регламентированы в ТСН 50-302-2004 [8]. 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 данными 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.

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: (2.4, 2.5, 2.6).

$$P + P_{дон} \leq R \quad (2.4)$$

$$R < P + P_{дон} < P_{np} \quad (2.5)$$

$$P + P_{дон} \geq P_{np} \quad (2.6)$$

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. 2.6).

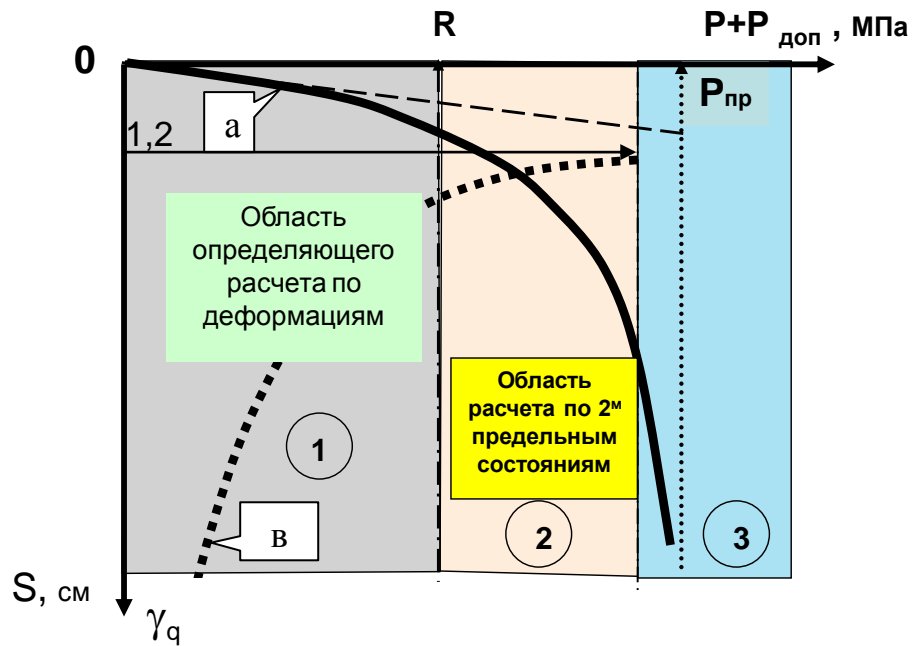


Рис. 2.6. Графическая интерпретация развития осадки (S) фундамента от прикладываемого давления ($P+P_{доп}$) на основание при расчете по 2^м предельным состояниям: γ_q - коэффициент надежности; 1, 2, 3 - области расчета, соответствующие условиям 2.4, 2.5, 2.6; a – функциональная зависимость

$$S=S(P+P_{доп}); \quad b - \text{функциональная зависимость } \gamma_q=\gamma_q(P+P_{доп}).$$

Условия (проектирования) в области расчета (2.4), как правило, не вызывают особых осложнений у проектировщика, поскольку $P + P_{доп} \leq R$ отвечает обычным требованиям СНиП 2.02.01-83*[9]. В этом случае, при проектировании дополнительного нагружения на основания от надстройки или изменения нагрузки, достаточно руководствоваться расчетом основания по деформациям (кривая «а» на рис.2.6 на интервале $0...R$). Величины абсолютных и относительных осадок для области расчета (2.4), как правило, меньше предельно допустимых и потому вполне приемлемы.

Условия (проектирования) в области расчета (2.5), $R < P + P_{доп} < P_{пр}$ могут быть реализованы в следующих случаях:

- при учете работы основания в нелинейной стадии деформирования (кривая «а» на рис. 2.6 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. 2.6, (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 программ «NL» [1] или «BRNL», расположенной на сайте www.buildcalc.ru.

Условие (проектирования) в области расчета (2.6), $P + P_{дон} \geq P_{np}$ недопустимо и требуют экстренных мер по усилению оснований и фундаментов, поскольку не соблюдается первое предельное состояние.

В этом случае существующее состояние фундаментов не устойчивое и может лишь временно сохраняться только благодаря перераспределению напряжений, с большим количеством трещин в надземных конструкциях.

Таким образом, 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, должно быть не менее 1,2 (задается проектировщиком).

Следовательно, реально осуществимы условия (проектирования) в области расчета (2.4), (2.5). Схематично данные методы расчета могут быть представлены на рис. 2.7.

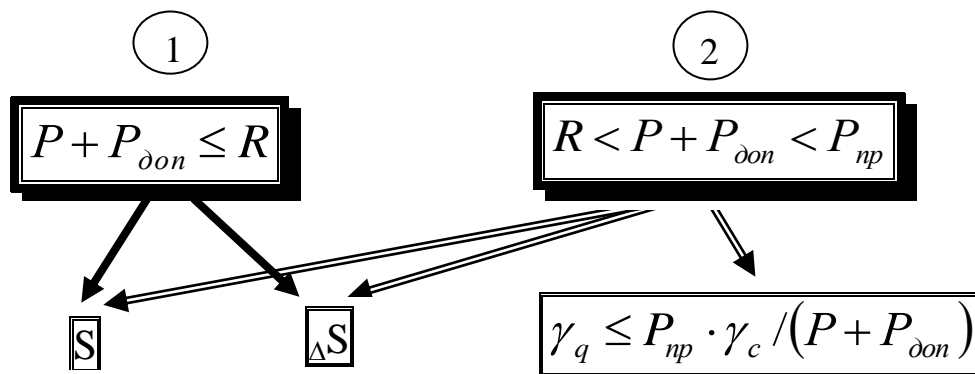


Рис. 2.7. Схема расчета оснований по предельным состояниям, соответствующая условиям (2.4) и (2.5). S и ΔS – абсолютная и относительная разность осадок - условия расчета по деформациям (II предельное состояние);

$\gamma_q \leq P_{np} \cdot \gamma_c / (P + P_{дон})$ - условие расчета по устойчивости (I предельное состояние).

Для области расчета, соответствующего условию (2.4) определяющим является расчет по деформациям, с определением величин абсолютных и относительных осадок фундаментов (рис. 2.7). Для области расчета, соответствующего условию (2.5) 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 сооружения. Такие условия, прежде всего, ограничиваются величинами относительной

разности осадок, которые не должны превышать предельно допустимых значений [8].

Таким образом, ограничение ΔS является основным фактором в решение вопроса дополнительного нагружения основания и в графическом виде может быть представлено на рис. 2.8.

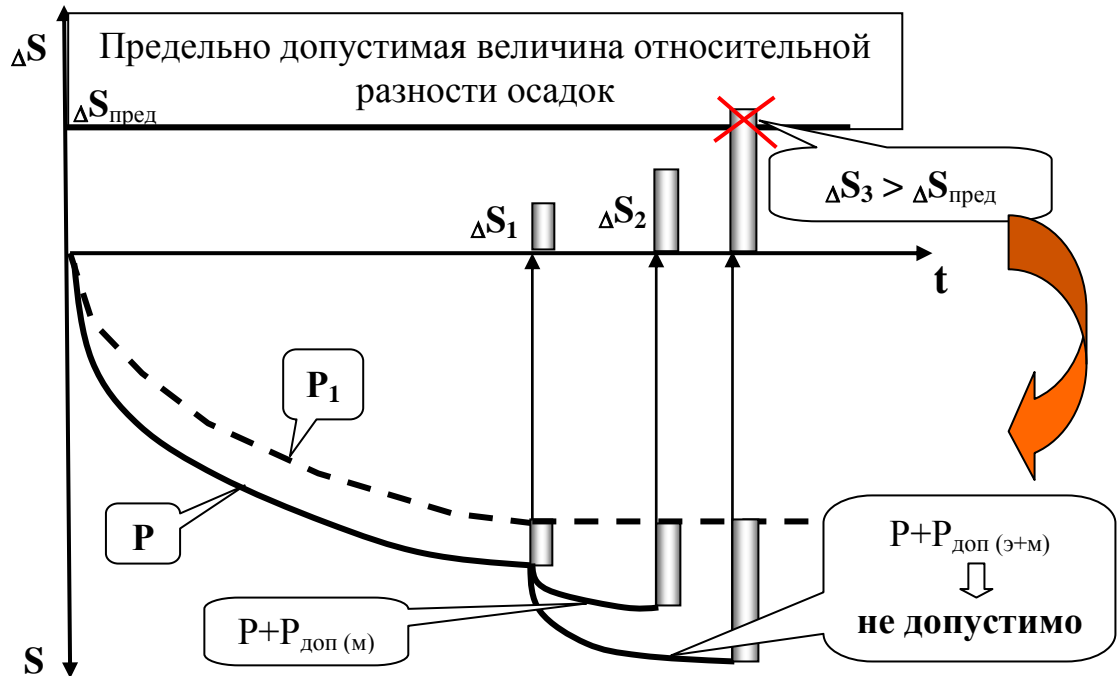


Рис. 2.8. Принципиальная графическая интерпретация результатов расчета дополнительного нагружения основания от надстройки здания без его усиления. S – абсолютная величина конечной осадки; ΔS – относительная неравномерность осадки; P – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены; 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; $\Delta S_1, \Delta S_2, \Delta S_3$ – соответственно, относительные неравномерности осадки фундаментов здания до его реконструкции, после надстройки мансарды, после надстройки этажа и мансарды.

Нетрудно заметить, что представленная на рис.2.8 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 [8], [9]), 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 [8] недопустимо, поскольку может вызвать развитие трещин в надземных конструкциях. В этом 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, с точки зрения работы основания, без дополнительных затрат по его усилению.

В общем случае, расчёты оснований и фундаментов на стадии обследования и реконструкции зданий, могут выполняться по трём основным программам, которые расположены на сайте www.buildcalc.ru (рис. 2.9).

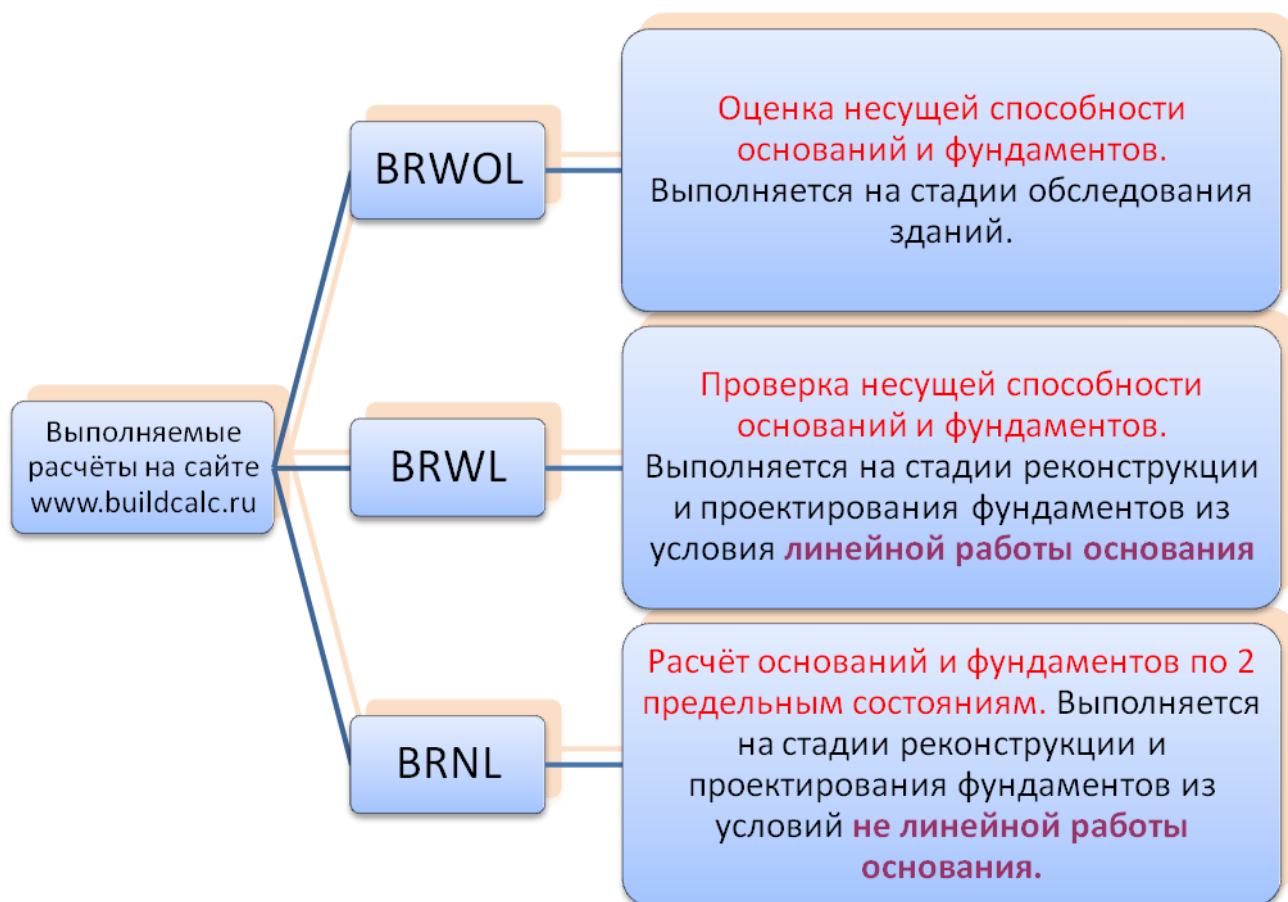


Рис. 2.9. Схема выполняемых расчетов по основаниям и фундаментам, расположенных на сайте www.buildcalc.ru

Каждая из представленных программ (BRWOL, BRWL, BRNL) предназначена для решения определённых задач, реализация которых более подробно представлена в следующих параграфах.

2.2.1. Оценка несущей способности основания и фундаментов на стадии обследования здания (программа BRWOL)

Проведение реконструкций существующих зданий, обязательно требует оценки несущей способности основания и фундаментов. Такие оценочные расчёты, на стадии обследования оснований и фундаментов (без сбора нагрузок (BRWOL)), могут быть выполнены по предлагаемой программе (Проверка несущей способности существующего фундамента при реконструкции (www.buildcalc.ru)), которая в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83*, позволяет определить:

1. Величину расчётного сопротивления грунта основания (R) по заданным размерам фундамента и физико-механическим характеристикам грунтов основания (расчёт по II предельному состоянию).
2. Величину предельного давления на грунт основания ($P_{пр.}$) (расчёт по I предельному состоянию).

Представленный программный расчёт даёт возможность предварительно оценить несущую способность основания под существующим фундаментом и является основой для рассмотрения различных вариантов по реконструкции и последующей разработке проектов (надстройка здания, углубление подвала и т.д.).

Ниже, на рис. 2.10, представлена распечатка программного решения (BRWOL), для тестового примера 1, выполненного непосредственно в интернете (Проверка несущей способности существующего фундамента при реконструкции (www.buildcalc.ru)).

Учётные данные

Объект: Тестовый пример 1 (фундамент реконструируемого здания в сеч. 1-1)

Данные по фундаменту

Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Наружная
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	2,40
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	2,30
Ширина подошвы фундамента, м:	1,00

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	1,20
Толщина пола подвала, м:	0,20
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ³ :	22,00

Данные по грунту

Введённые данные

№	H, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	φ , °	C , кПа	e	W	I_L	E	μ	Источник данных
1	2,1	Насыпной грунт	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16,5	14	0	0,7	0	-	5000	0,3	Таблица
2	3,5	Песок пылеватый	Пески пылеватые насыщенные водой	19	28	2	0,7	-	-	11000	0,3	Эксперимент
3	5	Супесь, текучая	Пылеватоглинистые, а также крупнообломочные с пылеватоглинистым заполнителем	20	16	10	0,6	0,55	0,8	8000	0,35	Эксперимент
4	10	Суглинок, мягкопластичный	Пылеватоглинистые, а также крупнообломочные с пылеватоглинистым заполнителем	21	18	12	0,7	0,5	0,4	15000	0,4	Эксперимент

Расчётные данные

№	H, м	γ_{1r} , кН/м ³	γ_{2r} , кН/м ³	φ_{1r} , °	φ_{2r} , °	C_{1r} , кПа	C_{2r} , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	2,10	15,00	16,50	12,73	14,00	0,00	0,00	1,25	1,16	1,10
2	0,30	17,27	19,00	25,45	28,00	1,33	2,00	1,10	1,16	1,00
3	3,20	9,09	10,00	25,45	28,00	1,33	2,00	1,10	1,16	1,00
4	5,00	18,18	20,00	13,91	16,00	6,67	10,00	1,00	1,00	1,00
5	10,00	19,09	21,00	15,65	18,00	8,00	12,00	1,20	1,08	1,00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Действие грунтовых вод учитывается

Уровень грунтовых вод, м: 2,40

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой

Отношение длины сооружения или его отсека к высоте: 2,00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м³: 27,00

Удельный вес воды, кН/м³: 10,00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешанное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15,20
Средневзвешанное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	16,72

Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	1,16
-----------------------------------------------------	------

Рассчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	265,84
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа *:	574,32
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН *:	574,32

* При условии центрального нагружения.

Рис. 2.10. Распечатка тестового программного решения (проверка несущей способности существующего фундамента (без сбора нагрузки (BRWOL)) при реконструкции (www.buildcalc.ru)), выполненная непосредственно через интернет.

Как видно из представленного тестового примера расчёта (рис. 2.10), сначала вводятся основные данные по существующему (реконструируемому) фундаменту и подвалу. Затем вводятся данные по грунту основания (в тестовом примере - их 4 слоя), эти данные в зависимости от положения уровня грунтовых вод, корректируются, и представляется в табличной форме в виде расчётных данных. Повышенное положение уровня грунтовых вод создаёт условие взвешивающего действия воды на минеральные частицы сыпучих грунтов, что учитывается дополнительным слоем, поэтому в таблице расчётных характеристик грунтов появляется уже 5 слоёв.

Итоговые данные теста представлены в виде таблиц «Результаты расчёта»:

1. Рассчитанные данные по совместной работе грунта и основания (средневзвешенные значения удельного веса слоёв грунта выше подошвы фундамента по I и II предельным состояниям; приведённой глубины заложения фундамента).
2. Рассчитываемые данные по основанию, которые фактически позволяют оценить работу грунтового основания под существующим фундаментом исходя из двух предельных состояний:
 - I – предельное состояние (несущая способность) – в виде величины предельного давления на грунт основания $R_{пр}$, (кПа) или предельной нагрузки на фундамент $N_{пр}$, (кН).
 - II – предельное состояние – в виде величины расчётного сопротивления грунта основания R , (кПа).

Выполнение подобных расчетов (рис. 2.10) производится в соответствии с условиями СНиП 2.02.01-83*, все вводимые данные легко контролируются, а доступность использования данной программы непосредственно в интернете позволяет значительно расширить круг пользователей.

2.2.2. Проверка несущей способности основания и фундаментов на стадии реконструкции здания (программа BRWL) при линейной работе основания

Проведение реконструкций существующих зданий, часто требует **проверки** несущей способности основания и фундаментов (дополнительное нагружение от надстройки, углубление подвала). Такие проверочные расчёты, после проведения обследования оснований, фундаментов и конструкций здания (со сбором нагрузок (BRWL)), могут быть выполнены по предлагаемой программе, (Определение размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом нагрузок по его обрезу (www.buildcalc.ru)), которая, в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83*, позволяет определить:

1. Величину расчётного сопротивления грунта основания (R) по заданным размерам фундамента и физико-механическим характеристикам грунтов основания.
2. Величину осадки (S) при заданной степени нагружения (расчёт по II предельному состоянию).
3. Величину предельного давления на грунт основания ($P_{пр.}$) (расчёт по I предельному состоянию) с определением коэффициента надёжности K_n .
4. Величину среднего ($P_{ср.}$), минимального (P_{min}) и максимального (P_{max}) давлений на грунт основания от существующей нагрузки и размеров фундамента.

Представленный программный расчёт даёт возможность выполнить проверку основания исходя из двух предельных состояний:

- Производится оценка запаса прочности основания (расчёт по I предельному состоянию) (коэффициент надёжности - K_n должен быть > 1).
- Сопоставляется величина среднего давления под подошвой фундамента с расчётным сопротивлением грунта (условие СНиП 2.02.01-83*, $P_{ср.} \leq R$) (расчёт по II предельному состоянию). Не выполнение данного условия вызывает необходимость оценить основание с учётом его не линейной работы (см. программный комплекс «Не линейная работа основания - BRNL»).

Таким образом, проектировщиком решается вопрос об использовании существующего основания или необходимости его усиления в связи с реконструкцией (надстройка здания, углубление подвала и т.д.).

Ниже, на рис. 2.11, представлена распечатка программного решения (BRWL), для тестового примера 2, выполненного непосредственно в интернете (Определение размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом нагрузок по его обрезу (www.buildcalc.ru)).

Учётные данные

Объект: Тестовый пример 2. Расчёт фундамента в сеч. 2-2

Данные по фундаменту

Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Наружная
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	2,20
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	2,00
Ширина подошвы фундамента, м:	1,60

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	1,50
Толщина пола подвала, м:	0,20
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ³ :	22,00

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N, кН:	300,00
Горизонтальная нагрузка, приложенная вдоль ширины подошвы фундамента Q _в , кН:	0,00
Изгибающий момент, приложенный вдоль ширины подошвы фундамента M _в , кН*м:	0,00

Данные по грунту

Введённые данные

№	H, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	ϕ , °	C, кПа	e	W	I _L	E	μ	Источник данных
1	1,7	Насыпной грунт	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16,5	14	0	0,7	0	-	5000	0,3	Таблица
2	3	Песок серый	Пески пылеватые насыщенные водой	19	28	2	0,7	-	-	14000	0,3	Эксперимент
3	7	Супесь	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	19	18	9	0,7	0,6	0,8	7000	0,35	Эксперимент
4	10	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	21	20	11	0,6	0,5	0,4	11000	0,3	Эксперимент

Расчётные данные

№	H, м	γ_{1r} , кН/м ³	γ_{2r} , кН/м ³	ϕ_{1r} , °	ϕ_{2r} , °	C _{1r} , кПа	C _{2r} , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	1,70	15,00	16,50	12,73	14,00	0,00	0,00	1,25	1,16	1,10
2	0,30	17,27	19,00	25,45	28,00	1,33	2,00	1,10	1,16	1,00
3	2,70	9,09	10,00	25,45	28,00	1,33	2,00	1,10	1,16	1,00
4	7,00	17,27	19,00	15,65	18,00	6,00	9,00	1,00	1,00	1,00
5	10,00	19,09	21,00	17,39	20,00	7,33	11,00	1,20	1,08	1,00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Действие грунтовых вод учитывается	
Уровень грунтовых вод, м:	2,00

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой	
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте:	2,00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27,00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10,00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешанное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15,34
Средневзвешанное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	16,88
Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	0,56

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	225,59
Предельное давление (несущая способность) грунта основания P_{pd} , кПа:	312,71
Предельная нагрузка на фундамент N_{pd} , кН:	500,33
Минимальное давление под подошвой фундамента P_{min} , кПа:	212,05
Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср.}$, кПа:	221,50
Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа:	230,95
Осадка фундамента S , см:	4,88
Коэффициент надёжности:	1,27

Рис. 2.11. Распечатка тестового программного решения (проверка несущей способности существующего фундамента (с учётом нагрузок (BRWL)) при реконструкции (www.buildcalc.ru)), выполненная непосредственно через интернет.

Из представленного результата расчёта (рис. 2.11) видно, что ленточный центрально нагруженный фундамент под наружную стену здания с подвалом, под действием горизонтального давления грунта на стену подвала, будет испытывать внецентренное нагружение, проявляющиеся в виде краевых напряжений P_{min} и P_{max} . Среднее давление под подошвой фундамента составит 221,5 кПа, что не превышает расчётное сопротивление грунта основания $R=225,59$ кПа, следовательно, основание работает в линейной области деформирования и получает осадку фундамента $S=4,88$ см (соблюдаются условия расчёта основания по II предельному состоянию).

Из данных же результатов расчёта видно, что предельное давление (несущая способность) грунта основания составляет 312,71 кПа или предельная нагрузка на основание равна 500,33 килоньютона. При данной степени нагружения и вычисленной несущей способности, коэффициент надёжности определён в размере 1,27 (соблюдаются условия расчёта основания по I предельному состоянию).

Таким образом, рассмотренный фундамент и основание под ним работают в линейной стадии деформирования и являются вполне надёжной системой, способной воспринимать передаваемое на него давление.

Следует отметить, что использование в качестве основного расчёта фундамента условия 2.4 или $(P + P_{\text{доп.}} \leq R)$, позволяет проектировщикам [9] в ряде случаев не определять величины абсолютных и, тем более, относительных осадок для проектируемых конструкций. Однако осадки рассчитанных таким образом фундаментов, как правило, будут не равномерны, полученная относительная разность осадок, во многих случаях, может превышать предельные значения, создавая условия образования трещин в надземных конструкциях. Более того, проектирование фундаментов или их расчёт из условия $(P_{\text{ср}} \leq R)$ или $(P + P_{\text{доп.}} \leq R)$, 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 (рис. 2.8).

Следовательно, расчёт абсолютных осадок, а также проверка относительной разности осадок рядом расположенных фундаментов, являются обязательным условием, позволяющим наиболее правильно запроектировать данные конструкции.

Если по результатам расчёта по программе BRWL (в результате реконструкции или надстройки здания) окажется, что основание под существующим фундаментом перегружено, т.е. работает в области расчёта (2.5), тогда целесообразно перейти к расчёту фундамента при нелинейной работе основания (программа BRNL).

2.2.3. Расчёт фундаментов по двум предельным состояниям на стадии реконструкции и проектирования здания (программа BRNL) при нелинейной работе основания

Основные предпосылки и методика данного программного расчёта были опубликованы автором ещё в конце прошлого века [1,2].

Программный комплекс (BRNL) может быть использован как расчётное обоснование при проектировании новых фундаментов (ленточных, столбчатых), так и при проверке несущей способности реконструируемых фундаментов. Основываясь, или на задаваемых размерах ширины подошвы фундамента, или величине осадки (в том числе и в нелинейной стадии деформирования), расчёты могут быть выполнены по предлагаемой программе, которая в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83* и упругопластической работы основания, позволяет определить:

1. Величину расчётного сопротивления грунта основания (R) по принятым размерам фундамента и физико-механическим характеристикам грунтов основания.

2. Величину осадки (S) при заданной степени нагружения (в том числе и в нелинейной стадии деформирования), (расчёт по II предельному состоянию).
3. Величину предельного давления на грунт основания ($P_{пр.}$) (расчёт по I предельному состоянию) с определением коэффициента надёжности K_n .
4. Величину среднего ($P_{ср.}$) и максимального (P_{max}) давлений на грунт основания от проектной (существующей) нагрузки и размеров фундамента.

Представленный программный комплекс (BRNL) даёт возможность выполнить расчёт основания исходя из условий двух предельных состояний (двух критериев):

- **I предельное состояние** (определение несущей способности - предельного давления на грунт – критерий 1). Определяется запас прочности основания, посредством коэффициента надёжности K_n , который должен быть > 1 .
- **II предельное состояние** - ограничение абсолютной и относительной разности осадок, рассчитываемого сооружения – критерий 2. Определяется абсолютная осадка фундамента, которая не должна превышать предельной величины осадки для данного вида сооружения [9].

В общем случае основание может работать и за пределами линейного деформирования, т.е. при $P_{ср.} > R$, тогда определяющими условиями расчёта будут являться ограничения осадки $S < S_{пр.}$ (критерий 2) или коэффициента надёжности $K_n > 1$ (критерий 1).

Программный комплекс позволяет решать следующие виды задач:

- Рассчитывать существующие фундаменты по заданной осадке с учётом двух предельных состояний оснований.
- Проектировать фундаменты здания практически с одинаковой осадкой, что создаёт наиболее благоприятные условия для работы надземных частей сооружения.

Ниже, на рис. 2.12, представлена распечатка программного решения (BRNL), для тестового примера 3, выполненного непосредственно в интернете (Расчёт размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом возможной нелинейной работы основания (www.buildcalc.ru)). Для данного расчёта взяты те же исходные условия, что в тестовом примере 2, но с возможным допустимым дополнительным нагружением основания. Такие условия часто возникают при реконструкции сооружений, когда решается вопрос о дополнительном нагружении основания без выполнения дополнительных работ по его усилению (реконструктивные работы с минимальными затратами).

Вводимые данные в данном примере практически те же, что и в тесте 2, однако дополнительно вводится характеристика типа здания, определяющая его предельно допустимые осадки [8,9].

Учётные данные

Объект:	Тестовый пример 3. Расчёт фундамента в сеч. 2-2 (с дополнительным нагружением основания)
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту**Основные данные фундамента**

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Наружная
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	2,20
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	2,00
Ширина подошвы фундамента, м:	1,60

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	1,50
Толщина пола подвала, м:	0,20
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ³ :	22,00

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N, кН:	360,00
Горизонтальная нагрузка, приложенная вдоль ширины подошвы фундамента Q _в , кН:	0,00
Изгибающий момент, приложенный вдоль ширины подошвы фундамента M _в , кН*м:	0,00

Данные по грунту**Введённые данные**

№	H, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	φ , °	C, кПа	e	W	I _L	E	μ	Источник данных
1	1,7	Насыпной грунт	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16,5	14	0	0,7	0	-	5000	0,3	Таблица
2	3	Песок серый	Пески пылеватые насыщенные водой	19	28	2	0,7	-	-	14000	0,3	Эксперимент
3	7	Супесь	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	19	18	9	0,7	0,6	0,8	7000	0,35	Эксперимент
4	10	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	21	20	11	0,6	0,5	0,4	11000	0,3	Эксперимент

Расчётные данные

№	H, м	γ_{1r} , кН/м ³	γ_{2r} , кН/м ³	φ_{1r} , °	φ_{2r} , °	C _{1r} , кПа	C _{2r} , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	1,70	15,00	16,50	12,73	14,00	0,00	0,00	1,25	1,16	1,10
2	0,30	17,27	19,00	25,45	28,00	1,33	2,00	1,10	1,16	1,00
3	2,70	9,09	10,00	25,45	28,00	1,33	2,00	1,10	1,16	1,00

4	7,00	17,27	19,00	15,65	18,00	6,00	9,00	1,00	1,00	1,00
5	10,00	19,09	21,00	17,39	20,00	7,33	11,00	1,20	1,08	1,00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Действие грунтовых вод учитывается	
Уровень грунтовых вод, м:	2,00

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой	
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте:	2,00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27,00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10,00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешанное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15,34
Средневзвешанное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	16,88
Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	0,56

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	225,59
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа:	312,71
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН:	500,33
Минимальное давление под подошвой фундамента P_{min} , кПа:	249,55
Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср.}$, кПа:	259,00
Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа:	268,45
Осадка фундамента S , см:	6,61
Коэффициент надёжности:	1,09

Рис. 2.12. Распечатка тестового программного решения (BRNL) (расчёт размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом возможной нелинейной работы основания (www.buildcalc.ru)), выполненная непосредственно через интернет.

Из представленного результата расчёта (рис. 2.12) видно, что ленточный центрально нагруженный фундамент под наружную стену здания с подвалом, под действием горизонтального давления грунта на стену подвала, будет испытывать внецентренное нагружение, проявляющиеся в виде краевых напряжений P_{min} и P_{max} . Среднее давление под подошвой фундамента при увеличении вертикальной нагрузки с 300 кН (см. тест 2) до 360 кН, составит 259 кПа, что превысит расчётное сопротивление грунта основания $R=225,59$ кПа на 14%.

Следовательно, основание начнёт работать в нелинейной области деформирования с развитием осадки фундамента $S=6,61$ см < 10 см - предельной величины осадки для данного типа сооружения (соблюдаются условия расчёта

основания по II предельному состоянию). При этом коэффициент надёжности определён в размере 1,09 (соблюдаются условия расчёта основания по I предельному состоянию).

Таким образом, рассмотренный фундамент и основание под ним работают в нелинейной стадии деформирования, но являются вполне надёжной системой, способной воспринимать передаваемое на него давление без усиления основания.

Следует подчеркнуть, что в рассмотренном расчёте определена абсолютная величина осадки фундамента при заданной степени нагружения. Для принятия окончательного проектного решения необходимо оценить относительную разность осадок в соответствии со схемой на рис. 2.8. Возможность дальнейшего дополнительного нагружения основания вертикальной нагрузкой > 360 кН вызовет либо увеличение абсолютной осадки больше предельно допустимой величины, или снижение коэффициента надёжности < 1 , что потребует уже принятия мер по усилению существующего основания.

Методика расчёта фундаментов, реализованная программами «NL, BRNL», позволяет получать также размеры подошвы реконструируемых и проектируемых фундаментов исходя из определенной (допустимой) величины осадки. Задаваясь одинаковой величиной осадки, по результатам расчета получают фундаменты разных размеров, но практически с минимальной (меньше допустимой величины) неравномерностью осадки, что позволяет избежать условий образования трещин в несущих надземных конструкциях.

2.3 Расчёт устойчивости конструктивного шпунта при углублении подвалов.

В том случае, когда при реконструкции отметка пола существующего подвала опускается ниже отметки подошвы фундаментов, целесообразно использовать конструктивное шпунтовое ограждение как первоочередную меру по обеспечению устойчивости предлагаемого решения.

Шпунт обычно устраивается по внутреннему периметру несущих стен подвала с использованием анкерного или распорного крепления. Для обеспечения устойчивости шпунта (ограничение его вертикальных и горизонтальных деформаций), обычно выполняется комплексный геотехнический расчёт с использованием МКЭ. Пример подобного решения представлен на рис. 2.13.

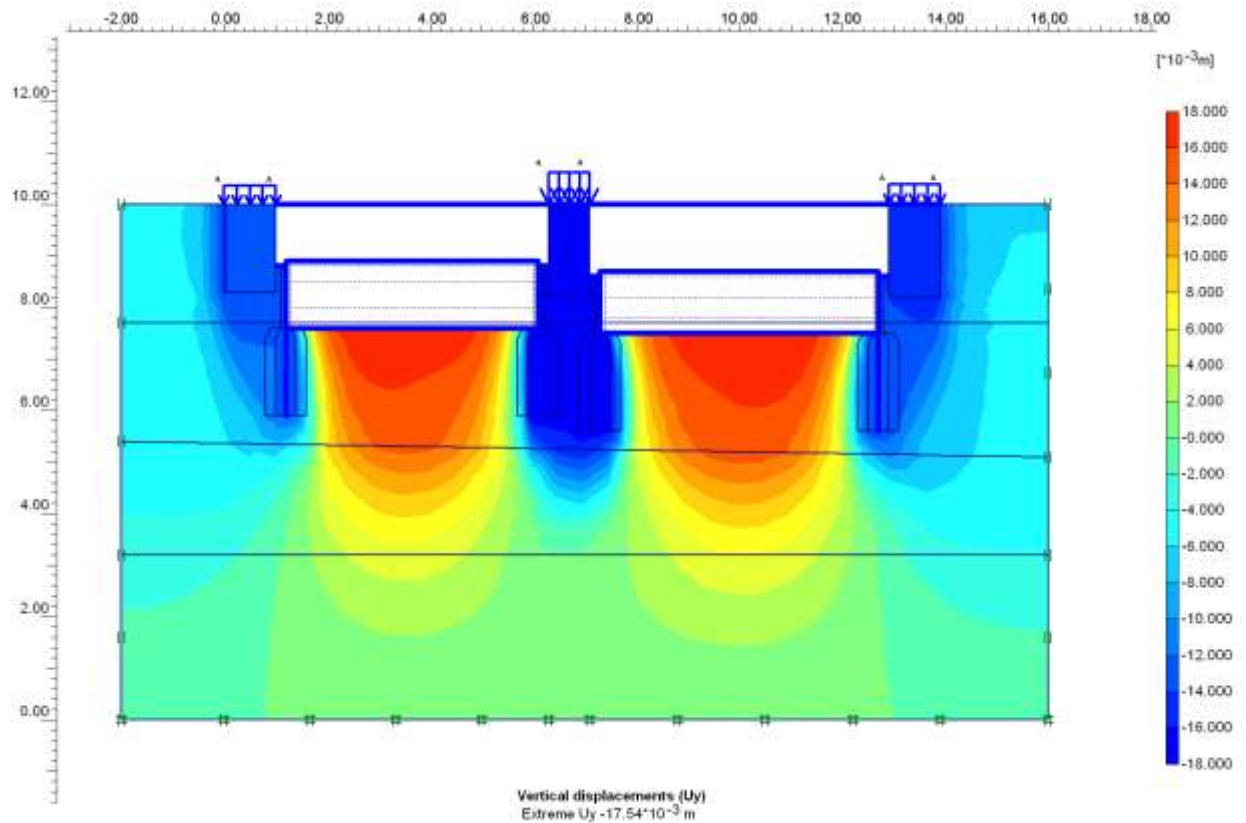


Рис. 2.13. Рассчитанные вертикальные деформации при углублении подвала здания. Использован конструктивный шпунт из буроинъекционных свай с армированием 4 стержня 16A500С (максимальные перемещения 17.54 мм).

Шпунт может быть выполнен как металлическим, так и из буроинъекционных свай с армированием (см. рис. 2.13). В том и другом случаях расчёт, как правило, производится в несколько этапов.

Ниже, в виде примера, приведено подобное решение в 7 последовательных этапов:

- 1 этап. Задание природного давления. На данном этапе в расчетной схеме остается только грунтовой массив. Вычисляются вертикальное и горизонтальное давление в толще грунта, после расчета этапа все деформации сбрасываются. На следующий этап переходят только вычисленные напряжения.
- 2 этап. Задание существующих фундаментов и подвала с конструкцией пола подвала. На данном этапе вычисляются напряжения в толще грунта от конструкций и их осадки. После расчета все деформации сбрасываются, остаются только напряжения.
- 3 этап. Устройство стены из буроинъекционных касательных свай их армирование и создание распорок. В геометрическую модель задается бетон, изменяются характеристики грунта возле свай и вводится армирование свай. По верху армирования свай устраиваются распорки. На этом этапе вычисляется дополнительное давление от новых конструкций в толще грунта и осадки от этих напряжений.

- 4 этап. Выемка последовательно, сначала 300мм грунта. На этом этапе удаляются кластеры расчетной модели, характеризующие существующий пол. Результатом расчета являются новые напряжения от разгрузки и соответствующие им перемещения.
- 5 этап. Выемка последующих 300мм грунта. На этом этапе удаляются кластеры расчетной модели, характеризующие 300мм грунта ниже предыдущей выемки. Результатом расчета являются новые напряжения от разгрузки и соответствующие им перемещения.
- 6 этап. Выемка последней части грунта. На этом этапе удаляются кластеры расчетной модели, характеризующие 400мм грунта ниже предыдущей выемки. Результатом расчета являются новые напряжения от разгрузки и соответствующие им перемещения.
- 7 этап. Устройство плиты пола нового подвала. На этом этапе задается пол подвала плитой 200мм и срубаются оголовки свай для оголения арматуры с последующим бетонированием.

Результатом последнего этапа расчета являются новые напряжения в конструкции шпунтовой стенки от разгрузки и соответствующие им перемещения (рис. 2.13).

Следует также подчеркнуть, что устойчивость применяемого конструктивного шпунтового ограждения может быть достаточно просто определена инженерным методом из условия предельного равновесия.

В этом случае конструктивная шпунтовая стенка, выполненная по внутреннему периметру несущих стен подвала при его углублении, будет испытывать активное боковое давление от веса грунта и дополнительное боковое давление от конструкции фундамента. Противодействие данному давлению (из условия предельного равновесия) оказывает пассивный отпор грунта со стороны углубляемого подвала. Расчетная схема работы шпунтового ограждения может быть представлена на рис. 2.14.

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:

$$\eta_{уст} = \frac{M_{Pa}}{M_{Ea}} \quad (2.7)$$

Вычисления по формуле (2.7), в зависимости от длины шпунтового ограждения $h_{ш}$ и в соответствии с расчетной схемой на рис. 2.14, выполнены по программе «mathcad» (см. приложение 3). Пример одного из результатов вычислений (для конкретных грунтовых условий и размеров фундамента) пред-

ставлен на рис. 2.15. Результаты данного решения приведены в виде графической зависимости коэффициента запаса устойчивости $\eta_{уст}$ от длины шпунта $h_{ш}$.

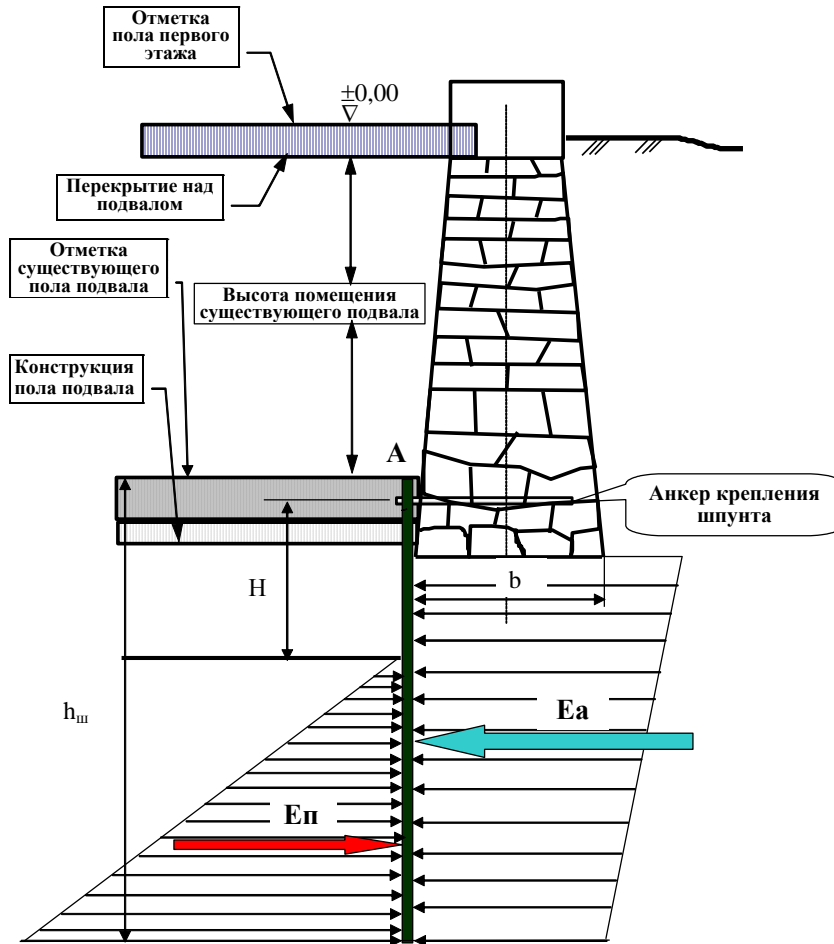


Рис. 2.14. Расчетная схема шпунтового ограждения при углублении существующего подвала на величину H (м)

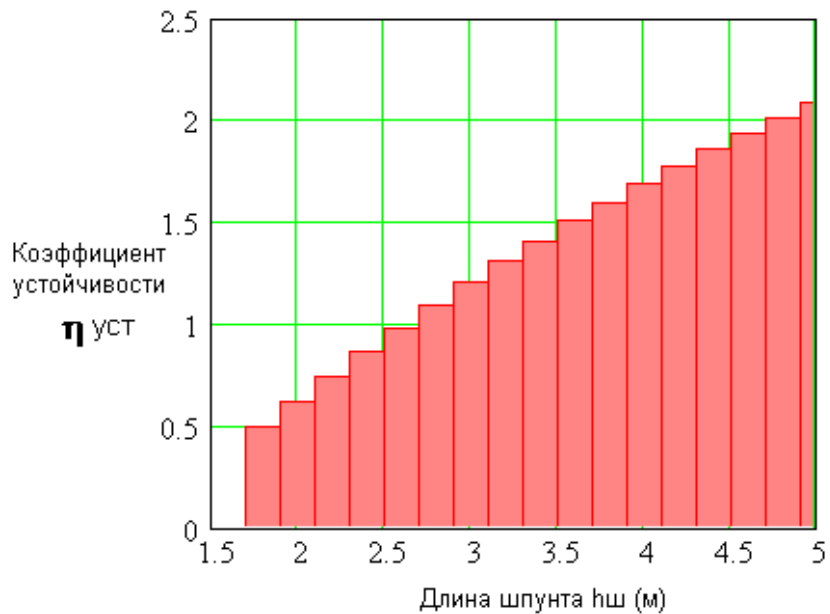


Рис. 2.15. Результаты программного расчета по определению необходимой длины шпунта для условий рассматриваемой задачи. ($\gamma=20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi=30^\circ$; $c=2 \text{ кПа}$; $\sigma_0=200 \text{ кПа}$ – среднее давление под подошвой фундамента; $h_1=0,3 \text{ м}$ – расстояние от анкера до подошвы фундамента; $H=0,8 \text{ м}$ – расстояние от анкера до пола углубляемого подвала; $b=1,5 \text{ м}$ – ширина подошвы фундамента).

Анализ результатов расчета (рис. 2.15) показывает, что устойчивость шпунта обеспечена при $\eta_{\text{уст}} > 1$. В рассматриваемом случае, при длине шпунта $2,8 \text{ м}$ коэффициент устойчивости составит $\eta_{\text{уст}} = 1,1$; при длине $3,0 \text{ м}$ – $\eta_{\text{уст}} = 1,2$; 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 инженерной методики расчета позволит с любой степенью надежности выбрать необходимые размеры шпунта, позволяющие безопасно выполнить работы по углублению подвала, обеспечивая надёжное, безосадочное решение для фундаментов.

2.4 Расчёт свай усиления.

В последнее время на многих реконструируемых объектах Санкт-Петербурга в качестве конструктивного элемента увеличения несущей способности основания (пылеватые пески, супеси) существующих фундаментов, стали применять микро сваи (в том числе и изготовленные методом виброштампования (см. § 3.2.2)). Такие микро сваи (длиной до $2 \dots 2,5 \text{ м}$) являются конструктивным элементом усиления основания.

Для определения степени усиления основания закреплённого микро сваями, изобразим схему зон предельного состояния основания для ленточно-го фундамента (левая часть рисунка 2.16).

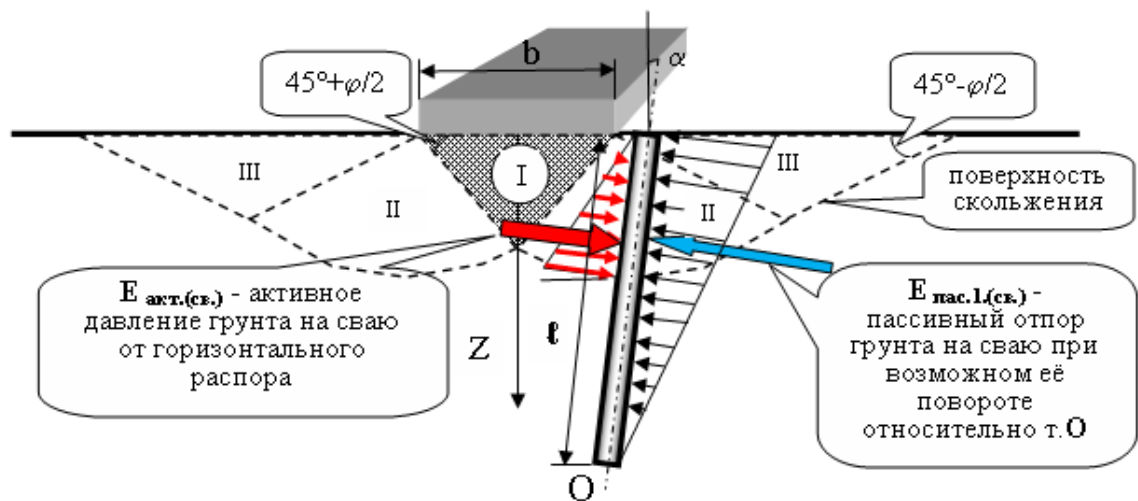


Рис. 2.16. Расчётная схема формирования предельного состояния от полосовой нагрузки для основания, усиленного микро сваями, до начала поворота относительно т. О. I – зона переуплотнённого грунта в виде клина; II – зона развития пластических деформаций (сдвигов в условиях предельного состоя-

ния); III – зона с непрерывными поверхностями скольжения (формирование выпора).

Как известно, для ленточного фундамента предельная нагрузка на основание может быть определена выражением 2.8:

$$N_u = b' \times l' \times (N_\gamma \times \xi_\gamma \times b' \times \gamma_I + N_q \times \xi_q \times d \times \gamma_I' + N_c \times \xi_c \times c_I) \quad (2.8)$$

где все обозначения приняты в соответствии со СНиП 2.02.01-83* [9];

В правой части рисунка 2.15 изображена расчётная схема (по Л. Прандтлю) от полосовой нагрузки для основания, в которое в качестве усиления добавлена микро свая.

Выполненные микро сваи с целью усиления (увеличения силы предельного сопротивления) основания вдоль существующих фундаментов пересекают зону II (рис.2.16) и таким образом, прежде всего, создают препятствие для развития горизонтальных деформаций (зон сдвигов). В результате на часть длины микро сваи Z_{\max} будет действовать горизонтальный распор, создавая усилие в виде активного давления грунта $E_{\text{акт.св.}}$. Величина данного распора переменна в зависимости от условий нагружения фундамента и достигает максимального значения в момент нарушения равновесия жёсткой сваи (поворот относительно т. О).

Противодействовать силе активного давления грунта будет пассивный отпор $E_{\text{пасс.св.}}$, развитие которого может быть в первом приближении определено двумя этапами. Первый этап работы продолжается до возникновения перемещений микро сваи относительно т. О (до момента предельного равновесия $E_{\text{акт.св.}} = E_{\text{пасс.св.}}$). На данном этапе пассивный отпор развивается по всей длине l микро сваи (рис. 2.16).

Для определения $E_{\text{пасс.св.}}$ вычислим вначале пассивное давление $\sigma_{2\text{пасс}}$ в грунте, действующее на сваю из условия предельного состояния:

$$\sigma_{2\text{пасс}} = \gamma_{\text{yn}} \times l \times \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.9)$$

Тогда пассивный отпор может быть определён выражением:

$$E_{\text{пасс.св.}} = \frac{1}{2} \times \sigma_{2\text{пасс}} \times l \times F \quad (2.10)$$

где γ_{yn} – удельный вес грунта вокруг сваи, с учётом его уплотнения в процессе изготовления микро сваи, в первом приближении допускается, что $\gamma_{\text{yn}} = 1,11\gamma$ [6];

l – длина микро сваи;

φ – угол внутреннего трения грунта основания;

$F = \pi \cdot r_{\text{св}}$ – площадь половины периметра микро сваи, по которой возникает пассивный отпор;

$r_{\text{св}}$ – радиус изготовленной микро сваи.

Подставляя введённые обозначения в выражение 2.10, получим:

$$\begin{aligned}
 E_{nac1cb} &= \frac{1}{2} \times \sigma_{2nac} \times l \times F = \frac{1}{2} \times \gamma_{yn} \times l \times tg^2(45^0 + \frac{\varphi}{2}) \times l \times \pi \times r_{cb} = \\
 &= \frac{1}{2} \times \gamma_{yn} \times l^2 \times tg^2(45^0 + \frac{\varphi}{2}) \times \pi \times r_{cb}
 \end{aligned}
 \tag{2.11}$$

Пассивный отпор E_{nac1cb} в соответствии с геометрическими построениями (рис. 2.17) может быть представлен двумя составляющими:

1 – нормальным давлением на ствол микро сваи: $E_{nac1cb} \times \cos \alpha$

2 – трением грунта вдоль ствола микро сваи: $E_{nac1cb} \times \sin \alpha$

где α – угол наклона микро сваи к вертикали.

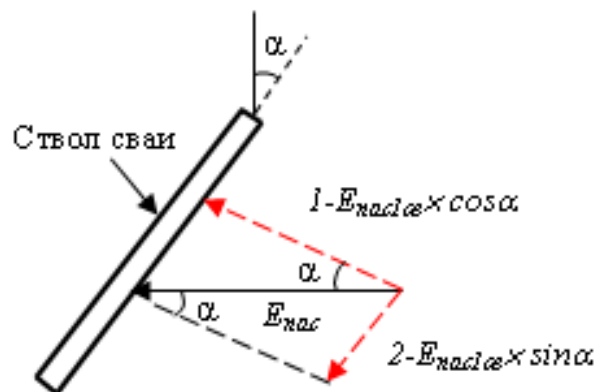


Рис.2.17. Геометрическое разложение пассивного отпора грунта на сваю на две составляющие

Определив величину пассивного отпора для микро сваи в момент её предельного равновесия (возникновение поворота относительно т. О), представляется возможным вычислить дополнительную составляющую для силы предельного сопротивления основания, усиливаемого микро сваями:

$$N_{ulcb} = n \times E_{nac1cb} \times (\cos \alpha + \sin \alpha) \tag{2.12}$$

где n – количество микро свай усиления на единицу расчётной длины фундамента.

Тогда для основания, усиленного микро сваями, сила предельного сопротивления (из условия равновесия свай) составит:

$$N_{u(ycl)} = N_u + N_{ulcb} = N_u + n \times E_{nac1cb} (\cos \alpha + \sin \alpha) \tag{2.13}$$

где N_u – сила предельного сопротивления основания, без учёта свай, определяемая выражением (2.8).

N_{ulcb} – составляющая силы предельного сопротивления основания, учитывающая работу микро сваи (предельное состояние микро свай относительно точки О).

Таким образом, задавшись предварительно размерами микро сваи (радиусом и длиной, по технологическим особенностям изготовления), можно найти необходимое число микро свай усиления (n) (из выражения 2.14), в за-

висимости от требуемой (задаваемой по условиям реконструкции) величины силы предельного сопротивления усиленного основания $N_{u(ycl)}$ (из условия равновесия свай):

$$n = \frac{N_{u(ycl)} - N_u}{E_{nac1cv} \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (2.14)$$

Не трудно заметить, что разность в числителе формулы 2.14 представляет собой дефицит несущей способности основания, возникающий в результате реконструкции и воспринимаемый (n) количеством свай усиления.

Второй (условный) этап работы усиленного основания возникает после начала деформации микро свай относительно т. О (момент нарушения устойчивости). В этот момент предполагается, что поверхности скольжения грунта (в направлениях от фундамента) начинают плавное обтекание вокруг микро свай. В результате происходит резкое уменьшение развития площади влияния сопротивления пассивного отпора на максимальную глубину развития зон пластических деформаций (по расчётам, сделанным для разных диаметров микро свай, площадь развития пассивного отпора уменьшается более чем в 12 раз).

Как известно, максимальная глубина развития зон пластических деформаций при полосовой нагрузке, согласно исследованиям Маслова Н.Н. [6], может быть определена:

$$Z_{max} = b \times tg \varphi \quad (2.15)$$

где b – ширина подошвы полосовой нагрузки.

Исходя из перечисленных условий, до глубины Z_{max} пассивным отпором в первом приближении можно пренебречь (значительное снижение сопротивления грунта). Тогда пассивный отпор E_{nac2cv} будет возникать лишь на части свай h , расположенной ниже поверхностей скольжения (рис. 2.18).

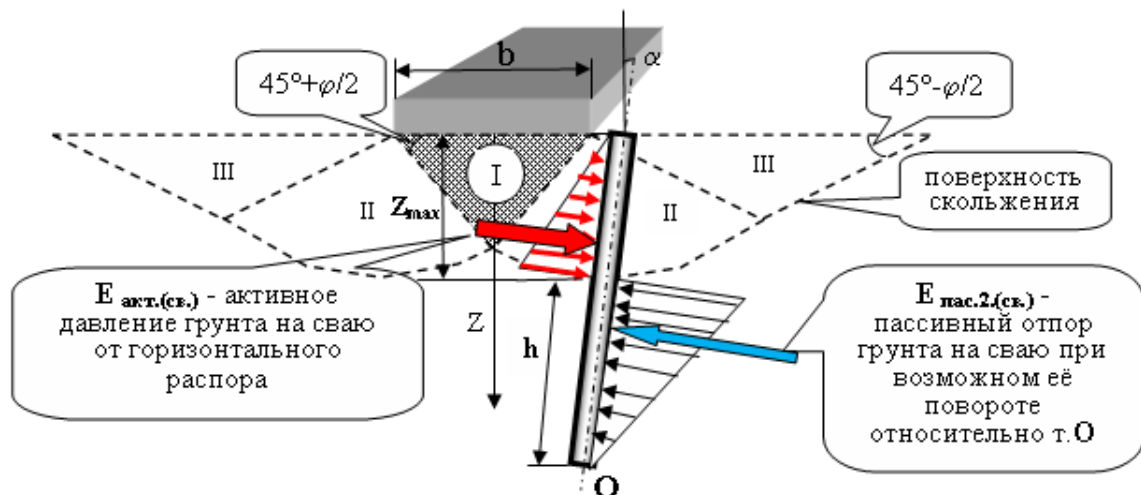


Рис.2.18. Расчётная схема формирования предельного состояния от полосовой нагрузки для основания, усиленного микро сваями, после начала поворота относительно т. О (второй (условный) этап работы усиленного основания). I –

зона переуплотнённого грунта в виде клина; II – зона развития пластических деформаций (сдвигов в условиях предельного состояния); III – зона с непрерывными поверхностями скольжения (формирование выпора).

Для определения E_{nac2cv} вычислим пассивное давление σ_{2nac} в грунте, действующее на сваю из условия предельного состояния:

$$\sigma_{2nac} = \gamma_{yn} \times h \times tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.16)$$

Тогда пассивный отпор может быть определён выражением:

$$E_{nac2cv} = \frac{1}{2} \times \sigma_{2nac} \times h \times F \quad (2.17)$$

где $h = l - b \times tg \varphi$ – отрезок сваи, расположенный ниже поверхностей скольжения (см. ранее).

Преобразуя выражение 2.17, получим:

$$\begin{aligned} E_{nac2cv} &= \frac{1}{2} \times \sigma_{nac} \times (l - b \times tg \varphi) \times \pi \times r_{cv} = \\ &= \frac{1}{2} \times \gamma_{yn} \times h \times tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \pi \times r_{cv} \times (l - b \times tg \varphi) = \\ &= \frac{1}{2} \times (l - b \times tg \varphi) \times tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \pi \times r_{cv} \times \gamma_{yn} \times (l - b \times tg \varphi) = \\ &= \frac{1}{2} \times tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \pi \times r_{cv} \times \gamma_{yn} \times (l - b \times tg \varphi)^2 \end{aligned} \quad (2.18)$$

Таким образом, как только возникнет условие $E_{акт.св} > E_{nac1св}$, микро свая получит смещение (поворот и перемещение вдоль ствола), следовательно противодействовать $E_{акт.св}$ будет пассивный отпор $E_{nac2св}$ (формула 2.18):

В результате представляется возможным, вычислить дополнительную составляющую для силы предельного сопротивления усиленного микро сваями основания (N_{uc2cv}) на втором этапе работы (см. ранее):

$$N_{uc2cv} = n \times E_{nac2cv} \times (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (2.19)$$

Сопоставляя рассчитанные величины по формулам 2.12 и 2.19 не трудно заметить, что $N_{u1св}$ – составляющая силы предельного сопротивления основания, учитывающая работу микро сваи (предельное состояние микро свай относительно точки О – первый этап работы) превышает $N_{u2св}$. Следовательно, расчёт необходимого количества микро свай усиления следует осуществлять исходя из величины $N_{u(yc1)}$, т. е. до момента нарушения условия равновесия свай (см. выражение 2.14).

Таким образом, согласно теоретическому обоснованию формулы 2.14, задавшись предварительно размерами сваи, из условия их предельного равновесия, представляется возможность определять необходимое количество свай (n) усиления основания. Расчёты следует проводить в зависимости от требуемой (задаваемой проектировщиком из условий реконструкции) величины силы предельного сопротивления усиленного основания $N_{u(yc)}$.

Глава 3. Разработка мероприятий по усилению оснований.

3.1 Закрепление грунтов оснований.

Для устранения причин деформаций здания, т.е. остановки процесса неравномерного развития осадок, используется методика инъекционного закрепления контактной зоны основания под подошвой фундамента. Такая работа, как правило, должна выполняться в комплексе с работой по усилению тела бутового фундамента.

Принципиальное решение, использования методики инъекционного закрепления контактной зоны основания под подошвой фундамента, с восстановлением сплошности тела бутового фундамента, представлено на рис. 3.1, 3.2, 3.3.

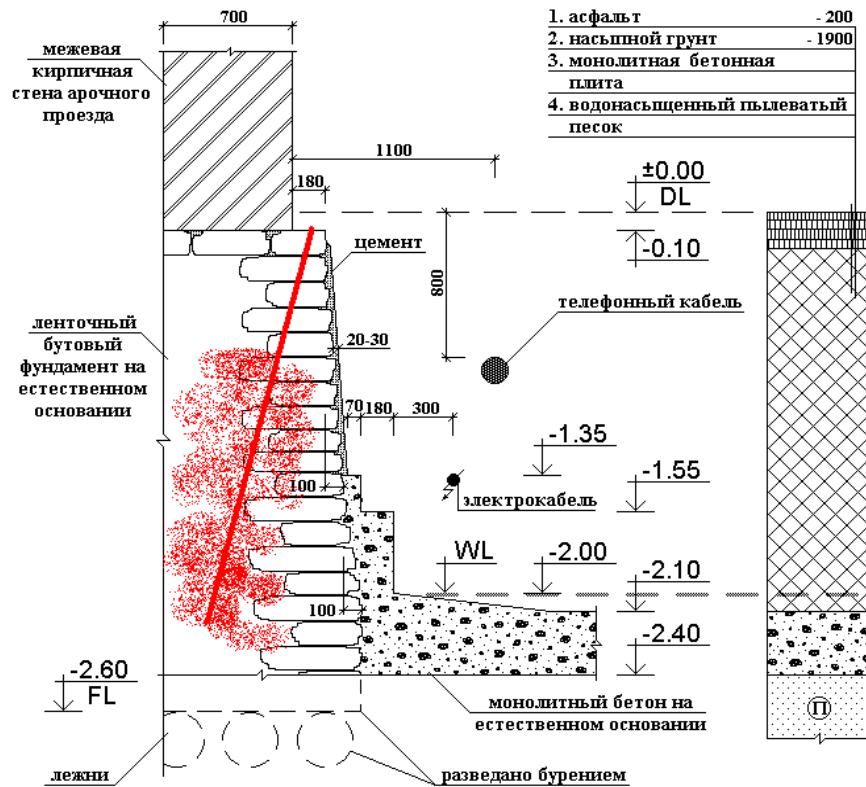


Рис. 3.1. Схема проведения инъекционных работ по усилению тела бутового фундамента с первого этажа здания

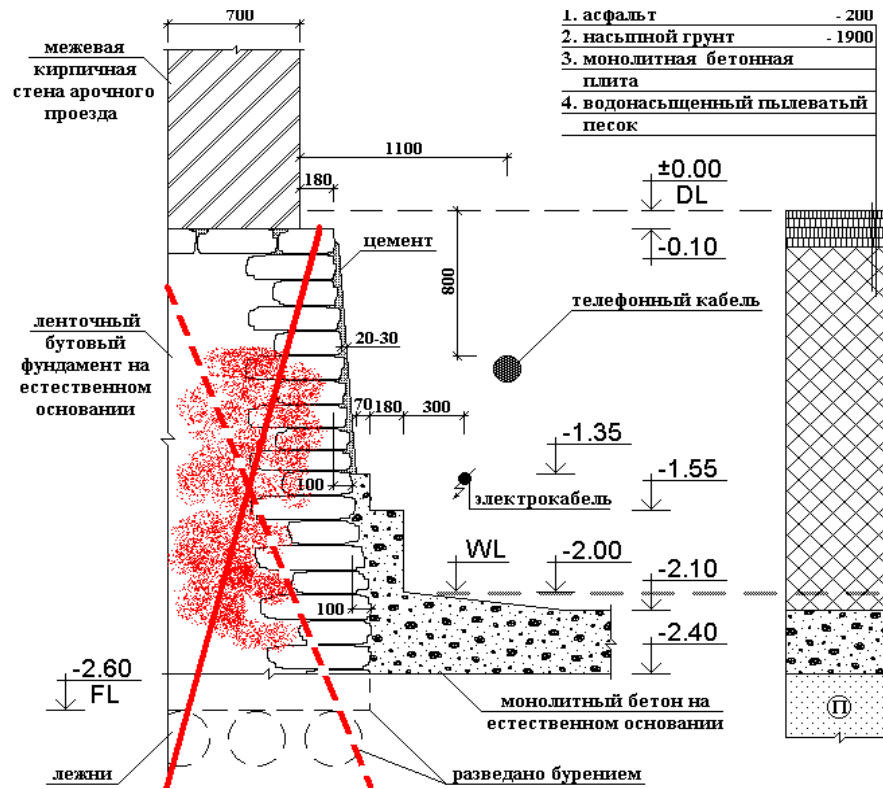


Рис. 3.2. Схема – этап проведения инъекционных работ по усилению тела бутового фундамента со стороны фасада здания

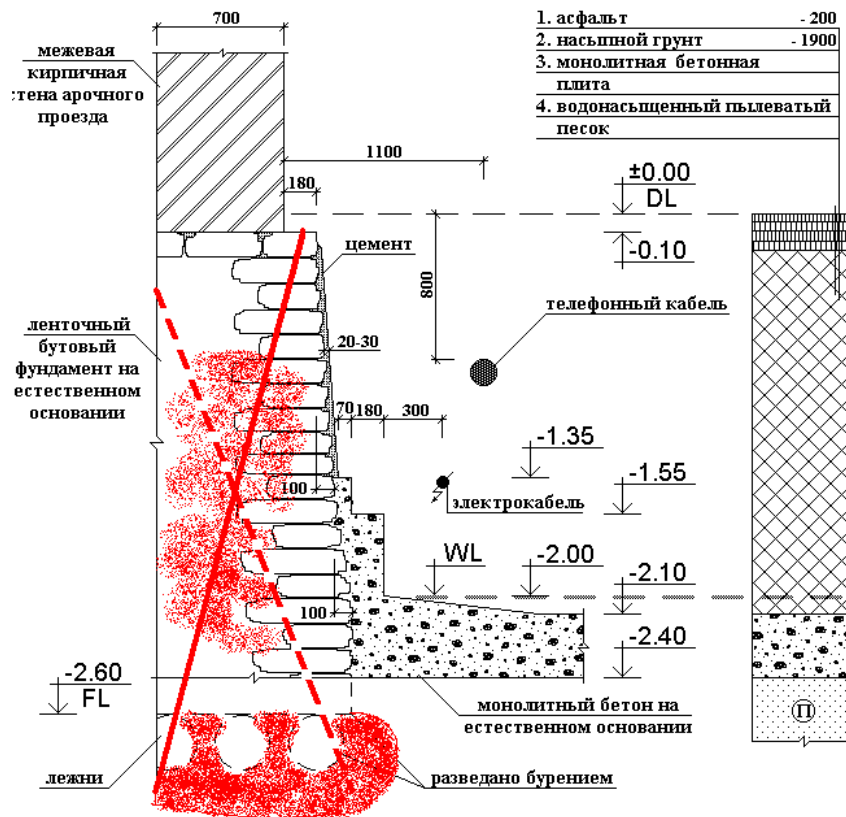


Рис. 3.3. Схема – этап проведения комплекса инъекционных работ по усилению тела бутового фундамента и контактной зоны под его подошвой

На рис. 3.1, 3.2, 3.3 представлены схемы последовательного проведения подобных инъекционных работ для одного из зданий Санкт-Петербурга.

Поскольку определить точно зоны с пониженной прочностью в бутовой кладке для всего здания достаточно сложно, то работы по усилению должны выполняться для всех фундаментов реконструируемого здания. В этом случае в проекте по усилению фундаментов должны быть определены с определенным шагом буровые инъекционные скважины, в которые подается цементный раствор под давлением 0,2...0,4 МПа. Расход цементного раствора по выполненным скважинам в зависимости от степени выветрелости (наличия пустотности) кладки может быть различным. Эти различия могут измеряться расходами от 1000 кг до 50 кг раствора на одну скважину. Закачивание раствора в одну скважину производится до тех пор, пока из соседней скважины, расположенной на расстоянии 1,0...1,5 м, не начнется вытекание данного раствора. При таком методе выполнения работ по усилению гарантируется создание (восстановление) сплошности, монолитности бутовой кладки фундамента и ее надежное дальнейшее существование в новых условиях эксплуатации.

Следует подчеркнуть, что главным фактором увеличения несущей способности разуплотнённого основания, является инъекция цементного раствора в контактную зону под подошву фундамента. В этом случае устраняются не только имеющиеся неоднородности основания, имеющиеся лежни покрываются плотной коркой смеси из цемента и грунта, предотвращая, таким образом, возможность их гниения. В результате улучшаются механические характеристики основания, увеличивается его расчётное сопротивление, предельное давление на грунт.

Большое значение в этом случае имеет качество выполняемых работ, которое должно быть тщательно проконтролировано, поскольку влияет на изменение расчетных характеристик грунтов, заложенных проектировщиком.

В качестве примера проектного решения по цементационному упрочнению грунтового основания под фундаментом реконструируемого здания, ниже, на рис. 3.4, приведён перечень тех технологических операций, которые отражаются на первом листе проекта.

Цементационное упрочнение грунтов основания.

1. На первом этапе упрочнение грунтов основания выполняется методом цементации.
2. Бурение выполняется коронками $\varnothing 40$ мм. Бурение скважин для для инъекций предусмотрено выполнять станками кернавого бурения с использованием алмазных коронок без возникновения динамических воздействий.
3. Нагнетание цементного раствора М500 с 1.5% модифицирующей добавкой ЦМИД-2 в скважины предусмотрено производить с помощью электронасоса под давлением 1.8...2.5 атм.

4. Бурение и инъецирование каждой из цементационных скважин предусмотрено в 2–6 этапов с нисходящим поэтапным бурением вниз через свежий цементно–песчаный камень и цементацией участка грунта основания под цементно–песчаным камнем. Расстояние между уровнями инъецирования по длине скважины принимается ~ 400 мм. Инъеционные работы вдоль скважины должны проводиться сверху вниз: инъецирование осуществляется в верхнем уровне, после схватывания раствора (через 5...7 дней) скважина вновь разбуривается и инъецирование производится в следующем нижерасположенном уровне.

Для выполнения данного вида работ и обеспечения качества цементации указанной в проекте зоны закрепления должны использоваться распорные или забивные перфорированные инъекторы.

5. Ориентировочный состав раствора на 100 л

- Портландцемент М500 – 120 кг;
- ЦМИД–2 – 1.5%;
- Na_2SiO_3 – 1.2 кг
- вода – 60 л

Состав раствора может быть уточнен на площадке и скорректирован в зависимости от исходных условий производства работ ($t^{\circ}\text{C}$). порядок приготовления и контроля свойств раствора должны быть отражены в ППР.

6. Расход цемента принят ~ 150 кг на 1 м скважины. Окончательный расход цемента должен быть установлен на основе опытных закачек и согласован с Заказчиком.

Рис. 3.4. Пример перечня основных технологических операций, которые отражаются на первом листе проекта при инъеционном закреплении основания.

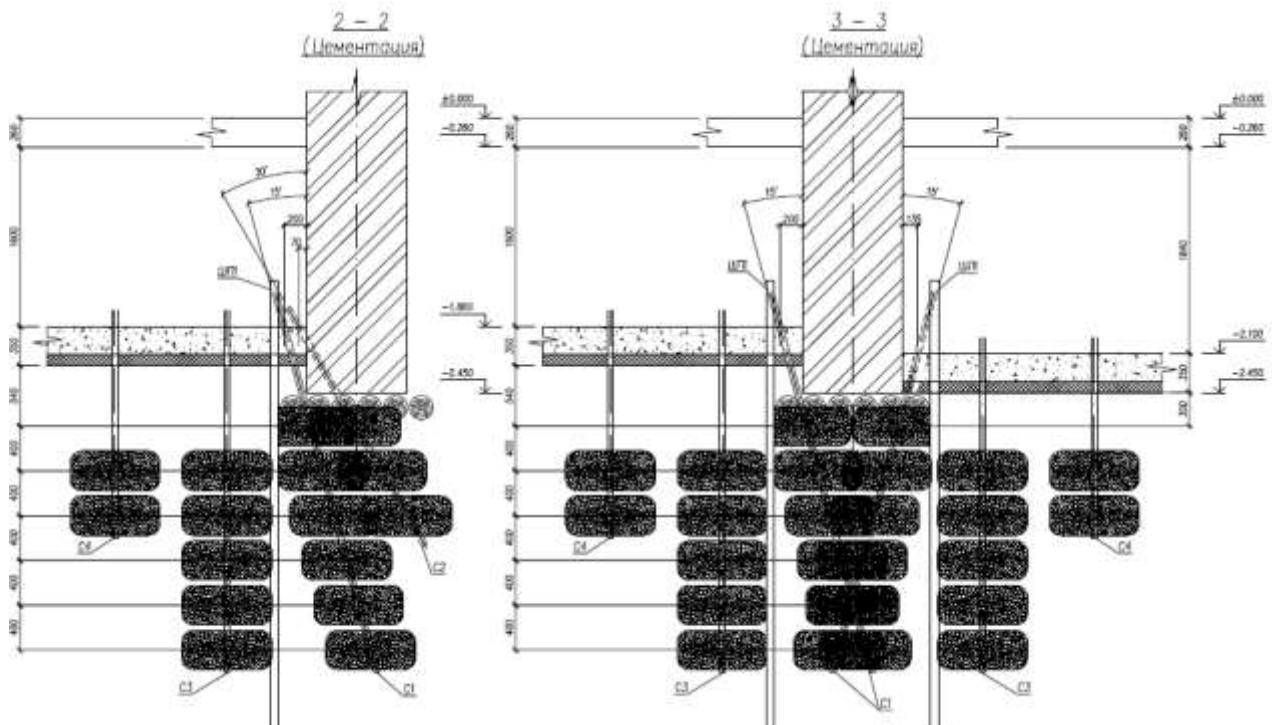


Рис. 3.5. Пример проектного решения поперечного сечения фундаментов реконструируемого здания с цементационным закреплением основания и зоны вокруг шпунтового ограждения.

Цементационное закрепление основания отражается в проектом решении (рис. 3.5), для создания необходимых свойств основания. В представленном примере закрепление основания выполняется и вдоль шпунтовой стенки, обеспечивая её устойчивость.

Следует подчеркнуть, что представленный пример проектного решения связан с понижением пола существующего подвала и, следовательно, с необходимостью понижения уровня грунтовых вод в период производства работ. В целях избежания водоотлива и негативных факторов, сопутствующих данному процессу, проектом предусмотрено создание противофильтрационного экрана под всем днищем подвала. Выполнение такого вида работ обеспечит необходимую выемку грунта и устройство нового пола подвала в сухом котловане. В целях создания полностью водонепроницаемой грунтовой завесы (цементационное закрепление не гарантирует таких условий), проектом предусматривается устройство дополнительного упрочнения в виде смолоинъекционного (полиуретановая композиция) закрепление днища котлована (рис. 3.6.).

Смолоинъекционное упрочнение грунтов основания.

1. На втором этапе упрочнение грунтов основания выполняется методом смолоинъекции специальными полиуретановыми тугопластичными смолами типа МС-2700.
2. Бурение смолоинъекционных скважин $\varnothing 40$ мм с поверхности пола выполняется с помощью станков кернового бурения.
3. Нагнетание двухкомпонентной тугопластичной полиуретановой смолы МС-2700 выполняется с помощью пневматического насоса под давлением 4.5...5.5 атм.
Для выполнения данного вида работ и обеспечения качества смолоинъекции указанной в проекте зоны закрепления должны использоваться забивные неизвлекаемые перфорированные инъекторы.
4. Смолоинъекция в скважины производится за 1 этап. Схватывание нагнетаемой в скважины и распространившейся в грунте смолы МС-2700 происходит через 30–45 секунд.
5. Расход смолы МС-2700 принят ~ 20 л на 1 м скважины. Окончательный расход смолы МС-2700 должен быть установлен на основе опытных закачек и согласован с Заказчиком.

Рис. 3.6. Пример перечня основных технологических операций, которые отражаются на первом листе проекта при смолоинъекционном (полиуретановая композиция) закреплении днища котлована.

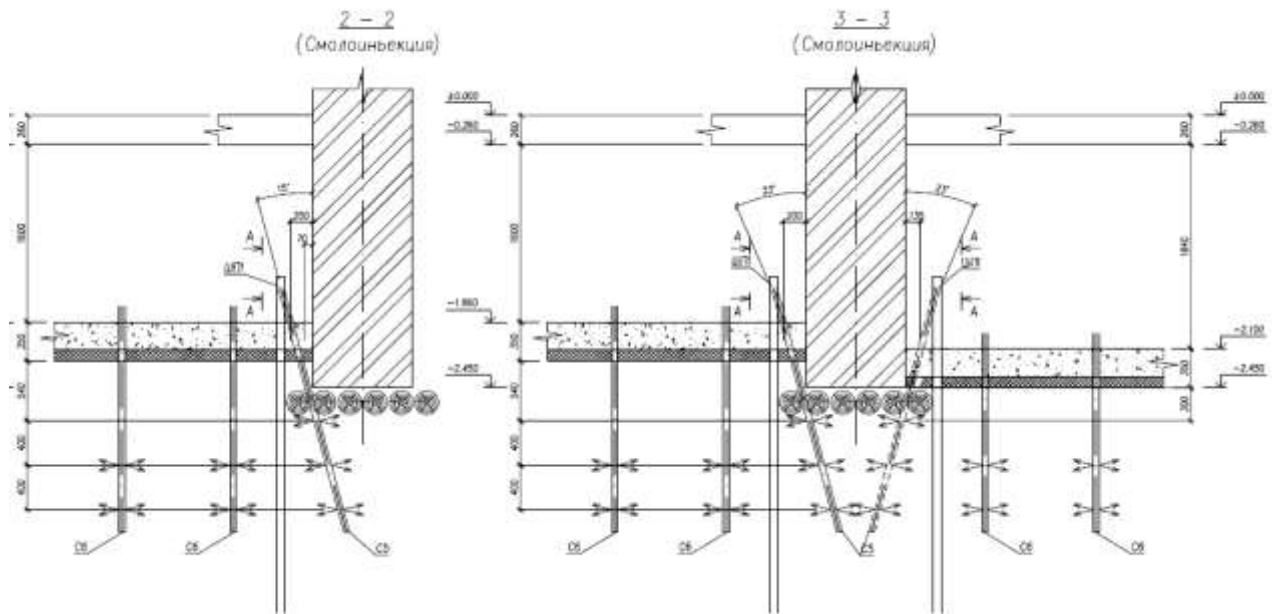


Рис. 3.7. Пример проектного решения поперечного сечения фундаментов реконструируемого здания с смолинъекционным (полиуретановая композиция) закреплением днища котлована (создание противofильтрационного экрана).

Проведение запланированного комплекса мероприятий по усилению грунтового основания, требует применение специальной малогабаритной строительной техники (см. фото на рис. 3.8.). Применяемые буровые станки должны не только проходить через существующие проёмы здания, но и выполнять свои функции в стеснённых подвальных помещениях. В ряде случаев, когда габариты подвала не позволяют использовать имеющуюся строительную технику, используют ручные буровые установки или выполняют работы из помещений первого этажа.

Каждое решение по усилению основания принимается индивидуально с учётом особенностей здания, грунтовых условий и проектируемых задач по реконструкции.





Рис. 3.8. Фотографии малогабаритной строительной техники, используемой при усилении оснований реконструируемых зданий.

Выполнение работ по усилению грунтового основания под фундаментами существующих зданий является технически сложной задачей и потому должно выполняться специализированной организацией, имеющей соответствующие лицензии.

3.2 Конструктивное усиление оснований

Необходимость конструктивного усиления основания определяется расчётным обоснованием (§ 2.2...2.4.) и чаще всего выполняется в виде устройство буроинъекционных свай усиления (используются различные технологии) или конструктивной шпунтовой стенки.

Устройство буроинъекционных свай усиления обычно вызвано необходимостью дополнительного нагружения основания (возведение этажа или мансарды).

В случае же понижении отметки пола существующего подвала, для создания условий, обеспечивающих устойчивое состояние фундаментов, необходимо устройство конструктивного шпунтового ограждения (см. § 2.3).

3.2.1 Шпунтовая стенка

Шпунтовое ограждение (стенка), как конструктивная мера по усилению основания, устраивается из подвала по внутреннему периметру всех несущих стен (фундаментов) для заглубляемых помещений реконструируемого здания.

Погружение шпунта осуществляется обычно вдавливанием отдельных металлических элементов (швеллер, двутавр), которые по мере необходимости, стыкуются сваркой.

В проектном решении подобного усиления должны быть рассмотрены все аспекты данного мероприятия (рис. 3.9, 3.10), при этом длина шпунта определяется расчётом по его устойчивости (§ 2.3).

Устройство шпунтового ограждения.

1. Конструкция шпунта с распорной системой рассчитана на горизонтальное давление грунта после откопки котлована. Максимальный момент в шпунте 1.9 тм на 1 пм.
2. Шпунт погружается до проектной отметки с помощью вдавливания или вибропогружения. При использовании вдавливающего способа в проекте производства работ (ППР) необходимо разработать конструкцию распределительной упорной системы для домкрата. Во всех случаях погружение шпунта происходит до разборки перекрытий первого этажа. Наличие перекрытий увеличивает жесткость нижнего уровня стен и позволит наиболее безопасно выполнить работы по заглублению подвала.
3. Шпунт погружается секциями длиной 1 м. Секции стыкуются между собой на сварке встык и с помощью накладок.
4. Для устройства шпунтового ограждения в плане в проектном положении рекомендуется погружение шпунта выполнять с использованием форшахты. Конструкция форшахты разрабатывается в ППР.
5. После устройства шпунтового ограждения производятся работы по иньектированию грунтов основания. Для выполнения буровых скважин в шпунте необходимо по месту выполнять отверстия. Отверстия выполняются в ребре швеллера между полками.

Рис. 3.9. Пример перечня основных технологических операций, которые отражаются на первом листе проекта при устройстве шпунтового ограждения.

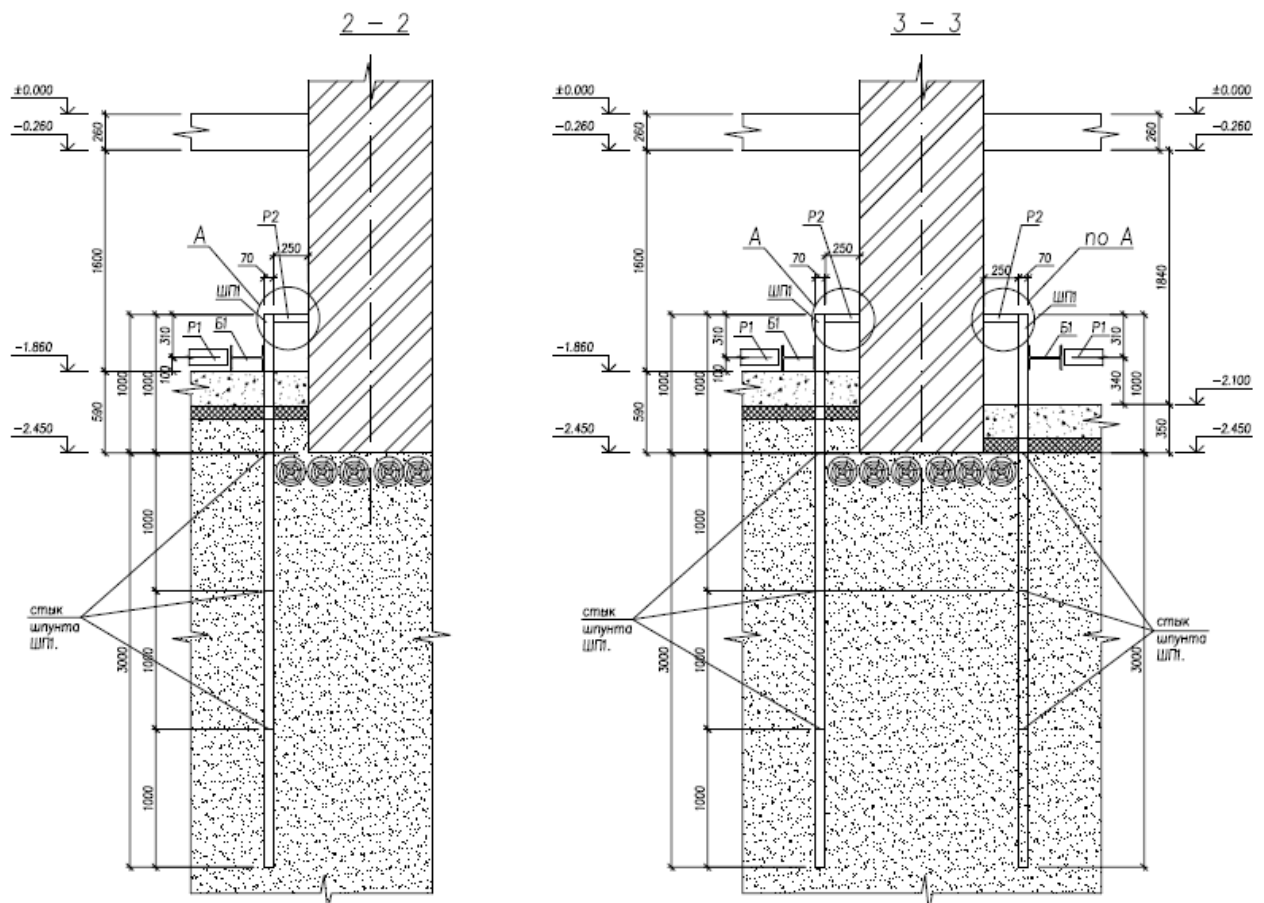


Рис. 3.10. Пример проектного решения поперечного сечения фундаментов под наружную и внутреннюю стену реконструируемого здания, с устройством конструктивного шпунтового ограждения при планируемом углублении подвала.

Следует подчеркнуть, что решение по конструктивному шпунтовому ограждению должно сопровождаться устройством его надёжного крепления (распорки, анкера), а также возможностью выполнения данного вида работ в стеснённых условиях реконструируемого подвала. Часто данные решения сопровождаются последующими работами по закреплению грунтового основания.

3.2.2 Выштампованные микро сваи

Одним из мероприятий конструктивного усиления грунтового основания под существующими фундаментами является устройство свай. В последнее время достаточно широкое распространение получают микро сваи усиления, изготавливаемые методом виброштампования.

Выштампованные микро сваи обычно изготавливаются в следующем порядке:

1. Пневмопробойником, в водонасыщенном глинистом основании, под подошвой существующих фундаментов, пробиваются скважины глубиной до 2,0 м и диаметром 135 ... 200 мм.
2. После извлечения пневмопробойника скважины засыпаются смесью щебня перемешанного с цементом в соотношении 4:1. Сквозь выполненную засыпку скважины пробиваются пневмопробойником заново.
3. Данная операция повторяется 5...10 раз в зависимости от состояния плотности окружающего глинистого грунта.

Выштампованные цементно-щебёночные микро сваи выполняются обычно с двух сторон подошвы существующих ленточных фундаментов. Угол наклона свай составляет от 20° до 45° к вертикали.

Определив расчётом необходимое количество данных свай, а также их шаг (§ 2.4), можно получить проектное решение (рис. 3.11), которое позволяет существенно повысить несущую способность грунтового основания и, таким образом, приспособить основание к восприятию дополнительных нагрузок от реконструкции здания.

При выполнении подобного вида работ большое значение имеет качество их изготовления, которое должно в полной мере соответствовать проектному решению. Контроль качества изготовления свай может осуществляться как прямым способом – бурением тела свай и отбором кернов с последующим испытанием в лаборатории, так и косвенными методами. К таким методам следует отнести – метод динамического зондирования грунта около свайного пространства (рис. 3.12.). В результате представляется возможность определить степень уплотнения грунта около ствола свай (§ 2.1.2).

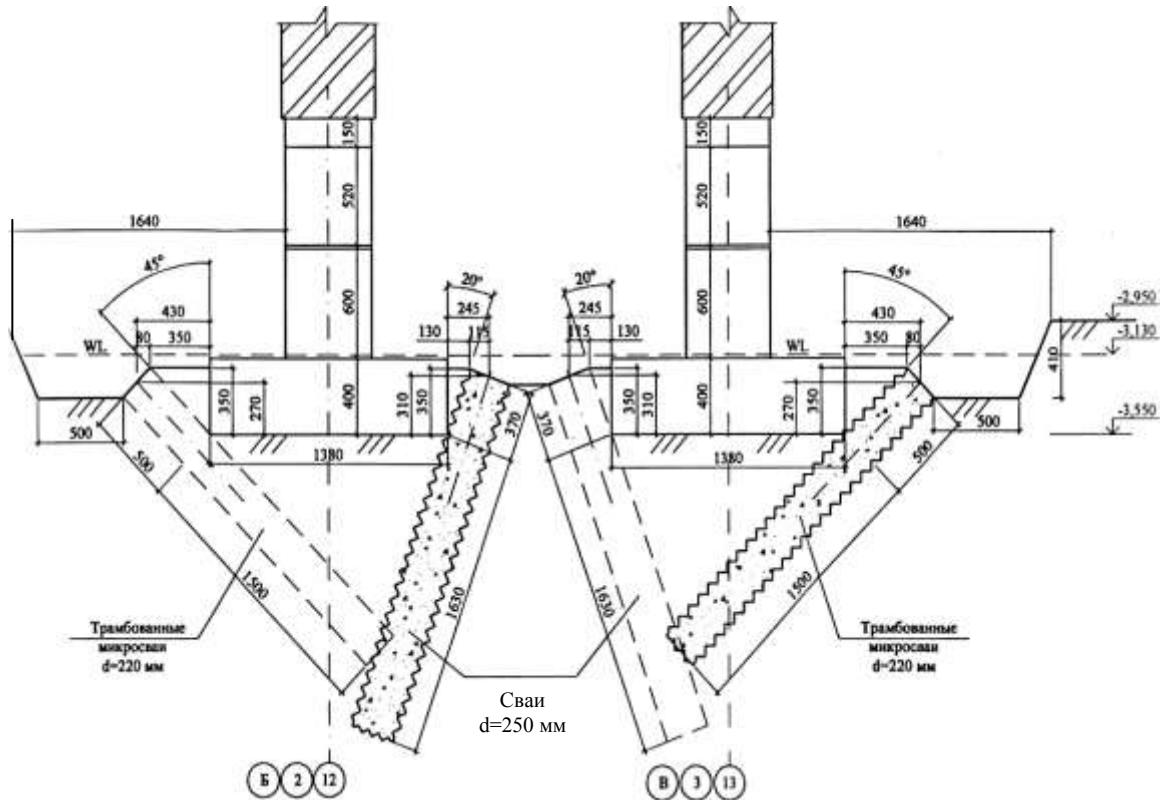


Рис. 3.11. Пример проектного решения по устройству выштампованных микро свай усиления основания под внутреннюю стену реконструируемого здания.



Рис. 3.12. Фотографии проведения качества изготовления микро свай усиления основания, с использованием метода динамического зондирования и прямого метода измерения головы частично откопанной сваи.

Следует подчеркнуть, что результаты контроля качества изготовления свай, а также их испытания статическим нагружением, позволяют вносить

оперативные изменения в разработанные проектные решения и, таким образом, осуществить реализацию метода интерактивного проектирования, отвечающего современным техническим требованиям геотехники.

Глава 4. Опыт использования усиления оснований и восстановления гидроизоляции подвалов на отдельных сооружениях.

В данной главе приведены примеры отдельных проектных решений, связанных с реконструкцией подвальных помещений зданий. Все представленные объекты являются сооружениями Санкт-Петербурга и рассматриваются автором с точки зрения их экспертной оценки с соответствующими замечаниями, комментариями и выводами.

При разработке проектных решений по реконструкции зданий большое значение имеет степень изученности исходных материалов (знание инженерно-геологических условий, состояние существующих фундаментов и основных несущих конструкций, гидроизоляции и т. д.). Поэтому, представленные ниже материалы проектов, рассматриваются в следующей структурной последовательности:

- Перечень исходных документов.
- Анализ инженерно-геологических условий площадки строительства.
- Проектные конструктивные решения по реконструируемому объекту.
- Основные замечания, дополнения.
- Выводы, рекомендации.

4.1. Углубление подвала здания с восстановлением гидроизоляции

В данном случае приведён пример возможности использования разработанного проектного решения устройства углубления подвала с выполнением гидроизоляции пола, стен, с учетом инженерно-геологических изысканий участка и материалов обследования оснований и фундаментов здания.

Выполнение проектных работ было основано на изучении следующих исходных материалов:

1. Техническое заключение по результатам обследования квартиры № 2 и нежилого помещения 1-Н (подвал) в доме.
2. Заключение по результатам обследования состояния фундаментов, грунтов основания части подвалов здания.
3. Рабочий проект. Углубление и гидроизоляция помещений подвала, с учётом усиления фундаментов здания».
4. Проект. Перепланировка и переустройство квартиры № 2 дома для перевода в нежилой фонд с объединением с помещением № 1-Н (подвал) под кафе и магазин кулинарии.

Инженерно-геологические условия

Площадка расположена в Адмиралтейском районе, Санкт - Петербурга. Абсолютные отметки поверхности земли по данным высотной привязки устьев скважин составляют 3,40...4,10 м.

Характер напластования грунтов площадки представлен 2-мя архивными скважинами № 237 и 458, выполненные трестом ГРИИ в марте 1962 года (скв. 237) и в декабре 2007 года (скв. 458), а также материалами динамического зондирования оснований под подошвой фундаментов.

В геологическом строении площадки на глубину бурения 35,0 м принимают участие насыпные грунты (tIV), озерно-морские (mlIV), озерно-ледниковые (lgIII), водно-ледниковые (glII ms), ледниковые (gII ms) и протерозойскими (V kt2) отложения.

Насыпные грунты (tIV) мощностью 1,9 м представлены супесями и песками со шлаком, обломками кирпичей, древесины с осколками стекла, древесными отходами, примесью органических веществ (ИГЭ-1). Абсолютные отметки подошвы слоя 1,50- 2,10м.

Озерно-морские отложения (ml IV) мощностью 3,7 м представлены супесями и песками пылеватыми (ИГЭ 2, 3). Супеси (ИГЭ-2) мощностью 0,7 м в виде прослоев в песках залегают непосредственно под насыпными грунтами. Супеси песчанистые, серого цвета, с прослоями песка, с растительными остатками, пластичные. Пески (ИГЭ 3) мощностью 3,0-3,7 м повсеместно, либо под супесями, либо непосредственно под насыпными грунтами. Пески средней плотности, серые, с растительными остатками и прослоями супеси, насыщенные водой. Глубина залегания подошвы озерно-морских отложений 5,60-5,70м. (абс. отметки минус 2,20 м – минус 1,60 м).

Озерно-ледниковые отложения (lgIIIb), мощностью 3,2 м представлены суглинками пылеватыми, ленточными и слоистыми. Суглинки от серого до коричневого цвета, от мягкопластичной до текучепластичной консистенции (ИГЭ 4). В толще суглинков встречаются линзы песка. Глубина залегания подошвы озерно-ледниковые отложения 8,0-8,9 м, (абс. отметки минус 4,60 м – минус 4,80 м).

Водно-ледниковые отложения (lgII ms) мощностью 7,3 м представлены суглинками легкими, пылеватыми серыми, с редким гравием, мягкопластичной консистенции (ИГЭ 5). Глубина залегания подошвы водно-ледниковых отложений 16,2 м (абс. отметка минус 12,1 м).

Ледниковые отложения (gII ms) мощностью 8,7 м представлены супесями пылеватыми, серовато-коричневыми, с гравием, галькой, валунами, с прослоями песка, твердой консистенции (ИГЭ 6). Глубина залегания подошвы водно-ледниковых отложений 24,9 м (абс. отметка минус 20,8 м).

Протерозойские отложения (V kt2) вскрытой мощностью 10,1 м представлены глинами пылеватыми, серовато-зелеными, твердой консистенции (ИГЭ 7), в верхней части в пределах 1,6 м дислоцированные ниже. Глубина залегания подошвы отложений, скрытой скважиной 35,0 м (абс. отметка минус 30,9 м).

Вскрытая глубина залегания уровня грунтовых вод 2,00-2,70 м (абс. отм. 1,40...1,60 м), что на 0,5...0,7 м ниже отметки существующего пола подвала.

Таким образом, площадка реконструируемого здания характеризуется залеганием непосредственно под техногенными отложениями (мощностью 1,9 м) достаточной толщи (мощность 3,0-3,7 м) относительно прочных песчаных (пески пылеватые, средней плотности) озерно-морских отложений (модуль деформации 18 МПа). Песчаная толща является несущим слоем основания ($E_0 = 18$ МПа, $\varphi = 27^\circ$, $C = 2$ КПа.) фундаментов и распределительной подушкой передачи давления от здания на ниже лежащие отложения.

Конструктивное решение

Обследуемый дом представляет собой пяти этажное строение с продольными несущими кирпичными стенами. Здание постройки 1861 г., расположено в зоне исторической застройки Санкт-Петербурга.

Фундаменты жилого дома ленточные бутовые из известняка на известково - песчаном растворе. Глубина заложения подошвы фундаментов от существующего бетонного пола подвала составляет 1,4 м. Ширина подошвы фундаментов по материалам изысканий {1, 2}¹ составляет 0,8...1,0 м.

Высота подвальных помещений на момент обследования составляет 1,9...2,1 м.

Проектом предусмотрено заглубление конструкции пола подвала на 650 мм ($\pm 0,000$) ниже существующего пола. В этом случае высота помещений подвала становится 2,65 м, а расстояние от конструкции нового пола подвала до подошвы существующих фундаментов составит 0,75 м. Одновременно с углублением подвала производится перепланировка помещений первого этажа {4} с устройством внутренней лестницы в подвальное помещение.

При производстве дноуглубительных работ помещений подвала производится:

1. Инъектирование тела бутовых фундаментов и контактной зоны «фундамент-грунт», с использованием цементного раствора.
2. По захваткам выполняется разборка существующего пола и углубление подвала до отн. отм. – 0,380м. Выполняется подготовка по «Дарниту» из щебня и тощего бетона (Б-7,5), укладывается гидроизоляция из бентонитовых матов и заливается монолитная железобетонная плита (В25, W8) пола, толщиной 200 мм.
3. Устаиваются монолитные железобетонные приливы к стенам подвала, толщиной 150 мм.
4. На стены подвала укладывается saniрующая штукатурка.

Армирование ж/б плиты пола подвала определено с учётом возможного гидростатического давления от действия повышенного уровня грунтовых вод.

¹ Здесь и далее в фигурных стрелках обозначены номера соответствующих исходных документов, отдельно по каждому объекту.

Проектом предусмотрен мониторинг за осадками и состоянием основных несущих конструкций здания на период производства работ и эксплуатации здания.

Основные замечания

По представленным материалам рабочего проекта были отмечены следующие замечания:

1. В материалах обследования {2} не представлена информация по шурфу № 4.
2. По результатам обследования не дана категория здания в соответствии с требованиями ТСН 50-302-2004 и не определены допустимые дополнительные деформации.
3. Понижение пола подвала – изменяет расчётную схему работы нагруженного фундамента, необходима проверка фундамента и основания по устойчивости (расчёт по I предельному состоянию).
4. На плане инъекционных шпуров не обозначены их углы наклона (14° и 16°).
5. Не установлен размер захваток при производстве работ по углублению подвала и бетонированию ж/б плиты пола.

Выводы и предложения по проекту

1. Рабочий проект «Углубление и гидроизоляция помещений подвала, с учётом усиления фундаментов здания» а также материалы проекта {4} по устройству внутренней лестницы в подвальное помещение, с учетом отмеченных замечаний, могут быть приняты к исполнению.
2. Следует в обязательном порядке, обеспечить сопровождающий геотехнический активный мониторинг реконструкции здания в соответствии с требованиями региональных нормативных документов и, на основании полученных при наблюдении данных, вводить коррективы в проект, которые обеспечат безопасность, как самих работ, так и эксплуатацию существующего здания.

Таким образом, представленный проект реконструкции может быть реализован только после исправления отмеченных замечаний, т.е. некоторой доработки, которая обычно осуществляется в довольно сжатые сроки, поскольку непосредственно затрагивает интересы проектировщика.

Следует также отметить, что предложенная к рассмотрению реконструкция подвальных помещений здания достаточно проста и не вызывает значительных конструктивных изменений, дополнительных осадков. Поэтому проводимые работы связаны лишь с восстановлением гидроизоляции, сплошности выветрелых бутовых фундаментов и плотности слоя грунта непосредственно под подошвой.

4.2. Конструктивное изменение работы основания при углублении подвала.

В данном случае приведён пример возможности использования разработанного проектного решения устройства заглубления существующего подвала, с учетом фактических нагрузок и инженерно-геологических изысканий участка.

Выполнение проектных работ было основано на изучении следующих исходных материалов:

1. Проект заглубления и перепланировки помещения под магазин промышленных товаров.
2. Проект заглубления и перепланировки помещения под магазин промышленных товаров. Раздел. Техническое заключение по результатам инженерного обследования строительных конструкций помещения.
3. Проект заглубления и перепланировки помещения под магазин промышленных товаров. Раздел. Архитектурно-строительные решения.

Инженерно-геологические условия

Инженерно-геологические условия площадки реконструированного здания, определены по материалам обследования и архивных материалов ГРИИ (представлены в виде таблицы нормативных и расчётных характеристик грунтов):

ИГЭ № 1 – техногенные отложения в виде суглинка тугопластичного с дресвой и щебнем карбонатных пород (насыпной слой, неравномерно уплотнён), мощностью до глубины – 2,00 м.

ИГЭ № 2 – ледниковые отложения в виде суглинка пылеватого, тугопластичного с содержанием гравия, гальки и валунов до 35% с $E_0 = 32$ мПа, $\varphi = 24^\circ$, $C = 39$ кПа, $\gamma = 22,1$ кН/м³.

Грунтовые воды на период производства изыскательских работ (декабрь 2008 г.) не зафиксированы.

Конструктивное решение

Здание 1960 г. постройки, имеет 7 этажей. Капитальный ремонт здания не производился. Толщина кирпичных стен жилого дома составляет 0,7 м. Подвальные помещения ограничены наружными и внутренними капитальными стенами. Высота помещения подвала составляет 2,36 м, общая площадь 48,9 м². За отметку $\pm 0,000$ принята отметка поверхности грунта возле отсечки. В целях увеличения рабочей высоты подвала, проектом предусмотрено заглубление пола подвала на 20 см.

Увеличение высоты подвала вызовет изменение глубины заложения подошвы существующих фундаментов от отметки пола подвала. В результате произойдут изменения в расчётной схеме существующего фундамента, как по наружной оси А, так и по внутренней оси Б.

Для обоснования надёжности принятого проектного решения по углублению подвала, дополнительно выполнены расчёты основания и фундаментов (сеч. 1-1) на существующие нормативные нагрузки (предварительные) по обрезу фундаментов внутренней стены (ось Б) в 554 кН. Проверочные расчёты оснований и фундаментов выполнены по двум предельным состояниям с использованием программного комплекса «NL, BRNL», разработанного автором (www.buildcalc.ru). Рассмотрены существующие расчётные условия – до реконструкции подвала и после углубления подвала на 20 см (рис. 4.1., 4.2.).

По результатам выполненного расчёта очевидно, что проектное решение по углублению подвала не вызовет негативных последствий для существующего здания и потому вполне возможно.

Основные замечания

По представленным материалам рабочего проекта отмечены следующие замечания:

1. В состав конструкции пола подвала входит слой пенополистирола толщиной 50 мм, что можно считать излишним в данных обстоятельствах, поскольку температурный градиент между основанием и помещением подвала незначителен.
2. При устройстве входа в подвал с фасадной стороны здания, должны быть разработаны противопучинистые мероприятия, обеспечивающие устойчивое положение проектируемых подпорных стен.
3. Применяемые в проекте уголки 150 x 10 в виде перемычки над устраиваемым проёмом должны быть стянуты металлическими шпильками \varnothing 18...20 мм с шагом 200 мм.
4. Не представлена спецификация на металлические дюбеля L=250 мм для крепления стоек проёма к стене.

Выводы

1. Проект заглубления и перепланировки помещения под магазин промышленных товаров, с учетом отмеченных замечаний, может быть принят к исполнению.
2. Следует обеспечить сопровождающий геотехнический активный мониторинг реконструкции в соответствии с требованиями региональных нормативных документов и, на основании полученных при наблюдении данных, вводить коррективы в проект, которые обеспечат безопасность, как самих работ, так и эксплуатацию существующего здания.

Таким образом, представленный проект реконструкции может быть реализован только после исправления отмеченных замечаний, т.е. некоторой доработки, которая обычно осуществляется в довольно сжатые сроки, поскольку непосредственно затрагивает интересы проектировщика.

Ниже, на рис. 4.1. и 4.2. в качестве примера приведены результаты проверочных расчётов для наиболее нагруженного ленточного фундамента по

внутренней оси Б (сеч.1-1), до и после углубления подвала (изменения расчётной схемы).

Расчет фундамента по двум предельным состояниям
Работу выполнил: Д.т.н., проф. Алексеев С.И.
(адрес объекта)

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	2	17	18	17	20	2	3	5000	0,3	Слабый	1,1	1,1	1,1
2	5	21,2	22,1	21	24	26	39	32000	0,3	Плотный	1,2	1,1	1,1

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	1-1
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Внутренняя
Жесткость фундамента	2,12
Высота фундамента	2,2 м
Глубина заложения фундамента	2,2 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	1,25 м
Толщина конструкции пола подвала	0,1 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	22 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	0,98 м

Нагрузки

N, кН	Q _B , кН	M _B , кН·м	Q _L , кН	M _L , кН·м
554	0	0	0	0

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
1,80	498,57	345,18	345,18	928,47	2,79	2,42

Рис. 4.1. Результаты расчёта для существующего фундамента в сечении 1-1 до углубления подвала.

Расчет фундамента по двум предельным состояниям
 Работу выполнил: Д.т.н., проф. Алексеев С.И.
 (адрес объекта) (углубление подвала на 20 см)

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	2	17	18	17	20	2	3	5000	0,3	Слабый	1,1	1,1	1,1
2	5	21,2	22,1	21	24	26	39	32000	0,3	Плотный	1,2	1,1	1,1

Данные по Фундаменту

Номер фундамента, сечения	1-1
Тип фундамента	Ленточный
Тип стены	Внутренняя
Жесткость фундамента	2,12
Высота фундамента	2,2 м
Глубина заложения фундамента	2,2 м
Расстояние от уровня планировки до пола подвала	1,45 м
Толщина конструкции пола подвала	0,1 м
Расчетное значение удельного веса конструкции подвала	22 кН/м ³
Приведенная глубина заложения фундамента	0,78 м

Нагрузки

N, кН	Q _B , кН	M _B , кН·м	Q _L , кН	M _L , кН·м
554	0	0	0	0

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
1,80	494,16	345,18	345,18	867,02	2,79	2,26

Рис. 4.2. Результаты расчёта для существующего фундамента в сечении 1-1 после проектного углубления подвала на 20 см, удовлетворяют требованиям условий I (K_n) и II (S) предельным состояниям.

Углубление подвала на 20 см приведёт к изменению расчётной схемы работы существующего фундамента (рис. 4.1.; 4.2.). Однако в этом случае, как

показывают приведённые расчёты, изменение произойдут только для величины предельного сопротивления основания $R_{пр}$, уменьшение величины которой с 928,47 кПа до 867,02 кПа изменят коэффициент надёжности принятого решения с 2,42 до 2,26, что вполне приемлемо и может считаться вполне допустимым решением, обладающим достаточной степенью надёжности.

4.3. Использование шпунтовой стенки – как способ усиления основания

В данном случае приведён пример возможности использования разработанного проектного решения устройства углубления части подвала здания (помещения 5-Н) с выполнением приямка, конструктивной шпунтовой стенки, гидроизоляции пола, стен. Работы запроектированы с учетом инженерно-геологических изысканий участка и материалов обследования оснований и фундаментов здания.

Выполнение проектных работ было основано на изучении следующих исходных материалов:

1. Заключение по результатам обследования технического состояния подвального помещения 5-Н, литер «А» в здании.
2. Проект. Перепланировка помещения 5-Н с устройством входа и приямка.
3. Рабочий проект. Перепланировка помещения 5-Н с устройством входа и приямка для магазина промтоваров. Углубление и гидроизоляция.

Инженерно-геологические условия

Площадка расположена в Московском районе Санкт-Петербурга. Абсолютные отметки поверхности окружающей территории изменяются в пределах 6,4...6,6 м (БС).

Инженерно-геологические условия участка составлены на основании архивных материалов отдела инженерной геологии треста ГРИИ.

В геологическом строении площадки на глубину бурения 30,0 м принимают участие насыпные грунты (tIV), озерно-ледниковые (lgIII) и ледниковые (gII ms) отложения.

Насыпные грунты (tIV) мощностью до 4,2 м представлены супесями и песками с гравием, галькой с обломками кирпича, примесью органических веществ. Абсолютные отметки подошвы слоя 2,2 м.

Озерно-ледниковые (lg III) мощностью до 6,6 м представлены:

Суглинками мягкопластичными, слоистыми, пылеватыми с прослойками песка мощностью до 5 см, мощностью отложений 1,6 м.

Суглинками мягкопластичными, пылеватыми, ленточными, с прослойками песка мощностью до 1-3 см, мощностью отложений 2,0 м.

Суглинками мягкопластичными, пылеватыми, ленточными, мощностью отложений 1,5 м.

Суглинками мягкопластичными, пылеватыми, ленточными, тиксотропными, с прослойками песка.

Ледниковые (gII ms) отложения представлены:

Суглинки тугопластичные, серые с гравием и галькой, с гнёздами и линзами песка, мощностью отложений 7,0 м.

Вскрытая глубина залегания уровня грунтовых вод 1,94-1,92 м относительно уровня существующей планировки со стороны улицы.

По результатам выполненных шурфов – грунтом основания ленточных фундаментов обследуемого здания является песчаная подушка мощностью 0,5 - 0,8 м из мелкого песка со следующими принятыми характеристиками: $E_0 = 28$ мПа, $\varphi = 33^\circ$, $C = 2$ кПа, подстилаемая суглинками мягкопластичными, пылеватыми, ленточными, тиксотропными, с прослоями песка.

Конструктивное решение

Дом, в котором производится реконструкция подвала, представляет собой пяти этажное строение с продольными несущими кирпичными стенами. Здание постройки 60^х г. прошлого века, расположено в Московском районе Санкт-Петербурга.

Фундаменты жилого дома ленточные сборные железобетонные. Глубина заложения подошвы фундаментов от существующего бетонного пола подвала составляет 0,78 м, от планировочной отметки – 1,94 м. Ширина подошвы фундаментов – сборных ж/б подушек, по материалам изысканий {1} составляет 1,18 м.

Высота подвальных помещений на момент обследования составляет 2,1...2,2 м. Общая площадь подвальных помещений, подлежащих реконструкции – 107,9м². За относительную отметку $\pm 0,000$ (в материалах обследования) принята отметка чистого пола существующего подвала.

В материалах проекта относительная отметка $\pm 0,000$ соответствует отметки чистого пола подвала после реконструкции.

Проектом предусмотрено заглубление конструкции пола подвала на 450 мм ниже существующего пола, при этом высота помещений подвала становится 2,60 м. Одновременно с углублением подвала выполняется устройство отдельного входного приямка в подвал.

При производстве дноуглубительных работ помещений подвала был предусмотрен следующий комплекс работ:

1. Устройство деревянного шпунтового ограждения вдоль ленточных фундаментов по периметру помещений подвала. Используется доска 50x100 мм, длиной 2,0 м.
2. Инъектирование тела бутовых фундаментов и контактной зоны «фундамент-грунт», с использованием цементного раствора.
3. По захваткам выполняется разборка существующего пола и углубление подвала до отн. отм. – 0,320. Выполняется щебёночная подготовка по уплотнённому грунту и подбетонка из тощего бетона (Б-7,5), устраивается монолитная железобетонная плита (В20, W8) пола, толщиной 150 мм. Выполняется полимерцементная гидроизоляция и цементно-песчаная стяжка толщиной 30 мм. Перед откопкой котлована предусматривается крепление конструктивного шпунта распорками.

4. Производится расширение дверных проёмов с устройством металлических перемычек.
5. Выполняется обмазочная гидроизоляция по вертикальным фундаментным стенам и saniрующая штукатурка по кирпичным стенам подвала.

Армирование ж/б плиты пола полвала определено с учётом возможного гидростатического давления от действия повышенного уровня грунтовых вод.

Следует подчеркнуть, что в данном проектном решении необходим расчёт устойчивости конструктивной шпунтовой стенки, которая предназначена, в том числе, и для предотвращения развития возможных осадок фундамента в период производства работ и эксплуатации в новых условиях.

Такой расчёт (www.buildcalc.ru «Геотехническое обоснование мансардных надстроек и углублений подвалов существующих зданий п. 5.4 «Шпунтовая стенка как способ усиления оснований») был выполнен в mathcad (см. приложение 3). Расчёт выполнялся для следующих условий:

1. Определение длины шпунтовой стенки, обеспечивающей устойчивое (отсутствие подвижек) положение, при откопке рабочего котлована на глубину $H=0,42$ м ниже распорного крепления шпунта.

По результатам расчёта минимально необходимая расчётная длина шпунтовой стенки (см. приложение 3) составила 2,2 м, что не соответствует принятому проектному решению (2,0 м), следовательно, требуется конструктивное изменение по проектируемому шпунту.

Таким образом, чёткое выполнение всех решений проекта, с учётом внесённых изменений, (металлический не извлекаемый конструктивный шпунт длиной 2,2 м, закрепление основания, распорки) позволят решить поставленные вопросы по углублению подвала здания с достаточной степенью надёжности.

Проектом также предусмотрен мониторинг за осадками и состоянием основных несущих конструкций здания на период производства работ.

Основные замечания

По представленным материалам рабочего проекта были отмечены следующие основные замечания:

1. Характеристики несущего слоя – песчаной подушки не определялись испытаниями, а взяты по таблицам СНиП.
2. Не представлена информация по устройству распорного крепления шпунта (отметка установки, узлы крепления).
3. В проекте отсутствует привязка к абсолютным отметкам.
4. При сборе нагрузок, временная полезная нагрузка на перекрытия для жилых помещений, согласно п. 3,9а (СНиП 2.01.07-85*), должна определяться как:

$$150 \times \psi_{n1} = 150 \times 0,67 = 100 \text{ кг/м}^2$$

5. В соответствии с СП 50-101-2004 п. 5.23, нормативное значение снеговой нагрузки для III снегового района (С-Петербург) (таб. 4 СНиП 2.01.07-85*) составит:

$$180 \times 0,7 = 126 \text{ кг/м}^2$$

6. В результате полная нормативная нагрузка на основание для фундамента по оси «Б» составит: $34593,6 \text{ кг} = 345,9 \text{ т}$
со средним давлением $345,9/1,18 = 293 \text{ кПа}$
7. Для обеспечения устойчивости фундамента (расчёт по I предельному состоянию), необходимо устройство не извлекаемого конструктивного металлического шпунтового ограждения с минимальной длиной 2,2 м по всему периметру подвальных стен.
8. Для обеспечения устойчивости ограждающих стен существующего входного приямка необходимо предусмотреть противопучинистые мероприятия (обратная засыпка не пучинистым грунтом, отвод ливневых стоков – организация отмостки).

Выводы

1. Рабочий проект «Перепланировка помещения 5-Н с устройством входа и приямка под магазин промтоваров. Углубление и гидроизоляция», с учетом отмеченных замечаний, может быть принят к исполнению.
2. Считаем необходимым в обязательном порядке, обеспечить сопровождающий геотехнический активный мониторинг реконструкции здания в соответствии с требованиями региональных нормативных документов и, на основании полученных при наблюдении данных, вводить коррективы в проект, которые обеспечат безопасность, как самих работ, так и эксплуатацию существующего здания.
3. Если тенденция развития осадок или измеренная величина абсолютной осадки существующих фундаментов будет свидетельствовать о возможном опасном развитии ситуации, необходимо дополнительно принять срочные меры по стабилизации грунтов основания.

Выводы

1. Решения, связанные с дополнительным нагружением существующих бутовых фундаментов, имеющих фактически значительный износ (многолетний период эксплуатации), должны быть тщательно обоснованы с учётом рассмотрения нескольких последовательных положений:
 - Определение степени прочности и сплошности тела бутовой кладки фундамента.
 - Наличие и состояние деревянных лежней под подошвой фундамента.
 - Определения физико-механических характеристик грунтов основания, расположенных непосредственно под подошвой.
 - Оценки несущей способности оснований (выполнение расчётов по I и II предельным состояниям).

2. При обследовании грунтов оснований программа лабораторных испытаний для получения прочностных свойств грунтов, должна отражать фактическую работу нагруженного основания в конкретной решаемой геотехнической задаче и задаваться проектировщиками в техническом задании на инженерно-геологические изыскания.
3. Свойства грунтов, определённые непосредственно на месте залегания существующих фундаментов, позволяют наиболее обоснованно решать проектные вопросы, связанные с дополнительным нагружением основания или углублением подвалов.
4. Испытание песчаных грунтов с использованием динамического зондирования грунтов легким забивным зондом, обеспечивает определение свойств грунтов непосредственно в массиве, под подошвой существующих фундаментов и обладает большей достоверностью по сравнению с отбором проб (нарушенной структуры) и проведением испытаний в лаборатории.
5. Расчёты оснований и фундаментов на стадии обследования и реконструкции зданий, могут выполняться по трём основным программам (BRWOL, BRWL, BRNL), расположенных на сайте www.buildcalc.ru.
6. Проведение реконструкций существующих зданий, обязательно требует оценки несущей способности основания и фундаментов. Такие оценочные расчёты, в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83*, на стадии обследования оснований и фундаментов (без сбора нагрузок (BRWOL)), могут быть выполнены по предлагаемой программе (Проверка несущей способности существующего фундамента при реконструкции (www.buildcalc.ru)).
7. Поверочные расчёты по определению надёжной работы фундамента и основания (с учётом сбора нагрузок (BRWL)), могут быть выполнены по предлагаемой программе (определение размеров и осадки существующего или нового фундамента, работающего в линейной стадии деформирования основания, с учётом нагрузок по его обрезу (www.buildcalc.ru)).
8. Программный комплекс (BRNL) (www.buildcalc.ru) может быть использован как расчётное обоснование при проектировании новых фундаментов (ленточных, столбчатых), так и при проверке несущей способности реконструируемых фундаментов. Основываясь, или на задаваемых размерах ширины подошвы фундамента, или величине осадки (в том числе и в нелинейной стадии деформирования), расчёты могут быть выполнены по предлагаемой программе, в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83* и упругопластической работы основания.
9. Для усиления связного основания микро сваями, рекомендуется, задавшись предварительно размерами свай, из условия их предельного равновесия, определить необходимое количество свай (n) усиления основа-

ния. Расчёты (ф. 2.14) следует проводить в зависимости от требуемой (задаваемой проектировщиком из условий реконструкции) величины силы предельного сопротивления усиленного основания $Nu(ус.)$.

10. Использование представленной инженерной методики расчета конструктивной шпунтовой стенки позволит с любой степенью надежности выбрать необходимые размеры шпунта. Такое решение даёт возможность также безопасно выполнить работы по углублению подвала, обеспечивая надёжное, безосадочное решение для существующих фундаментов.

Литература

1. Алексеев С.И. Автоматизированный метод расчета фундаментов по двум предельным состояниям. СПб., СПбГТУ, 1996, 206 с. <http://www.buildcalc.ru/Books/2009060501>.
2. Алексеев С.И. Геотехническое обоснование мансардных надстроек и углублений подвалов существующих зданий. В кн. «Реконструкция городов и геотехническое строительство», С.-Петербург, №5, 2005, 57 с. Internet: <http://www.buildcalc.ru/Books/2008030701>; www.georec.spb.ru.
3. 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
4. Алексеев С.И., Мирошниченко Р.В. Исследование зон уплотнения грунтового основания вокруг выштампованных микро свай. Межвузовский тематический сборник трудов. СПб., СПб ГАСУ. 2009, 4 с.
5. Бугров А.К., Голубев А.И. Анизотропные грунты и основания сооружений. «Недра», СПб., 1993, 244 с.
6. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М., Высшая школа. 1982.
7. Методические указания по динамическому зондированию легким забивным зондом. (ЛИСИ), Ленинград., 1989, 20 с.
8. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. ТСН 50-302-2004 Санкт-Петербург. СПб., 2004, 58 с.
9. СНиП 2.02.01-83* Проектирование оснований зданий и сооружений. М., 1983.

Приложение 1

**Профессиональный сертификат Российского общества по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению.**



РОССИЙСКАЯ АКАДЕМИЯ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬНЫХ НАУК
РОССИЙСКОЕ ОБЩЕСТВО ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ,
ГЕОТЕХНИКЕ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ



ПРОФЕССИОНАЛЬНЫЙ СЕРТИФИКАТ

Выдан

«22» *апреля* 2008...г.

№ 162

Действителен до

«22» *апреля* 2012...г.

Алексеев Сергей Игоревич,
д.т.н.,

работающий в области ...проектирования...оснований...и фундаментов...научно-техническое...
обсуждения.....

аттестован по специализации:

проектные работы по реконструкции и усилению оснований, фундаментов и конструкций в грунтах...
экспертно-консультационная деятельность, обследование оснований и фундаментов,.....



Президент Российской академии архитектуры и строительных наук
А.П. Кудрявцев

103874, Москва, ул. Б. Дмитровка 24, РААСН
тел.: (495) 629-5054, факс: (495) 650-2526



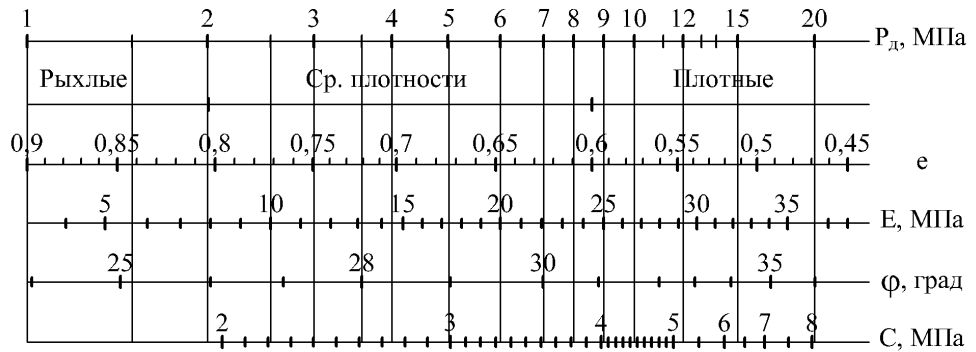
Президент Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению
В.А. Ильичев

109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6, РОМГТАФ
тел.: 8 (499) 747-4176, тел./факс: (495) 170-2767

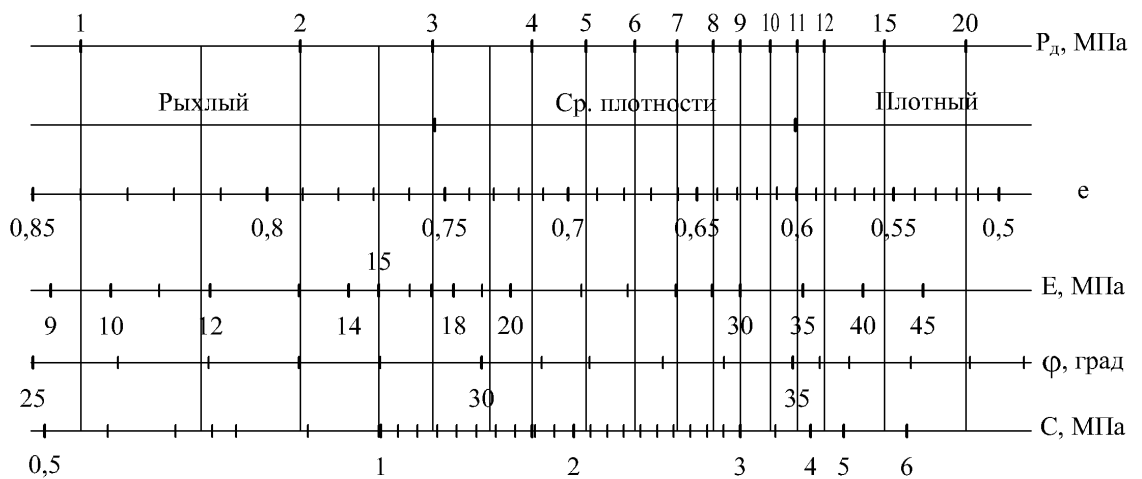
СТРАХОВОЙ ПОЛИС
СЕРИЯ...СЛОМ030...№.....1118893.....

Тарировочные зависимости (номограммы) по определению прочностных и деформационных свойств песчаных грунтов при испытании лёгким забивным зондом на объектах Санкт-Петербурга.

Пески пылеватые, насыщенные водой



Пески мелкие



Пески крупные и средней крупности



Приложение 3.

**Конструктивный расчёт (mathcad) длины шпунтовой стенки при углублении
подвального помещения реконструируемого здания**

Расчет шпунтового ограждения

Наименование объекта (Все обозначения приняты в соответствии со схемой в § 2.3)

Исходные данные:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &:= 293 & \gamma &:= 11 & h_1 &:= 0.48 & \phi &:= 32 & H &:= 0.42 \\ b &:= 1.18 & c &:= 2 & hh &:= 1.2, 1.4 \dots 3.0 \end{aligned}$$

Вычисления

$$\sigma_{z0} := \frac{\sigma_0}{\pi} \cdot \left[\operatorname{atan} \left(\frac{b}{0.05} \right) + b \cdot \frac{0.000125}{0.0025 \cdot (0.0025 + b^2)} \right]$$

$$\sigma_{zp} (hh) := \frac{\sigma_0}{\pi} \cdot \left[\operatorname{atan} \left(\frac{b}{hh - h_1} \right) + b \cdot \frac{(hh - h_1)^3}{(hh - h_1)^2 \cdot [(hh - h_1)^2 + b^2]} \right]$$

$$\sigma_{zq} (hh) := \gamma \cdot (hh - h_1) \quad \sigma_{z\phi} (hh) := \sigma_{zp} (hh) + \sigma_{zq} (hh)$$

$$\sigma_{21} := \sigma_{z0} \cdot \left[\tan \left[\frac{\pi}{180} \cdot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right]^2 - 2 \cdot c \cdot \tan \left[\left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \right]$$

$$\sigma_{22} (hh) := \sigma_{z\phi} (hh) \cdot \left[\tan \left[\left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \right] \right]^2 - 2 \cdot c \cdot \tan \left[\left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \right]$$

$$Ea_1 (hh) := \sigma_{22} (hh) \cdot (hh - h_1) \quad Ea_2 (hh) := (hh - h_1) \cdot \left[\frac{(\sigma_{21} - \sigma_{22} (hh))}{2} \right]$$

$$MEa_1 (hh) := Ea_1 (hh) \cdot \frac{hh + h_1}{2} \quad MEa_2 (hh) := |Ea_2 (hh)| \cdot \frac{(hh + 2h_1)}{3}$$

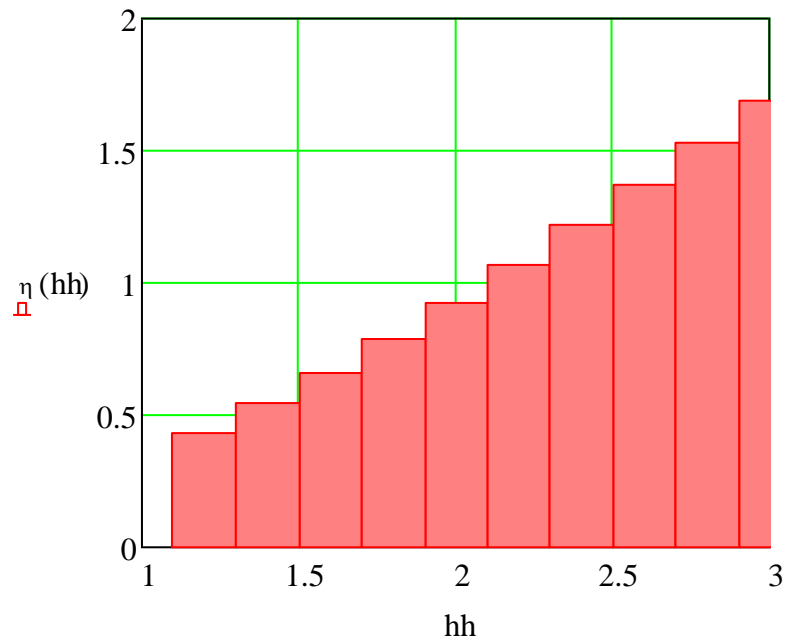
$$E_p (hh) := \left[\gamma \cdot \frac{(hh - H)^2}{2} \right]$$

$$E_{p1} (hh) := E_p (hh) \cdot \left[\tan \left[\left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \right] \right]^2 + \frac{c}{2}$$

$$MEP(hh) := Ep1(hh) \cdot \left(\frac{2 \cdot hh + H}{3} \right) \quad \eta(hh) := \frac{MEP(hh)}{MEa1(hh) + MEa2(hh)}$$

hh = η (hh) =

1.2	0.435
1.4	0.542
1.6	0.661
1.8	0.79
2	0.927
2.2	1.071
2.4	1.22
2.6	1.373
2.8	1.529
3	1.687



По результатам расчёта, устойчивость шпунтовой стенки, в соответствии с принятыми исходными данными, обеспечена при её длине (hh) более 2,2 м (коэффициент устойчивости $\eta > 1$).