

12
4
6
218

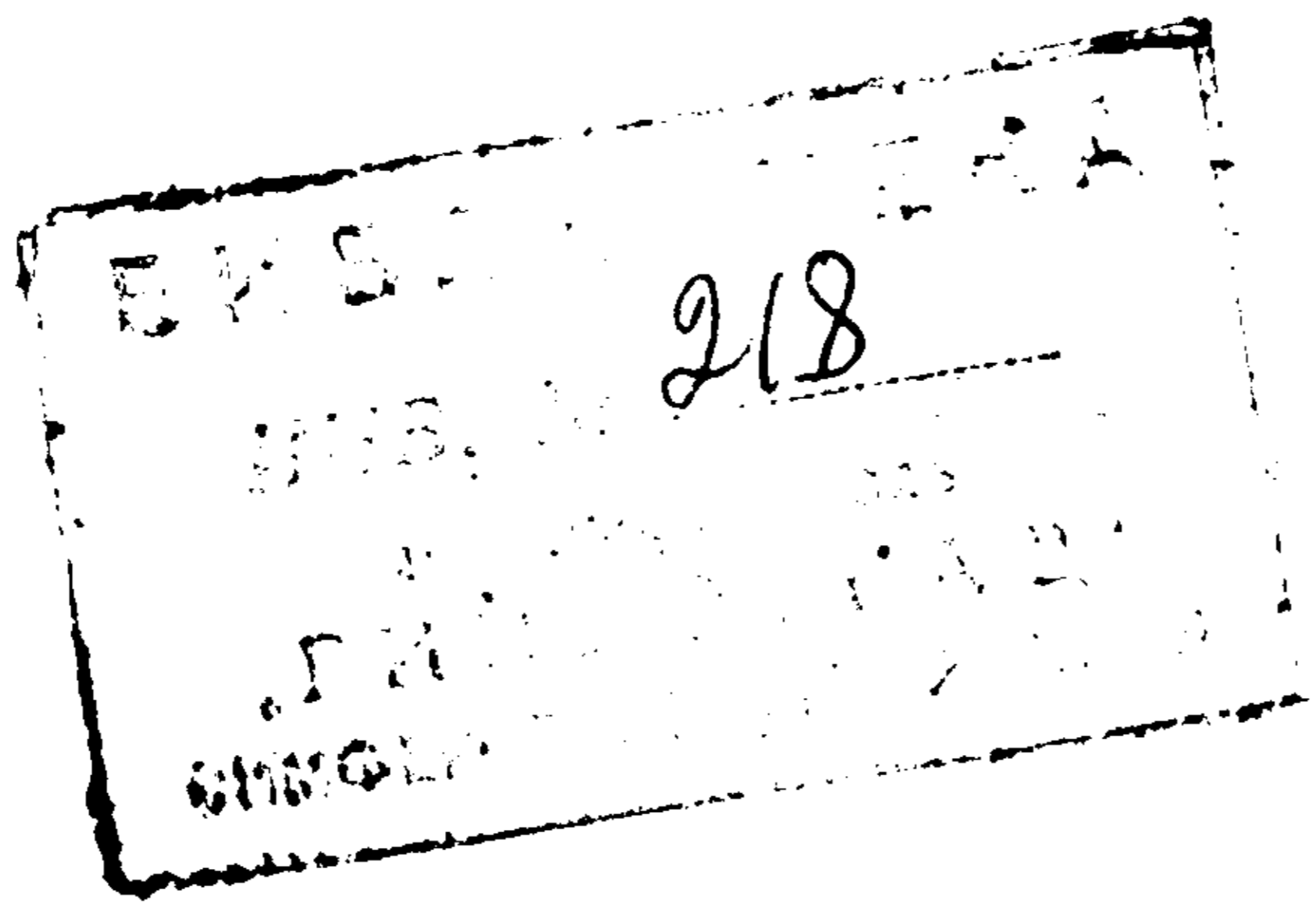
АКАДЕМИЯ АРХИТЕКТУРЫ ССРС

КАБИНЕТ СТРОИТЕЛЬНОЙ ТЕХНИКИ

АРХИТЕКТУРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СОСТАВЛЕНО ПОД
РУКОВОДСТВОМ
РЕДАКЦИИ
Доктора архитектуры
проф. А. В. КУЗНЕЦОВА

Утверждено Всесоюзным коми-
тетом по делам высшей школы
при СНК СССР в качестве учеб-
ника для архитектурных вузов
и архитектурных факультетов
инженерно-строительных и ин-
дустриальных институтов



ВВЕДЕНИЕ

Курс архитектурных конструкций — одна из важнейших архитектурных дисциплин.

При создании архитектурного сооружения конструктивное решение его настолько тесно связано с художественной формой, что последняя не может быть найдена без знания конструкций и материалов.

Этим определяется значение, которое приобретает курс «Архитектурных конструкций» для правильного воспитания архитектора.

Бурный рост современной строительной техники, развитие строительной науки, подводящей под технику экспериментальную и научную основу, разнообразие конструкций, материалов и приемов работы настолько увеличили объем наших знаний в области архитектурных конструкций, что всеобъемлющее изложение их в пределах одного курса стало невозможным.

Поэтому перед коллективом, работавшим над курсом, стояла задача правильного отбора тех знаний в области архитектурных конструкций, без которых ни один архитектор не сможет творить и не сумеет сочетать технические факторы с архитектурно-художественными.

Партией и правительством давно даны четкие указания, что «основой упорядочения строительного дела и удешевления строительства является переход от кустарщины и партизанщины в строительном деле на путь крупной строительной индустрии». Поэтому прежде всего мы стремились познакомить учащегося со всеми стандартными конструкциями и изделиями, которые производятся нашей строительной индустрией.

Руководствуясь решениями, данными XVIII съездом партии, о «необходимости решительного внедрения в практику скоростных методов строительства», основанных на «развитии строительной индустрии, на превращении строительной индустрии из отстающей в передовую отрасль народного хозяйства, с широким развитием комплексной механизации и применением стандартных деталей и конструкций», мы стремились уделять максимальное внимание именно тем конструкциям, которые наилучшим образом удовлетворяют запросы скоростного строительства.

Наконец, мы стремились дать учебник, отвечающий указаниям т. Молотова о том, что учебник «должен быть на уровне современной науки и вполне доступен учащемуся по своему языку».

Учебник должен дать такой научно и методически обоснованный анализ современных конструкций, чтобы учащийся приобрел творческие навыки в создании новых конструктивных решений.

Везде, где конструктивное решение непосредственно связано с архитектурно-художественным, мы стремились показать, в каких направлениях следует работать, чтобы получить гармоничное решение, отвечающее и архитектурным и конструктивным требованиям.

Выбор всякого конструктивного решения обуславливается не только конструктивными особенностями самого здания (его объемом, пролетами и т. д.), но и имеющимися в распоряжении строителя материально-техническими ресурсами (материалами, изделиями, механизмами, кадрами и т. д.). Поэтому мы стремились все разбираемые конструкции сопровождать технико-экономическим анализом, причем даем его методику, чтобы приучить таким образом учащегося самостоятельно пользоваться им в практической деятельности.

Большое внимание уделено иллюстрациям, так как все положительные и отрицательные стороны конструкции наилучшим образом воспринимаются в том случае, когда эта конструкция ясно и отчетливо изображена на чертеже.

Таковы вкратце основные идеи, которыми руководствовался коллектив при составлении предлагаемого курса.

Содержанием всех разделов учебника являются конструкции, применяемые в массовом строительстве гражданских зданий (жилые дома, школы, больницы, клубы, детские сады и пр.). Специальные конструкции, применяемые в промышленных и уникальных сооружениях, в курс не вошли. Весь курс разбит на 10 разделов.

В каждом разделе прежде всего излагаются общие данные о трактуемом предмете и требования, к нему предъявляемые, далее разбираются наиболее оправдавшие себя в практике решения. Разбор сопровождается детальным научно-техническим анализом и рассмотрением ряда возможных вариантов архитектурно-конструктивных решений. В заключение даются технико-экономические показатели и методика отбора рациональных решений в зависимости от конкретных условий.

ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ, ПОДВАЛЫ. Новая теория оснований коренным образом изменила наши взгляды на принципы их проектирования, объяснив зависимость работы основания от конструкции здания. В наше время невозможно разрабатывать конструкцию сооружения, не имея ясного представления о работе основания; поэтому нами кратко изложены основы современной теории оснований и даны конструкции фундаментов на базе этой теории. Насколько нам известно, краткое изложение современной теории оснований впервые появляется в курсе, написанном для архитектурных вузов. Значительное внимание в разделе уделено также вопросам изоляции фундаментов и подвалов от грунтовой воды.

КАМЕННЫЕ СТЕНЫ. В последнее время изучение каменных конструкций поставлено на научную основу, поэтому нами дано представление о работе кладки под нагрузкой в свете современной теории прочности кладки. Описаны приемы кладки, удешевляющие и упрощающие ее, стимулирующие развитие стахановских приемов работ. Подробно описаны крупноблочные стены, которые могут быть полностью индустриализованы. Даны сведения об основных местных материалах и о заполнении каркасных стен.

НЕСУЩИЙ ОСТОВ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ. Особенностью нашего курса является рассмотрение в этом специальном разделе принципов конструктивной композиции зданий: расположения стен, опор, обеспечения устойчивости зданий, модулировки размеров и стандартизации сетки. В зданиях с массивными стенами мы разбираем совместную работу стен, перекрытий и опор, обеспечивающую всему зданию устойчивость; в зданиях со стальным и железобетонным каркасом — работу самого каркаса. Здесь же рассматриваются особенности планировки при монтаже зданий мощными механизмами.

Полагаем, что такой порядок изложения должен облегчить читателю усвоение перечисленных сведений, необходимых ему с самого начала работы над проектом здания. В конце раздела даны указания по выбору типа несущего остова и материала стен.

ДЕРЕВЯННЫЕ СТЕНЫ. Сруб как испытанная старая конструкция, целесообразная в лесных районах, занимает еще свое место в учебнике.

Новейшие методы индустриализации превратили сруб в сборный брусчатый остов дома. Кроме стен из лежащих бревен и брусьев, приведены также конструкции из брусьев и досок стояком (безосадочные), легко поддающиеся стандартизации и индустриализации. Большое место в разделе отведено каркасным и сборно-щитовым конструкциям, являющимся индустриальными типами деревянного строительства с наибольшей экономией древесины и наименьшей трудоемкостью на строительной площадке.

ПЕРЕКРЫТИЯ. Значение перекрытий в общей конструкции здания весьма велико, поэтому освещению принципов устройства их уделено большое внимание.

Детально разобраны все требования, предъявляемые к современным конструкциям перекрытий, и указаны способы их решения. Для лучшей ориентировки читателя в типах решений, имеющих в огромном количестве, проведена строгая методическая их классификация. При отборе конструкций, подлежащих изучению и анализу, особое внимание уделено индустриальным типам, удовлетворяющим запросы скоростного строительства. Дабы дать учащемуся перспективу дальнейших путей развития, показаны не только применяемые в настоящее время решения, но и ряд конструкций, подлежащих внедрению в наше строительство в ближайшие годы.

Для полной оценки различных типов перекрытий даны сводные таблицы технико-экономических показателей. Завершается раздел указаниями по выбору типа и по проектированию перекрытий.

КРЫШИ. В этом разделе разобраны все элементы верхнего покрытия здания: кровля, обрешетка, стропила, фермы, чердак. Вначале разобраны общие принципы проектирования формы крыши в зависимости от материала кровли и архитектурного решения здания. Далее рассмотрено влияние формы крыши на конструкцию стропил. Подробно разобраны простые наслонные стропила, стропильные фермы, включая и индустриальные металло-деревянные. Описаны покрытия по стальным фермам и конструкции этих покрытий.

В разделе приведены четыре основных типа кровель скатных крыш: металлических, минеральных, деревянных и рулонных кровель. Выявлены все основные технико-экономические качества этих типов и даны указания о применении их в различных случаях практики. Кроме стандартных решений, приведены улучшенные типы металлических, черепичных и шиферных кровель. Дан новый тип железобетонного карниза-жолоба, рационализирующего отвод воды и удаление снега.

Довольно полно изложена конструкция плоских крыш двух основных систем — с чердаком и без него. Кроме ковра из рулонных материалов, дана конструкция монументальной крыши из асфальта. Подробно описаны детали приемыкания кровли к стенам и типы водоотводных воронок.

ЛЕСТНИЦЫ. В этом разделе дано краткое описание форм и конструкций лестниц, а также приведены данные для проектирования наиболее распространенных типов лестниц.

Разобраны габариты лестниц, входы на чердак и в подвал. Приведены основные требования, предъявляемые к лестницам. Даны указания по размещению лестниц и подъемников в плане здания. Указаны габариты и схемы расположения эскалаторов. Приведены разные варианты конструктивного и архитектурного решения двухмаршевых, трехмаршевых и некоторых других видов лестниц, с учетом требований их скоростного возведения. Указаны крепления и повороты ограждений. Приведено несколько основных типов деревянных лестниц. Дается указание также по устройству пожарных лестниц. Особо рассматриваются отдельные детали лестниц.

ОКНА И ДВЕРИ. В нашем строительстве широко осуществляется стандартизация оконных переплетов и дверей. Основные принципы стандартизации и конструирования оконных переплетов и дверей, изложенные в курсе, подробно иллюстрированы детальными рисунками с размерами всех частей.

Кроме применяемых в массовом строительстве типов окон и дверей, даны усовершенствованные системы, а также окна и двери из дерева ценных пород. Даны чертежи специальных типов окон: комбинированных «шведских» переплетов, раздвижных и подъемных. Помещены оконные и дверные приборы как стандартные, так и других систем.

ПЕРЕГОРОДКИ. Классификация перегородок проведена по роду строительных материалов. Из деревянных перегородок особое внимание обращено на щитовые сборные. Подробно развиты перегородки из новых искусственных минеральных и минерализованных материалов. Возможность индустриализации, как основы скоростного строительства, была главным критерием оценки типов перегородок.

Особое внимание уделено звукоизоляционным свойствам перегородок; отдельная глава посвящена изложению акустических законов и даны акустические характеристики всех перегородок. Раздел завершен сводной таблицей технических показателей различных перегородок.

ПОЛЫ. В этом разделе даны конструкции полов с характеристикой их архитектурных качеств и эксплуатационных свойств. В конструкции деревянных полов внесены данные, касающиеся сборности, уменьшения количества древесины и стандартности частей. Подробно описано устройство минеральных полов.

В таблицах даны классификации полов по технико-эксплуатационным показателям и указан выбор полов для различных помещений.

А. КУЗНЕЦОВ

Работа по составлению учебника производилась коллективом авторов под руководством главного редактора доктора архитектуры проф. *А. В. Кузнецова*.

Отдельные разделы составили следующие лица.

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ — инж. *П. И. Григорьев*.

КАМЕННЫЕ СТЕНЫ — инж. *П. И. Григорьев*, при участии арх. *Б. Н. Блохина* (крупноблочные стены).

НЕСУЩИЙ ОСТОВ — инж. *П. И. Григорьев*, при участии инженеров *П. П. Тарасенко* и *В. Н. Насонова* (стальной каркас).

ДЕРЕВЯННЫЕ СТЕНЫ — раздел составлен редакцией по материалам арх. *Н. А. Волкова* (рубленые стены) и инж. *С. Я. Хрустова* (каркасные стены), при участии арх. *С. М. Сулина* (разработка конструкций каркасных стен).

ПЕРЕКРЫТИЯ — доцент *А. Д. Чаплыгин*, при участии доктора технических наук *Б. П. Михайлова* (стальные балки перекрытий) и инж.-арх. *О. С. Чефрановой* (разработка конструкций).

КРЫШИ — кандидат технических наук *М. Е. Коган* (деревянные стропила), инженеры *П. И. Григорьев* (металлические стропила), *С. Д. Одинокоев* (скатные кровли) и кандидат архитектурных наук *М. С. Туполев* (плоские кровли).

ЛЕСТНИЦЫ — доцент *А. А. Варга*.

ОКНА И ДВЕРИ — инж. *В. Л. Громов*, при участии инженеров *С. Г. Розенблюма* (скобяные приборы) и *С. В. Орловского* (подъемные и раздвижные окна).

ПЕРЕГОРОДКИ — инж. *П. А. Воронцов-Вельяминов*, при участии инж. *В. Л. Громова* (столярные перегородки).

ПОЛЫ — кандидат технических наук *Э. С. Штрассберг*, при участии инж. *В. Л. Громова* (паркетные полы).

Ценные указания при составлении курса были даны президентом Академии архитектуры СССР академиком архитектуры *В. А. Весниным* и арх. *Н. П. Былинкиным*, рецензировавшим курс.

В редактировании всех разделов курса активное участие принимали инж. *П. И. Григорьев*, доцент *А. Д. Чаплыгин*, арх. *Е. Г. Чернов*.

Редакторы отдельных разделов: инженеры *П. А. Воронцов-Вельяминов* (деревянные рубленые стены), *Б. Ф. Васильев* (деревянные каркасные и щитовые стены), *Е. И. Булгаков* (кровли скатных крыш), архитекторы *С. А. Маслих* (плоские кровли), *А. С. Фисенко* (лестницы), *В. Г. Калиш* (окна и двери), *П. Н. Блохин* (полы).

Ряд ценных указаний по графическому оформлению курса был дан проф. *Д. П. Суховым* и арх. *С. Н. Кожиним*.

Активное участие в выполнении иллюстративного материала принимали архитекторы *В. И. Гридин*, *А. И. Гауданкина* и техник *Г. В. Савицкая*.

Большую организационно-техническую работу по составлению курса провели *С. И. Сахаров* и научный сотрудник *В. В. Свистунова*.

ОСНОВАНИЯ. ФУНДАМЕНТЫ. ПОДВАЛЫ

ГЛАВА ПЕРВАЯ

ОБЩИЕ СВОЙСТВА ОСНОВАНИЙ И ГРУНТОВЫХ ВОД

ОСНОВНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ. Верхние слои земной коры, на которых возводятся сооружения, называются *грунтами*. Вся масса грунтов, находящихся под зданием и несущих его вес, называется *основанием* сооружения.

Для установления величины нагрузки, которую может нести основание, необходимо прежде всего провести на площадке строительства так называемые *изыскательские работы*, позволяющие установить характер грунтовых напластований и изучить свойства грунтов. Объем и методы проведения этих работ устанавливаются наукой, называемой *инженерной геологией*.

Передача нагрузки грунту осуществляется через расположенные ниже поверхности земли части здания, которые называются *фундаментами*.

Грунты, как всякое тело в природе, под действием нагрузки сжимаются. Фундамент, следуя за основанием, опускается относительно своего первоначального положения. Величина опускания фундаментов называется *осадкой*.

Изучением законов образования осадок под действием нагрузок на грунт занимается наука, называемая *механикой грунтов*.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОСНОВАНИЯ. Из дальнейшего изложения (стр. 20) мы увидим, что *величина осадки* зависит от свойств грунтов, залегающих примерно до глубины, равной двойной ширине фундамента, от величины передаваемого фундаментом давления, от формы и величины площади основания. Вследствие разнообразия факторов, влияющих на величину осадки, и неизбежной неоднородности грунтов невозможно запроектировать фундамент так, чтобы осадки под всеми частями сооружения были одинаковыми. Практика показала, что большие, а главное неравномерные осадки являются основной причиной появления деформаций, трещин и других разрушений в зданиях.

Наблюдая в натуре выстроенные здания, можно установить, что одна и та же неравномерность осадок по-разному влияет на сохранность зданий, имеющих различную конструкцию. Например, осадки, не вызывающие никаких заметных на-глаз деформаций в зданиях с кирпичными стенами, могут вызвать большие трещины в балках и колоннах здания с железобетонным монолитным каркасом¹.

Поэтому несущая способность основания определяется величиной нагрузки, при которой получается осадка, приемлемая по величине и равномерности для данного сооружения. Величина этой нагрузки, отнесенная к единице площади основания, называется *допускаемым давлением на грунт*.

¹ См. «Несущий остов», стр. 171, рис. 51.

В настоящее время влияние неравномерности осадок изучено хорошо только для зданий, имеющих массивные каменные стены (стр. 169) и непрерывные фундаменты (стр. 47). Для зданий этого типа, при сравнительно однородных напластованиях грунтов, нормами¹ даются величины допускаемого давления на грунт в зависимости от рода грунта, расположенного непосредственно под фундаментом (стр. 28).

Однако это не значит, что можно, как это делалось до последнего времени, назначать допускаемое давление во всех случаях только по прочности грунта. Это подтверждается приведенными выше рассуждениями о влиянии осадки на различные конструкции. Дальше (стр. 30) будет показано, как практически выбирают допускаемое давление при неоднородных напластованиях, для зданий с каркасом и т. д.

ПРОМЕРЗАЕМОСТЬ ГРУНТА И ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ. Нельзя ограничиваться учетом осадок, происходящих в грунте под действием нагрузки, так как грунт может деформироваться, кроме того, под влиянием изменения температуры. Поэтому для сохранности сооружения необходимо, чтобы основание под ним не деформировалось и при всех таких изменениях. Известно, что зимой грунт промерзает на некоторую глубину, а весной — оттаивает. При промерзании вода, заключенная в порах грунта, расширяется и выпучивает грунт кверху. Предельная глубина, на которой проявляется явление пучения, называется *глубиной промерзания*. Величина ее зависит от климатических условий. На рис. 1 приведена карта Европейской части СССР, заимствованная из норм, с указанием границ районов, имеющих различную глубину промерзания, и величины ее h . В глинистых грунтах пучение проявляется особенно сильно, так как вследствие их малой водопроницаемости вода при замерзании не находит выхода. В песчаных грунтах пучение много меньше, а в крупнозернистых песках столь незначительно, что практически не дает себя чувствовать. Пучение происходит в различных пунктах неравномерно, и если подошву фундаментов расположить выше глубины промерзания, то в стенах могут появиться более или менее значительные трещины.

Поэтому основание сооружения должно быть заложено ниже глубины промерзания: в песчаных грунтах на 0,10 м, а в глинистых — на 0,25 м, т. е. глубина заложения фундаментов от поверхности земли должна быть соответственно: $h + 0,10$ м и $h + 0,25$ м. Глубина заложения фундаментов в сухих гравелистых и крупнозернистых песчаных грунтах (стр. 14), не задерживающих воду у подошвы фундаментов, при мощности слоя более 2,0 м может быть менее глубины промерзания, но для фундаментов наружных стен каменных зданий не менее 1,0 м, а для деревянных домов — не менее 0,5 м (см. нормы).

Минимальная глубина заложения внутренних фундаментов, защищенных от промерзания в течение строительства и эксплуатации, независимо от глубины промерзания может приниматься в 0,5 м.

ВЕЧНАЯ МЕРЗЛОТА. Выше было указано, как практически обеспечивается неизменность основания при изменении температуры в обычных условиях строительства. Но почти 47% всей территории Союза, главным образом на крайнем Севере и в Восточной Сибири, занимают районы вечной мерзлоты. В этих областях на некоторой глубине имеются слои мерзлых грунтов, которые не оттаивают даже в самое жаркое лето.

Так как мощность (толщина) вечно мерзлых грунтов бывает весьма значительна, то в таких районах по экономическим соображениям подошву фундаментов располагают на вечно мерзлых грунтах, которые для сохранности основания должны быть предохранены от оттаивания в период эксплуатации здания.

¹ Нормы проектирования оснований гражданских и промышленных зданий ОСТ 90004—38 (в дальнейшем сокращенно: нормы).



Рис. 1. Схематическая карта глубин промерзания

ПРИМЕЧАНИЕ. На помещенной здесь схематической карте глубин промерзания западные границы районов II и IV совпадают с бывшей государственной границей СССР. В действующем ОСТ 90004—38 новые области (Западная Украина, Западная Белоруссия, часть Карело-Финской ССР, Бессарабия и Сев. Буковина) не включены.

Это вызывает в фундаментах целый ряд конструктивных особенностей, которые излагаются в специальных руководствах.

ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ. На различной глубине от поверхности земли встречаются грунты, пропитанные водой. Эти воды называются *грунтовыми*, а верхняя поверхность их — *уровнем грунтовых вод*.

Грунтовые воды оказывают большое влияние на структуру, физическое состояние и податливость грунтов. Производство работ при наличии воды в котловане¹ сильно затрудняется. Различные примеси, растворенные в воде, могут вредно (агрессивно) влиять на материал фундаментов и разрушать его. Все это заставляет строителя при проектировании и возведении фундаментов детально изучать грунтовые воды в районе постройки.

Вода в грунте скопляется вследствие конденсации паров, проникающих вместе с воздухом, и просачивания дождевых и талых снеговых вод. Поэтому уровень грунтовых вод непостоянен: наиболее высокое стояние их бывает весной, наиболее низкое — зимой и летом. Вблизи открытых водоемов (река, канал, озеро и т. д.) колебание уровня грунтовых вод обычно связано с колебанием уровня воды в водоеме.

После проведения на большой территории планировочных работ, устройства дорог, тротуаров, канализационной сети и т. д. условия стока и просачивания меняются, что может повлечь изменение режима грунтовых вод. Поэтому в больших городах, где такие работы уже проведены, колебание уровня грунтовых вод бывает обычно незначительным (например в Москве — около 0,5 м).

Распределение вод в толще грунта во многом зависит от характера напластования. Вода задерживается при просачивании над водоупорными (главным образом — тяжелыми глинистыми) грунтами и скопляется в водопроницаемых (песчаных) слоях, которые в этом случае называются *водоносными*.

Если водоносный слой находится под водоупорным, то вода в нижнем водоносном слое во многих случаях находится под давлением. Если в верхнем слое отрыть котлован, то вода поступит в него снизу под давлением и поднимется выше уровня, на котором она первоначально появилась. Такие воды называются *напорными*, а уровень, до которого они поднимаются, — *установившимся уровнем грунтовых вод*. Очевидно, что этот уровень должен выявляться при изысканиях и учитываться при проектировании.

В заключение отметим, что при просачивании воды небольшое количество ее всегда задерживается в верхнем почвенном слое (*почвенные воды, верховодка*). Не оказывая влияния на конструкцию фундаментов, наличие этих вод заставляет всегда принимать меры по изоляции фундаментов и стен от влаги.

ВЛИЯНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД НА УСТОЙЧИВОСТЬ И ПРОЧНОСТЬ ОСНОВАНИЯ. Изменение уровня грунтовых вод после возведения сооружения может резко понизить прочность основания и вызвать серьезные деформации сооружения в следующих случаях:

1) при наличии в грунте легко растворимых в воде веществ грунт с течением времени может резко изменить свои свойства и разрушиться; этого можно опасаться, когда химическим анализом установлено присутствие в грунтовой воде большого количества минеральных веществ. Поэтому во всех таких случаях необходимо обстоятельно изучить состав грунта и определить мероприятия, устраняющие возможность его разрушения;

2) при расположении сооружения на мелких и пылеватых рыхлых песках, которые под давлением текут вместе с водой. Такие грунты называются *плывунами* (стр. 14). Если грунтовые воды имеют выход на поверхность (например в месте резкого изменения рельефа, при отрытии котлована или шурфа² и т. д.),

¹ *Котлованом* называется выемка, отрытая в земле для возведения фундаментов здания.

² Объяснение понятия *шурф* см. стр. 25.

возникает опасность выноса частиц грунта из-под проектируемого сооружения или из-под зданий, расположенных рядом с котлованом. Поэтому при проектировании сооружения на пльвуне необходимо специальными исследованиями установить пределы распространения пльвунов, возможность выноса их в местах резких переломов поверхности рельефа, характер и рельеф подстилающих грунтов, направление и скорость движения грунтовых вод. На основании этих данных в каждом конкретном случае особо решается вопрос о выборе допускаемого давления на пльвун с учетом влияния, которое будет оказано этим давлением на уровень и движение грунтовых вод. Одновременно устанавливаются мероприятия, устраняющие возможность выноса грунта из-под сооружения;

3) по всему СССР довольно сильно распространены особые глинистые грунты, которые, находясь под нагрузкой в сухом состоянии, ничем не отличаются по характеру работы от других глинистых грунтов, но при прохождении сквозь их толщу воды сразу резко теряют устойчивость. Такие грунты называются *лессовидными* или *просадочными* (стр. 17). Как показала строительная практика, лессовидные грунты могут служить основанием для сооружения, если устранена возможность замачивания их.

АГРЕССИВНОСТЬ ГРУНТОВЫХ ВОД. Грунтовые воды, способные разрушать цементные бетоны и растворы, называются *агрессивными*. Агрессивность их зависит от химического состава растворенных в них солей и кислот. Эти вещества попадают в воду из подземных естественных залежей или из отбросов некоторых производств. Поэтому агрессивные воды встречаются повсеместно.

Вода даже с малым количеством вредных веществ может оказаться опасной для бетона, так как вследствие непрерывного движения воды — на бетон действуют все новые и новые частицы вредных примесей. Поэтому всегда следует производить химический анализ воды.

Во всякой воде имеется, хотя бы в ничтожном количестве, углекислота (CO_2). Она может быть *связанной* (неактивной — неспособной вступать в какие-либо новые соединения) и *свободной* (активной). Связанная углекислота для бетона безвредна. Свободная углекислота вступает в реакцию с известью бетона и образует растворимые в воде соли.

В сильно загрязненной воде, при наличии в ней и свободной углекислоты (CO_2), и сульфатов (SO_4), и хлоридов (Cl), и окиси магния (MgO), путем взаимодействия с бетоном образуются растворимые соли, и потому агрессивность воды зависит от совокупности всех этих примесей.

В сравнительно чистой воде при отсутствии хлора (Cl) и свободной углекислоты (CO_2), при наличии солей магния (MgO) и натрия (NaO) в количестве, меньшем 60 мг/л, вредны растворы гипса, так как они ведут к образованию сложных солей («цементная бацилла»), которые увеличиваются в объеме и потому разрушают бетон.

Весьма вредны примеси азотной и азотистой кислот и аммиака. Наоборот, кремнекислота в любом количестве безвредна.

Допускаемые в зависимости от качества бетона и цемента количества этих вредных примесей приведены на стр. 100, где указаны и методы защиты фундаментов от агрессивных вод.

НЕЗЫБЛЕМОСТЬ ОСНОВАНИЯ. Кроме рассмотренных выше случаев нарушения устойчивости верхних слоев грунта, практика знает не мало примеров, когда неустойчивым оказывалось все напластование грунтов в целом и сооружение, расположенное на вполне прочных верхних слоях грунта, подвергалось разрушению. Такое нарушение устойчивости возможно в следующих случаях:

1) вблизи рек и оврагов, в гористых районах, когда вследствие наклона нижних слоев к горизонту возможно сползание по ним или обвал верхних пластов; опасность таких оползней и обвалов сильно возрастает при глинистых грунтах, особенно если они смачиваются водами;

2) у высоких морских берегов, где вследствие подмыва возможно обрушение целых участков берега;

3) в некоторых районах, где в силу различных причин на некоторой глубине образовались большие внутренние пустоты (карсты, выработки)¹; при возведении сооружения непосредственно над ними возможен, под действием дополнительной нагрузки, провал всех верхних слоев;

4) в сейсмических районах².

Все перечисленные особенности геологического строения участка не могут быть установлены простой разведкой грунтов, поэтому при строительстве в оползневых, обвальных, карстовых, сейсмических районах необходимы специальное геологическое обследование, устанавливающее возможность перечисленных явлений, и мероприятия, обеспечивающие устойчивость сооружения.

ГЛАВА ВТОРАЯ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

ОБЩИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ. Грунты, служащие основанием, являются сплошными скальными массивами или продуктами их разрушения. Строительные свойства грунтов весьма различны и зависят от процесса их образования.

Существует определенная закономерность между строительными свойствами грунта и некоторыми величинами, характеризующими его физическое состояние. Эти величины могут быть получены в результате лабораторного исследования образцов грунта, взятых с места постройки без нарушения структуры, свойственной ему в условиях естественного залегания.

К таким основным характеристикам, общим для всех типов грунтов, относятся: 1) *гранулометрический состав*, т. е. количество частиц различной крупности, находящихся в единице объема, и 2) *степень плотности грунта*.

Для определения гранулометрического состава образец грунта высушивают до воздушно-сухого состояния и рассеивают через набор сит с отверстиями определенной крупности. После отсева каждая фракция, оставшаяся на соответствующем сите набора, взвешивается и вес каждой фракции выражается в процентах от веса образца; результат представляется в виде табл. 1.

Таблица 1

Примерный гранулометрический состав среднезернистого³ песка

Общий вес образца 290 г

Диаметр частиц (в мм)		2	2—1	1—0,5	0,5—0,25	0,25—0,10	меньше 0,10
Вес фракций	в %	3,6	5,6	31,4	33,7	13,2	12,5
	в г	10,5	16,5	91	98	38	36

Для объективной оценки степени плотности грунта необходимо прежде всего установить пористость его (n), т. е. объем пустот в процентах ко всему объему,

¹ Карсты — внутренние пустоты, образовавшиеся в силу геологических причин, в основном вследствие растворения и выноса грунтовыми водами растворимых минералов; выработки — пустоты, образованные в результате подземных работ по добыче полезных ископаемых (например угля).

² Т. е. подверженных землетрясениям.

³ См. стр. 14.

занимаемому грунтом. Величина пористости, в зависимости от крупности частиц и степени их уплотнения, может колебаться в пределах от 25 до 50%. Сравнительно постоянными для грунта с определенным гранулометрическим составом являются две пористости: максимальная (n_{\max}), которую он имеет в свободно насыщенном состоянии, и минимальная (n_{\min}), которую он получает после искусственного уплотнения до предела.

Плотность грунта характеризуется величиной D , называемой *степенью плотности грунта*¹. Степень плотности выражает, в каком соотношении с предельными величинами (n_{\max} и n_{\min}) находится пористость (n), которую имеет грунт в условиях естественного залегания².

По степени плотности различают грунты:

плотные	при $1 > D > 0,67$
средней	при $0,67 > D > 0,33$
рыхлые	при $0,33 > D > 0$

Рыхлые грунты, как правило, мало пригодны для основания, так как дают значительные, а главное неравномерные осадки. При необходимости строительства на рыхлых грунтах несущая способность основания выявляется путем специальных исследований, индивидуальных для каждого строительства.

С возрастанием плотности грунта осадки уменьшаются и становятся равномернее. Поэтому, чем плотнее грунт, тем большее давление под фундаментом можно допустить при прочих равных условиях (стр. 29).

По мере углубления грунты непрерывно подвергаются все большему давлению вышерасположенных слоев. Давлению подвержены также грунты, расположенные под существующими сооружениями. Поэтому плотность грунтов в этих случаях увеличивается, что позволяет увеличивать допускаемые давления на грунт при расположении фундамента на глубинных слоях (стр. 28, формула 7) или при дополнительной загрузке существующих фундаментов (стр. 84).

СКАЛЬНЫЕ ГРУНТЫ. Эти грунты представляют собой залежи естественных горных пород: гранитов, песчаников, известняков и т. д. Скальные массивы достаточной мощности (что проверяется расчетом основания на продавливание весом сооружения) при отсутствии пустот, трещин и т. д. являются прекрасным основанием для всякого рода сооружений.

В результате воздействия физических агентов (вода, воздух, температурные изменения и т. д.) скальная порода разрушается, превращаясь из монолита в рыхлую массу. Первоначально появляются отдельные трещины и пустоты, которые мало влияют на прочность массива, так как легко могут быть забетонированы или заделаны другим способом. В дальнейшем массив распадается

¹ Согласно нормам, величина D определяется по формуле

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \times \frac{100 - n_{\min}}{100 - n} \quad (1)$$

² Пористость грунта в любом состоянии может быть определена, если известны:

а) весовая влажность (w в %), т. е. вес воды, заключенной в объеме грунта в процентах к весу его частиц в том же объеме;

б) объемный вес g_w , т. е. вес 1 м³ грунта с ненарушенной структурой, включая вес находящейся в нем в естественном состоянии воды; истинный объемный вес, т. е. вес грунта без воды будет равен

$$g'_w = \frac{g_w}{100 + w} \times 100; \quad (2)$$

в) удельный вес (γ т/м³), т. е. вес 1 м³ «скелета» грунта, как бы уплотненного до полного уничтожения всех пор. Эта величина для всех грунтов колеблется в очень ограниченных пределах от 2,3 до 2,6 т/м³.

Пористость грунта, т. е. количество пор в нем в процентах, будет, очевидно, равна

$$n = 100 \left[1 - \frac{g_w}{\gamma (1 + 0,01w)} \right]. \quad (3)$$

на отдельные более или менее значительные глыбы — *разборная скала*. Прочность массива при этом сильно уменьшается и зависит от размера отдельных глыб и степени их разрушения (стр. 29, табл. 3).

ГРАВЕЛИСТЫЕ И ДРЕСВЯНИСТЫЕ ГРУНТЫ. Продукты распада скальных пород на более мелкие части образуют гравелистые и дресвянистые грунты. В этой стадии химический состав пород обычно еще не изменяется. По форме и размеру частиц различают: 1) *неокатанные породы*: дресва или хрящ (размер частиц 0,2—6 см) и щебень (6—20 см) и 2) *окатанные породы*: гравий (0,1—6 см), галька (6—20 см) и бульжник (свыше 20 см). Все эти породы, если они подстигаются плотным грунтом и не подвергаются действию текучей воды, являются надежным основанием. Прочность неокатанных пород в значительной степени зависит от степени разрушения и размера отдельных камней (стр. 29, табл. 3).

Гравелистые грунты в чистом виде встречаются редко; наличие глинистых прослоек, особенно наклонных, сильно снижает их строительные качества. Несущая способность слоя гравия зависит от его плотности. Различают гравий плотный, со степенью плотности $D > 0,67$, и гравий средней плотности с $D < 0,67$. Наличие воды, пропитывающей гравелистые грунты, на их прочность не влияет.

ПЕСКИ. Продуктом дальнейшего механического разрушения скальных пород являются пески, которые состоят из жестких частиц различной крупности, имеющих форму зерен. По крупности частиц (гранулометрический состав) различают пески:

гравелистые, в которых сумма всех частиц крупнее 2,00 мм составляет больше 10% по весу									
крупные	»	»	»	»	»	0,50	»	»	50
средние	»	»	»	»	»	0,25	»	»	50
мелкие	»	»	»	»	»	0,10	»	»	75
пылеватые	»	»	»	»	»	мельче 0,10	»	»	25

В песке может быть до 3% примеси глинистых частиц (стр. 15).

Величина осадки, а, следовательно, и допускаемое давление на песок сильно зависят от степени его плотности и насыщенности пор водой.

Пески плотные и средней плотности (стр. 12) при достаточной мощности, будучи обеспечены от размыва водой, являются хорошим основанием для сооружений.

По степени заполнения водой пор грунта различают грунты¹.

сухие	$0 < G < 0,4$
влажные	$0,4 < G < 0,8$
насыщенные	$0,8 < G < 1,0$

Характерным свойством сухих песков является полное отсутствие сцепления между отдельными частицами, вследствие чего пески обладают свойством сыпучести. При заливке сухих песков водой первое время они уплотняются, но в дальнейшем, при избытке воды ($G < 0,8$), частицы песка получают возможность перемещения вместе с водой.

Возможность перемещения частиц особенно опасна при рыхлых, пылеватых и мелких песках, которые текут вместе с водой (*пывуны*). При отрытии котлована или шурфа такие пески поступают в них с водой. Они могут быть использованы в качестве основания лишь при условии принятия мер против выноса грунта из-под сооружения.

¹ Согласно нормам, величина G определяется по формуле

$$G = \frac{\gamma_w (100 - n)}{100 - n} \quad (4)$$

где γ , w , n имеют те же значения, что для формул (2) и (3). См. стр. 13.

Пески плотные и средней плотности не разрушаются водой, проходящей сквозь них сверху вниз. Однако вода, проходящая сквозь песок снизу вверх, может уменьшить его плотность и тем ухудшить его строительные свойства. Это особенно опасно при пылеватых и мелких песках, которые восходящим током воды могут быть приведены в полную негодность для использования их в качестве основания.

Практически вода проходит сквозь грунт снизу вверх при откачке ее непосредственно со дна открытого котлована (*открытый водоотлив*). Поэтому в пылеватых и мелких песках производить водоотлив из открытого котлована нельзя. Вместо этого вокруг котлована устраивают ряд глубоких (ниже будущей подошвы фундамента) трубчатых колодцев, из которых производится откачка воды, что вызывает понижение уровня грунтовых вод в районе котлована. Благодаря этому вода из котлована уходит сквозь грунт вниз и является возможность производить строительные работы, как в сухом котловане.

В отличие от глин, пески не обладают пластичностью (см. ниже).

ГЛИНИСТЫЕ (СВЯЗНЫЕ) ГРУНТЫ. Глинистые грунты являются продуктом химического разрушения основных пород с последующей гидратацией их (химическое соединение с водой).

Глинистые частицы отличаются от песчаных формой и значительно меньшими размерами. Это — микроскопически малые пластинки или чешуйки, наибольший размер которых не превышает 2μ , а толщина — $0,1 \mu^1$. Промежутки между частицами такой формы столь незначительны, что капиллярные силы притяжения между частицами грунта и водой, заполняющей поры, оказываются достаточными для обеспечения связности частиц глины между собой. Появлением капиллярных сил в мелких порах и упругостью частиц глины обуславливается в основном глубокое различие в строительных свойствах глин и песков; последние, как указывалось выше, не обладают связностью.

Глина никогда не отдает всю заключенную в ней воду и при насыщении водой увеличивается в объеме за счет увеличения промежутков между частицами; поэтому весовая влажность глин (стр. 13) изменяется в очень широких пределах, примерно от 3 до 600%, в то время как песок не может принять воды больше объема его пор.

При большом количестве воды глинистый (связный) грунт находится в *текучем* состоянии (разжиженная глина). Если его высушивать, то текучее состояние переходит в *пластичное*. Так называется состояние, при котором грунт способен под влиянием местного давления изменить свою форму без поверхностных деформаций (трещин) и сохранять новую форму после прекращения давления.

Установлено, что для каждого грунта переход из текучего состояния в пластичное совершается при определенном проценте влажности, который называют *границей текучести* или *нижней границей пластичности*. Ее определяют как предельную влажность, при которой два куска грунта, положенных рядом, без внешнего воздействия сохраняют свою форму, но сливаются в один кусок при самом легком постукивании.

Если пластичный глинистый грунт высушивать, то он перейдет в *твердое* состояние. Этот переход также совершается для каждого грунта при определенном проценте влажности, который называют *границей скатывания* или *верхней границей пластичности*. Ее определяют как предельную влажность, при которой кусок грунта при попытке раскатать его в жгут рассыпается в куски.

Пластичность является самым характерным свойством глинистых (связных) грунтов. Установлено, что чем больше песчаных частиц примешано к глине, тем в более узких пределах влажности грунты обладают пластичностью, т. е. тем меньше разность между границей текучести и границей скатывания (как видно из предыдущего, обе эти границы являются определенными процентами влажности).

¹ Микрон (μ) = 0,001 мм.

Эту разность называют *числом пластичности*¹. По нормам глинистыми называют грунты, имеющие число пластичности не менее 7. Глинистые грунты делятся на *глины* с числом пластичности более 17 и *суглинки* с числом пластичности от 7 до 17. Например, если определена граница текучести в 56%, а граница скатывания в 34%, то это—глина, так как число пластичности будет равно $56 - 34 = 22 > 17$. При этом, если природная влажность равна 38%, то глина в естественных условиях находится в пластичном состоянии ($56 > 38 > 34$). Если бы в нашем примере граница скатывания равнялась 40%, то грунт следовало бы отнести к суглинкам ($56 - 40 = 16 < 17$). Этот суглинок, имеющий природную влажность в 35%, находился бы в твердом состоянии, так как $35 < 40$.

Величины влажности, при которых происходит переход из твердого состояния в пластичное (граница скатывания), будучи для определенного грунта постоянными, для различных грунтов одного и того же класса чрезвычайно разнообразны и потому не лимитируются.

Настоящая глина обладает следующими внешними признаками: при дыхании на нее издает специфический запах; на ощупь жирна; отдельных частиц не чувствуется; при высыхании уменьшается в объеме (обладает *усадкой*) и растрескивается, особенно при быстром высушивании. Содержание в глине мелких частиц диаметром менее 0,005 мм обычно больше 30% по весу. Начало разжижения (граница текучести) обычно наступает при влажности, равной, для жирных глин 85—90%, для тощих глин (т. е. имеющих примесь песка) 65—75%.

Суглинки представляют собой механическую смесь глинистых и песчаных частиц. Соотношение составных частей нормами не установлено. Обычно в составе суглинков 10—30% глинистых частиц, среди песчаных частиц преобладают мелкие и пылеватые (размером менее 0,25 мм); частицы свыше 2 мм обычно отсутствуют. Вследствие наличия песка пластичность суглинков меньше, чем глин. Суглинки обладают меньшими связностью, усадкой и влагоемкостью, скорее сохнут и меньше твердеют. Суглинки не обладают специфическим запахом глин и при растирании пальцами в них ощущается наличие песчаных частиц. Разжижение суглинков (нижняя граница текучести) обычно начинается при влажности в 35—40%.

Глины и суглинки в твердом состоянии вполне пригодны для оснований, но по мере увеличения в них влажности и приближения ее к границе скатывания качества их как основания значительно снижаются. В пластичном состоянии они еще могут служить основанием, но при разжижении в текучее состояние могут быть использованы для оснований лишь в исключительных случаях после специальных исследований. Поэтому при возведении фундаментов на глинах и суглинках основания должны быть обеспечены от дополнительного увлажнения сверх того, при котором был возведен фундамент.

Механический состав, структура, плотность глин и суглинков, а потому и podatливость их под нагрузкой весьма различны и зависят от процесса их образования. Глины, залегающие непосредственно в месте образования (*элювиальные*), обычно весьма однородны и являются хорошим основанием. Отсутствие в них посторонних примесей делает их водонепроницаемыми и потому весьма пригодными для изоляции фундаментов (стр. 96). Глины, образовавшиеся из частиц выветрившейся возвышенности, перенесенных в близко расположенные низменные места дождевыми и снеговыми водами (*делювиальные*), а также глины, отложенные реками в местах замедленного течения (*аллювиальные*), отличаются большой пестротой состава и различной плотностью даже в пределах небольшой площади, что приводит к неравномерным осадкам отдельных частей зданий; потому на делювиальные и аллювиальные глины, при прочих равных условиях, следует допустить меньшую нагрузку, чем на элювиальные.

¹ Или *числом Аттенберга*, по имени шведского почвоведом, предложившего эту классификацию, которая оказалась вполне пригодной для строительных целей.

Весьма однородны и в то же время имеют большую плотность древние (юрские) и глины ледникового происхождения (донной морены), образовавшиеся в процессе перемещения ледниками продуктов разрушения горных пород. Эти глины довольно часто встречаются на некоторой глубине и, как правило, уплотнены находящимися на них отложениями. Эти глины являются обычно надежным основанием, но вследствие наличия песчаных посторонних частиц, камней и т. д. мало пригодны для целей гидроизоляции.

СУПЕСИ. Промежуточное положение между песчаными и глинистыми грунтами занимают супеси, представляющие собой смесь песчаных и глинистых частиц. В супесях обычно бывает глинистых частиц размером менее 0,05 мм от 3 до 10%. Супеси обладают небольшой пластичностью, с числом пластичности менее 7.

Податливость супесей под нагрузкой, а потому и допускаемое давление на них, зависит от степени плотности и заполнения пор водой, величины которых (*D, G*) определяются так же, как для песков (стр. 13 и 14).

ЛЁССОВИДНЫЕ ГРУНТЫ. Довольно часто встречаются глины, суглинки и супеси, для которых характерно наличие тонких, но видимых невооруженным глазом более или менее вертикальных канальцев (пор), пронизывающих всю их толщу. Сохранность пор, даже на большой глубине, объясняется тем, что внутренняя их поверхность состоит из глинистых частиц, пропитанных карбонатами (известковые и прочие соединения CO_2). При прохождении сквозь лёсс воды карбонаты в ней растворяются, при этом связь между частицами ослабляется; если грунт находится под нагрузкой, поры в нем уничтожаются, вся его структура меняется — происходит резкое уплотнение. Лёссовидные грунты с нарушенной структурой сильно напоминают глину, с которой их часто смешивают.

Наличие в лёссе характерных пор (макроструктура), описанных выше, быстрое размокание его в воде, без предварительного набухания, палевый или светло-желтый цвет и способность обламываться вертикальными стенками легко позволяют при ненарушенной структуре лёсса отличить его от глины.

Выше (стр. 11) уже указывалось, что лёссовидные грунты могут служить основанием при условии своевременного принятия мер, устраняющих возможность увлажнения основания. Поэтому при обнаружении, хотя бы на большой глубине, глин, суглинков и супесей всегда необходимо тщательно проверить, не являются ли они лёссовидными.

ГРУНТЫ НАСЫПНЫЕ И С ОРГАНИЧЕСКИМИ ВЕЩЕСТВАМИ. К грунтам с большим содержанием органических веществ относятся: культурный растительный слой, органический ил, торфяные и болотные грунты. Они являются весьма ненадежными для непосредственного возведения на них фундаментов здания, и в огромном большинстве случаев наиболее целесообразно прорезать такие грунты и располагать основание на подстилающих слоях. Химический состав грунтовых вод в таких грунтах должен быть тщательно обследован, так как в них часто бывают растворены соли, разрушающие материалы фундамента.

Строительные свойства насыпных и искусственно созданных грунтов определяются возрастом и материалом насыпи. Достаточно плотные, однородные насыпи, не имеющие органических включений, могут быть использованы в качестве основания. Податливость таких грунтов должна быть определена путем специальных исследований. В некоторых случаях насыпи делаются специально для оснований; в процессе создания таких насыпей ведется тщательное наблюдение за их однородностью и плотностью, и устройство фундаментов не отличается от обыкновенных. Для образования таких насыпей применяют рефуллированный¹ песок и гранулированный шлак.

¹ Насыпанный гидравлическим способом, т. е. с помощью рефуллера.

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ. Механика грунтов, совсем еще новая наука, созданная только за последние годы, занимается анализом явлений, происходящих в грунтах под влиянием нагрузки. Из задач, решенных механикой грунтов, наибольшее практическое значение для целей фундаментостроения имеют: определение размера осадки фундамента и изучение законов протекания осадки во времени.

Для разрешения этих задач методами математического анализа выявляется зависимость между давлением на грунт и его физическими свойствами: плотностью, влажностью и т. д.

До сих пор в механике грунтов изучена работа только основных типов грунтов: *сыпучих* (пески) и *связных* (глины). При этом реальная структура грунтов заменена более или менее удобными для математического анализа моделями, представляющими грунт в виде весьма малых не деформируемых частиц, одинаковых по форме и размерам, с порами между ними, заполненными или только водой, или водой и воздухом.

Для определения величины осадки фундамента необходимо знать, какое давление будет в грунте не только непосредственно под фундаментом, но также в любом слое грунта, расположенном на некоторой глубине ниже подошвы фундамента. Следовательно, необходимо изучить, как распределяется давление под подошвой фундамента и как распространяется оно в толще грунта. Зная величину давления в любом слое грунта под фундаментом и зависимость между величиной давления и плотностью грунта, можно, очевидно, подсчитать, как уплотнится каждый слой и какую общую осадку эти слои дадут.

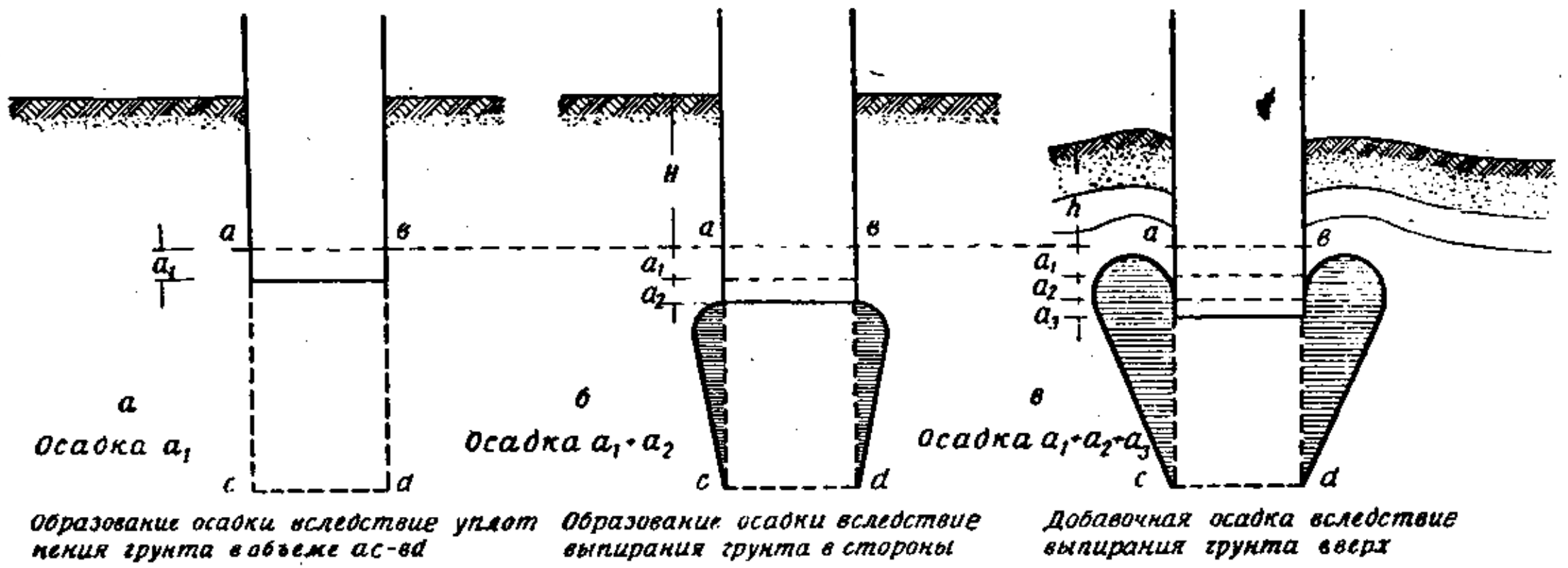
Эти задачи решены механикой грунтов, и выводы ее получили подтверждение в многочисленных лабораторных экспериментах и в наблюдениях за осадками существующих зданий.

РАБОТА ГРУНТА ПОД НАГРУЗКОЙ. Рассмотрим, какие процессы происходят в грунтах под действием нагрузки (рис. 2, фиг. 1).

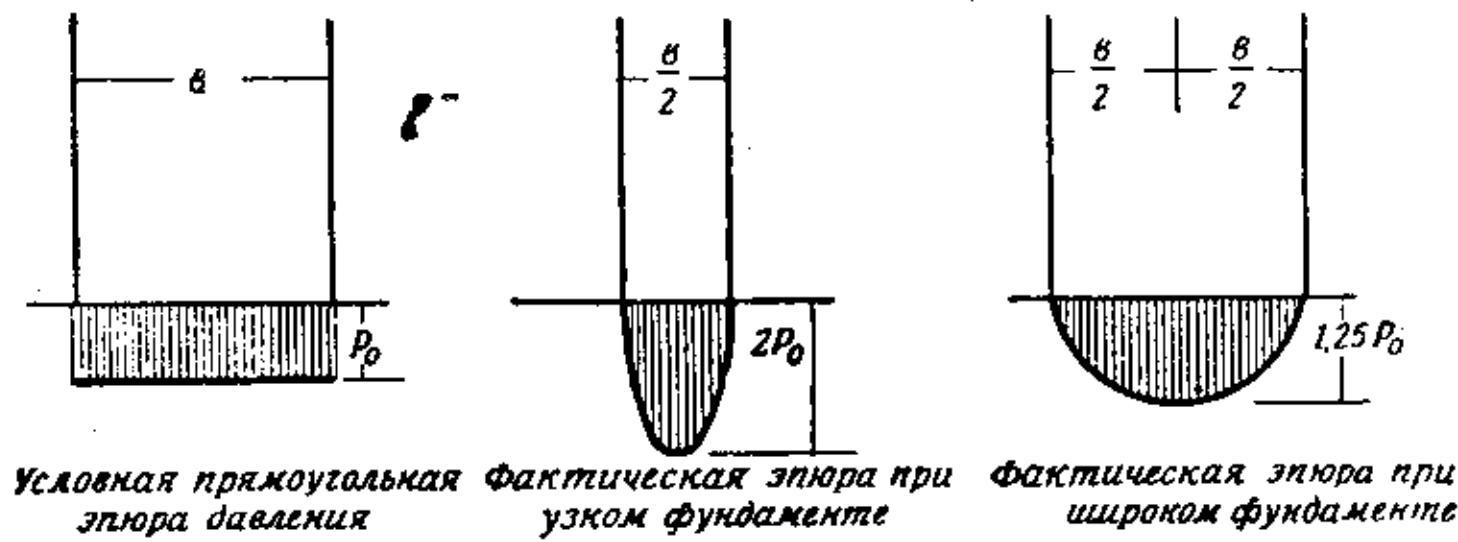
Фундамент, заглубленный на глубину H , под давлением нагрузки получает осадку равную $a_1 + a_2$ (фиг. 1б). Величина этой осадки складывается из двух частей: 1) грунт, находящийся в объеме $ac - bd$ (рис. 2, фиг. 1а), под непосредственным действием нагрузки уплотняется на величину a_1 (поры между частицами уменьшаются за счет более компактной укладки и взаимного сближения) и 2) частицы грунта, расположенные у границ объема $ac - bd$ (рис. 2, фиг. 1б), перемещаются в сторону менее уплотненных боковых и верхних слоев грунта, уплотняя их в свою очередь, вследствие чего фундамент садится на величину a_2 .

Осадке a_2 препятствует давление слоя грунта толщиной H , расположенного над подошвой фундамента. Поэтому в тех случаях, когда фундамент недостаточно заглублен (рис. 2, фиг. 1в) и поверхностные слои грунта не могут оказать достаточного сопротивления, из-под фундамента выдавливается в стороны большое количество частиц, верхние слои грунта выпираются над поверхностью и фундамент дополнительно садится на величину a_3 . Такое явление часто наблюдается при экспериментах и пробных нагрузках. Оно обычно сопровождается резким неравномерным увеличением осадок. Поэтому давление, при котором происходит выпирание, считается для грунта разрушающим. Следует, однако, указать, что если минимальная глубина заложения фундаментов принята согласно нормам в 0,5 м, а давления на грунт допущены по приведенной ниже табл. 3 (стр. 29), то опасность выпирания может считаться исключенной.

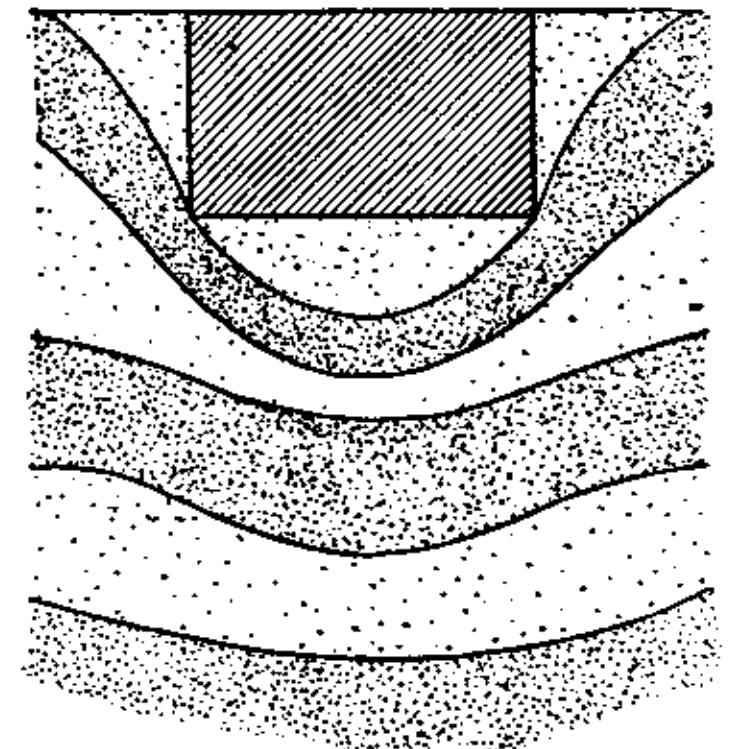
Так происходит осадка в сухих и влажных грунтах. В песках, насыщенных водой ($G > 0,8$, стр. 14), и в глинах, находящихся в пластичном состоянии (стр. 15),



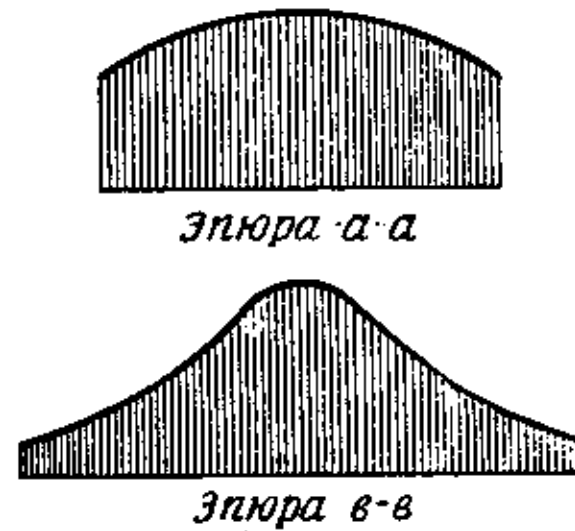
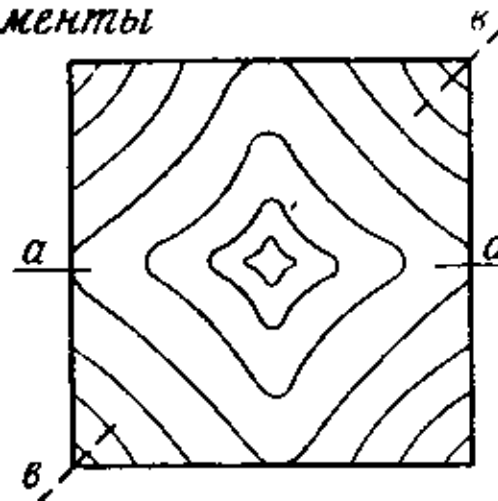
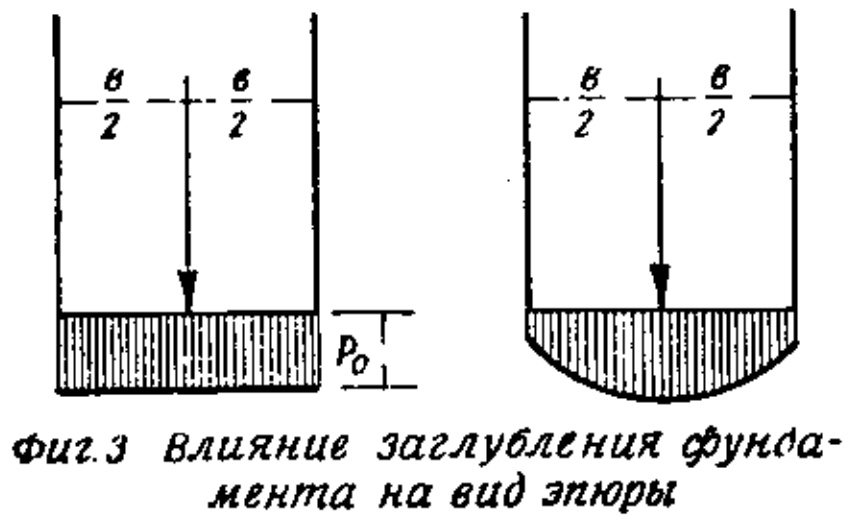
Фиг. 1 Схема образования осадки



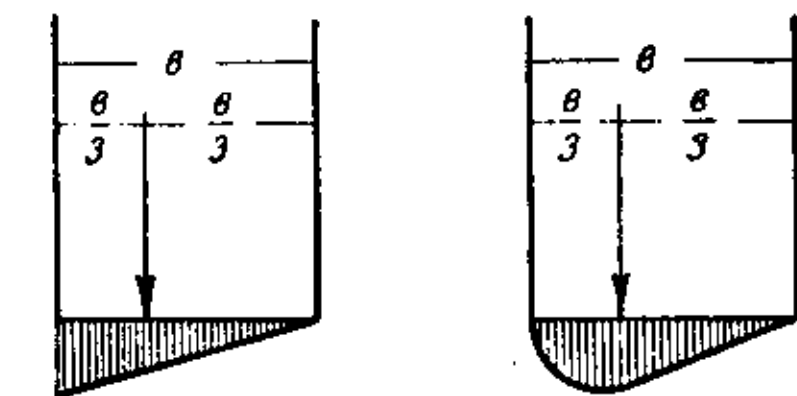
Фиг. 2 Ленточные фундаменты



Фиг. 6 Деформация горизонтальных слоев грунта



Фиг. 5 Распределение давления под квадратным фундаментом



Фиг. 7 Изменение осадки фундамента во времени в водонасыщенных грунтах

Рис. 2. Осадки фундаментов и давления под ними

протекание осадки усложняется тем, что нагрузка от фундаментов первоначально воспринимается исключительно водой. Под влиянием дополнительного давления вода начинает перемещаться в сторону из-под фундамента, так как там давление меньше; по мере вытеснения воды нагрузка начинает передаваться на частицы грунта. Под давлением начинается уплотнение грунта, которое сопровождается дальнейшим вытеснением воды. Вытеснение воды и уплотнение грунта продолжаются до тех пор, пока не установится равновесие, т. е. не закончится осадка.

Все описанные процессы, связанные с изменением структуры грунта и с вытеснением воды, происходят постепенно, поэтому осадка сооружения заканчивается по истечении некоторого промежутка времени после приложения нагрузки. Практически при возведении здания нагрузка нарастает постепенно в течение некоторого времени (рис. 2, фиг. 7, закон нарастания нагрузки). За то же время, как показывают наблюдения, заканчивается осадка в сухих грунтах и в водонасыщенных песках (рис. 2, фиг. 7, кривая *a*). В глинистых водонасыщенных грунтах осадка здания происходит много медленнее и заканчивается иногда через несколько лет (фиг. 7, кривая *b*). Это объясняется глубоким различием в строительных свойствах песков и глин. Пески водопроницаемы, поэтому вода, вытесняемая давлением фундамента, свободно перемещается в сторону от фундамента. Глины вследствие появления капиллярных сил в мелких порах между частицами грунта (стр. 15) мало водонепроницаемы. При вытеснении воды ей необходимо преодолеть сопротивление смежных водонепроницаемых слоев, вследствие чего вытеснение воды, а значит и осадка, происходят медленно.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА.
Мы уже говорили, что частицы грунта, расположенные у края подошвы, под давлением фундамента смещаются в сторону от фундамента. В результате давление у края подошвы, не встречая сопротивления, должно уменьшиться, а давление по середине фундамента — соответственно увеличиться по сравнению со средним давлением p_0 (рис. 2, фиг. 2). Что это действительно так, можно видеть на рис. 2, фиг. 6, где изображена модель фундамента, вдавленная в искусственный грунт, составленный из различно окрашенных слоев песка. На рисунке ясно видно, как изогнулись слои грунта, даже непосредственно под подошвой, что могло произойти только в том случае, если наибольшее по оси подошвы давление к краям уменьшается.

На рис. 2 (фиг. 2, 3, 4 и 5) приведено сравнение эпюр давлений под различными фундаментами, полученных в различных экспериментах, с условными эпюрами, полученными в предположении прямолинейного распределения давления. На фиг. 2 видно, что неравномерность давления тем больше, чем уже фундамент. Действительно, максимальное давление под узким ленточным фундаментом (имеющим бесконечную длину, а ширину 0,40—0,50 м) почти в 2 раза больше среднего давления p_0 , а под широким фундаментом (шириной больше 0,8 м) только в 1,25 раза. Еще больше неравномерность давлений под квадратным фундаментом (фиг. 5), так как смещение частиц под таким фундаментом происходит во все четыре стороны, а не в две, как под ленточным. Заглубление фундамента несколько уменьшает неравномерность (фиг. 3); это объясняется тем, что вследствие давления верхних слоев грунта давление у края фундамента будет равно не нулю, а некоторой величине, так как смещение частиц вбок встречает противодействие слоев грунта, расположенных выше подошвы фундамента. На фиг. 4 изображена фактическая эпюра при внецентренной нагрузке фундамента. В этом случае максимальное давление фактически будет меньше, чем в прямолинейной эпюре, так как давление у края уменьшится вследствие перемещения частиц из-под фундамента. Приводимые данные показывают, что фактические максимальные давления обычно превышают средние величины их, полученные в предположении прямолинейного закона распределения давлений.

При проектировании фундаментов строитель в первую очередь должен обеспечить допускаемый размер осадки. Выше (стр. 7) указывалось, что осадка каменных

зданий с массивными фундаментами будет менее допускаемой, если среднее давление на грунт не превысит величин, приведенных в табл. 3 (стр. 29). Поэтому для фундаментов, имеющих размеры более 0,8 м, давления под подошвой условно определяются в предположении прямолинейного закона их распределения. Для фундаментов шириной менее 0,8 м, где превышение максимального давления над средним делается значительным, следует учитывать неравномерность распределения давления (стр. 28, формула 6).

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ В ТОЛЩЕ ГРУНТА. Давление, передаваемое фундаментом на грунт, распространяется в глубину и ширину, постепенно уменьшаясь по мере удаления от фундамента.

Распространение в стороны происходит по кривым, которые называются *кривыми нулевых давлений* (рис. 3, фиг. 1а), так как области грунта, расположенные выше этих кривых, давлению не подвергаются. Легко убедиться, что давление по любой горизонтальной плоскости, расположенной ниже подошвы фундамента, не может быть равномерным. Рассмотрим фундамент шириной b , под подошвой которого возникает равномерно распределенное давление p . Заменяя кривую нулевых давлений прямой наклонной под углом 45° (рис. 3, фиг. 1а), предположим, что давление на некоторой глубине будет равномерным. Приняв эту глубину равной ширине фундамента¹ b , получаем, что давление распределяется на полосу АВ шириной в $3b$ и будет равно $0,33p$.

Теперь заменим наш фундамент двумя, расположенными рядом, каждый шириной в $\frac{b}{2}$ (фиг. 1б). Давление от каждого из них на глубине b распределится на полосу $\frac{5}{2}b$ и будет равно $\frac{1}{5}p$; но так как на средний участок будет действовать давление от обоих фундаментов, то давление на этом участке будет $\frac{2}{5}p$. Таким образом, давление по всей плоскости не будет равномерным. Разделив фундамент на очень большое количество частей (фиг. 1в) и повторив построение, мы получим, что давление на горизонтальной плоскости распределится по трапеции.

Если учесть, что давление под подошвой фундамента распределено неравномерно, то по схеме, изображенной на фиг. 4, легко убедиться, что давление по горизонтальной плоскости распределится по какой-то кривой с максимальной ординатой под серединой фундамента и нулем у кривой нулевых давлений.

Рассмотрим теперь два фундамента шириной b и $B=2b$ с одинаковым давлением p под подошвой (фиг. 5). В табличке на фиг. 5 приведены максимальные давления для обоих фундаментов на глубине $h=b$ (ширина первого фундамента) и на глубине $H=B$ (ширина второго фундамента). Из сравнения этих величин следует, что величина давления уменьшается с возрастанием глубины. Обведенные рамками равные величины давлений ($0,50p$) будут под первым фундамен-

том на глубине b , т. е. при отношении $\frac{h}{b} = \frac{b}{b} = 1,0$, а под вторым фундаментом на глубине $H=2b$, т. е. при том же соотношении $\frac{H}{B} = \frac{2b}{2b} = 1,0$, что позволяет утверждать, что величина давления уменьшается в некоторой определенной зависимости от изменения отношения $\frac{h}{b}$, т. е. отношения расстояния от подошвы фундамента к ширине его. Вывод этот подтвержден и более детальными исследованиями.

Приведенные схематические рассуждения дают только общую картину распределения давления; действительные законы его, конечно, значительно сложнее.

¹ Такая глубина и угол наклона приняты для простоты и наглядности вычисления; очевидно, что выводы и ход рассуждений не изменятся, если их задать иначе.

Результаты теоретических и экспериментальных исследований распределения давления в толще грунта нагляднее всего можно представить в виде изобар, т. е. линий, соединяющих точки с одинаковым давлением; давления исчисляются в процентах, от среднего давления под подошвой, а глубина откладывается в единицах, кратных ширине фундамента. На рис. 3, фиг. 2 изображены изобары, построенные для песчаных и глинистых грунтов. Сравнение этих изобар показывает, что характер грунта оказывает незначительное влияние на распределение давления.

Поэтому величину давления в слоях грунта, расположенных ниже подошвы фундаментов, для практических целей можно определять без учета характера грунта. Это может быть выполнено с помощью коэффициентов φ , приведенных в табл. 2, заимствованной из норм.

Таблица 2

Значения коэффициента φ для определения σ_0 давления на глубине h от подошвы фундамента

$\frac{h}{b}$	Значения φ						Примечания
	для квадратного фундамента		для прямоугольного фундамента $\frac{b \cdot 1}{a} = \frac{1}{2}$		для ленточного фундамента		
0,25	1,09	Δ	1,05	Δ	1,04	Δ	$\sigma_0 = \frac{\sigma}{\varphi}$ σ — среднее давление под подошвой h — мощность несущего слоя b — ширина фундамента a — длина прямоугольного фундамента Для промежуточных значений $\frac{h}{b}$ значение φ определять по интерполяции
0,50	1,43	0,34	1,25	0,20	1,21	0,17	
0,75	2,09	0,66	1,63	0,38	1,50	0,29	
1,00	3,00	0,91	2,13	0,50	1,82	0,32	
1,25	4,17	1,17	2,70	0,57	2,20	0,38	
1,50	5,71	1,54	3,45	0,75	2,56	0,36	

Для определения давления σ_0 на глубине h от подошвы фундамента определяют среднее давление под подошвой фундамента σ и отношение $\frac{h}{b}$; по этому отношению по табл. 2 определяют φ , тогда

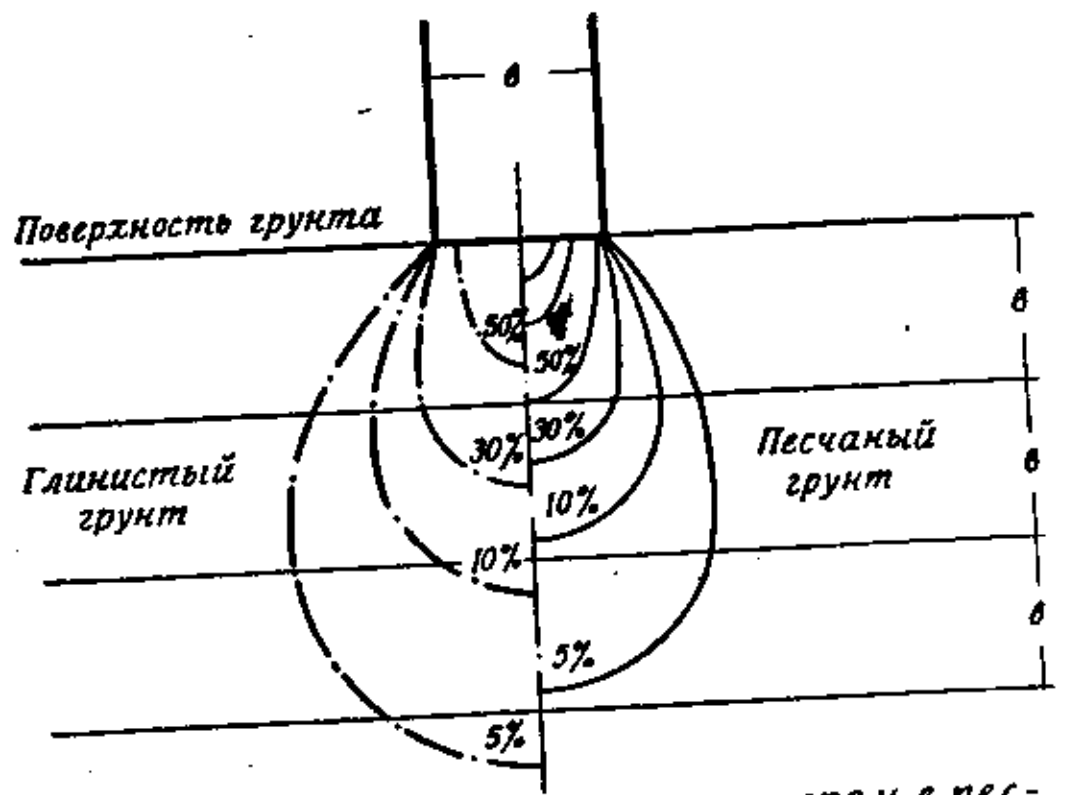
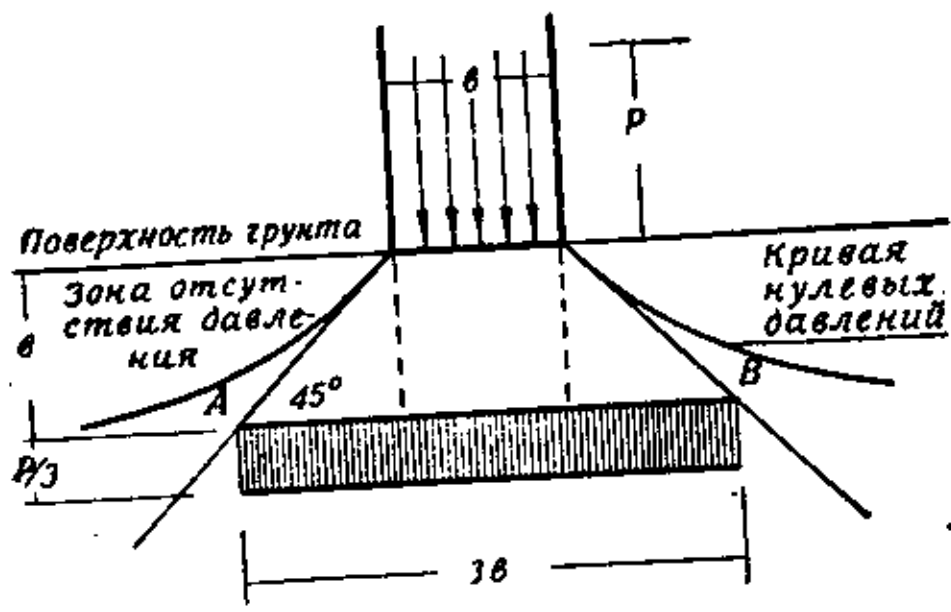
$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{\varphi}. \quad (5)$$

В таблице, кроме значений φ , даны их разности Δ , которые служат для облегчения интерполяции, если $\frac{h}{b}$ имеет величину, отличную от данных таблицы.

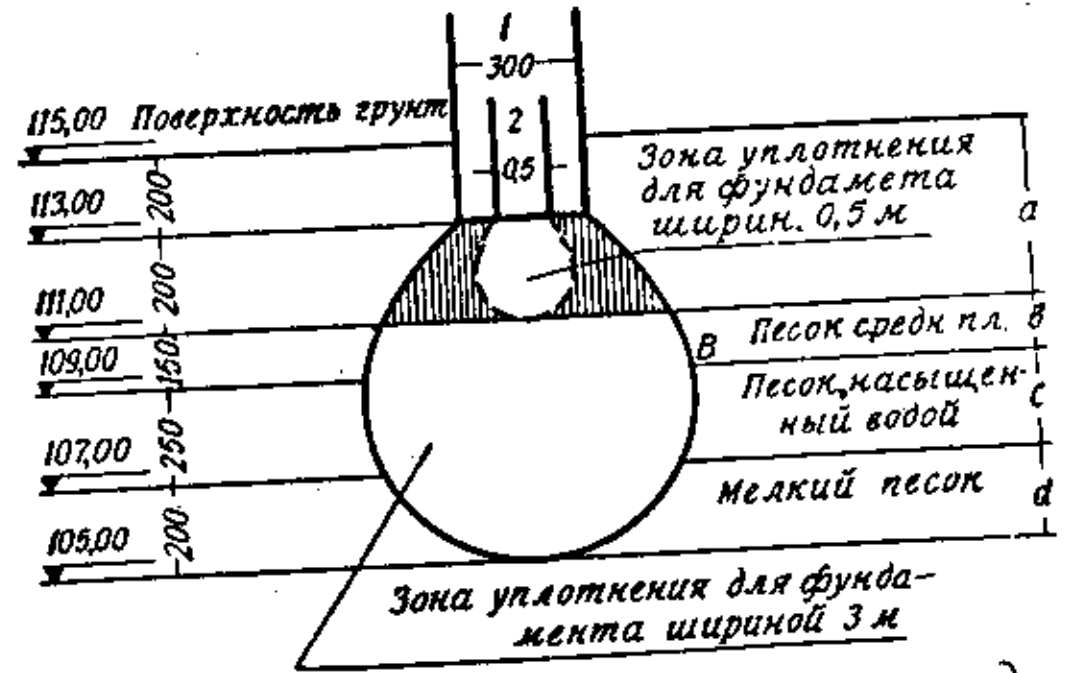
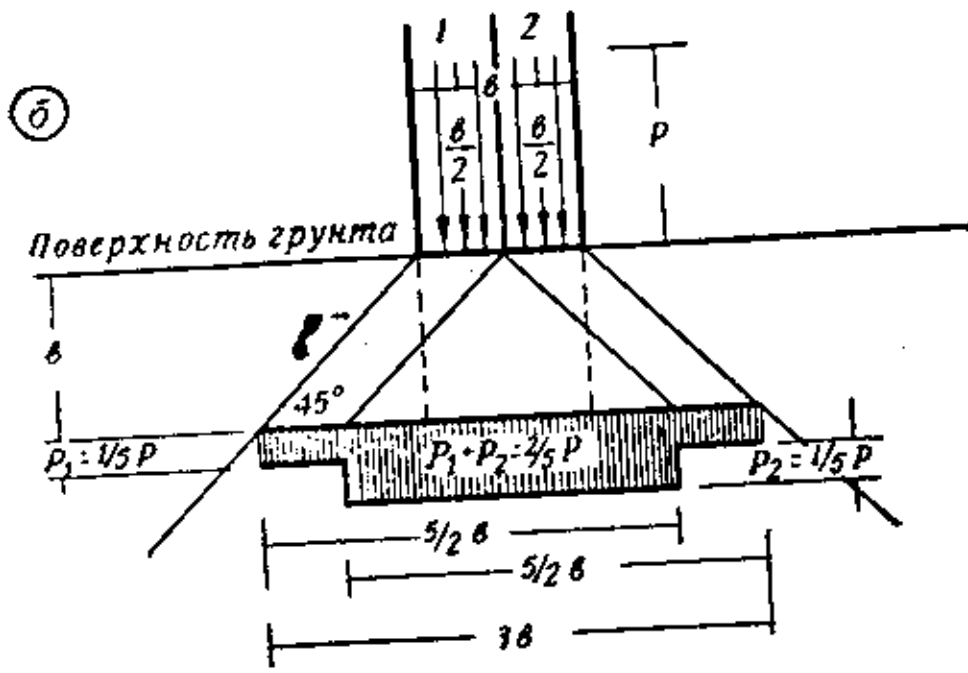
• Давление под ленточными фундаментами распространяется с глубиной только в бока, в то время как под квадратными фундаментами оно распространяется во все четыре стороны; поэтому уменьшение давления под ленточным фундаментом происходит медленнее, чем под квадратным.

Прямоугольные фундаменты занимают промежуточное положение и при отношении сторон $\frac{b}{a} < 1/2$ приближаются к ленточным (табл. 2).

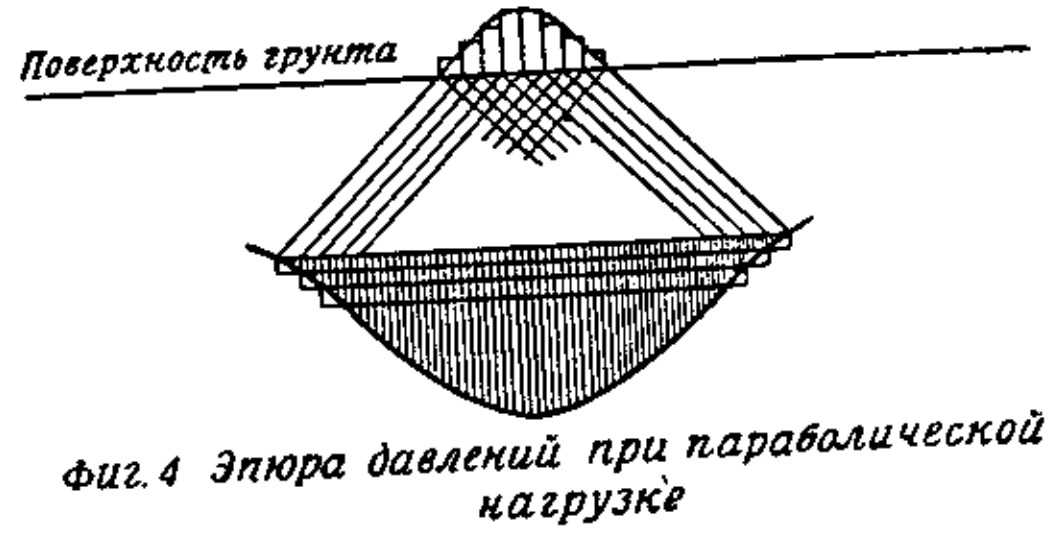
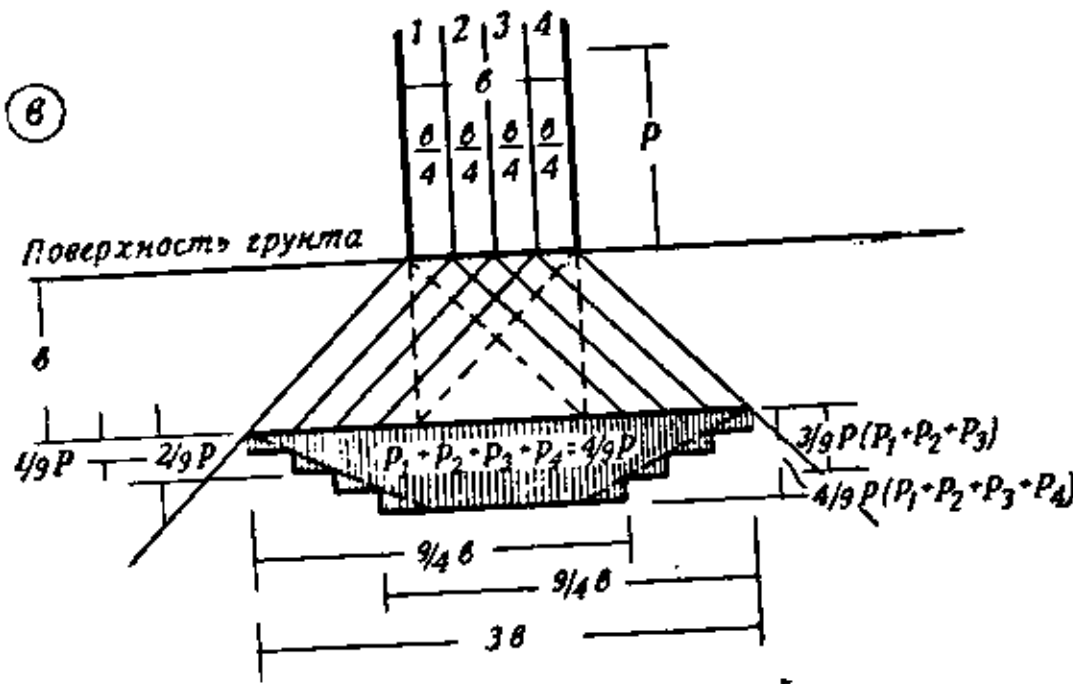
ОСАДКА ФУНДАМЕНТОВ. Рассмотрение изобар (рис. 3, фиг. 2) показывает, что хотя давление распространяется бесконечно, но уже на глубине двойной ширины фундамента оно не превышает 10% от давления под подошвой.



Фиг. 2 Изобары под круглым штампом в песчаном и глинистом грунтах

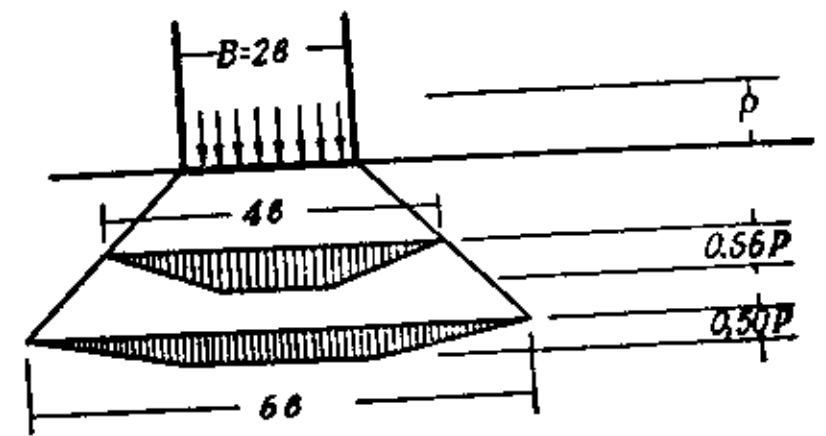
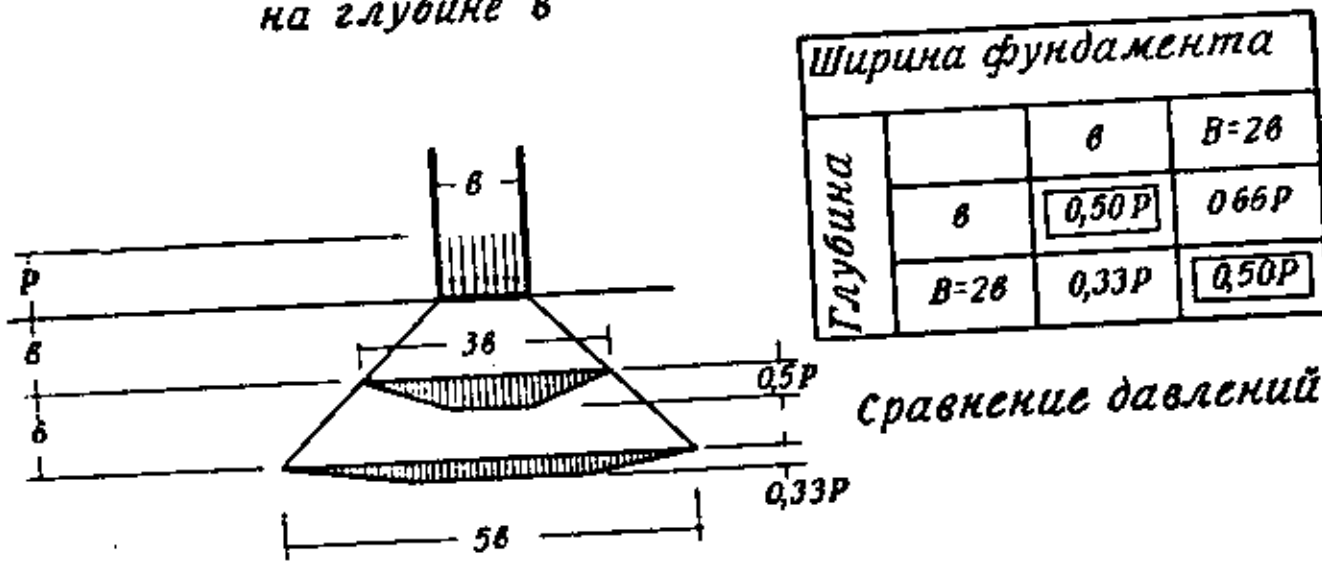


Фиг. 3 Схема распределения напряжений под широкими и узкими фундаментами



Фиг. 4 Эпюра давлений при параболической нагрузке

Фиг. 1 Построение Эпюры давлений на глубине b



Фиг. 5 Давления на разных глубинах под фундаментами различной ширины

Рис. 3. Распределение давления в толще грунта

Мы знаем, что осадка фундамента происходит главным образом в результате уплотнения грунта вследствие уменьшения пор и перемещения частиц в нем. Опыт показывает, что все это происходит только в тех местах, где давление после возведения фундамента будет, по крайней мере, на 20% больше того давления, которое было в нем от веса вышележащих слоев грунта до возведения фундамента. С помощью изобар, зная давления под фундаментом и вес грунтов, можно подсчитать давления в различных точках под фундаментом: 1) только от веса грунтов и 2) от веса грунтов¹ вместе с давлением фундамента. Сравнивая оба эти давления, можно установить границы области, в которой соблюдено условие о превышении второго давления над первым на 20%. Эта область называется *зоной уплотнения* (рис. 3, фиг. 3). Из приведенных соображений следует, что размеры зоны уплотнения зависят от величины давления под подошвой и от величины и формы площади основания.

Величину полной осадки сооружения можно определить, зная величину сжатия всех слоев грунта, входящих в зону уплотнения. Ряд исследователей (Герсеванов, Шлейхер и др.) вывели формулы, позволяющие определить величину сжатия под нагрузкой слоя однородного² грунта в зависимости от величины давления, свойств грунта и толщины слоя. Поэтому для определения величины осадки, пользуясь табл. 2, определяют величину среднего давления в каждом из разнородных слоев грунта, входящих в зону уплотнения (рис. 3, фиг. 3, пласты *a, b, c, d*). После этого по формуле подсчитывают величину сжатия каждого слоя. Осадка сооружения определится суммированием величин сжатия всех слоев.

В заключение рассмотрим зоны уплотнения под фундаментами шириной в 3,0 м и в 0,5 м при одинаковом среднем давлении на подошву (рис. 3, фиг. 3) и сделаем практические выводы:

1) поскольку зона уплотнения значительно шире фундамента, то осадка сооружения сопровождается осадкой поверхности земли, расположенной над всей зоной уплотнения; поэтому при строительстве в застроенных участках строители обязаны учитывать влияние, которое может оказать возводимое сооружение на осадку смежных, ранее выстроенных зданий (стр. 88);

2) вследствие того, что пласт (*a*) под фундаментом шириной в 3,0 м занимает только верхнюю часть зоны уплотнения, он испытывает по всей толще большие напряжения (ср. с изобарами рис. 3, фиг. 2) и потому уплотнится больше, чем под фундаментом шириной в 0,5 м, где напряжения в нем падают внизу до минимума. Так как под широким фундаментом уплотняются, кроме того, пласты *b, c, d*, то общая осадка широкого фундамента будет больше, чем узкого; это надо учитывать, проектируя здания с сильно отличающейся шириной фундамента в различных частях;

3) грунты под подошвой фундамента должны быть обследованы на всю глубину зоны уплотнения, т. е. никак не менее двойной ширины фундамента.

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ

ОБЩЕЕ ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ УЧАСТКА. Обязательные во всех случаях (кроме строительства временных сооружений 4-го класса облегченной конструкции) исследовательские работы не входят большей частью в компетенцию строителя и производятся специальными инженерно-геологическими организациями. Тем не менее строитель обязан со всей серьезностью

¹ В этом втором случае учитывают, что часть грунта будет вынута при открытии котлована для фундамента.

² Т. е. имеющего одинаковую структуру (песок, глина) и физические свойства (насыщенность водой, плотность, гранулометрический состав и т. д.).

отнестись к изучению материалов исследования и установить достаточную их полноту, так как недоброкачественный материал исследований может привести в процессе строительства к большим излишним затратам на выправление дефектов сооружения, которые могут возникнуть вследствие ошибок, допущенных при проектировании на основе неверных данных.

Детальному исследованию грунтов на площадке должно предшествовать общее геологическое обследование участка, которое должно дать строителю следующие данные:

- 1) общее описание рельефа;
- 2) границы затопляемости при наличии открытого естественного водоема (река, озеро вблизи);
- 3) глубину промерзания (стр. 8);
- 4) расположение обнажений и выходов грунтовых вод наружу (стр. 10);
- 5) расположение водоносных пластов, источников их питания и связи с ближайшими водоемами (стр. 10);
- 6) общее геологическое строение отдельных напластований участка в целом для выявления геологической устойчивости их, т. е. отсутствия условий для образования оползней и т. д. (стр. 11).

Эти данные при строительстве в мало обследованном районе составляются специалистами-геологами. В больших городах эти данные обычно бывают известны и не требуют дополнительного изучения.

РАЗВЕДКА ГРУНТОВ. Детальная разведка грунтов на площадке производится с помощью *буровых скважин* и *шурфов*. Скважины желательно бурить диаметром не менее 100 мм и закладывать их под контуром сооружения по линии фундаментов. Поэтому строитель должен своевременно сообщить изыскателям правление пластов, скважины необходимо закладывать во всех пониженных точках и в местах резкого изменения рельефа; на остальной территории скважины закладываются на расстоянии не более 150 м при спокойных (согласных) напластованиях и не более 30 м при несогласных напластованиях (рис. 4, фиг. 1), но не менее 2—3 скважин и 1—2 шурфов на участок. При строительстве в городских условиях обычно приходится сталкиваться с большим разнообразием в напластованиях; в этих случаях следует придерживаться расстояний порядка 30—50 м.

Для обычных гражданских зданий глубина бурения ниже подошвы фундамента устанавливается не менее трехкратной предполагаемой ширины фундамента.

Образцы в скважинах отбираются: в маловлажных грунтах — через 0,5 м, в водоносных и сильно влажных — через 0,25 м, о чем делается отметка в буровом журнале. Там же отмечаются: 1) места резкого изменения влажности пород; 2) глубина появления грунтовых вод; 3) горизонт установившегося уровня грунтовых вод (стр. 10); 4) время производства бурения. Если бурением установлено наличие связных (глинистых) грунтов, то из скважин должен быть обязательно взят с помощью специального прибора (*грунтоноса*) образец с ненарушенной структурой для установления наличия лёсса (см. стр. 11 и 17). Устья всех скважин и шурфов должны быть пронивелированы.

Шурфы представляют собой круглые или прямоугольные колодцы различной глубины. Глубина и количество шурфов определяются необходимостью получить для всех грунтов, расположенных непосредственно под подошвой фундамента, образцы с ненарушенной структурой; обычно шурфов бывает 15—20% от количества скважин.

В нескольких шурфах должно быть произведено в течение года наблюдение за колебанием грунтовых вод, причем требуется установление самого высокого уровня и связи колебаний уровня грунтовых вод с колебанием уровня в реке. Из шурфов берутся образцы грунтовой воды для производства химического анализа. Кроме того, для зданий с железобетонным и стальным каркасом в особо ответственных случаях и во всех случаях обнаружения на участке слабых

грунтов, допускаемое давление для которых не нормировано, производится испытание грунта пробными нагрузками.

ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ ИЗЫСКАНИЙ. Во время производства бурения и шурфования ведутся так называемые буровые журналы и берутся образцы, которые передаются в лабораторию и служат основными первичными данными для суждения о грунтах. После соответствующей лабораторной обработки в распоряжение строителя должен быть передан следующий материал.

1. План расположения скважин с привязкой с границам участка, нивелирными отметками, принятым при изысканиях контуром здания и указаниями о направлении, уклоне и скорости движения грунтовых вод (рис. 4, фиг. 2).

2. Разрезы по буровым скважинам и шурфам с описанием всех грунтов, с показанием отметок границ слоев, толщины их и отметок появления и установившегося уровня грунтовых вод (рис. 4, фиг. 3 и 4).

3. По характерным направлениям должны быть составлены геологические разрезы. Для этого вычерчивают в определенном порядке скважины, расположенные по какой-либо оси, и соединяют линиями однородные грунты. На геологические разрезы наносятся также данные о грунтовых водах (рис. 4, фиг. 1).

4. В результате лабораторного исследования образцов грунтов, взятых из шурфов, должны быть получены следующие данные: а) гранулометрический состав грунта, б) удельный вес γ , в) природная влажность w , г) объемный вес G_w , д) истинный объемный вес g_w . а для глинистых грунтов, кроме того, е) границы текучести и раскатывания. По этим данным должны быть определены: для глин и суглинков — число пластичности и состояние грунта; для песчаных грунтов и супесей — пористость n , степень плотности D и степень заполнения пор водой G (стр. 13, 14).

5. В необходимых случаях должны быть составлены графики испытания грунта под нагрузкой.

6. Графики колебания уровня грунтовых вод и химический анализ воды.

По этим данным, даже при отсутствии специального заключения, строитель должен уметь сам выбрать для большинства обычных гражданских зданий основание и рационально запроектировать фундаменты.

ГЛАВА ПЯТАЯ

КОНСТРУКЦИИ И ВЫБОР ТИПА ОСНОВАНИЙ

ТИПЫ ОСНОВАНИЯ. Пласт грунта, расположенный ниже уровня промерзания (стр. 8), может служить основанием сооружения при следующих условиях:

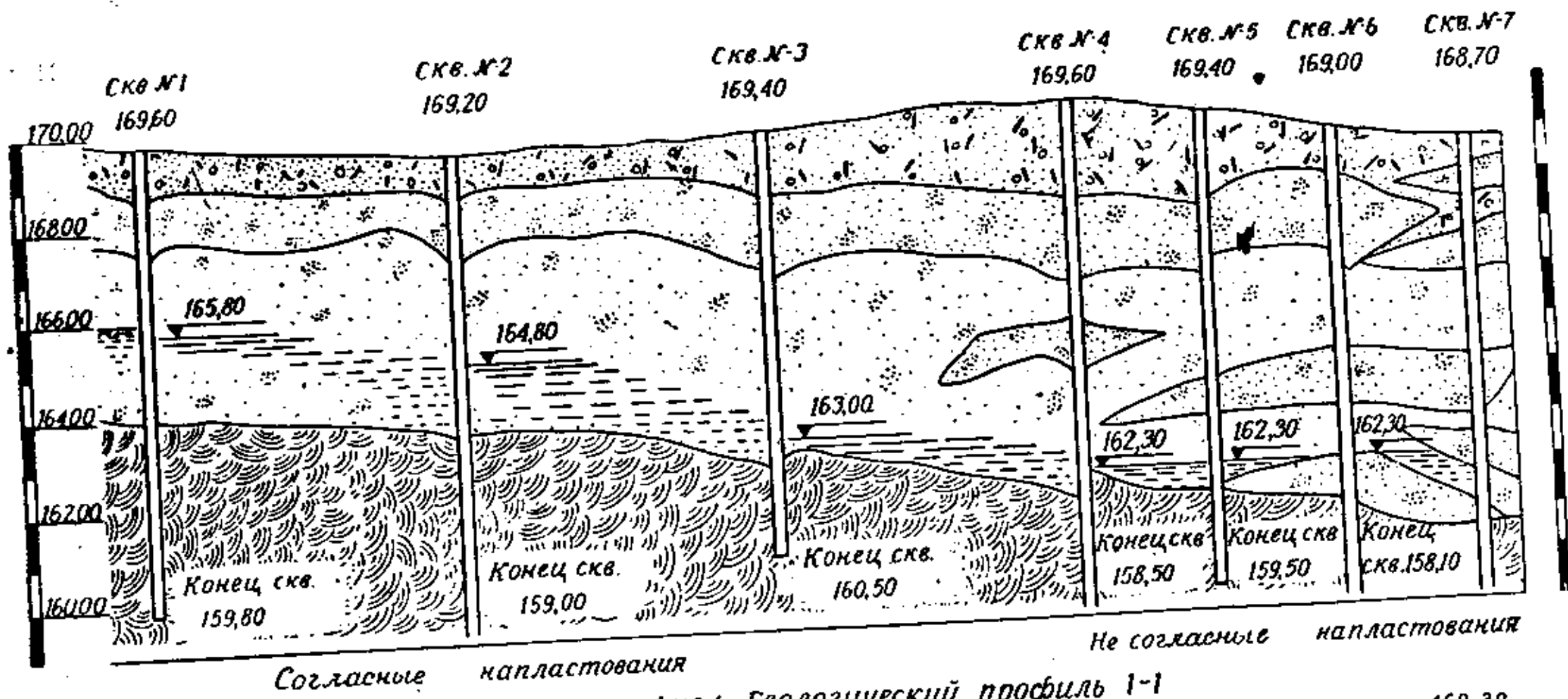
1) если возможная неравномерность осадок под фундаментами, возникающих от нагрузки сооружения, не превышает допускаемой для данного сооружения (стр. 7);

2) если грунт обеспечен от размыва и разрушения при изменениях уровня грунтовых вод (стр. 10).

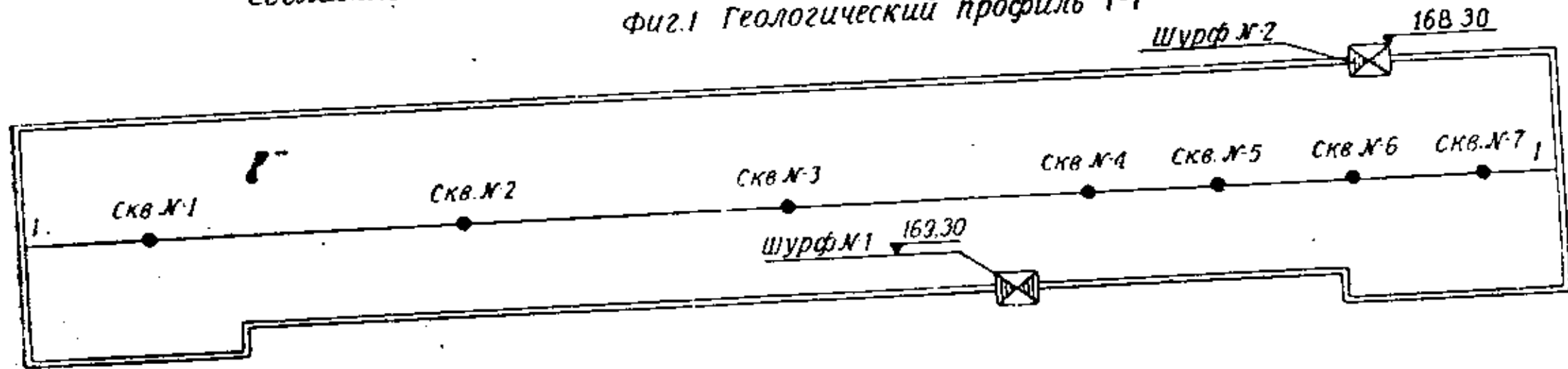
При этом предполагается обеспеченной незыблемость всего напластования грунтов в целом (стр. 11).

Пласт грунта, удовлетворяющий поставленным выше требованиям, называется в строительном деле *материком*. Материк — понятие условное, так как грунт, могущий служить основанием для одного сооружения, для другого (например при большей нагрузке) основанием служить не может.

При расположении сооружения на материке фундаменты возводят на естественном основании. При глубоком расположении материка (8—12 м), особенно если он покрыт водой, устраивают с помощью специальных конструктивных приемов *глубокие фундаменты* (кессоны, опускные колодцы и т. д., стр. 79) или



Фиг.1 Геологический профиль 1-1



Фиг.2 План участка

глубина мет.	глубина	мощность пласта	знак породы		название грунта
			169,60	168,80	167,30
					Насыпной грунт
	0,80	0,80			Песок средне зернистый средней плотности
	2,30	1,50			Слабо-глинистый песок средне зернистый средней плотности
	4,80	2,50	Установившийся	уров. грунт. вод 163,30	То же водо насыщенный
	6,30	1,50			Глина сильно влажная средней плотности

Фиг.3 скважина №1

глубина мет.	глубина	мощность пласта	знак породы		название грунта
			168,30	167,10	166,30
					Насыпной грунт
	1,20	1,20			Песок средне зернистый сильно глинистый средней плотности
	2,00	0,80			

Фиг.4 Шурф №2

Рис. 4. Исследование грунтов

прибегают к искусственному укреплению грунта, служащего основанием (*искусственное основание*).

Если материк заложен неглубоко (4—5 м), фундаменты на естественном основании возводятся довольно просто.

В некоторых случаях для укрепления грунта оказывается достаточным заменить, в наиболее напряженной зоне непосредственно под подошвой фундамента, слабый грунт более прочным — путем устройства *песчаных подушек* (стр. 30).

Если недостаточная прочность основания вызывается наличием обильных грунтовых вод (например при мелкозернистых песках), то некоторого упрочения основания можно достигнуть отводом или понижением грунтовых вод с помощью *дренажа*.

Значительное укрепление грунта (до полного окаменения) может быть достигнуто введением в поры грунта, под давлением, жидкого цементного раствора (*цементация*) или растворов сернокислых солей (*силикатирование*).

Наконец, нагрузка может быть передана на глубоко расположенные грунты с помощью необходимого количества столбов малого сечения. Такие столбы погружаются в грунт без предварительной выемки верхних слоев грунта и называются *сваями* (рис. 7). Конструкция, состоящая из свай и *ростверка* по ним, называется *свайным основанием*.

УСТАНОВЛЕНИЕ ДОПУСКАЕМОГО ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТ. В тех случаях, когда фундаменты расположены на материке, необходимо прежде всего, по материалам изысканий установить допускаемое давление на грунт. При этом должны учитываться: возможная неравномерность осадок под различными участками здания и влияние, которое эта неравномерность окажет на конструкцию здания.

Когда грунты на глубину сжимаемой толщи¹ (т. е. примерно на 2,5—3-кратную ширину фундамента) сравнительно однородны по составу и физическим свойствам (плотность, влажность и т. д.), когда многоэтажное здание имеет массивные несущие стены на непрерывных фундаментах или когда одноэтажное здание имеет перекрытие разрезной конструкции (фермы, однопролетные балки и т. д.), то под подошвой фундамента может быть допущено давление согласно табл. 3, в зависимости от грунта, расположенного непосредственно под ней.

Согласно нормам, для непрерывных фундаментов под стены, имеющие ширину менее 0,8 м, и для фундаментов под отдельные колонны со стороной менее 1,0 м, по соображениям, изложенным выше (стр. 21), давления, указанные в табл. 3, должны быть уменьшены пропорционально ширине фундаментов, т. е. соответственно

$$[\sigma_{zp}] = \frac{b}{0,8} \sigma_{\text{таб}} \quad \text{и} \quad [\sigma_{zp}] = \frac{b}{1,0} \sigma_{\text{таб}}. \quad (6)$$

Допускаемые давления в табл. 3 даны для тех случаев, когда подошва фундамента закладывается на 2,0 м ниже поверхности земли, как указывалось выше (стр. 13); при большем заглублении фундамента плотность грунта возрастает и потому значения допускаемых давлений ($\sigma_{\text{гр}}$) могут быть повышены по формуле²

$$[\sigma_h] = \sigma_{\text{таб}} + 0,1kg_w(h - 2), \quad (7)$$

где коэффициент k имеет значения: для песков — 2,5, для супесей и суглинков — 2,0, для глин — 1,5.

¹ Т. е. толщи, включающей в себя зону уплотнения (стр. 24, рис. 3, фиг. 4).

² См. примеры на стр. 75. При наличии подвала заглубление фундамента определяется от уровня пола подвала.

Таблица 3

Допускаемые давления на грунты основания

Наименование грунта и его характеристика	Угол естественного откоса φ_0	Допускаемое давление σ_g (в кг/см ²)	
		плотные $\frac{2}{3} < D < 1$	средней плотности $\frac{1}{3} < D < \frac{2}{3}$
1. Скальные породы:			
массив ¹	—	$\frac{R_{вр}}{15}$	—
разборная скала ²	—	10—6	—
щебень ²	—	6—4	—
дресва ²	—	4—2	—
2. Гравий, галька, хрящ ³	40°	6	5
3. Пески крупные гравелистые ³	33—37°	4,5	3,5
4. Пески средние и разнозернистые ³	28—33°	3,5	2,5
5. Песок мелкий сухой	30°	3	2,0
" влажный	28°	2,5	1,5
" насыщенный ⁴	27°	2,5	1,5
6. Песок пылеватый сухой	30°	2,5	2,0
" влажный	25°	2,0	1,5
" насыщенный	20°	1,5	1,0
7. Супесь сухая	26°	2,5	2,0
" влажная	24°	2,0	1,5
" насыщенная ⁴	18°	1,5	1,0
8. Грунты искусственные:			
песок рефуллиров. за оградой ³	—	—	2,5
шлак гранулированный ³	—	—	2,0
		В твердом состоянии	В пластичном состоянии
9. Глина юрская ⁵	40—25°	4,0—3,0	3,0—1,0
" донной морены ⁵	40—25° ⁶	6,0—3,0	2,0—1,0
" делювиальная ⁵	40—25°	3,0—2,5	2,5—1,0
10. Грунты лёссовидные ⁶	30—25°	2,5	—
11. Суглинок ⁵	40—25°	4—2,5	2,5—1,0

¹ $R_{вр}$ — временное сопротивление кубика сжатию.

² В зависимости от степени выветривания.

³ Независимо от влажности.

⁴ При условии принятия мер против взрыхления восходящим током воды.

⁵ В зависимости от приближения влажности к предельной.

⁶ См. требование специальных норм.

При глубине 2,0 м значения $h < 2$ м должны быть снижены по формуле (7), но не больше, чем на 50%. В этом случае для всех грунтов принимается $kg_w = 5$ т/м².

Если ниже подошвы фундамента, но в пределах сжимаемой толщи, имеется слой слабого грунта, то необходимо проверить давление на него. Величина этого давления может быть получена по табл. 2 и формуле 5 (стр. 22).

Если определенное таким образом давление будет больше допускаемого для подстилающего грунта, взятого по табл. 3, но без повышения с глубиной по формуле (7), то давление под подошвой должно быть уменьшено¹. Очевидно, величина этого уменьшенного давления может быть найдена по обратной формуле

$$[\sigma] = \varphi \sigma_0, \quad (8)$$

где φ берется по табл. 2 для соответствующего $\frac{h}{b}$, а σ_0 — допускаемое давление для слабого грунта — по табл. 3.

Для грунтов, находящихся в текучем состоянии, рыхлых, насыпных, торфянистых и т. п., допускаемые давления не нормируются и должны устанавливаться индивидуально для каждого случая.

В этих случаях должно быть установлено предельное давление для данного грунта путем производства пробной нагрузки в соответствии со специальными инструкциями. Допускаемое давление устанавливается по предельному, полученному при испытаниях, с коэффициентом запаса 1,5—2,5, в зависимости от размера осадки и влияния, которое окажет она на конструкцию здания.

Так же поступают и в тех случаях, если здание проектируется каркасным, или если под массивными стенами проектируются столбовые фундаменты. Так как эти конструкции чувствительнее к осадкам, чем обычные массивные стены на непрерывных фундаментах, то допускаемые давления, как правило, должны быть меньше указанных в табл. 3. Однако это зависит от однородности, плотности и влажности грунтов. По данным практики можно считать, что величина допускаемого давления в перечисленных случаях обычно составляет 70—90% от табличной.

ПЕСЧАНЫЕ ПОДУШКИ. Как было указано, осадка фундаментов происходит вследствие обжатия грунта на глубине, равной двойной-тройной ширине фундамента. Если хотя бы часть грунта, сжатого фундаментом, заменить менее сжимаемым, то осадка фундамента уменьшится.

Этим обстоятельством пользуются, когда фундамент необходимо обосновать на сильно сжимаемых (насыпных, торфянистых и т. п.) грунтах. В этих случаях под фундаментом отрывают котлован и засыпают его мало сжимаемым песком, образуя так называемую *песчаную подушку*. При такой замене уменьшаются осадки и потому оказывается возможным увеличить давление под фундаментом по сравнению с тем давлением, которое могло бы быть допущено на грунт при отсутствии подушки. Чем больше размеры подушки, тем сильнее сократятся осадки и тем больше может быть увеличено давление под подошвой фундамента.

Однако пределом такого увеличения является давление, которое может быть допущено на песок, из которого делается подушка. Установлено, что на крупный песок, утрамбованный самым тщательным образом, может быть допущено давление² не свыше 2—2,5 кг/см².

Практически для установления размеров подушки пользуются изобарами (стр. 22). Полагают, что если под фундаментом отрыть котлован, очерченный по какой-либо изобаре (например 67%—рис. 5, фиг. 3), и вновь засыпать его

¹ См. примеры на стр. 76.

² Мы видели (табл. 3), что на крупный песок, находящийся в естественных условиях в плотном состоянии, может быть допущено давление много больше — до 4,5 кг/см². Однако никаким трамбованием нельзя уплотнить песок до такой степени плотности, в какой он может находиться в естественных условиях.

плотно утрамбованным песком, то распределение давления в грунте не изменится. Поэтому через песок на грунт по всему периметру песчаной подушки будет передаваться давление, равное в нашем случае 67% от среднего давления под фундаментом (т. е. если под фундаментом будет давление 2,0 кг/см², то на грунт передается $0,67 \times 2 = 1,34$ кг/см²). Таким путем всегда может быть подобрана изобара, определяющая размеры подушки в зависимости от того, насколько необходимо увеличить давление: например, если на грунт допускается давление 1,0 кг/см², а на песчаную подушку предположено допустить 2,0 кг/см², т. е. в 2 раза больше, то подушку следует углубить до изобары 50% (рис. 5, фиг. 2). В этом случае давления у границы подушки уменьшатся вдвое против давления, допущенного под фундаментом, т. е. до допускаемой для грунта величины 1,0 кг/см².

Открытие котлована, очерченного по криволинейной изобаре, практически трудно осуществимо. Поэтому для подушки отрывают прямоугольный котлован, в который вписывается соответствующая изобара.

Изобары 67% и 50% почти не выходят за пределы ширины фундамента (рис. 5, фиг. 2); поэтому ширину подушки по верху (рис. 5, фиг. 5) из соображений удобства производства работ принимают минимальной, равной ширине подошвы фундамента, увеличенной на 15—20 см¹.

Высоту подушки h можно определить по формуле

$$h = kb \tag{9}$$

(b — ширина фундамента, величины коэффициентов k приведены в табл. 4). Коэффициенты k вычислены по соответствующим изобарам, в зависимости от типа фундамента и заданного отношения давления на подушку к давлению на грунт.

Таблица 4

Коэффициенты k для определения высоты песчаной подушки

Отношение давления на подушку к давлению на грунт	Жесткие фундаменты						Гибкие фундаменты			
	ленточные шириной b		квадратные размером $b \times b$		прямоугольные размером $a \times b (a:b=2)$		ленточные шириной b		квадратные размером $b \times b$	
	$b < 1,25$ м	$b > 1,25$ м	$b < 1,25$ м	$b > 1,25$ м	$b < 1,25$ м	$b > 1,25$ м	$b < 1,25$ м	$b > 1,25$ м	$b < 1,25$ м	$b > 1,25$ м
2,00	0,90	1,15	0,50	0,65	0,85	1,00	0,45	0,70	0,30	0,40
1,75	0,75	0,95	0,40	0,60	0,65	0,85	0,40	0,60	0,25	0,35
1,50	0,60	0,80	0,35	0,50	0,55	0,70	0,35	0,50	0,20	0,30

К жестким фундаментам относятся подушки под массивными стенами (стр. 47), а также бутовые и бетонные фундаменты под столбы (стр. 60); к гибким фундаментам — железобетонные ленты и башмаки под столбами (стр. 66 и 63).

Определение (как это делалось раньше) размеров подушки в предположении, что давление распределяется в подушке под некоторым углом (обычно 40—45°), а от подушки на грунт передается по всему низу подушки равномерно, приводит большей частью к неверным результатам. На рис. 5, фиг. 1 изображена подушка, ширина которой по низу равна 1,7 ширины фундамента (при угле распределения 45°), а среднее давление под подушкой (с учетом веса самой подушки) составляет 67% от среднего давления. Фактически в пределах подушки вписывается только изобара 95%, а изобара 67% значительно выходит за пределы подушки. Поэтому

¹ Исключение составляют торфянистые грунты, в которых ширина всей подушки должна быть по крайней мере на 0,30—0,35 м шире соответствующей изобары.

в грунте под подушкой по оси фундамента (точка А) давление достигает 95% от среднего, т. е. много больше предполагаемых 67%, а ширина подушки при этом оказывается больше требуемой.

Для устройства подушки при давлении на нее 1,5—2,5 кг/см² должен применяться крупнозернистый (стр. 14) чистый песок. Если давление на подушку допускается менее 1,5 кг/см², то возможно применение среднезернистого песка. Укладка песка в подушку должна производиться горизонтальными слоями по 10—15 см, с легким увлажнением и тщательной утрамбовкой. При работах по возведению фундаментов должна быть непрерывно обеспечена равномерность загрузки подушки по всему периметру. Подошва фундамента должна быть предохранена от проникания грунтовых вод на время производства работ и после окончания постройки.

Для примера на рис. 5 (фиг. 4 и 5) изображены продольный профиль и разрез песчаной подушки под стену с нагрузкой 30 т/пог. м. На грунт допущено давление 1,0 кг/см², а на подушку — 1,5 кг/см², т. е. в 1,5 раза больше. Для сравнения на фиг. 6 приведен бутовый фундамент, запроектированный при допуске давления 1,0 кг/см². Очевидно, такой фундамент требует значительного увеличения объема работ по сравнению с фундаментом на подушке.

Являясь экономичным и надежным основанием, подушки должны получить широкое распространение под зданиями небольшой этажности на слабых сжимаемых грунтах. Благодаря удобоподвижности частиц песка, подушка легко приспособляется к неравномерным осадкам основания и в значительной степени сглаживает их. Поэтому подушки могут применяться при весьма неоднородных напластованиях грунта. В таких случаях для повышения жесткости стен следует устраивать через 2—3 этажа по всему периметру стен железобетонные пояса толщиной в 0,20—0,25 м.

Песчаные подушки с успехом применяются также при насыпных и торфянистых грунтах. При устройстве подушки в торфе необходимо, прежде чем возводить здание, дать торфу спрессоваться. Для этого подушка устраивается в несколько приемов и предварительно загружается кирпичом, камнями и т. д. Фундаменты возводятся после того, как торф спрессуется и осадки подушки под нагрузкой прекратятся.

СВАЙНЫЕ ОСНОВАНИЯ. Для устройства свайного основания на месте постройки откапывают до некоторой глубины котлован и в дно его забивают сваи. На головы (верхние концы) свай опирают фундамент сооружения.

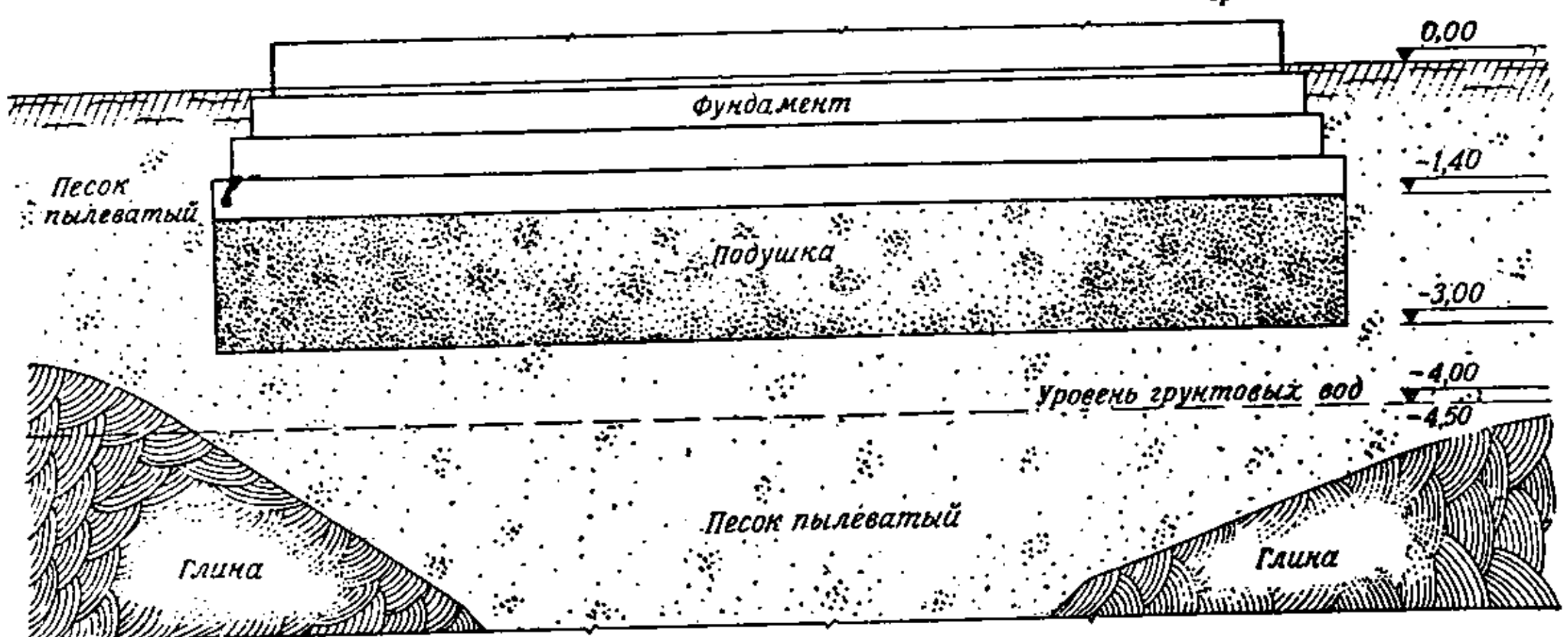
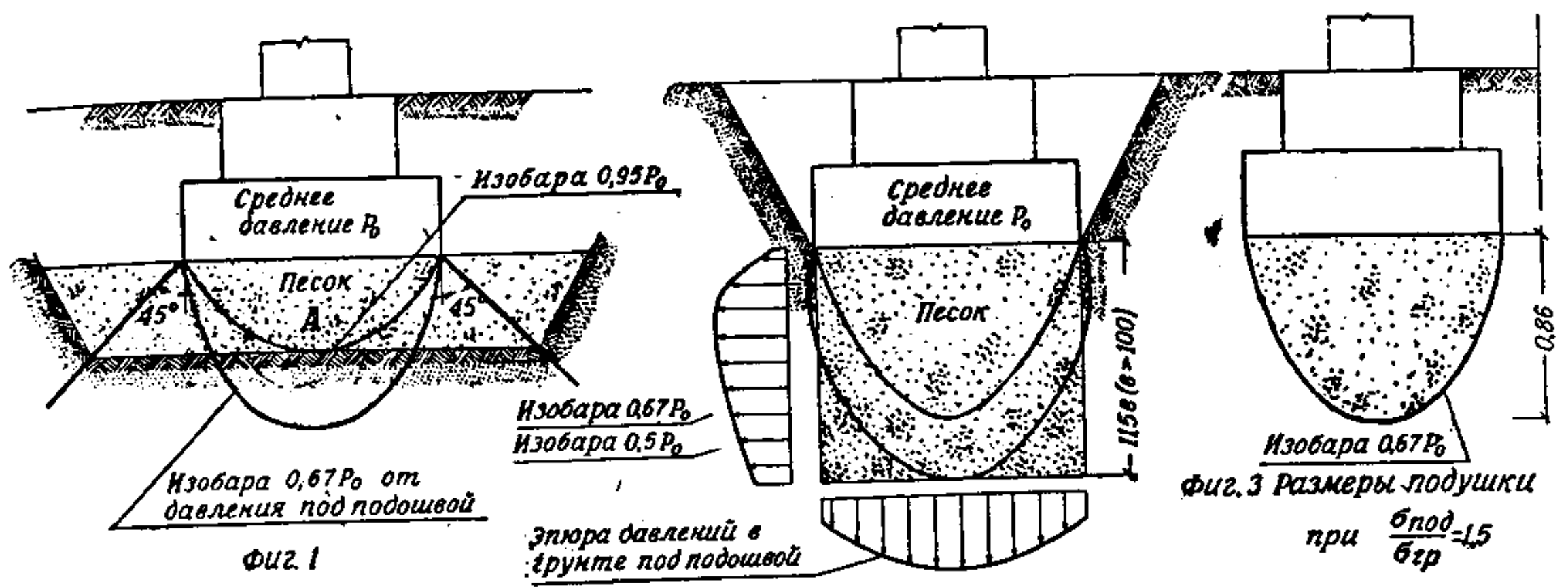
Под стенами сваи располагают правильными рядами (рис. 7, фиг. 5.) на равных расстояниях (5—6 d) одну от другой или в шахматном порядке симметрично относительно продольной оси стены, причем в местах увеличенной нагрузки расстановку свай учащают.

Сваи под столбами располагают отдельными группами, называемыми *кустами*. Для уменьшения площади фундамента расстояние между сваями принимается (рис. 7, фиг. 5) минимальным 3,0—3,5 d . Наиболее рациональное очертание куста — квадрат или правильный многоугольник, в крайнем случае прямоугольник, близкий к квадрату. Центр тяжести куста должен совпадать с расположением равнодействующей вертикальных сил, т. е. обычно с вертикальной осью столба (рис. 7, фиг. 5).

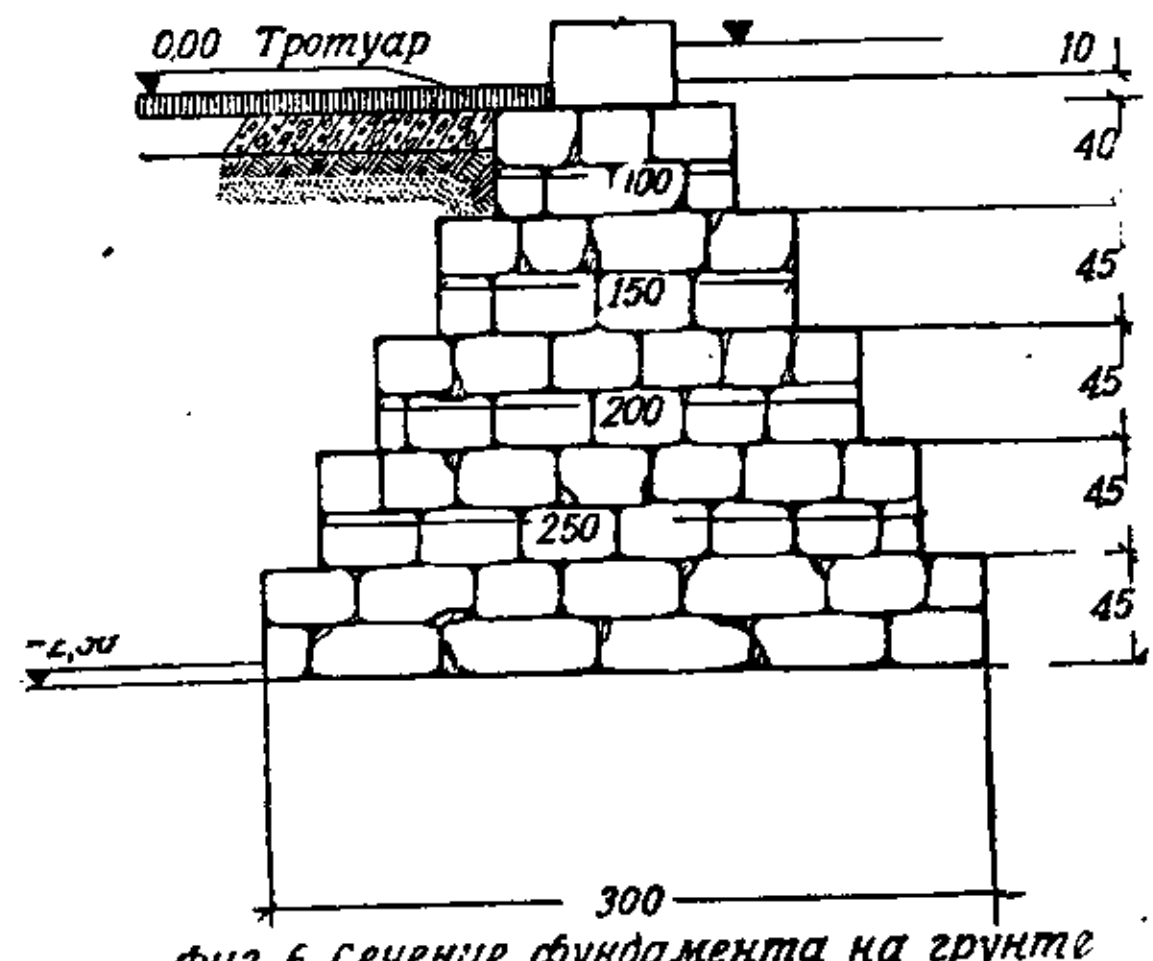
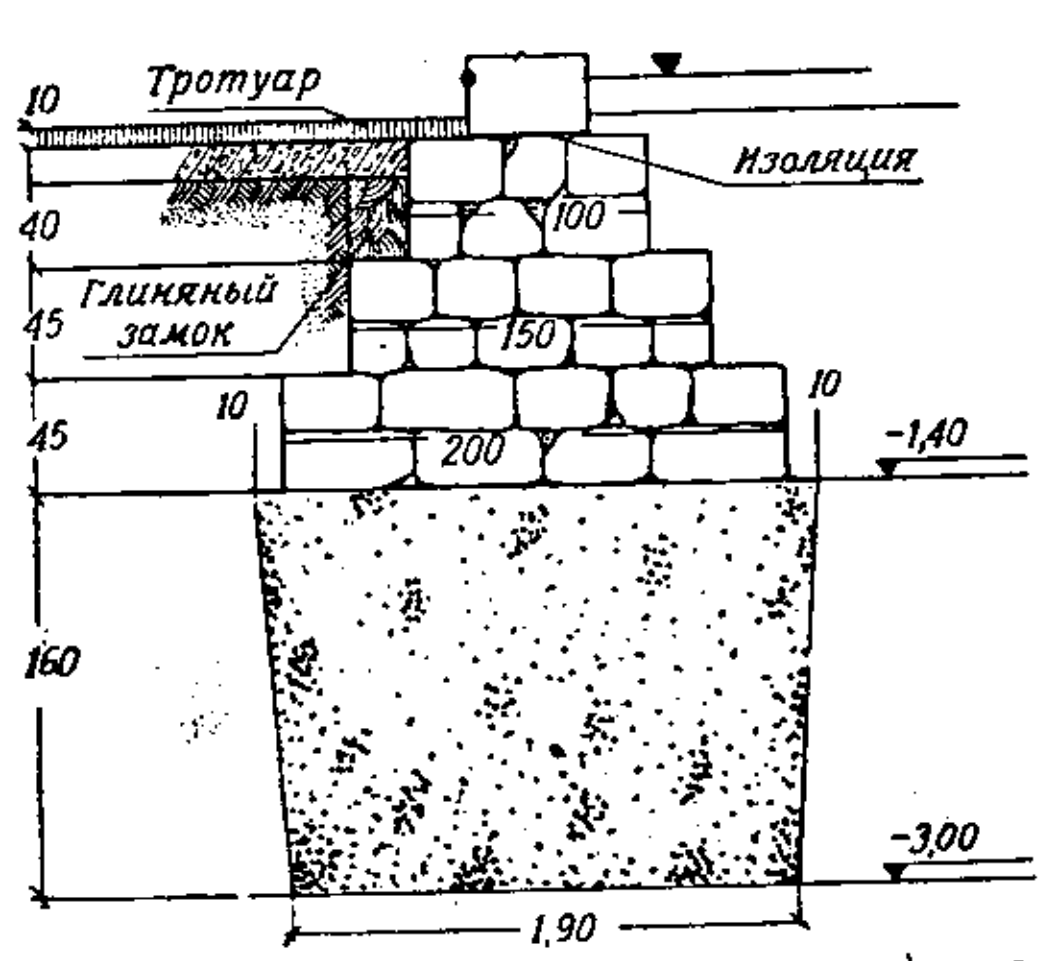
По верху сваи связываются бетонными или железобетонными подушками, причем головы свай должны быть забетонированы в их толще на 30—35 см. Этим обеспечивается надежная связь свай между собой и равномерность передачи нагрузки на сваи.

Для примера на рис. 6 изображена аксонометрия свайного основания на железобетонных сваях¹. На аксонометрии показаны кусты свай под столбами, забивка свай под стенами и бетонные подушки по сваям. На первом плане изображено основание под фасадную каркасную стену с большими оконными проемами.

¹ Основание здания Архитектурного института в Москве.



Фиг. 4 Профиль фундамента



Фиг. 5 сечение фундамента на подушке

Фиг. 6 сечение фундамента на грунте

Рис. 5. Песчаные подушки

Под простенки сваи забиты кустами, а стена между простенками оперта на рандбалки. Такие же рандбалки сделаны для внутренних капитальных стен между подушками внутренних столбов.

По способу производства работ различают *сваи забивные*, которые изготавливаются на поверхности и забиваются в землю, и *набивные*, которые устраиваются непосредственно в земле. Забивные сваи делаются из дерева или железобетона. Погружение их в грунт производится с помощью ударов *бабы*, имеющей большой или меньший вес, в зависимости от веса сваи и податливости грунта. Такие бабы делаются из чугуна и в простейшем случае поднимаются с помощью специального станка — копра и лебедки.

В настоящее время широко применяются паровые бабы и молоты, механизмирующие процесс забивки свай. Паровой молот представляет собой пустотелую стальную коробку, внутри которой заключен тяжелый поршень-молот. Коробка закрепляется (насаживается) на голове сваи. Поршень-молот с помощью пара или сжатого воздуха получает частые вертикальные перемещения и производит удары по голове сваи, вследствие чего свая погружается в грунт.

ДЕРЕВЯННЫЕ СВАИ изготавливаются преимущественно из хвойного леса. Бревна для свай употребляются диаметром 22—26 см и длиной до 8,5 м. Для облегчения проходки сваи при забивке нижний конец ее заостряют. Длину острия принимают от 1,25 до 1,75 d .

Если предстоит прорезать грунты, в которых имеются обломки дерева, прослойки гравия и т. п., то острие при встрече с ними разрушается и не может в дальнейшем преодолевать препятствия. Во избежание этого нижний конец сваи защищают железным башмаком (рис. 7, фиг. 6).

Для предохранения от раскалывания верхнего конца сваи, непосредственно воспринимающего удары бабы, на него надевается железное кольцо — *бугель*. Бугель сваривается из полосового железа сечением 20—40 мм \times 50—120 мм. Голова сваи стесывается несколько на конус, и бугель надевается в нагретом состоянии для того, чтобы по охлаждении он сильнее обжал голову сваи.

Деревянные сваи являются самыми дешевыми. Они, кроме того, просты в производстве, причем качество работ легко может быть проконтролировано. Но вследствие легкой загниваемости дерева они могут применяться только при условии погружения головы сваи на 0,5 м ниже самого низкого уровня грунтовых вод. Важным преимуществом деревянных свай является то, что они не разрушаются агрессивными водами.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СВАИ изготавливаются из бетона с гравием марки $R_{30} = 170$ кг/см². Сечение железобетонных свай, в целях упрощения опалубки, делается почти исключительно квадратным или восьмигранным и постоянным по всей высоте (рис. 7, фиг. 7). Для облегчения забивки нижний конец сваи снабжается башмаком, аналогичным описанному выше башмаку для деревянных свай. Этот башмак приваривают к основной арматуре сваи. Голову сваи для предохранения от раздробления под ударами бабы армируют сетками и снабжают специальными наголовниками. Железобетонные сваи изготавливаются сечением от 24 \times 24 см до 40 \times 40 см и длиной от 4,0 м до 15,0 м; при этом их вес достигает 4,0—5,0 т.

Железобетонные забивные сваи — самый дорогой тип свай; они требуют предварительной заготовки или доставки в готовом виде со специальных заводов, а также специального места для их хранения и, кроме того, — значительного расхода арматурного железа. Но это — самый надежный вид свайного основания; кроме того, они просты в изготовлении при легко осуществимом контроле и могут применяться даже при агрессивных водах, если изготавливать их на пуццолановом цементе или с соответствующими добавками (стр. 100).

НАБИВНЫЕ СВАИ. Сваи этого типа изготавливаются или путем предварительного опускания обсадных труб, извлекаемых из грунта в процессе бетони-

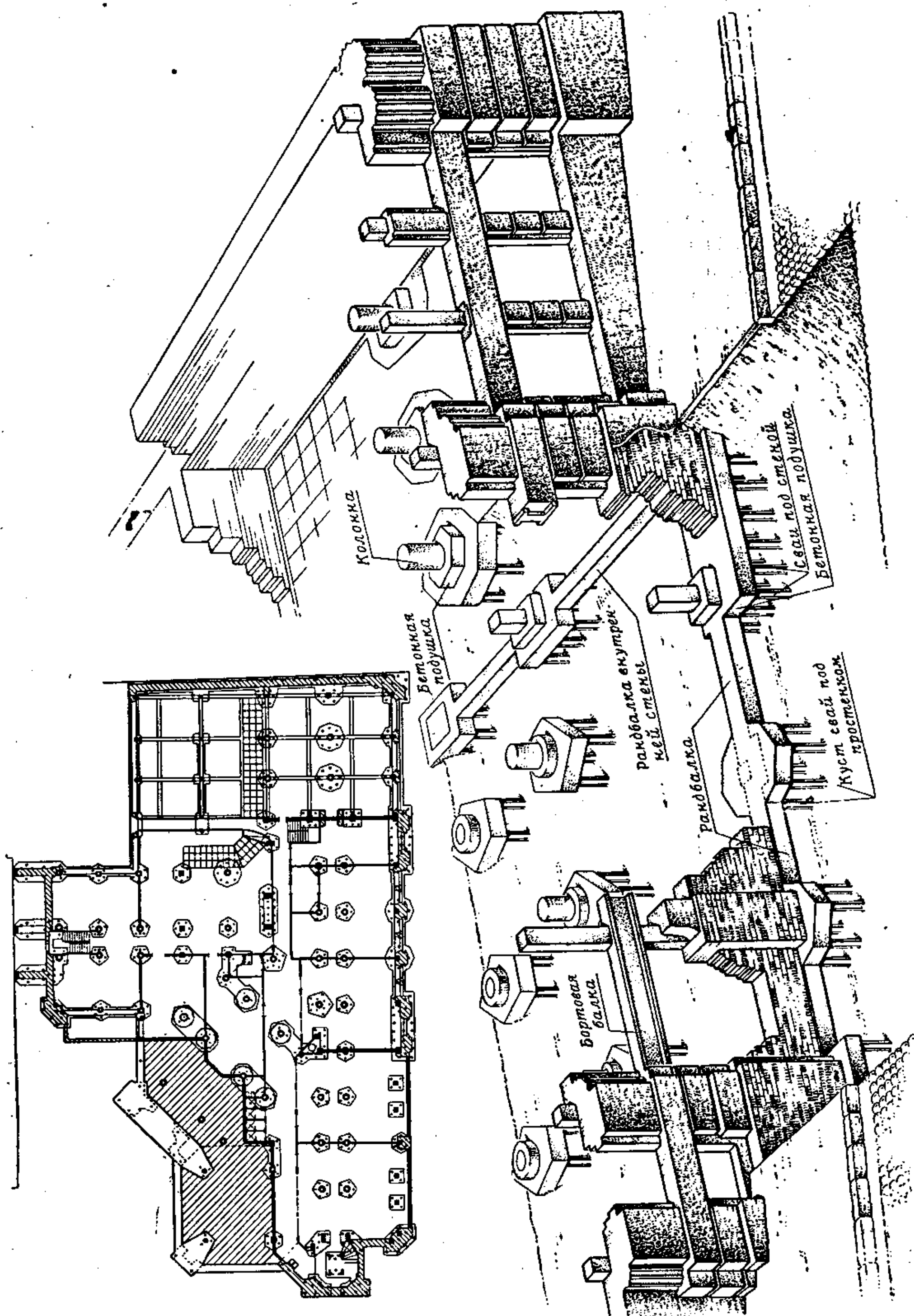


Рис. 6. Общий вид свайного основания

рования свай, или же с помощью оболочки, большей частью из кровельного железа, оставляемой в грунте.

Из свай первого типа у нас имеют наибольшее применение *сваи Страуса*, названные так по фамилии русского инженера, впервые применившего их на практике в 1899 г. в Киеве. Для изготовления этих свай в грунте пробуривается на надлежащую глубину скважина диаметром 20—35 см. Бурение сопровождается опусканием на всю глубину обсадных труб. В законченную скважину опускается бетон в особых ведрах с откидным дном. Бетон в скважине подвергается усиленному трамбованию, а обсадные трубы постепенно извлекаются из земли, благодаря чему бетон ниже трубы вдавливается в слои почвы соответственно плотности ее слоев. При наличии грунтовых вод и при недостаточно осторожном ведении работ (перерывы в подаче бетона) в теле свай могут образоваться песчаные прослойки, приводящие их в некоторых случаях в полную негодность.

Поэтому более рационально заполнение скважины бетоном с помощью сжатого воздуха (рис. 7, фиг. 8). После опускания обсадной трубы на требуемую глубину на ней укрепляется *шлюзовой аппарат* и нагнетается сжатый воздух, вытесняющий из скважины воду и разжиженный грунт. Шлюзовой аппарат позволяет производить наполнение трубы бетоном, не выпуская из скважины сжатого воздуха. Он состоит из камеры с герметически закрывающимися люками, соединяющими его со скважиной и наружным воздухом. Камера заполняется бетоном при закрытом люке в скважину. Затем наружный люк закрывают и в камеру впускают сжатый воздух. После этого открывают люк в скважину. Бетон сбрасывается вниз, люк в скважину закрывается, и вновь производится наполнение камеры. Эта операция повторяется до тех пор, пока труба не заполнится. Тогда в верхнюю часть трубы впускается под большим давлением сжатый воздух. Бетон вдавливается в грунт, а труба тем же давлением воздуха и с помощью лебедки вытягивается вверх примерно на половину высоты. Повторяя описанную операцию, всю скважину заполняют хорошо спрессованным бетоном, а трубу извлекают из скважины.

Сваи Страуса обычно дешевле забивных, и их можно осуществить в весьма затесненных условиях (стр. 86 и рис. 22, фиг. 4). Они изготавливаются сразу в земле, не требуют ни складов, ни времени на отвердевание. Но в то же время, как показала практика, они надежны только при условии весьма тщательного выполнения и контроля за качеством работ. Кроме того, в сваях Страуса свежеложенный бетон сразу подвергается действию грунтовых вод, поэтому их не следует применять при сколько-нибудь агрессивных грунтовых водах.

Сваи второго типа — с оболочкой, оставляемой в грунте, — мало применялись в нашей советской практике. Сваи эти не имеют существенных преимуществ перед забивными, так как забивка их оболочки производится с помощью таких же копров и баб, как и забивка железобетонных свай, а расход железа на оболочку только немногим меньше, чем на арматуру железобетонных свай.

За границей из свай этого типа наибольшее применение имеет *свая «Раймонд»*. Она состоит из оболочки слегка конической формы. Для забивки в оболочку вставляется составной металлический сердечник, который после забивки вынимается. Затем оболочка заполняется бетоном (рис. 7, фиг. 9).

Для уменьшения стоимости бетонных свай нижняя часть их, расположенная ниже уровня грунтовых вод, может быть выполнена из дерева, а верхняя — набивной из бетона. Слабым местом таких свай является стык дерева с бетоном. Существует несколько конструкций таких стыков. На рис. 7, фиг. 10 изображен стык, осуществленный с помощью железобетонной обоймы, надетой на голову деревянной сваи.

РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ. Этот расчет заключается, во-первых, в определении величины нагрузки на отдельные сваи и кусты свай, при которой они получают осадки, допустимые для данного сооружения, и, во-вторых, в определении числа свай, нужного под различными частями здания, и в размещении их под фундаментом.

Допустимая нагрузка на сваю, или, как говорят, ее *несущая способность*, зависит, с одной стороны, от размеров сечения и длины и расположения свай, и с другой — от характера грунтовых напластований.

На рис. 7, фиг. 1 изображен фундамент, расположенный на сухом песке, который на некоторой глубине подстилается мощным слоем торфа. Ниже торфа залегает плотная глина. Опереть фундамент на мелкий песок нельзя, так как вследствие сжатия ниже расположенного торфа фундамент получил бы значительные и неравномерные осадки. С помощью свай нагрузка от фундамента передается на слой глины, который и при значительных нагрузках будет мало сжиматься.

В рассмотренном примере сваи работают, как сжатые стойки, передающие своими нижними концами нагрузку на материк. Такие сваи называются *свай-стойки*.

Несущая способность основания на сваях-стойках, при условии расположения свай на расстояниях, не превышающих 5-6-кратного диаметра свай, определяется в предположении равномерного распределения давления на материк по всей площади свайного основания. При этом на материк может быть допущено давление, определенное по табл. 3, в соответствии с характером грунта и с повышением давления вследствие заглубления по формуле

$$\sigma_{gr} = \sigma_{таб} + 0,1 (k - 1) g_w (h - 2); \quad (10)$$

где буквы имеют то же значение, что в формуле (7) (стр. 28).

Эта формула отличается от рассмотренной выше формулы (7) тем, что коэффициент k уменьшен на единицу для того, чтобы учесть давление слоя грунта, расположенного между сваями¹.

Кроме проверки давления на грунт, должна быть проверена прочность каждой сваи в зависимости от приходящейся на нее нагрузки. Напряжение в свае не должно превышать допустимого для материала сваи. Длина свай-стоек определяется с таким расчетом, чтобы в материк полностью было забито все острие сваи, т. е. обычно 40—50 см.

Практика строительства знает случаи, когда толща слабых грунтов достигает нескольких десятков, а то и сотен метров, и потому забитые сваи оказываются на всю длину в слабых грунтах; такие сваи называются *висячими*.

Одиночная висячая свая (рис. 7, фиг. 3) вызывает уплотнение прилегающего к ней грунта; благодаря трению между боковой поверхностью сваи и грунтом нагрузка распределяется на все слои, которые свая прорезает, и только частично передается через конец сваи на подстилающие грунты. Осадка одиночных висячих свай, как показывают испытания их пробной нагрузкой, будет меньше, чем массивного фундамента (рис. 7, фиг. 2), так как давление распределится на большую массу грунта.

Приблизительно величина нагрузки, которую может воспринять одиночная висячая свая, определяется по формуле

$$P = ulf, \quad (11)$$

где l — длина сваи, u — периметр сваи, а f — коэффициент трения; при этом f принимается: в торфянистых и насыпных грунтах — 0,7, в илистых и мягких глинистых грунтах — 1,8—2,0, в пластичном суглинке и рыхлом песке — 3,0—4,0 и, наконец, в плотной глине — 6,0.

Сопrotивляемость забитых свай может быть проверена по величине погружения сваи от удара при ее забивке. Практически для этого забивают 2—3 проб-

¹ Формула (7) дана в предположении, что фундамент расположен на глубине h , непосредственно на том грунте, для которого определяется допускаемое давление. При сваях фундамент расположен выше; на материк, кроме веса фундамента, давит вес грунта, расположенного между сваями. Давление этого грунта на единицу площади основания может быть принято равным $g_w(h-2)$. Вычтя этот вес из правой части формулы (7), получим формулу (10).

ные сваи и по рекомендованной нормами формуле проф. Герсеванова, в зависимости от величины погружения сваи после определенного количества ударов, находят величину допускаемой нагрузки.

Так определяют допускаемую нагрузку на висячие сваи, если они забиты на расстояниях, превышающих $8d$, а также небольшими кустами (не более 3 шт. в кусте) или лентами в 1—2 ряда (рис. 7, фиг. 5).

Большой куст висячих свай, забитых в тот же самый грунт, что и одиночная свая, как показывают многочисленные эксперименты, всегда дает значительно большую осадку¹. Это объясняется тем, что весь куст свай вместе с уплотненным грунтом, расположенным между сваями, представляет собой как бы один общий, оседающий, как одно целое, столбообразный фундамент (рис. 7, фиг. 4). Вследствие этого силы трения в промежутках между сваями проявиться не могут и нагрузка от фундамента передается непосредственно на грунт, расположенный ниже острия свай.

Осадка всего массива грунта, пронизанного сваями с расположенным на них фундаментом, определяется податливостью слоев грунта, расположенных ниже конца свай; поэтому осадка висячего свайного основания (рис. 7, фиг. 2 и 4) уменьшится по сравнению с фундаментом без свай только потому, что при сваях сжатие подвергаются более глубокие (фиг. 4), а потому более плотные слои грунта. Несущая способность висящих свай, забитых кустами с расстоянием между ними² менее $8d$, определяется так же, как при сваях-стойках, т. е. по площади куста и допускаемому давлению на грунт, расположенный на уровне острия свай, по формуле (10). Отсюда следует, что длина висячих свай, забитых кустами, должна быть такова, чтобы грунт, расположенный у острия свай, обладал достаточной несущей способностью.

После определения несущей способности отдельных свай и кустов и подсчета всех нагрузок, передающихся на каждый куст, находят количество свай в каждом кусте и производят расстановку свай в основании. Минимальное расстояние между сваями принимается равным 2,5—3,0 диаметрам сваи и определяется величиной зоны уплотнения вокруг сваи. Максимальное расстояние зависит от нагрузки на сваю, прочности сваи и площади ее сечения.

ВЫБОР СИСТЕМЫ ОСНОВАНИЯ. Выбор системы основания обусловливается, с одной стороны, глубиной заложения, прочностью и однородностью грунтов, уровнем грунтовых вод и, с другой — конструкцией здания и величиной нагрузок, передаваемых им основанию.

Как правило, обычные фундаменты на естественном основании являются наиболее экономичными и целесообразными в следующих случаях:

- 1) для зданий высотой в 2—3 этажа, если на грунт, залегающий на глубине 4,5—2,0 м, может быть допущено давление свыше $1,5 \text{ кг/см}^2$;
- 2) для зданий высотой в 4—7 этажей, если на той же глубине может быть допущено давление свыше $2,5 \text{ кг/см}^2$.

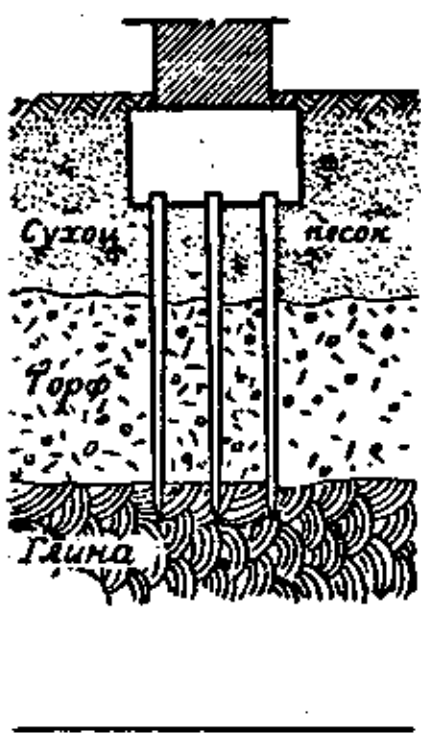
В этих случаях для выбора основания требуется только установить допускаемое давление на грунт по материалам изысканий (стр. 28) и определить минимальную глубину заложения фундамента в соответствии с климатическими условиями (стр. 8).

Если грунт с указанной или более высокой прочностью находится на большей глубине и особенно если он покрыт водой, то возможно устройство оснований на сваях-стойках или глубоких фундаментах (кессоны, опускные колодцы, стр. 79). Выбор вариантов решений должен производиться путем технико-экономического анализа их.

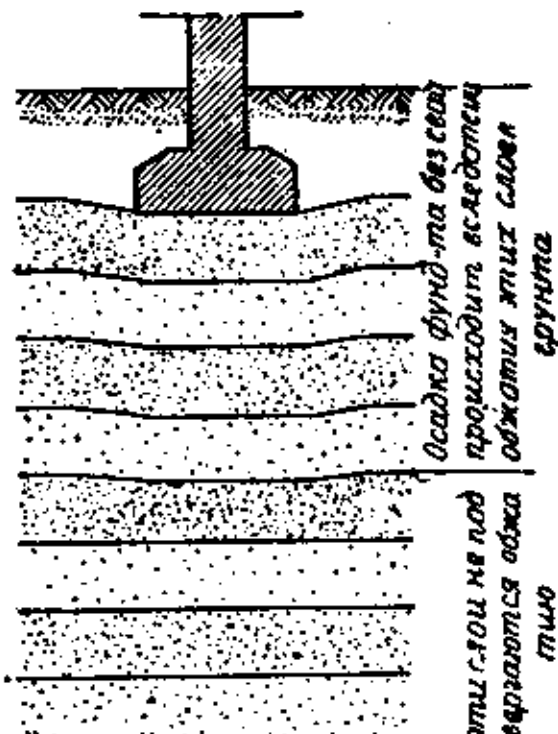
При необходимости возведения на мощном слое слабых грунтов зданий высотой в 3—4 этажа вполне рациональным является устройство песчаных поду-

¹ Показательным примером может служить Исаакиевский собор в Ленинграде, под которым забито свыше 10 000 свай. Осадка собора происходит до сих пор за счет обжатия грунтов, расположенных ниже концов свай.

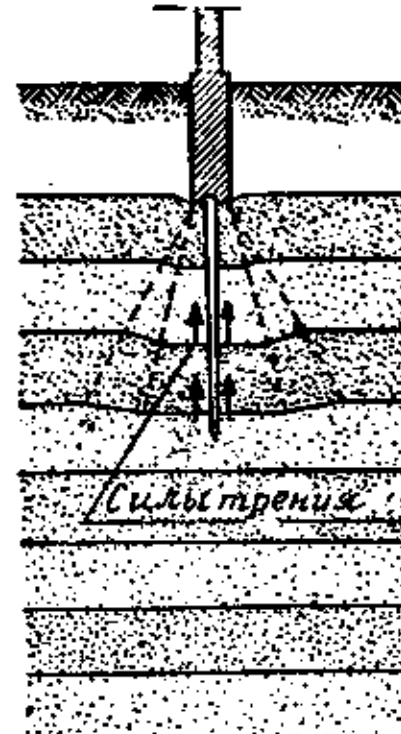
² Как уже указывалось, этот предел установлен экспериментально.



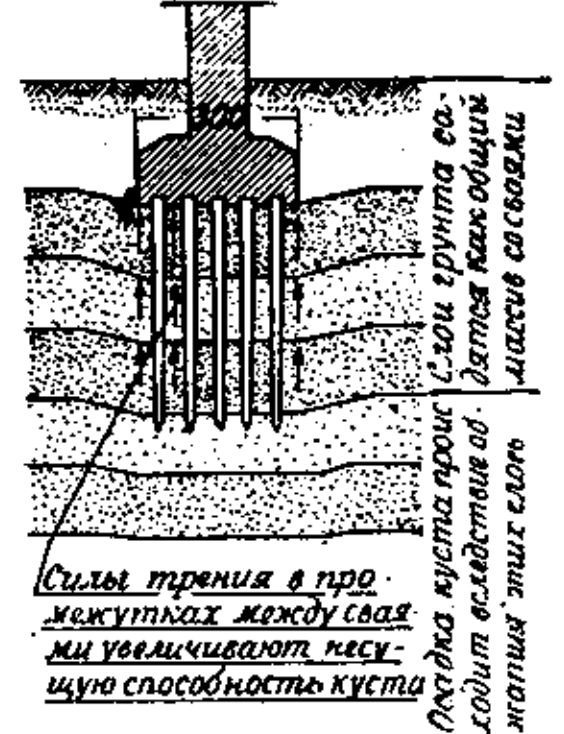
Фиг 1 Сваи-стойки



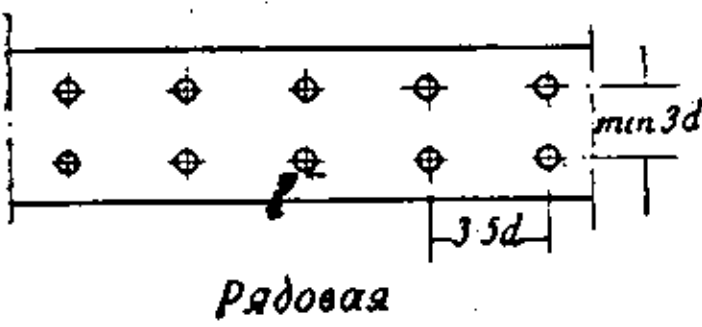
Фиг 2 Осадка фундамента без свай



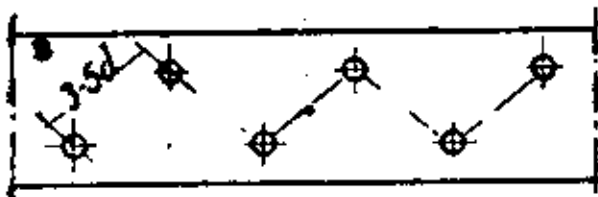
Фиг 3 Осадка одиночной сваи



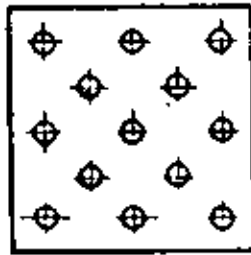
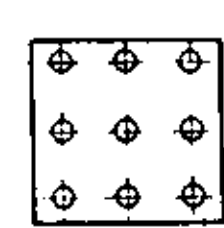
Фиг 4 Осадка куста свай



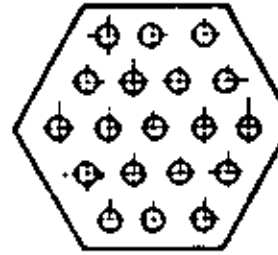
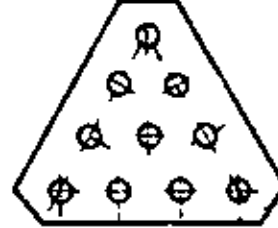
Рядовая



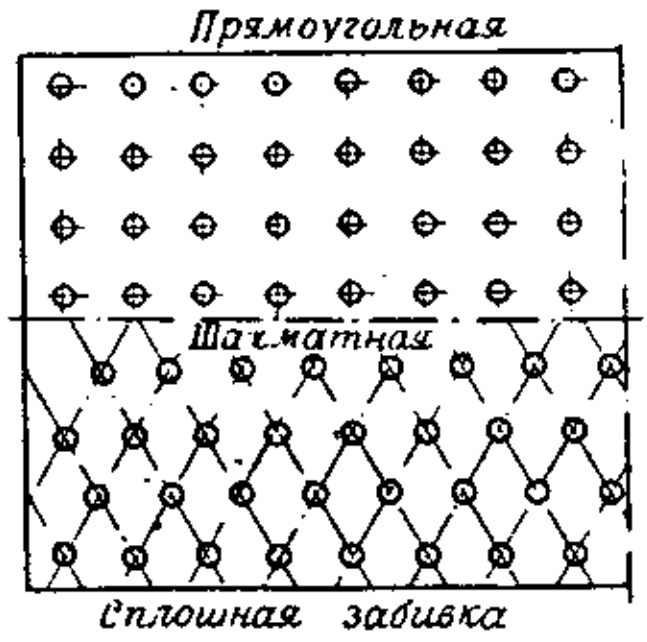
Шахматная под стены



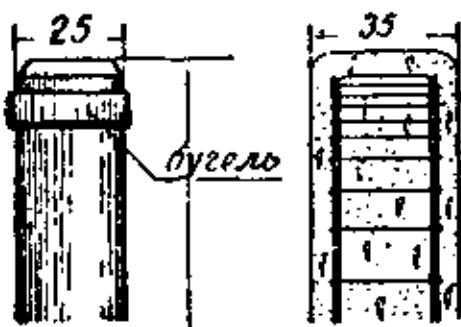
Под столбы



Фиг 5 Схемы расположения свай в плане

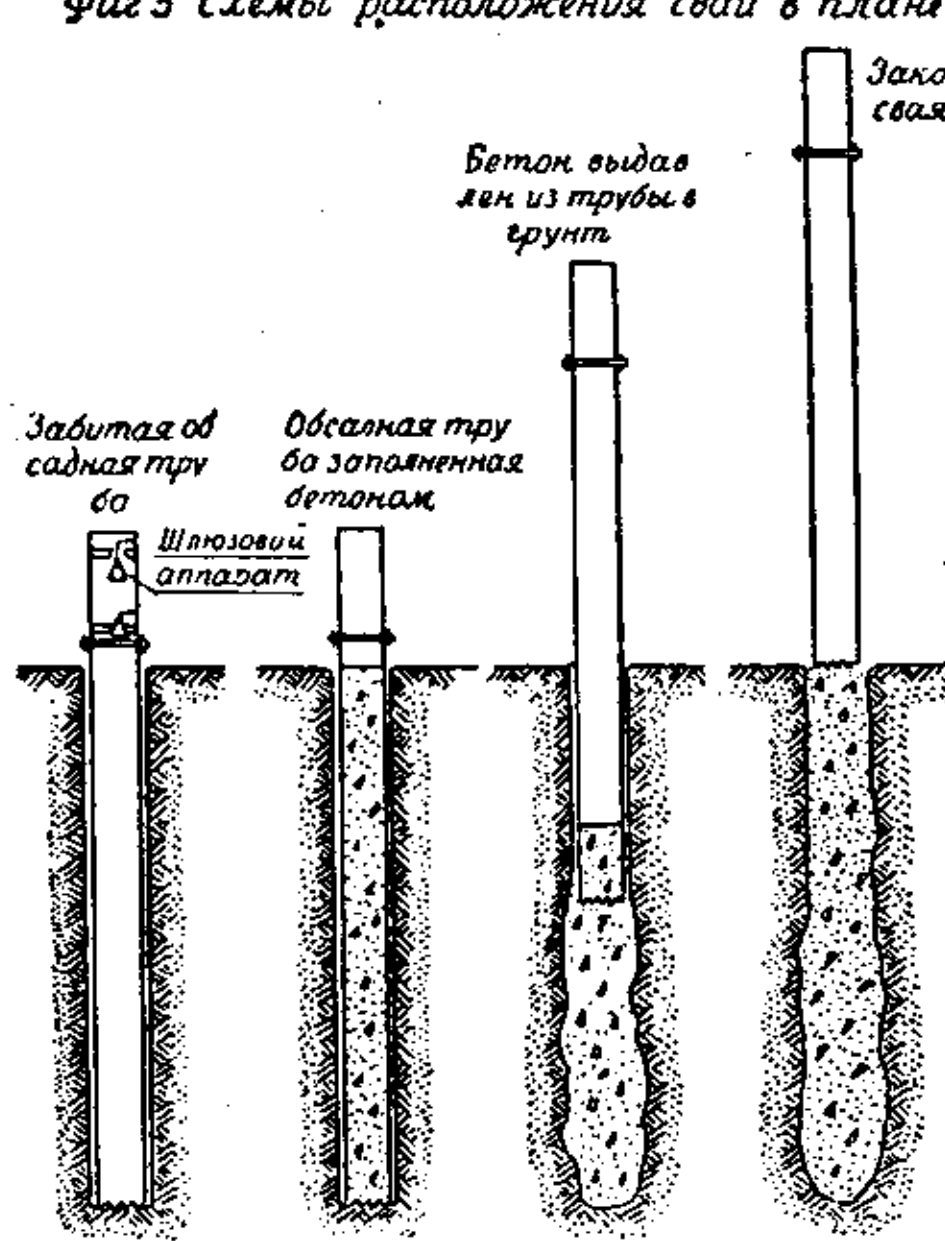


Сплошная забивка

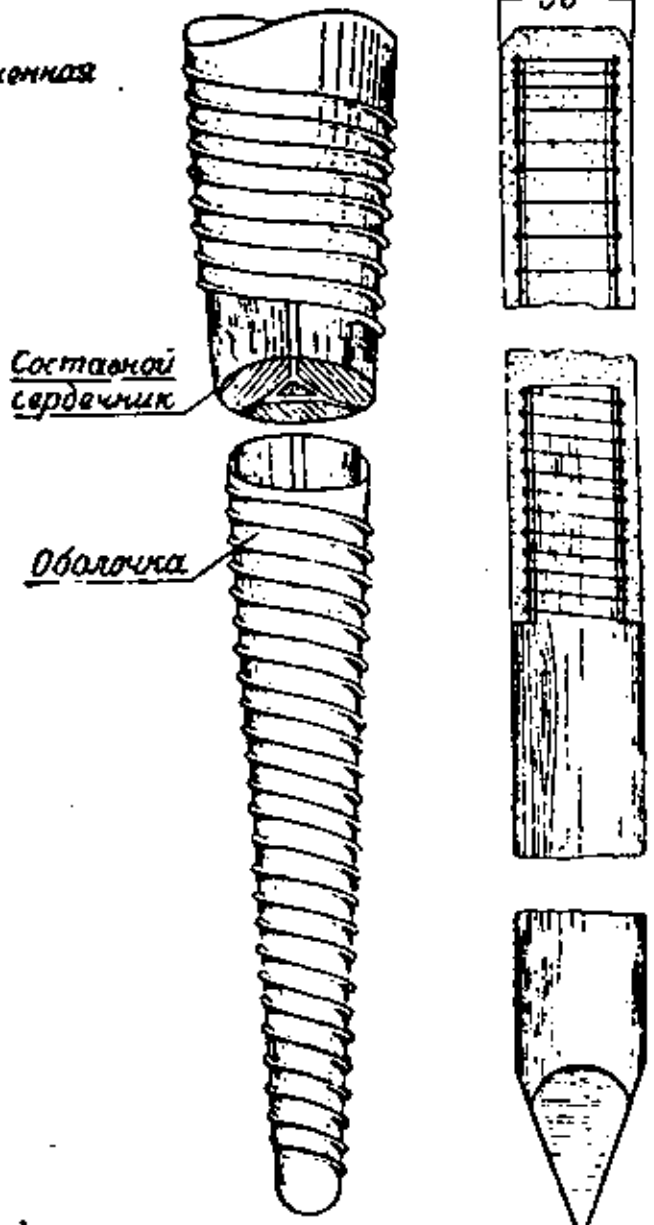


Фиг 6 Дерев свая

Фиг 7 Ж-б свая



Фиг 8 Схема изготовления бетонных свай с помощью сжатого воздуха



Фиг 9 Свая Раймонда

Фиг 10 Комбинированная свая

Рис. 7. Свайные основания

шек. Здания, высотой свыше 4 этажей, могут иметь фундамент в виде сплошной плиты (стр. 68) или фундамент на висячем свайном основании.

Более новые методы укрепления слабых грунтов (цементация, силикатирование и т. д.) по мере их усовершенствования получают, вероятно, широкое применение в строительстве, но в настоящее время они еще слишком дороги, не всегда надежны и потому применяются только в особых случаях.

При выборе типа свай руководствуются экономическими соображениями и наличными материальными ресурсами.

Если возможно получить хороший лес при недорогой его доставке, то наиболее часто применяют деревянные сваи, как самые дешевые, конечно, при условии, что основание может быть запроектировано так, чтобы деревянные сваи целиком оказались ниже уровня грунтовых вод. Последнее требование, при низком (относительно подошвы фундамента) уровне грунтовых вод, вызывает необходимость устройства высокого фундамента над головами свай (рис. 8, фиг. 6). Кроме того, количество деревянных свай обычно бывает больше, чем бетонных или железобетонных, что вызывает увеличение размеров фундаментов в плане, а потому увеличение объема фундаментов и земляных работ. На рис. 8, фиг. 5 показан пример устройства фундаментов под колонну на деревянных и железобетонных сваях. На деревянную сваю допущено давление в 15,0 т, а на железобетонную — 30,0 т. На устройство основания и фундамента в первом случае пошло 36 шт. свай и около 30 м³ бетона и потребовалось вынуть около 70 м³ грунта. Во втором случае пошло 16 шт. свай и только 12 м³ бетона (включая железобетон свай) и потребовалось вынуть только 15 м³ грунта. Из приведенных примеров следует, что правильный выбор типа свай может быть произведен только путем сравнения полной стоимости вариантов, с учетом изменений в конструкции фундаментов.

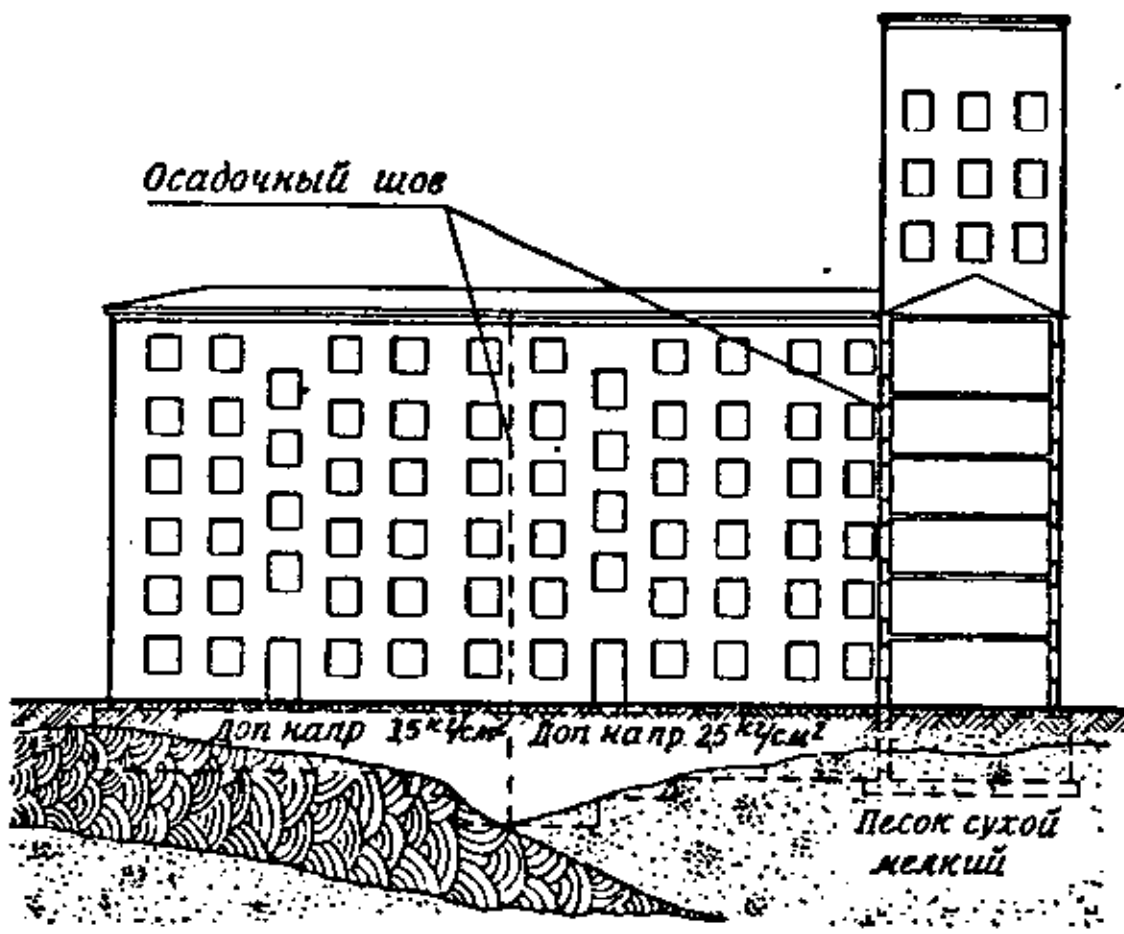
Железобетонные забивные, а также бетонные набивные сваи имеют применение там, где по техническим или местным условиям невозможно или невыгодно употребить в дело деревянные сваи.

Набивные бетонные сваи выполняются сравнительно быстро и просто, не требуя сложных и громоздких устройств и, как правило, дешевле забивных. Недостатками этого типа свай являются затруднительность надзора за качеством работ и невозможность применения их при агрессивных водах.

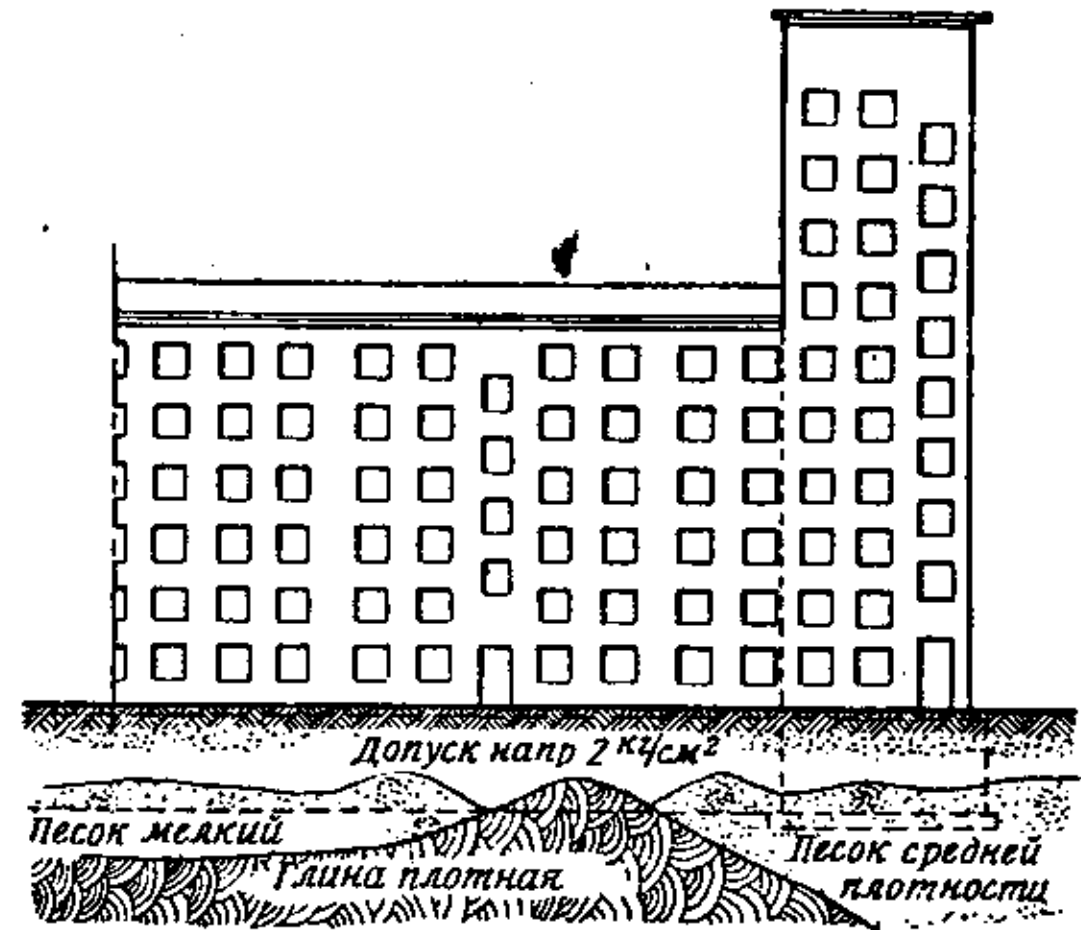
Забивные железобетонные сваи требуют специальных транспортных приспособлений и мощных копров для забивки, однако простота контроля делает этот вид свай весьма надежным. Этим объясняется широкое применение забивных свай наравне с набивными, тем более, что при наличии в районе строительства заводов, изготовляющих сваи, основание на забивных сваях может быть выполнено столь же быстро, как и на набивных.

Выбор системы основания значительно усложняется при неоднородных грунтах, а также в том случае, когда отдельные части здания попадают на грунты различной податливости или на грунты, у которых осадка протекает с различной быстротой (например глина и песок), вследствие чего достигнуть равномерности осадок при одной общей системе основания оказывается невозможным. В простейшем случае, если граница различных напластований достаточно четко выражена и пересекает здание в направлении наименьшего измерения (рис. 8, фиг. 3), здание следует разделить на две самостоятельные части, получающие таким образом возможность независимой одна от другой осадки. В месте стыка этих частей в фундаментах, стенах, перекрытиях должны быть предусмотрены разрезы, допускающие возможность взаимного вертикального смещения примыкающих частей. Такие разрезы называются *осадочными швами* (рис. 8, фиг. 1, 3 и 4).

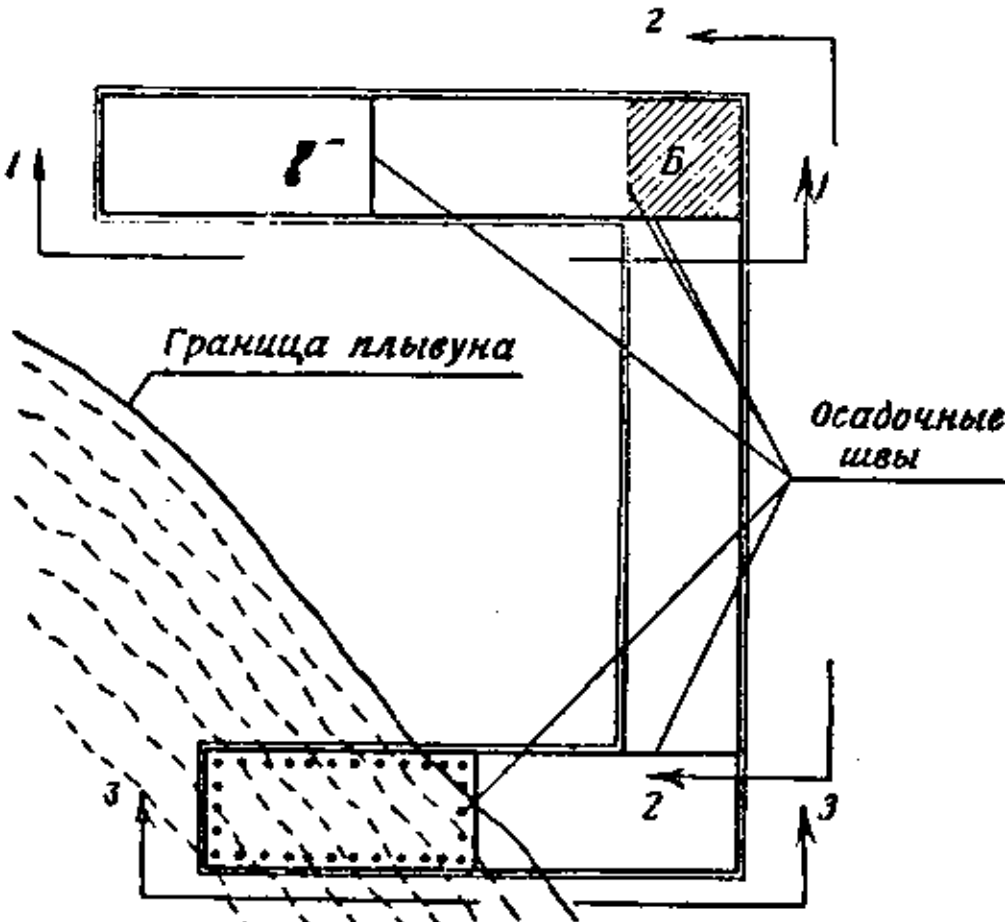
Под частями здания, разделенными швами, могут быть применены различные основания. Например, под одной частью может быть сделано искусственное основание (песчаные подушки, сваи), а под смежной частью — естественное (рис. 8, фиг. 4), или же под обеими смежными частями здания фундаменты могут быть



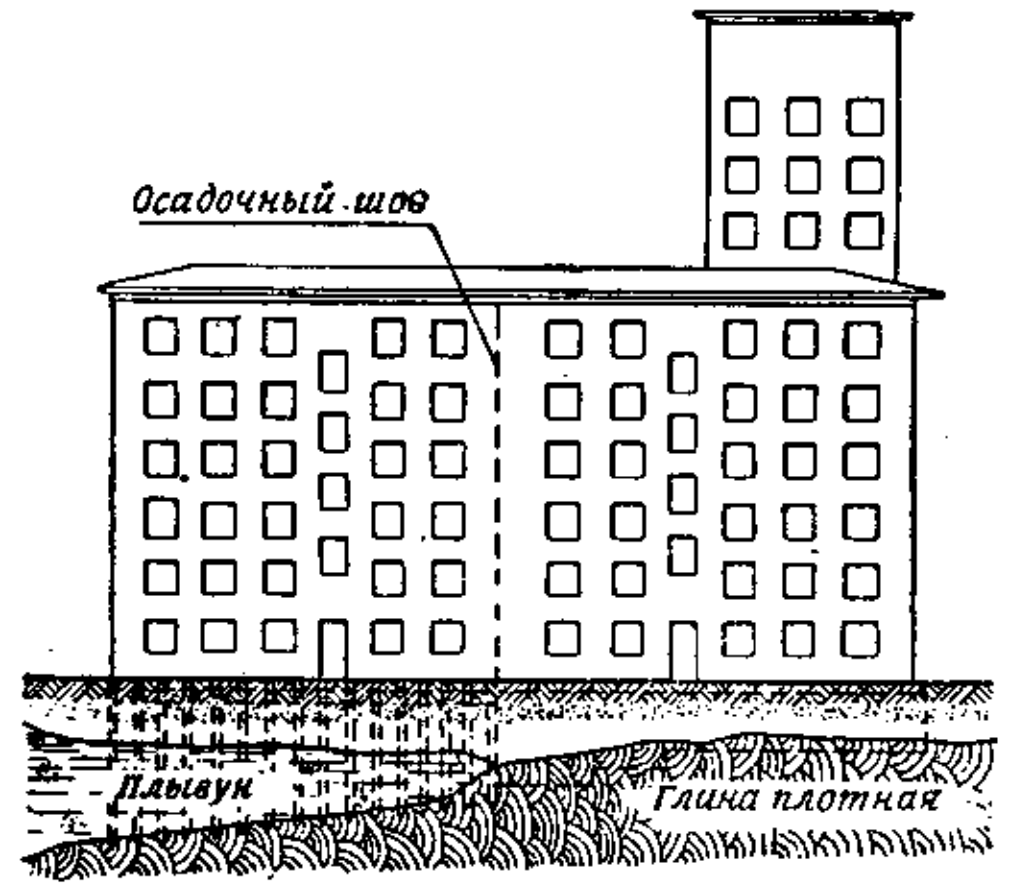
Фиг. 1 Фасад по линии 1-1



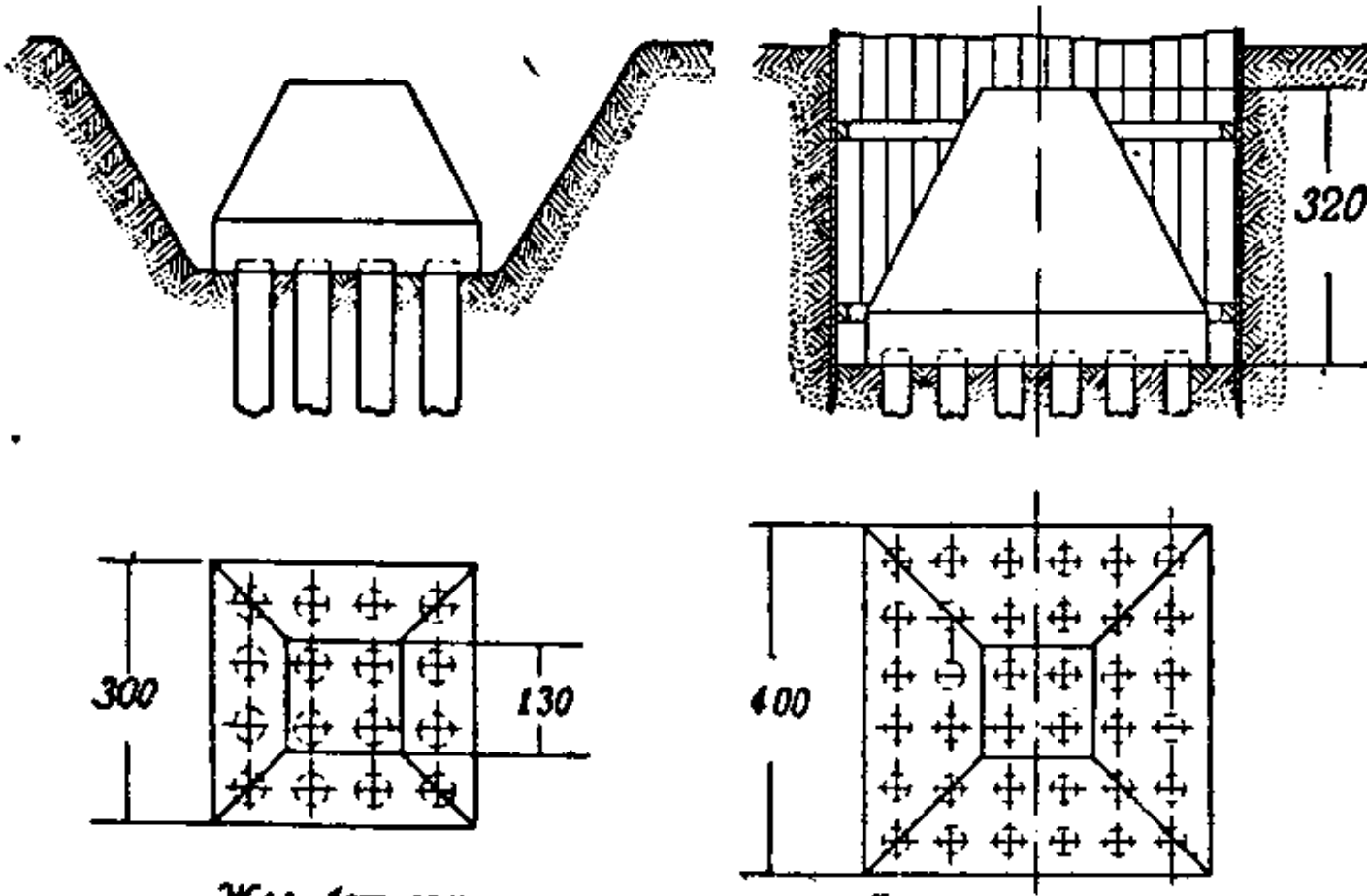
Фиг. 2 Фасад по линии 2-2



Фиг. 3 План здания



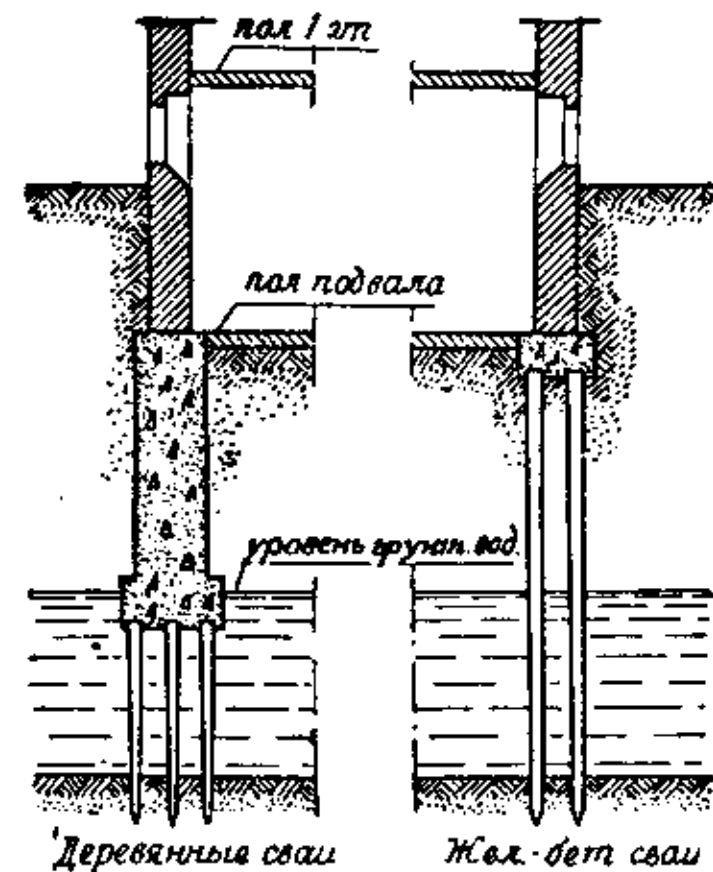
Фиг. 4 Фасад по линии 3-3



Жел.-бет сваи

Деревянные сваи

Фиг. 5 Варианты свайного основания под столбовым фундаментом



Деревянные сваи

Жел.-бет сваи

Фиг. 6 Варианты устройства основания при низком уровне грунтовых вод

Рис. 8. Выбор типа оснований

расположены на естественном основании, но с разным допускаемым давлением на грунт (рис. 8, фиг. 1).

Если характер напластований меняется настолько часто, что осадочные швы требуются через 10—15 м (рис. 8, фиг. 2), разрезка здания на столь короткие участки нецелесообразна, так как привела бы к усложнению работ и уменьшила бы общую устойчивость здания. В этом случае разбивают здание швами на участки по 30—60 м, допуская неравномерность осадок в каждой части, но усиливают общую пространственную жесткость здания, для чего устраивают по всему периметру внутренних и наружных стен несколько непрерывных железобетонных поясов (обычно их располагают непосредственно над оконными проемами), более часто располагают поперечные стены, проектируют монолитные железобетонные перекрытия и, наконец, принимают пониженное допускаемое давление на грунт (рис. 8, фиг. 2) или делают песчаную подушку (рис. 5, фиг. 4).

Осадочные швы устраивают и при однородных грунтах, если вследствие разницы в нагрузках ширина фундаментов какой-либо части здания превышает ширину смежных частей более чем в 1,8—2,0 раза. Очевидно, что осадки таких фундаментов даже при одинаковом среднем давлении под подошвой будут сильно отличаться одна от другой (стр. 24). Практически такой случай возможен, если разница в высотах двух частей здания будет в 3 и более этажей (рис. 8, фиг. 1, 2, 3, башня), а также в тех частях здания, которые несут большие местные нагрузки (водонапорные баки, башни и т. д.).

Наконец, здание желательно разделить осадочными швами на части простой геометрической формы. Во входящих углах зданий, имеющих сложную конфигурацию, при большой протяженности каждой части (40—60 м каждая), трещины образуются даже при незначительной неравномерности осадок (рис. 8, фиг. 3).

Наиболее сложно обеспечить равномерную осадку зданию, расположенному на сильно сжимаемом грунте, под которым на некоторой глубине залегает плотный грунт, сильно наклонный к горизонту. Свайные основания в таких случаях обычно приносят мало пользы. Основания на сваях-стойках, забитых до прочного грунта, нецелесообразны, так как часть свай получает чрезмерную длину, а фундаменты, основанные непосредственно на верхнем слое или на висячих сваях, получают наибольшую осадку в том месте, где толщина слабого грунта будет максимальной, что может вызвать перекося всего здания. Также недопустимо опереть часть здания на свай-стойки, а часть — на висячие сваи.

Ниже (стр. 81, рис. 20, фиг. 3) показан вариант решения основания в таких условиях путем комбинирования свай с искусственным закреплением грунта на глубине методом силикатирования. Этот прием в данном случае позволил сильно уменьшить количество и общую длину свай и тем значительно снизить общую стоимость основания, обеспечив равномерность осадок и надежность основания.

ГЛАВА ШЕСТАЯ

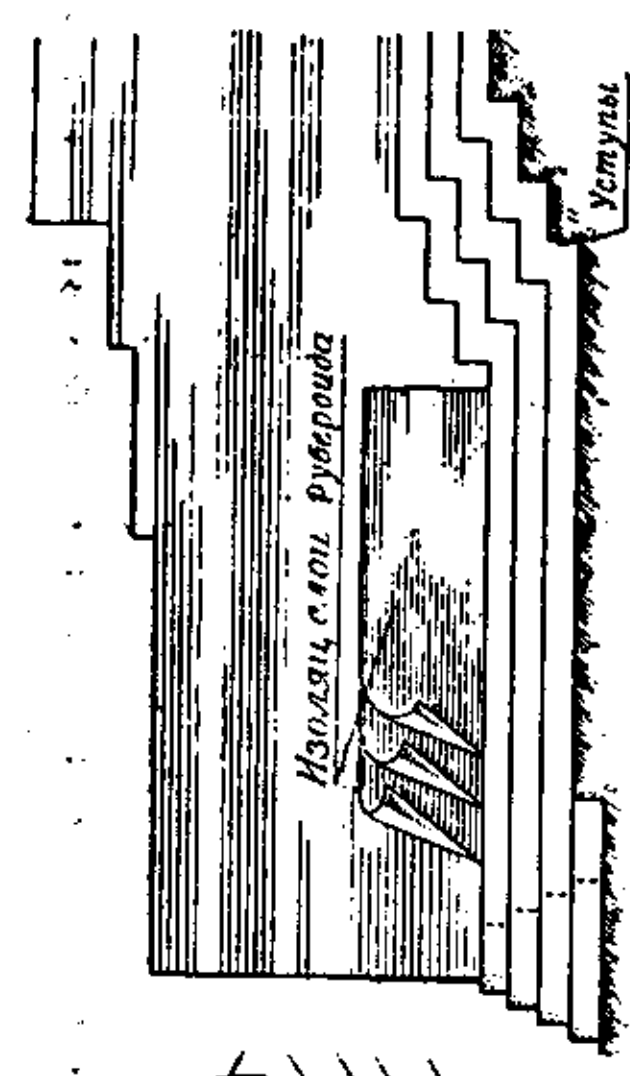
ВИДЫ ФУНДАМЕНТОВ И МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ НИХ

ОСНОВНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ. Конструкция фундаментов зависит от конструкции здания, величины и характера действующих на фундамент нагрузок и гидрогеологических условий в месте строительства.

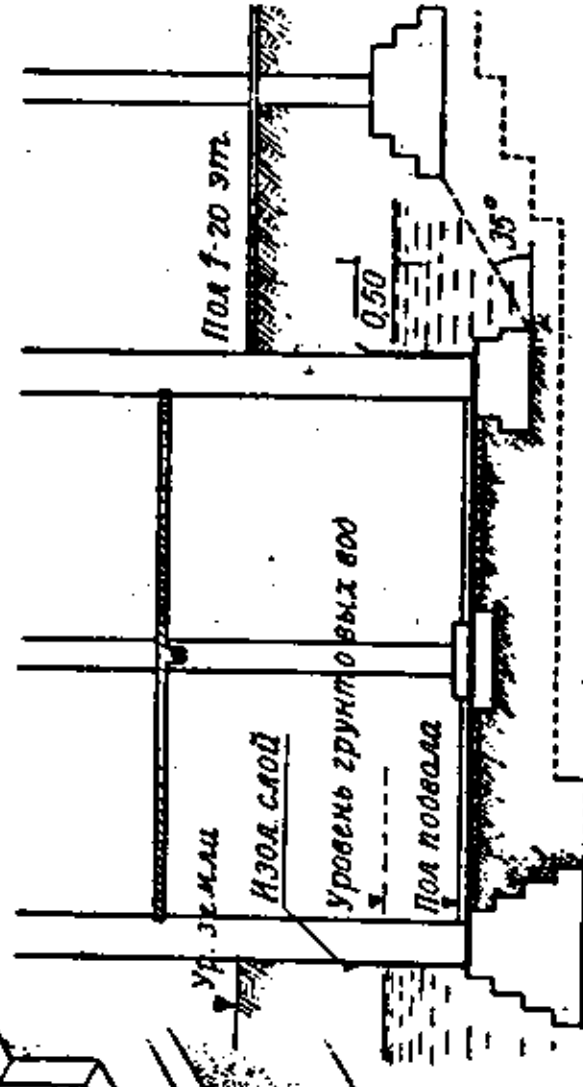
В соответствии с основными конструктивными схемами несущего остова здания (стр. 170) в дальнейшем рассматриваются:

- 1) фундаменты зданий с массивными несущими стенами;
- 2) фундаменты зданий с полным и частичным каркасом;
- 3) глубокие фундаменты и сплошные плиты под всем зданием, которые имеют применение для зданий обоих типов.

На рис. 9. представлена аксонометрия фундаментов здания с массивными каменными стенами и внутренними столбами. В передней части здания имеется

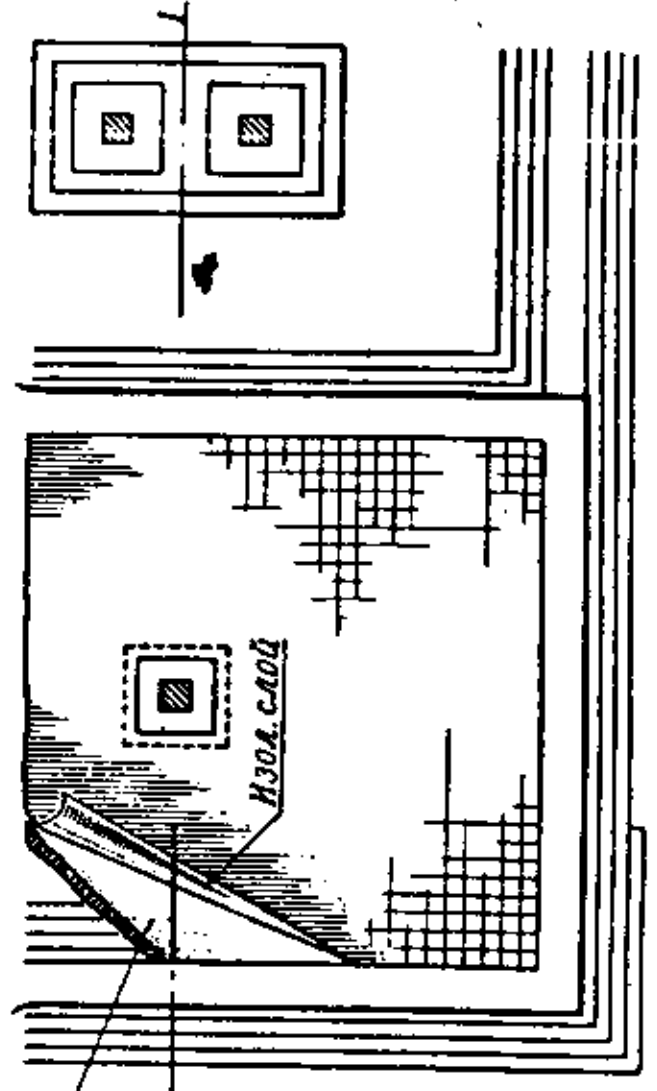


Фиг. 3 Фасад с показанием
уступов и изоляции

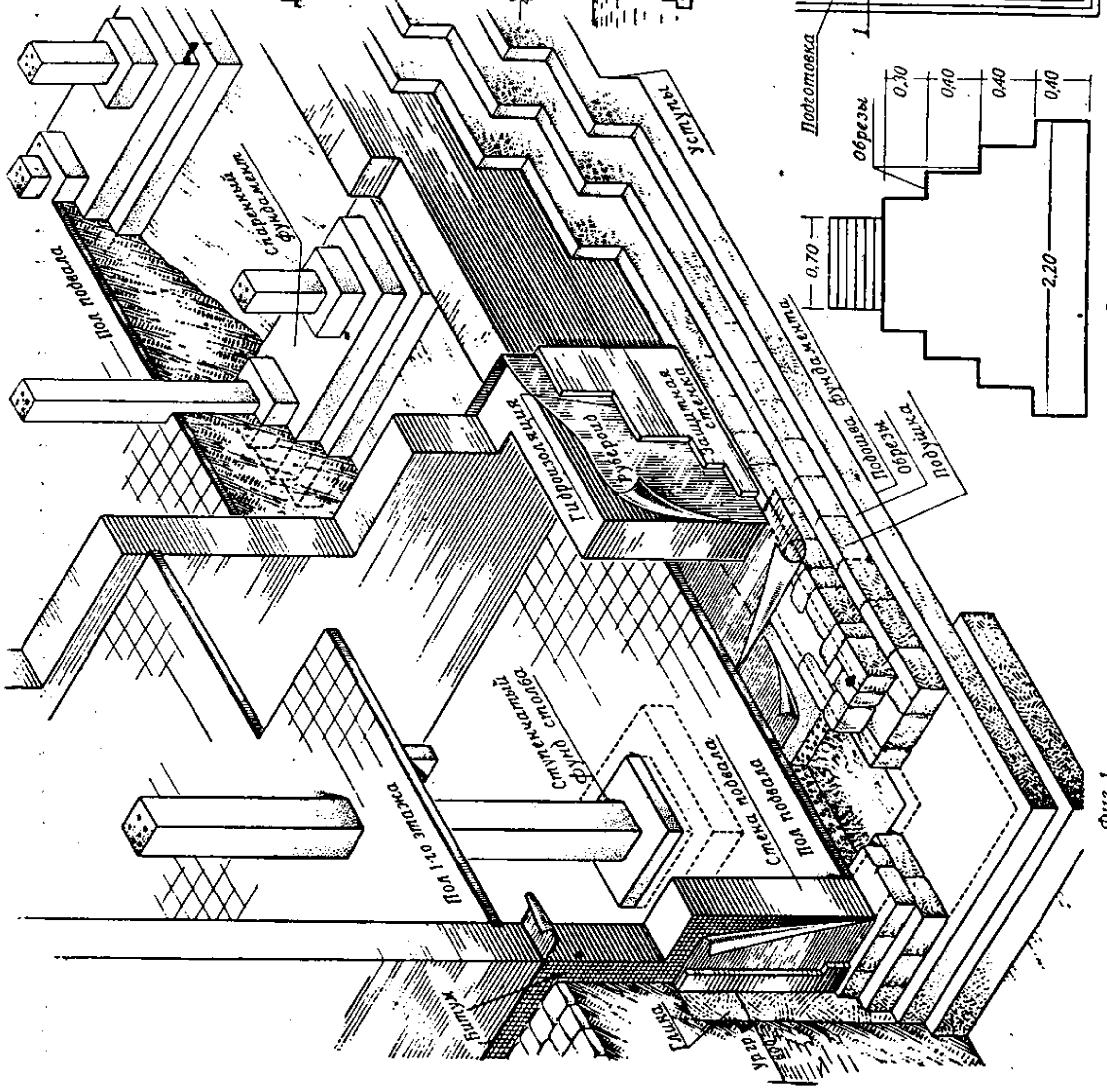


Фиг. 4 Разрез по I-I

1 2 3 4 5 6 7 8 м



Фиг. 5 План



Фиг. 1

Фиг. 2 Разрез подушки

Рис. 9. Общий вид фундаментов

подвал, значительно заглубленный ниже поверхности земли. Непрерывные фундаменты под стенами называются *ленточными фундаментами*, части фундамента, ограждающие подвал от земли, — *стенами подвала* (фиг. 1), нижняя, расширяющаяся книзу часть фундамента (фиг. 1 и 2) — *подушкой*; подушка служит для распределения давления на грунт. При расширении подушки в поперечном сечении возникают уступы — *обрезы*. Нижняя плоскость подушки, непосредственно расположенная на грунте, называется *подошвой фундамента* (фиг. 1). В тех случаях, когда подошва фундаментов закладывается на разной глубине (фиг. 3), в подошве образуются переломы, называемые *уступами*.

Под столбы делают обычно отдельные ступенчатые фундаменты (рис. 9, фиг. 1). Если столбы расположены близко один от другого, то фундаменты под ними могут быть объединены группами. На рис. 9, фиг. 1 на заднем плане показан *спаренный фундамент* под две колонны.

Фундаменты, находясь в грунте, постоянно смачиваются грунтовыми и просачивающимися сверху водами; влага, в силу капиллярности, может подниматься вверх по стене и служить источником сырости помещений, расположенных выше земли, вследствие чего необходимы специальные мероприятия по изоляции фундаментов от непосредственного соприкосновения с грунтовой влагой. Совокупность мер, предохраняющих здание от грунтовых вод, носит наименование *гидроизоляции*.

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ. 1. От надежности фундаментов зависит срок службы всего сооружения, а ремонт фундаментов — дело трудное и дорогое, поэтому фундаменты должны быть прочными и долговечными. Размеры их в поперечном сечении должны соответствовать действующим нагрузкам и несущей способности основания. Иными словами — размеры фундаментов в поперечном сечении должны быть такими, чтобы разность осадок под различными частями здания не превышала той, которая допустима для конструкции этого здания.

2: Форма и размеры фундаментов в плане должны обеспечивать возможно более равномерное распределение нагрузки на основание. Поэтому при центральной нагрузке фундаменты следует проектировать симметричными, а при внецентренной — несимметричными.

3. Материалы, применяемые для фундаментов, должны хорошо сопротивляться действию сырости и грунтовых вод, особенно если эти воды агрессивны.

4. При соблюдении всех технических требований фундаменты должны быть спроектированы экономичными и требовать минимальной затраты труда для их возведения.

Работы по возведению фундаментов необходимо индустриализировать, применяя по возможности сборные конструкции. Как правило, следует применять удовлетворяющие техническим требованиям местные материалы, чем значительно снижаются транспортные расходы.

При выполнении указанных работ наибольшие трудности возникают при большом притоке грунтовых вод; поэтому планировочную отметку следует выбирать так, чтобы подошва фундаментов оказалась выше уровня грунтовых вод, а глубокие подвалы располагать в тех местах, где грунтовые воды находятся на большей глубине.

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ. В гражданском строительстве для возведения фундаментов применяется главным образом бутовый камень (т. е. рваный камень случайной формы и размеров) различных естественных тяжелых пород, имеющих временное сопротивление в пределах¹ от 200 до 450 кг/см². Такой бут хорошо сопротивляется действию грунтовых вод и отличается долговечностью. Для бутовой кладки применяется как постелистый, так и рваный камень; булыжный камень (округлой формы) также может применяться при

¹ Камни более высокой прочности, как более ценные и требующие больших затрат при обработке, в обычном гражданском строительстве применяться не должны.

условии раскалывания булыг и ведения кладки на прочных цементных растворах.

Механическая прочность бутовой кладки зависит от прочности камней, прочности раствора и в значительной степени от формы камней и тщательности их кладки. Марка раствора (табл. 5) и требования к тщательности кладки устанавливаются в зависимости от фактических напряжений, действующих в фундаментах.

Таблица 5

Допускаемые напряжения сжатия на кладку из бута

Грунты	Сорт камня и характер кладки		Кладка из рваного бута, в скобках— кладка из мелкого камня высотой менее 12 см	Кладка из постелистого бута, в скобках—из крупного бута «под скобу»			
				Марки камней			
	Растворы		марки растворов	«200»— «300»	«350»— «500»	«200»— «300»	«350»— «500»
Рекомендуемые составы							
Сухие	1:0,2:4	(ц:и:п)	} «50»	10 (7,5)	11 (8,5)	13 (16)	15 (23)
	1:0,25:4	(ц:д:п)					
	1:0,2:4	(ц:и:п)					
Влажные	1:0,5:4,5	(ц:д:п)					
	1:4	(ц:п)					
Насыщенные водой .	1:0,5:4,5	(ц:д:п)					
Сухие	1:1,5:8	(ц:и:п)	} «30»	8,5 (6,5)	9 (7)	11 (14,5)	12,5 (22)
	1:0,5:1,25:8	(ц:и:д:п)					
	1:5	(ц:п)					
Влажные	1:1:6	(ц:д:п)					
Сухие	1:3:12	(ц:и:п:)	} «15»	6,5 (5)	7,5 (5)	9 (14)	10 (—)
	1:1:9	(ц:и:п)					
	0,75:1:2,25:12	(ц:и:д:п)					
Влажные							
Насыщенные водой .							
Сухие	1:2:5	(ц:и:п)	} «8»	5 (4)	6 (4,5)	7 (13,5)	8 (—)
	1:3:5	(ц:и:п)					
	1:3:15	(ц:и:п)					
Влажные							
Сухие	1:5:1:2:11	(ц:и:д:п)	«4»	4 (3)	5 (4)	5,5 (13)	7 (—)

Примечания. 1. Маркой раствора называется сопротивление его сжатию на 30-й день после схватывания.

2. Состав раствора дан для цемента марки «200»; для более прочных цементов количество раствора может быть соответственно уменьшено.

3. Обозначение растворов: ц — цемент, д — гидравлические добавки, и — известковое тесто, п — песок.

4. Для стен подвала и фундаментов, засыпанных землей с одной стороны, $k=0,80$.

5. Таблица составлена по данным ОСТ 90038—39 и инструкции Промстройпроекта.

Применение более тщательных кладок и более прочных растворов целесообразно в фундаментах многоэтажных зданий, где вследствие больших нагрузок размеры фундамента обычной кладки оказываются чрезмерно большими. Экономия, полученная на толщине фундаментов, может покрыть дополнительные расходы на цемент и на околку и подбор камней.

Для бутовых фундаментов применяются цементные и сложные растворы (известь, цемент, песок). Применение известково-трепельных растворов не допускается. Чисто известковые растворы могут применяться только в сухих грунтах для фундаментов зданий 3-го и 4-го классов высотой не более 8,0 м. В зависимости от наличия грунтовых вод состав раствора выбирается по данным табл. 5.

Бутовую кладку трудно механизировать. Поэтому при больших объемах работ рационально применять бетон; это хотя и ведет к увеличению расхода цемента, но позволяет механизировать, а следовательно, ускорить и удешевить строительство.

Марка бетона назначается в зависимости от напряжений в фундаменте и степени агрессивности грунтовых вод (стр. 100). Для лучшего сопротивления действию грунтовых вод следует назначать более плотные бетоны, применяя пуццолановые цементы и в качестве инертных — гравий или бутовый щебень из камня тяжелых пород.

При отсутствии грунтовых вод или в фундаментах, расположенных выше их уровня, может применяться кирпичный щебень; экономически это целесообразно при наличии его на месте, например в городах на месте разборки старых зданий.

Для фундаментов применяются бетоны следующих марок:

- 1) «50» — допускаемое напряжение 18 кг/см², применяется только при отсутствии грунтовых вод;
- 2) «70» — допускаемое напряжение 25 кг/см²;
- 3) «90» — допускаемое напряжение 31 кг/см², применяется при больших нагрузках;
- 4) «110» — главным образом для железобетонных фундаментов.

Уменьшить стоимость бетона без нарушения его положительных качеств можно, применяя бутобетонную кладку. В бетон во время бетонирования укладывают отдельные камни различного размера, оставляя между ними промежутки, достаточные для полного обволакивания камней бетоном. Количество камней в бутобетоне колеблется в пределах 25—30% от объема кладки.

Из бетона на заводах могут изготавливаться искусственные камни различного объема, соответственно называемые *мелкими* и *крупными блоками*. Кладка из таких блоков, особенно из крупных, может быть полностью механизирована и потому с расширением производства таких камней они должны получить широкое применение.

Кладка фундаментов из бесцементных камней, а также из бетона на шлаках, щебня из легких горных пород (пемза, туф, ракушечник и др.) и вообще из всяких влагоемких естественных и искусственных камней не допускается.

В тех случаях, когда фундамент или часть его подвергается большим растягивающим усилиям от изгиба, оказывается целесообразным применение железобетона. Расчет и конструирование таких фундаментов производятся по нормам и техническим условиям проектирования железобетонных конструкций (ОСТ 90003—38).

При отсутствии естественных камней, если грунтовые воды расположены ниже подошвы фундаментов, а также в некоторых случаях при зимних работах, можно применять хорошо обожженный (марки «125» и выше—стр. 113) красный кирпич (ОСТ 3998). Для того чтобы уменьшить действие грунтовой влаги на кирпич, боковые поверхности кирпичных фундаментов, соприкасающиеся с грунтом, должны быть изолированы: во влажных грунтах гудроном (стр. 91), а в сухих — глиной. Применение силикатного кирпича, обладающего значительной влагоемкостью, а также алого кирпича, разрушающегося от влаги, в фундаментах не допускается.

Для фундаментов деревянных зданий может применяться дерево. Но, находясь в грунте в условиях переменной влажности, дерево легко загнивает. Поэтому применение дерева ограничивается легкими зданиями 4-го класса и временными сооружениями. При этом должны быть приняты меры по антисептированию всех частей фундамента, подвергающихся опасности загнивания.

Дерево, находящееся в воде, не гниет, поэтому применение дерева вполне целесообразно для частей фундаментов, постоянно находящихся в воде, например для свай, расположенных ниже уровня грунтовых вод, если исключена возможность его понижения.

ГЛАВА СЕДЬМАЯ

ФУНДАМЕНТЫ ПОД МАССИВНЫМИ СТЕНАМИ

СИММЕТРИЧНЫЕ НЕПРЕРЫВНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. Фундаменты этого типа применяются под стены, несущие главным образом вертикальные нагрузки. В таких фундаментах равнодействующая всех вертикальных сил проходит через середину фундамента. Размеры фундамента по низу определяются в предположении равномерного распределения давления на подошву фундамента, в зависимости от величины нагрузки и принятого допускаемого давления на грунт.

Размер фундамента по верху принимается равным ширине стены, с прибавлением 5—20 см на два уступа (обреза), которые делаются для перехода от неправильного очертания кладки фундамента из камней произвольного вида к правильной кладке стен. Эти обрезы позволяют также выправить незначительные возможные ошибки, допущенные при разбивке фундаментов, за счет небольшого смещения оси стены с оси фундамента.

Для невысоких зданий ширина фундамента по низу по расчету получается равной или даже меньше ширины стены. Из конструктивных соображений в этих случаях сечение фундаментов проектируют прямоугольным (рис. 10, фиг. 1). Глубина фундамента под наружными стенами бесподвальных зданий и в неотопливаемых подвалах определяется условиями промерзания (стр. 8).

В остальных случаях фундамент закладывается на 0,5 м ниже пола подвала, т. е. на минимальную глубину, при которой подошва фундамента может считаться обеспеченной от подрыва ее при укладке труб, тоннелей и т. д.

При больших нагрузках ширина фундамента по низу может оказаться весьма значительной. Прямоугольное сечение фундамента было бы в этом случае нецелесообразным вследствие излишней затраты материала для частей фундамента, не принимающих участия в работе (на рис. 10, фиг. 2 объемы, обозначенные буквой *a*). В этих случаях ширину фундамента поверху принимают минимальной, а боковые грани его делают наклонными (рис. 10, фиг. 2); фундамент получает при этом трапециoidalное сечение.

Чтобы не делать в теле фундамента внизу острого угла, выполнение которого практически затруднено, а самый угол может легко разрушиться, наклон граней начинают, отступая на некоторую высоту от низа фундамента. Такой фундамент, будучи наиболее экономичным по затрате материала, может быть практически осуществлен только из бетона; поэтому в тех случаях, когда фундаменты выполняют из бута или кирпича, их делают ступенчатыми (рис. 10, фиг. 3 и 4).

Высота ступенчатых и пирамидальных фундаментов, удовлетворяющая поставленным выше требованиям непромерзаемости, зависит также от прочности материала и величины выступа *c* (рис. 10, фиг. 4). Действительно, очевидно, что часть фундамента *АВВ* работает, как консоль, нагруженная снизу реакцией грунта; при этом в сечении *ВВ* возникают растягивающие и скалывающие напряжения. Следовательно, высота консоли должна быть такова, чтобы эти напряжения были не более допускаемых. Практикой установлено, что в большинстве случаев это требование оказывается выполненным, если угол наклона α к горизонту линии *АВ* (рис. 10, фиг. 4) для бутовых фундаментов на растворе марки «15» будет не менее $60^{\circ}30'$, т. е. отношение высоты к величине выступа $\frac{h}{c} = \frac{1,75}{1}$, а для бетонных фундаментов не менее 56° (отношение $h : c = 1,5$).

Новейшие теоретические исследования показывают, что приведенные отношения $\frac{h}{c}$ обеспечивают необходимую прочность на изгиб и скалывание в сечении BB (рис. 10, фиг. 4) только в тех случаях, когда под фундаментом на грунт допущено давление от 2,5 до 3,5 кг/см². При давлении на грунт менее 2,5 кг/см² изгибающий момент в сечении BB , при той же величине выступа c , будет, очевидно, меньше. Поэтому при таких грунтах можно соответственно уменьшить высоту фундамента h , приняв отношение $\frac{h}{c}$ в бутовых фундаментах 1,6, а в бетонных — 1,25. Наоборот, при напряжениях свыше 3,5 кг/см² момент в сечении BB возрастает; поэтому при той же величине выступа высоту фундамента необходимо увеличивать, приняв отношение $\frac{h}{c}$ в бутовых фундаментах 2,0, а в бетонных — 1,75.

Для развития в ширину бетонных, а особенно бутовых фундаментов, требуется довольно значительное заглубление, которое для фундаментов бесподвальных зданий в некоторых случаях может превысить глубину, требуемую условиями промерзания, а при наличии подвала ведет к довольно значительному заглублению ниже пола подвала (рис. 10, фиг. 5). Для того чтобы уменьшить дополнительные работы по заглублению фундаментов, часть уступов можно располагать в пределах подвала, что приводит, однако, к уменьшению площади подвала (рис. 10, фиг. 6).

Если необходимо получить минимальную высоту подушек, например при высоком уровне грунтовых вод, то прибегают к устройству железобетонных подушек (рис. 10, фиг. 7). Высота такой подушки и арматура в ней определяются из расчета железобетонной консоли на изгиб.

НЕСИММЕТРИЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. Если вертикальная равнодействующая (рис. 11, фиг. 7) имеет эксцентриситет относительно оси стены, то подошву фундамента располагают симметрично относительно равнодействующей. В этом случае давление под подошвой фундамента будет равномерным. Ось такого фундамента оказывается смещенной относительно оси стены на величину эксцентриситета e .

Однако если величина эксцентриситета невелика (практическим пределом считается 5 см), то, чтобы не затруднять производства работ, фундамент проектируют симметричным, пренебрегая получающейся при этом некоторой неравномерностью давления (рис. 11, фиг. 6).

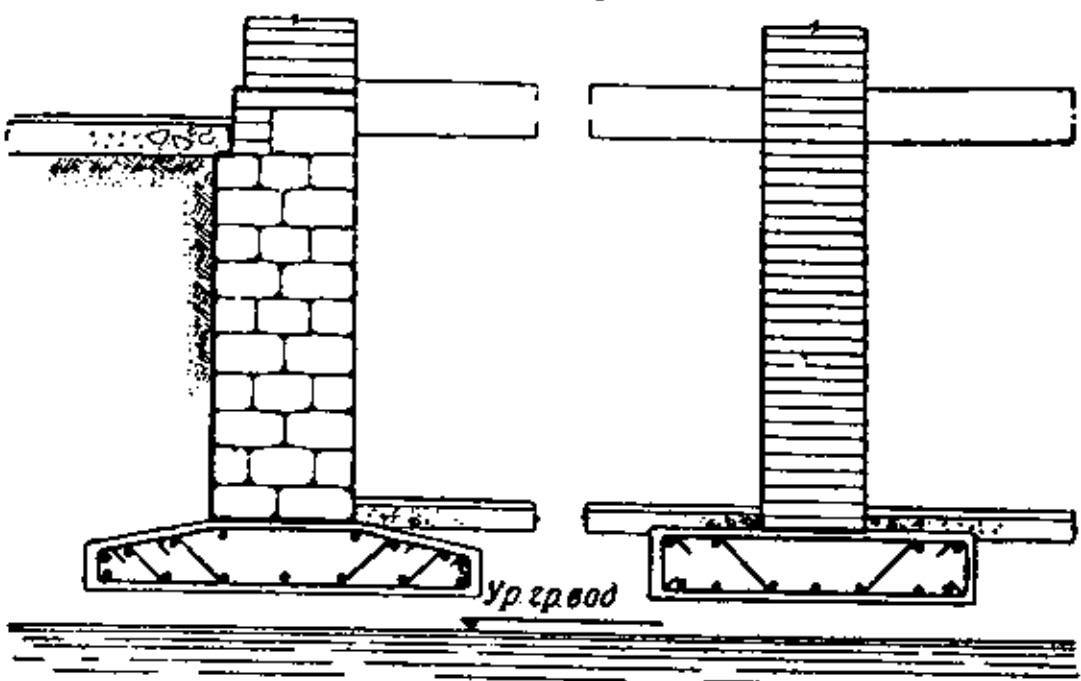
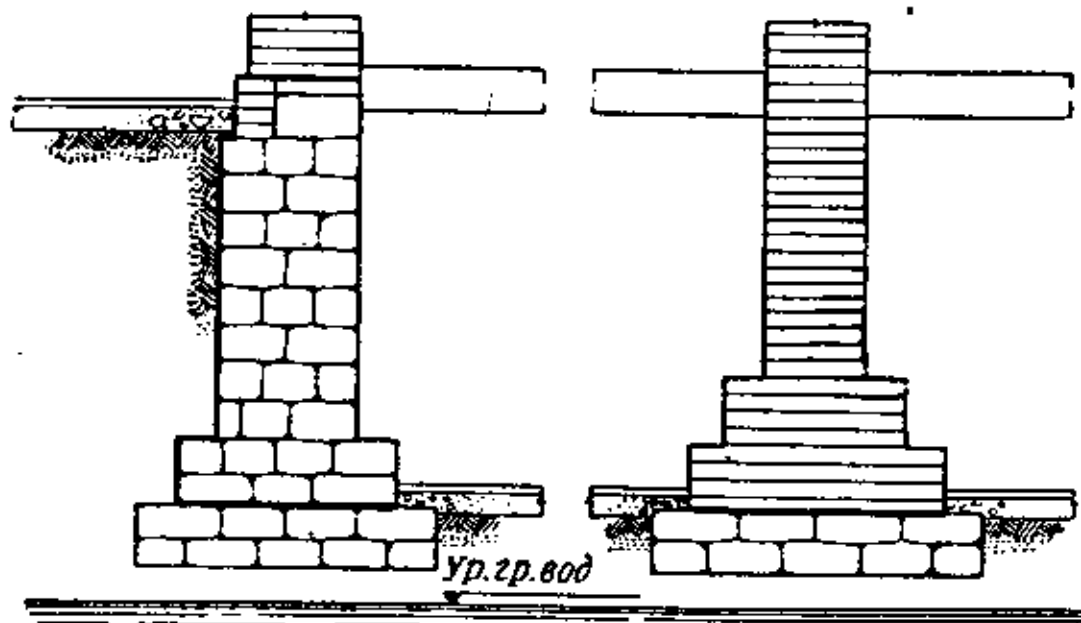
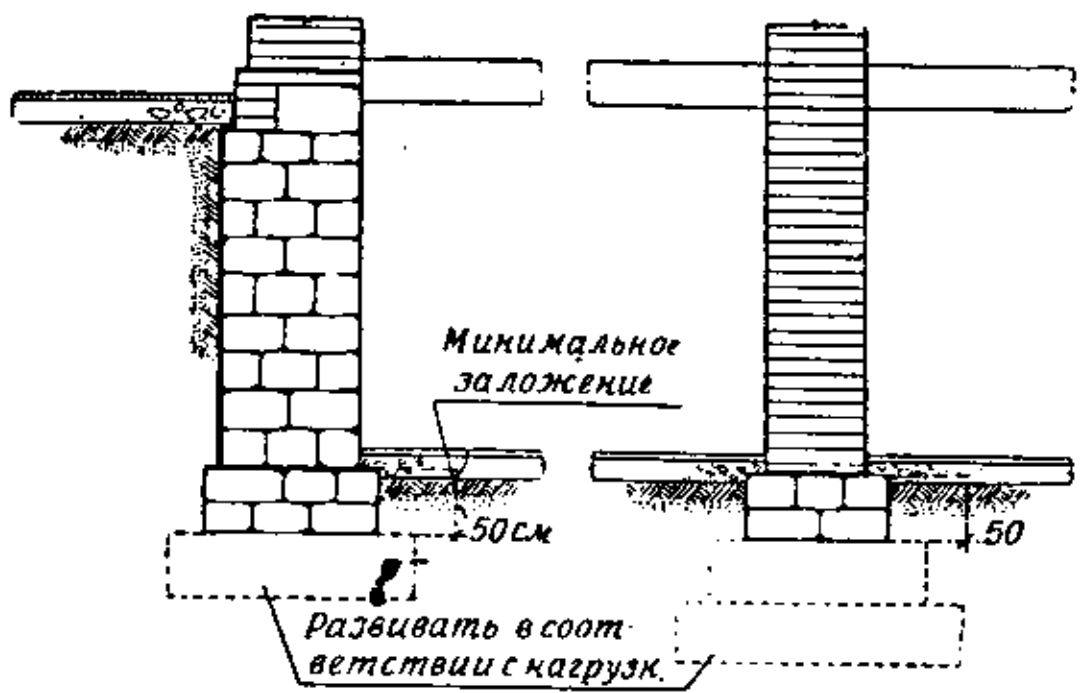
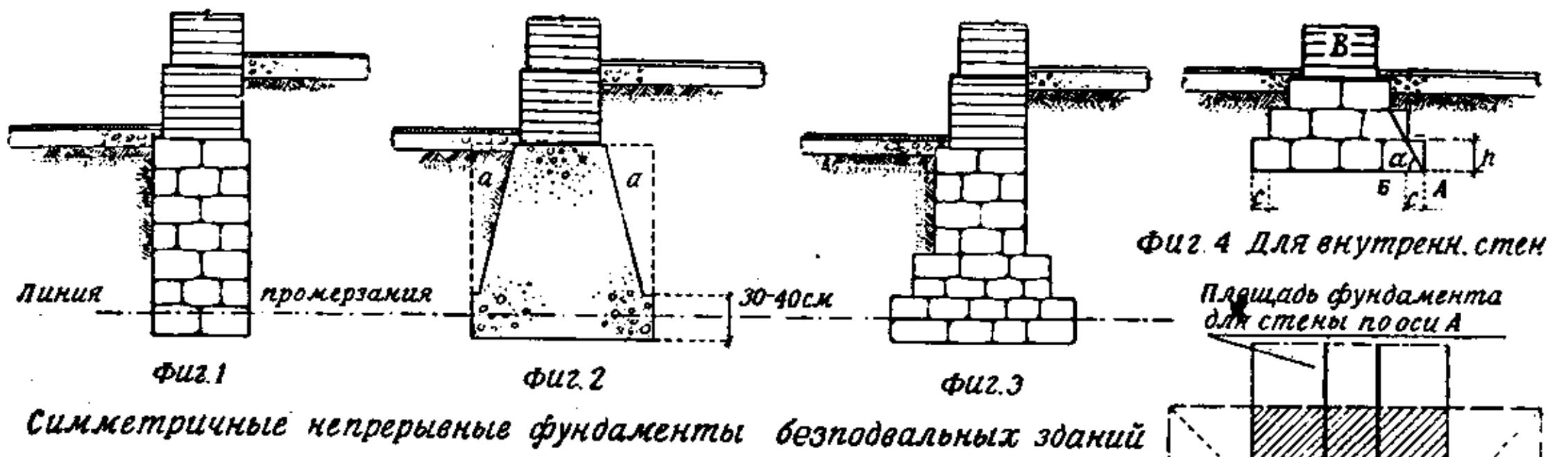
При эксцентриситете большем, чем 5 см, симметричный фундамент не рекомендуется. Если таковой применяется, то согласно нормам размеры его должны быть таковы, чтобы давление под наиболее напряженным краем фундамента (краевое напряжение) (рис. 11, фиг. 9) не превышало допустимого более, чем на 25%. Не следует проектировать фундаменты, в которых равнодействующая выходит

из средней трети (при ширине фундамента b эксцентриситет $e > \frac{b}{6}$), так как при этом возможно отставание подошвы фундамента от грунта в том месте, где по эпюре давлений возникают растягивающие напряжения (рис. 11, фиг. 8).

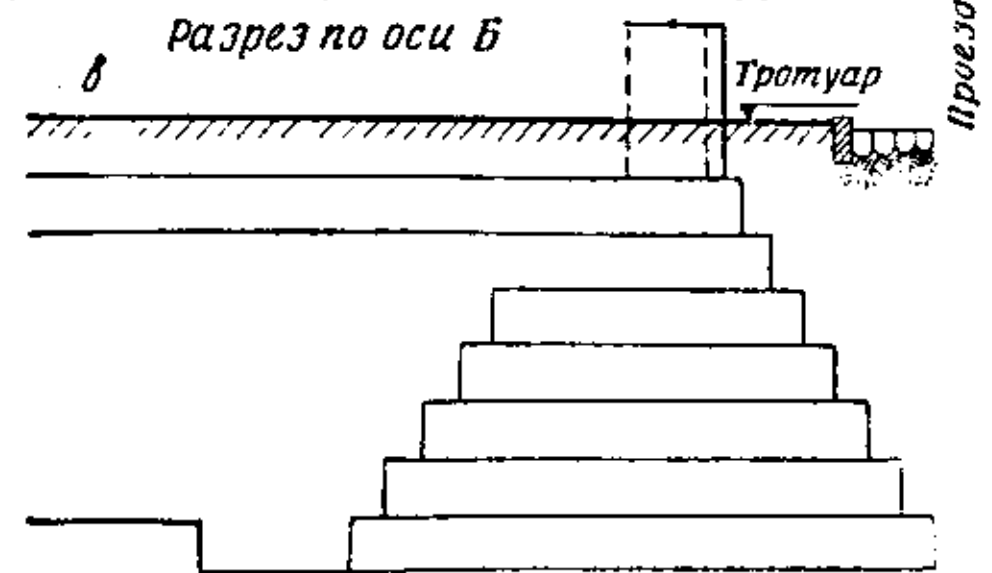
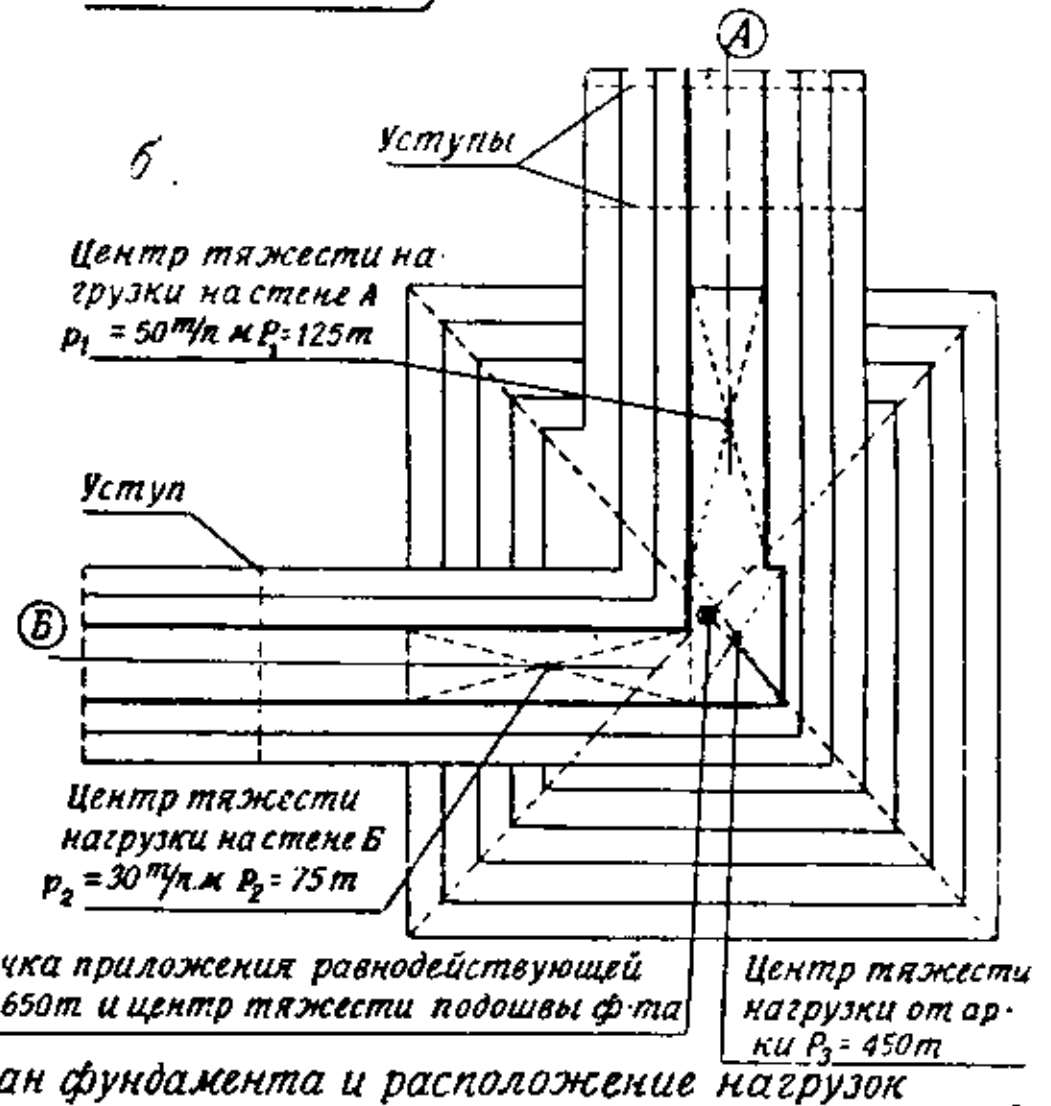
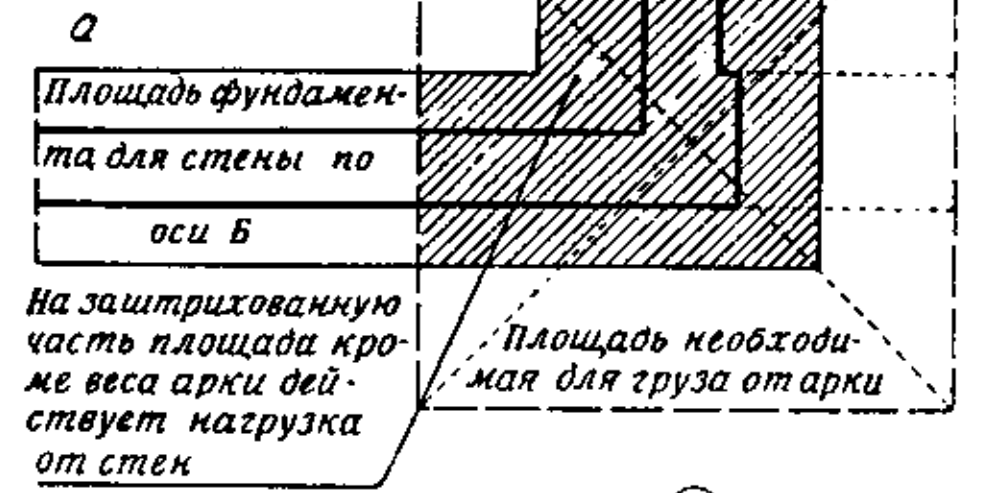
Равнодействующая получает эксцентриситет относительно оси стены в силу различных причин.

Наиболее частой причиной появления эксцентриситета является (при наличии подвала) действие горизонтальных сил¹ (давление грунта, воды). Однако, как показывает практика, эти силы обычно вызывают незначительный эксцентриситет, особенно при наличии железобетонного перекрытия над подвалом,

¹ При наличии горизонтальных сил графически эксцентриситет может быть определен так, как это показано на рис. 11, фиг. 5.



Симметричные фундаменты зданий с подвалом



Фиг. 8 Проектирование фундамента под несимметрично нагруженным углом здания

Рис. 10. Фундаменты под массивными стенами

служащего опорой для стены. Поэтому большей частью эти силы не оказывают влияния на размеры фундамента и в расчете не учитываются.

Равнодействующая всех сил может получить значительный эксцентриситет в том случае, когда стена несет большую вертикальную нагрузку, приложенную не по оси стены. Примером (рис. 10, фиг. 8) может служить угол двух стен у проезда, который несет груз $P_3=450$ т от арки, перекрывающей проезд. На фиг. 8 а показана пунктиром площадь фундамента, необходимая для передачи нагрузки от арки на грунт. Очевидно, однако, что на эту площадь, кроме давления от арки, будет передаваться (на заштрихованном участке) нагрузка от стен. Поэтому для определения необходимой площади фундамента сначала определяют длину участков стен А и Б, нагрузка которых $P_2=75$ т и $P_1=125$ т (фиг. 8 б) будет передаваться на фундамент вместе с грузом арки, затем определяют величину равнодействующей ($R=650$ т), местоположение ее в плане и, наконец, проектируют подошву фундамента симметрично относительно расположения равнодействующей. Площадь этого фундамента должна быть рассчитана на полную величину равнодействующей.

Несимметричные фундаменты проектируют, как правило, при сильно наклонной равнодействующей, что может иметь место при наличии значительной горизонтальной силы, например распора от сводчатого перекрытия (рис. 11, фиг. 1). Для того чтобы под фундаментом давление было равномерным, подошва фундамента должна быть расположена симметрично относительно точки приложения равнодействующей (рис. 11, фиг. 2). Некоторого уменьшения объема фундамента можно достигнуть, расположив фундамент так, чтобы равнодействующая проходила в средней трети его сечения (рис. 11, фиг. 1). При этом краевое давление не должно превышать допускаемого более, чем на 25%.

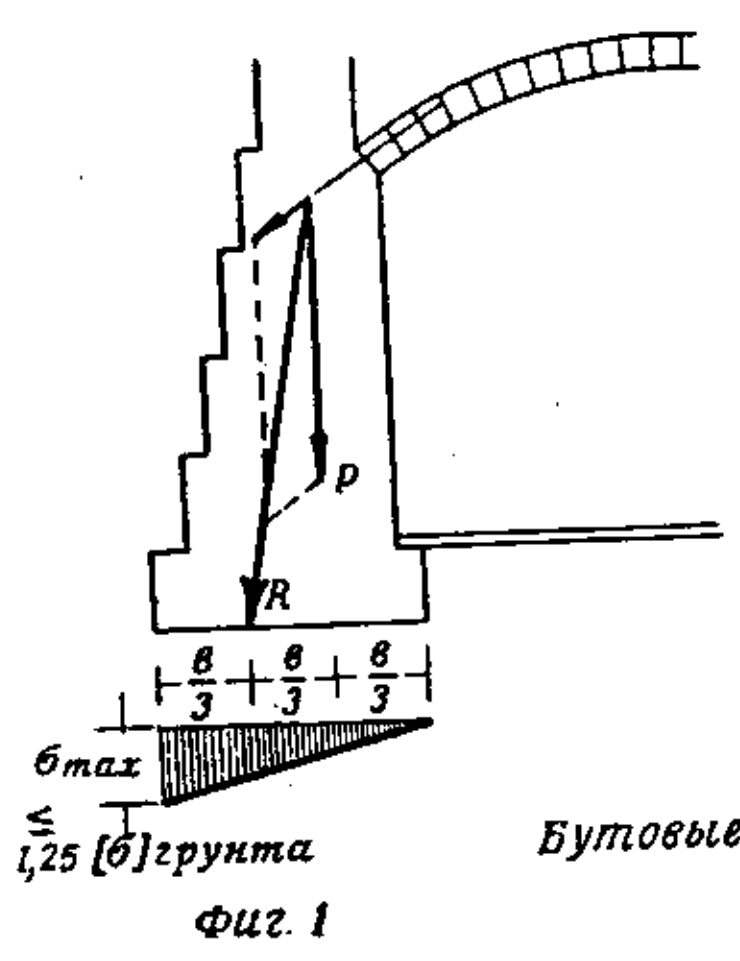
Профиль бутового фундамента при наклонной равнодействующей должен быть запроектирован так, чтобы равнодействующая в любом сечении проходила в средней трети, так как только при этом условии в фундаменте не будет растягивающих усилий. При этом соотношение между высотой и шириной уступов может оказаться иным, чем это было указано для симметричных фундаментов.

Если фундамент проектируется в виде несимметричной железобетонной подушки (рис. 11, фиг. 3), то консольные выступы подушки с каждой стороны должны быть рассчитаны отдельно. Размеры стены выше подушки устанавливаются с таким расчетом, чтобы в стене не было растягивающих усилий, т. е. равнодействующая всегда должна проходить в средней трети подушки.

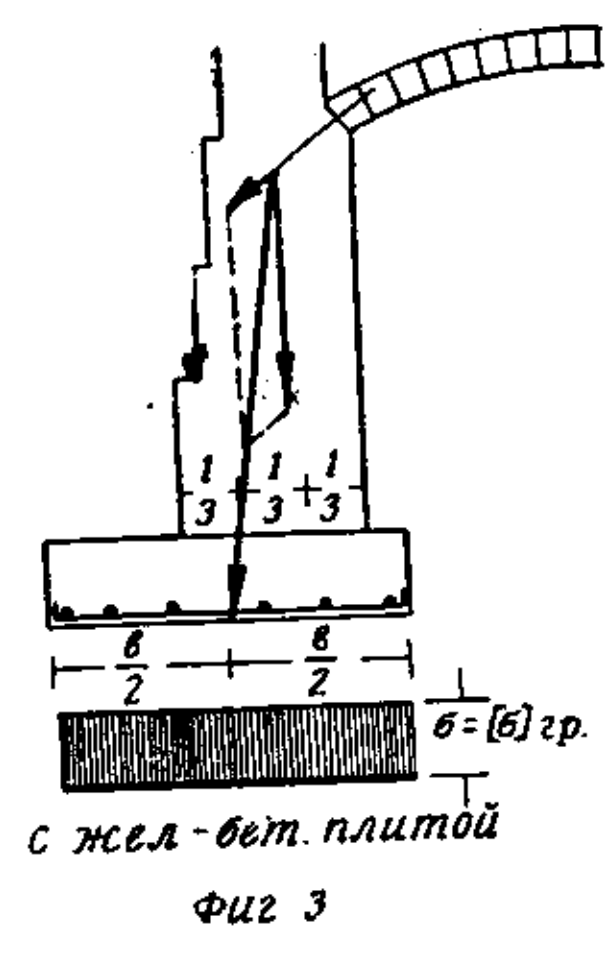
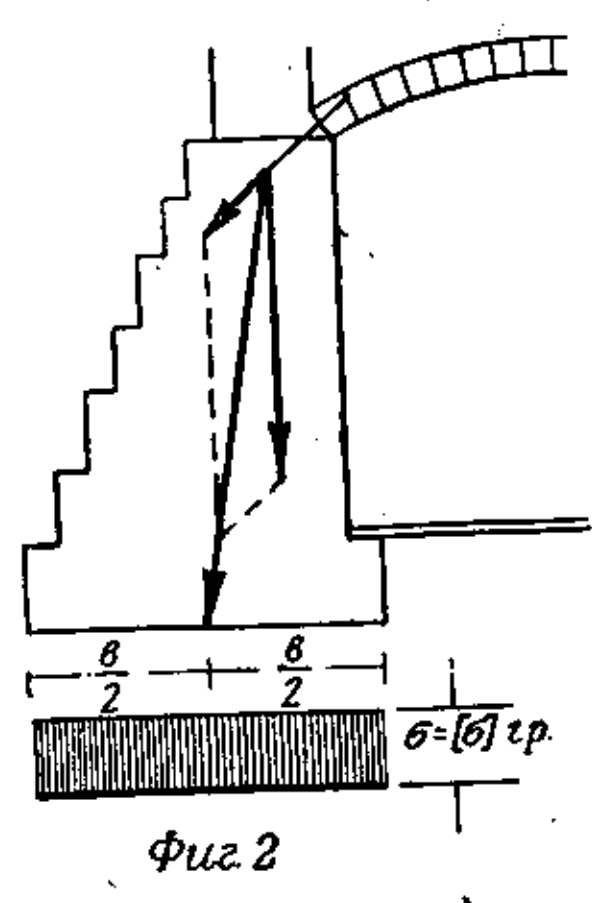
В заключение отметим, что, кроме разобранных случаев эксцентриситета равнодействующей, несимметричные фундаменты приходится проектировать в тех случаях, когда расширение подошвы фундамента возможно только в одну сторону. Этот весьма сложный случай встречается, когда рядом с проектируемым фундаментом расположен существующий, и потому рассматривается подробно в главе «Переустройство фундаментов» (стр. 88).

ФУНДАМЕНТЫ В ВИДЕ ОТДЕЛЬНЫХ ОПОР. Непрерывные фундаменты под массивными стенами имеют, как правило, довольно значительную толщину, определяемую толщиной стен 1-го этажа. Напряжения в материале сплошного фундамента большей частью не достигают допускаемых. Поэтому всегда возможно было бы получить довольно значительную экономию материалов путем устройства в сплошном фундаменте проемов, ограниченных сверху перемычками, а снизу — балками (рис. 12, фиг. 3). Однако устройство перемычек требует довольно значительной дополнительной затраты рабсилы и опалубки. Поэтому устройство фундаментов под стенами в виде столбов может оказаться целесообразным только в следующих случаях.

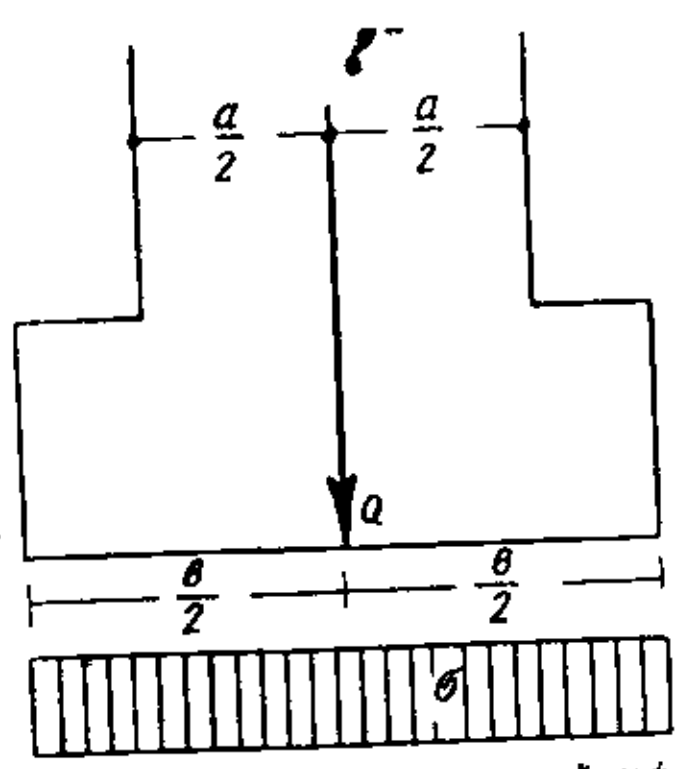
1. В зданиях небольшой этажности (1—2 этажа), когда давление на грунт под сплошным фундаментом менее допускаемого, фундаменты могут быть запроектированы в виде столбов, основанных непосредственно на грунте и перекрытых сверху перемычками (рис. 12, фиг. 1). Этот тип фундамента дает экономию



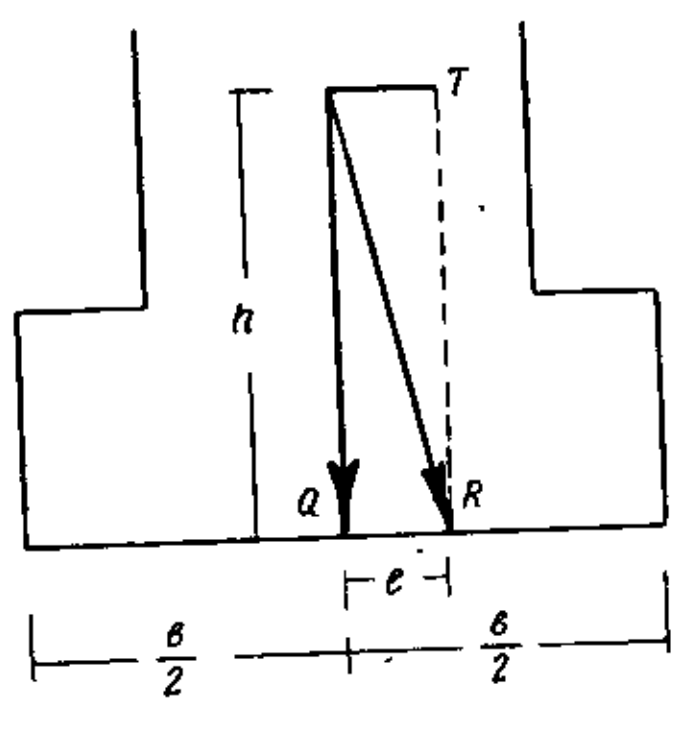
Бутовые



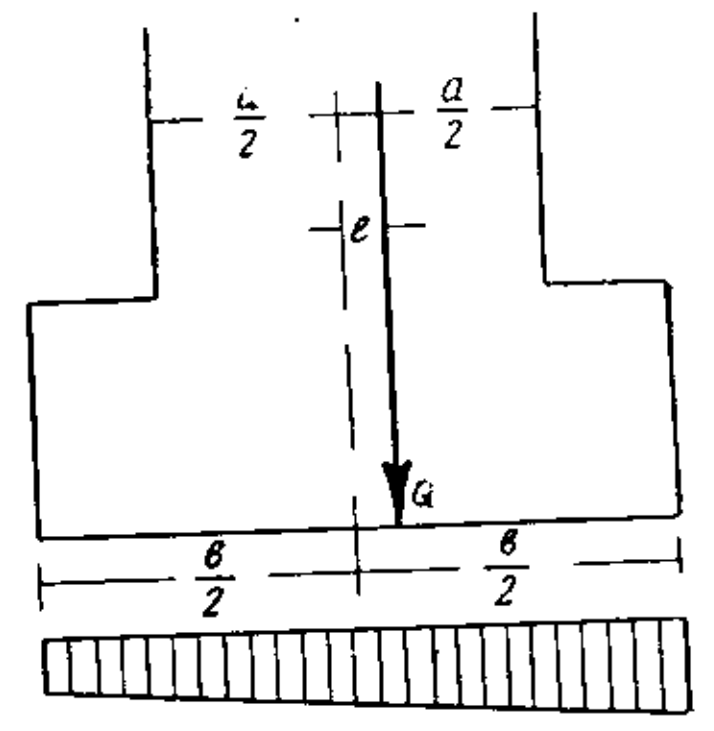
Очертания фундаментов при наклонной равнодействующей



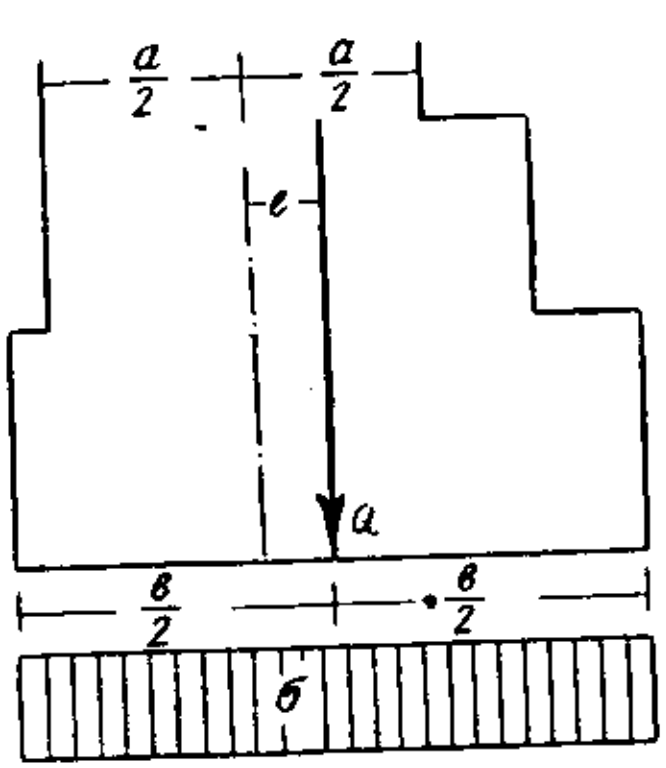
При симметричной нагрузке симметричный фундамент



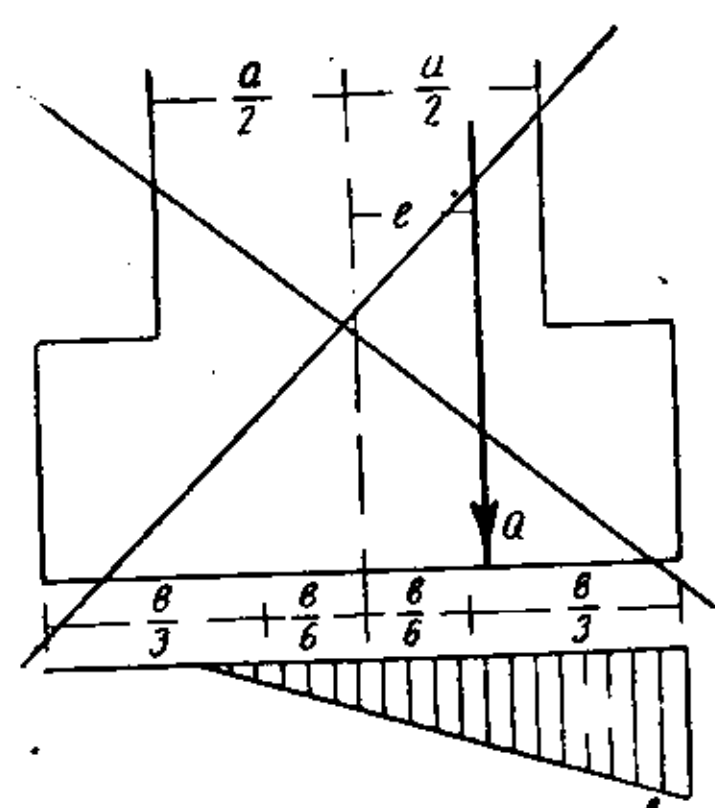
Определение эксцентриситета



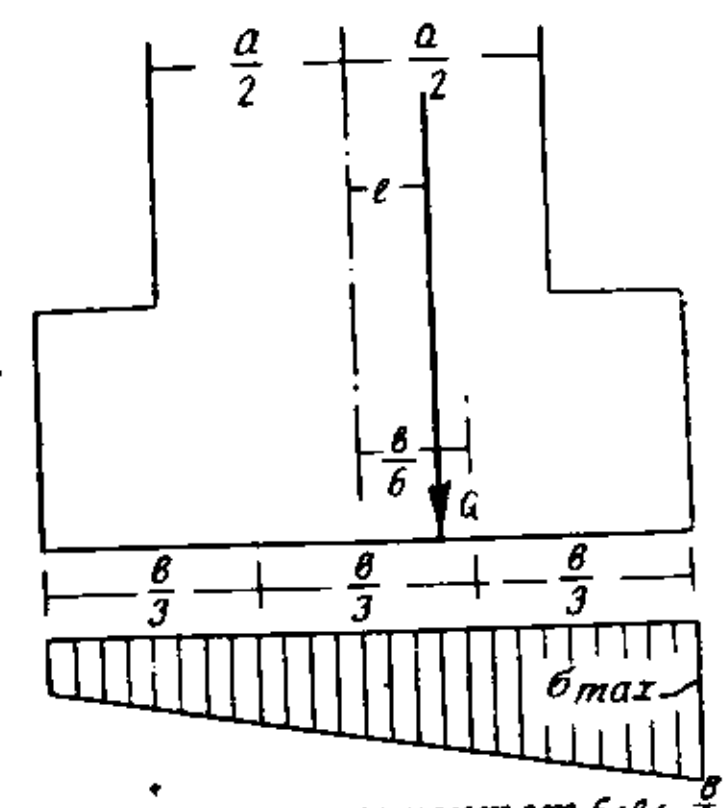
Малый эксцентриситет $e < 5$ см. Делать симметричный фундамент



Эксцентриситет $e > 5$ см. Рекомендуется несимметричный фундамент



Эксцентриситет $e > \frac{b}{6}$. Симметричный фундамент не рекомендуется



Эксцентриситет $5 < e < \frac{b}{6}$. Симметричный фундамент не рекомендуется, но допускается, если $b_{max} < 1,25 [b]_{гр}$

Рис. 11. Несимметричные фундаменты под массивными стенами

в материалах, рабочей силе на кладке и в земляных работах, так как отпадает необходимость в сплошном котловане. Столбы располагают под всеми углами здания, в местах пересечения стен и под несущими простенками с таким расчетом, чтобы расстояние между осями столбов не превышало 2,5—3,0 м. Такое же расстояние сохраняется под глухими участками стен (рис. 12, фиг. 1). Когда определены расстояния между столбами, можно подсчитать нагрузку на каждый из них и, следовательно, размеры их. Под стеной между столбами целесообразнее всего устраивать железобетонные перемычки¹, как наиболее экономичные при пролетах в 2,0—2,5 м. Кладку столбов надо вести на цементном или сложном растворе². Следует указать, что этот тип фундамента чувствительнее к неравномерным осадкам, чем сплошные фундаменты, поэтому при сильно неоднородных или сжимаемых грунтах следует проектировать непрерывные фундаменты даже для зданий небольшой этажности.

2. При залегании материка на глубине 4,0—5,0 м экономия на материалах при столбовых фундаментах может значительно перекрыть дополнительные расходы по устройству перемычек. Устройство перемычек сравнительно просто при бетонных фундаментах, где дополнительным расходом явится только деревянная опалубка отверстий, стоимость которой обычно ниже экономии, полученной на бетоне.

Если материк достаточно прочен, то каждый столб может быть основан непосредственно на грунте (рис. 12, фиг. 2). В этом случае, как и в предыдущем, отпадает необходимость в общем котловане.

При небольшой прочности грунта (рис. 12, фиг. 3, геологический разрез) все столбы должны быть основаны на общей подушке, которую обычно делают из бетона. Толщина подушки назначается с таким расчетом, чтобы наклонные линии, проведенные под углом 45° через край столба, пересекались на 10—12 см выше низа подушки. Считается, что при соблюдении этого условия в подушке не возникнут сколько-нибудь значительные растягивающие и скалывающие усилия. При расположении столбов в плане руководствуются данными выше указанными, но при большой глубине выгоднее располагать столбы на больших расстояниях, порядка 3,0—4,5 м.

Поверху столбы перекрывают *рандбалками*. Так называются балки, поддерживающие стену, покоящуюся на столбах. Рандбалки могут быть из рядовой кирпичной кладки (рис. 13, фиг. 1), железобетонные (рис. 3, фиг. 3, 4 и 5) и железобетонные (рис. 13, фиг. 6, 7, 8 и 9). Вместо рандбалок можно проектировать кирпичные или бетонные арки, но они трудоемки, чувствительны к неравномерным осадкам и потому применяются редко. При проектировании столбового фундамента с рандбалками должны быть устранены возможности промерзания пола 1-го этажа у рандбалок и выпирания их грунтом при пучении и при осадках фундамента.

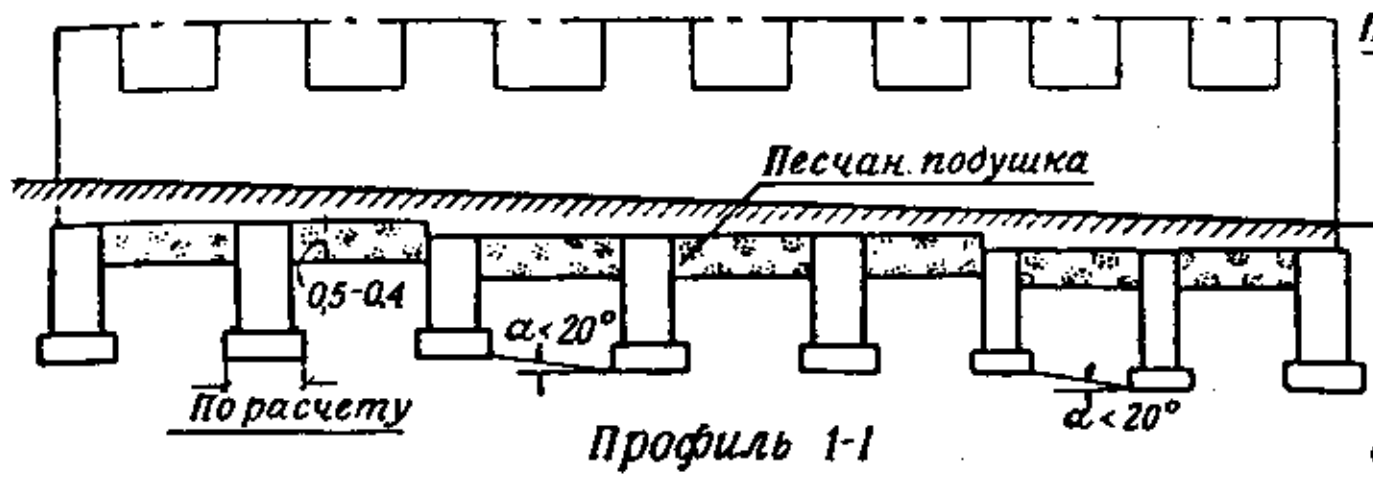
На рис. 13, фиг. 2 схематически изображено, как проходит нулевая изотерма³ в рандбалке. В верхней части стены, предохраненной от отсыревания водоизолирующим слоем, изотерма расположена примерно посередине. В нижней части стены под водоизолирующим слоем практически невозможно полностью устранить отсыревание; материал рандбалки, пропитанный влагой, будет более теплопроводен, чем материал стены, поэтому нулевая изотерма отклонится ближе к внутренней грани рандбалки, и температура на внутренней стороне ее понизится. Поэтому для защиты пола от промерзания необходимо предохранить рандбалку от влаги.

При отсутствии подвала и высоком уровне пола 1-го этажа (на 50—70 см выше земли, как это бывает в жилых зданиях) достаточно сделать вокруг здания отмостку и глиняный замок, а низ рандбалки опустить на 40—50 см ниже уровня земли (рис. 13, фиг. 1).

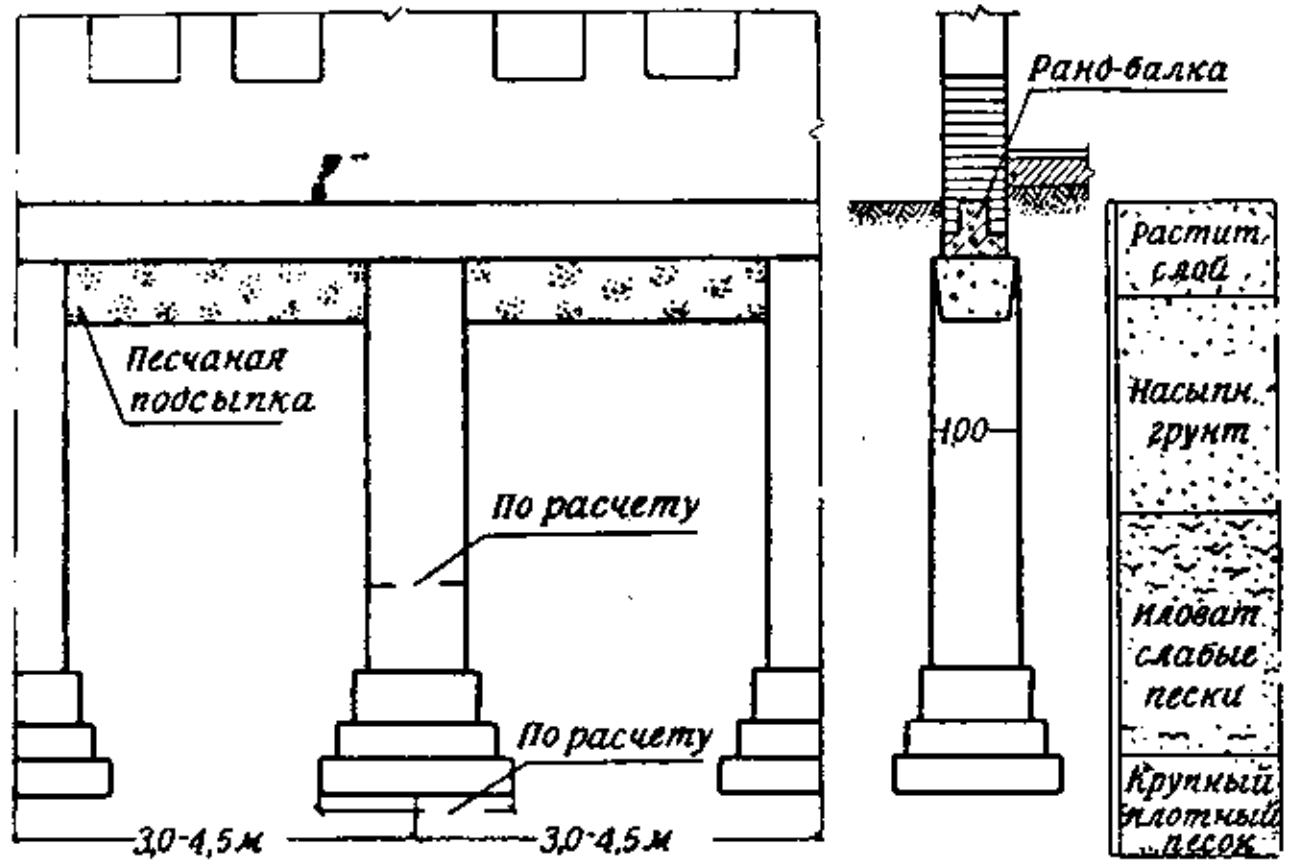
¹ См. стр. 120.

² См. стр. 45.

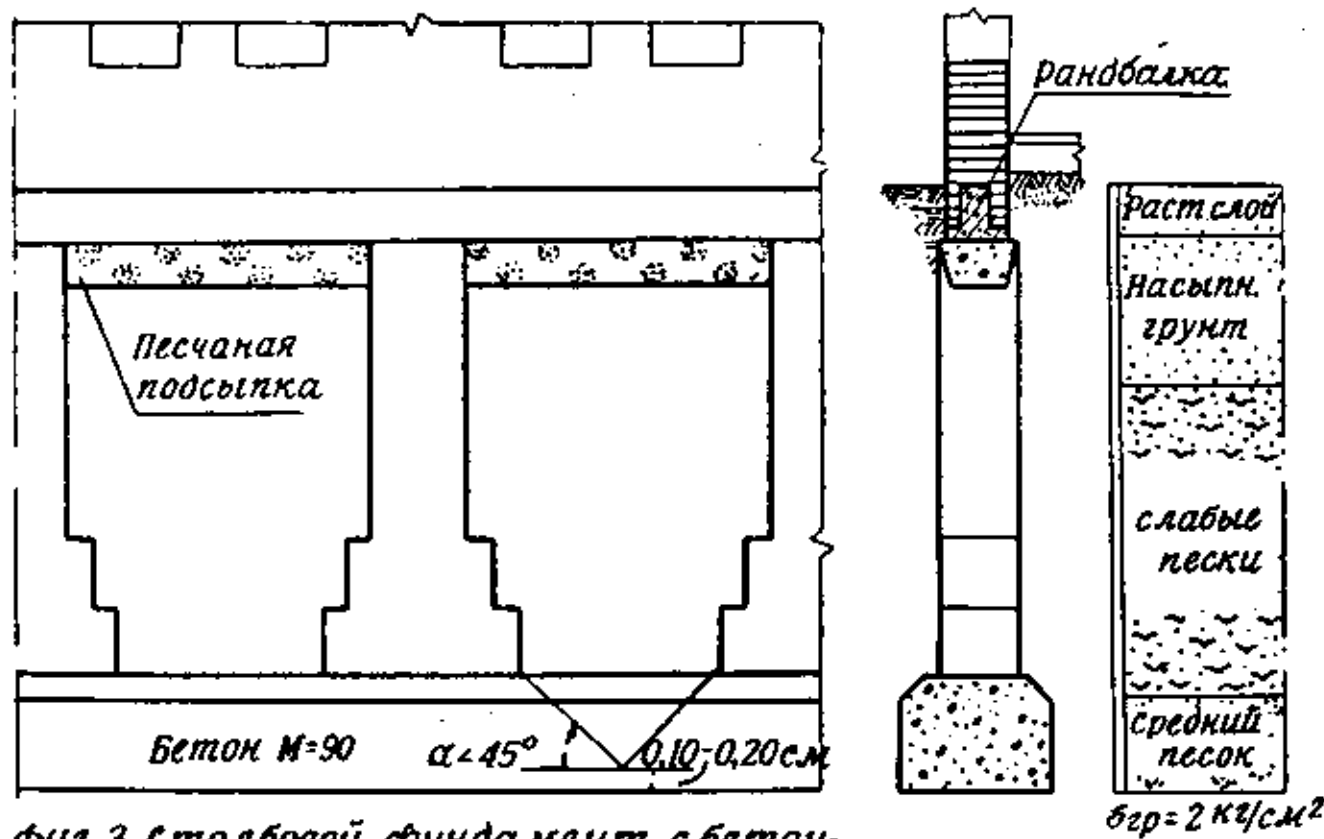
³ Т. е. линия, где в стене зимой температура равна 0°.



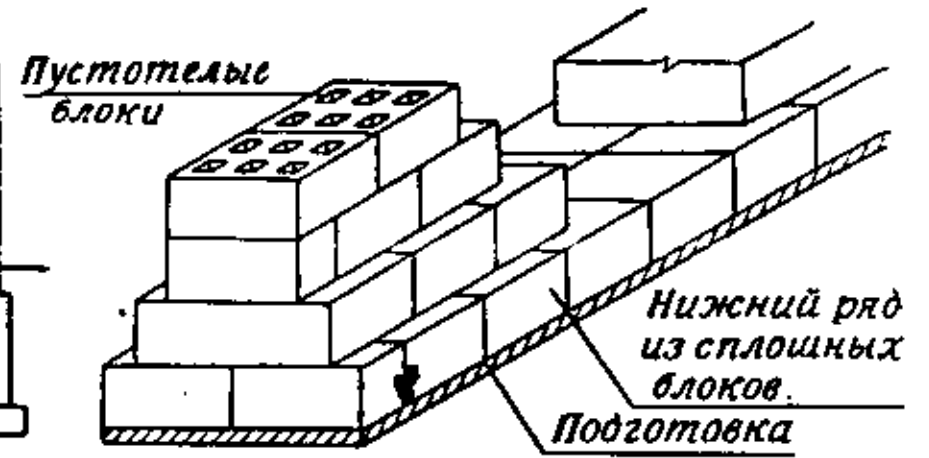
Фиг. 1 Столбовые фундаменты под стенами



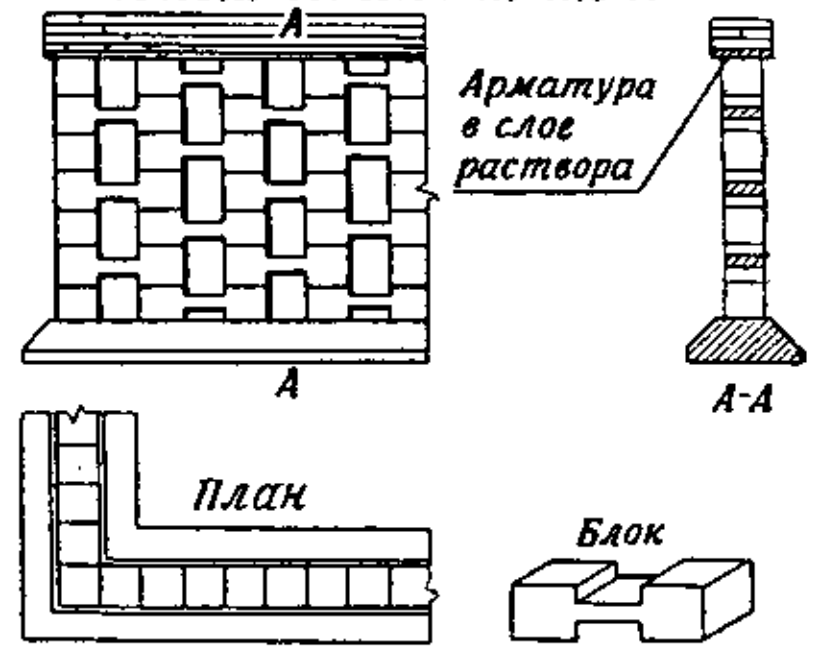
Фиг. 2 Столбовой фундамент под многоэтажным зданием на грунте большой прочности на большой глубине



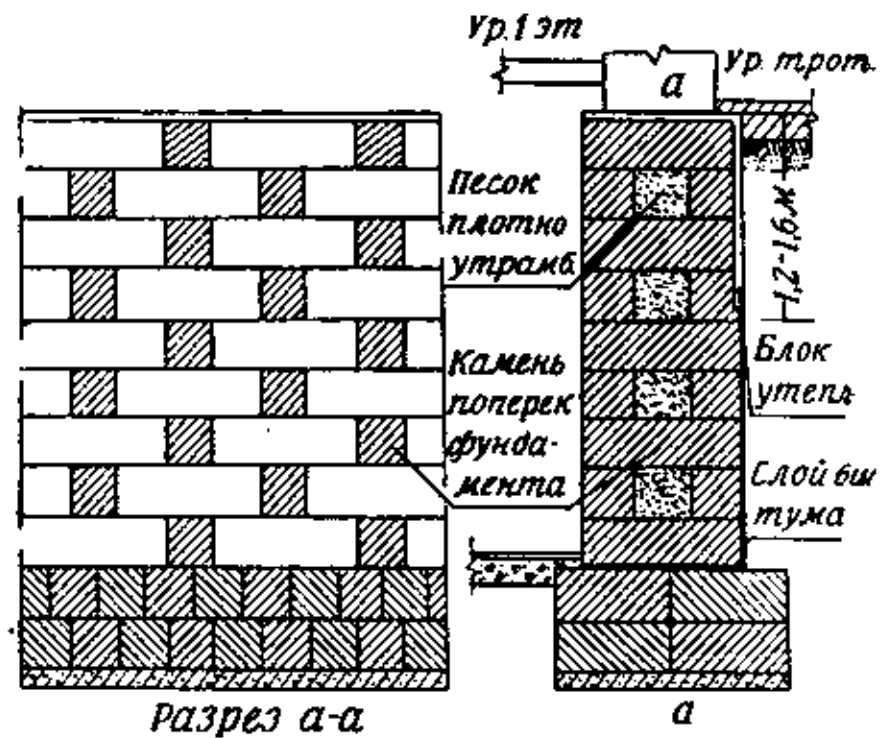
Фиг. 3 Столбовой фундамент с бетонной подушкой на грунте средней прочности



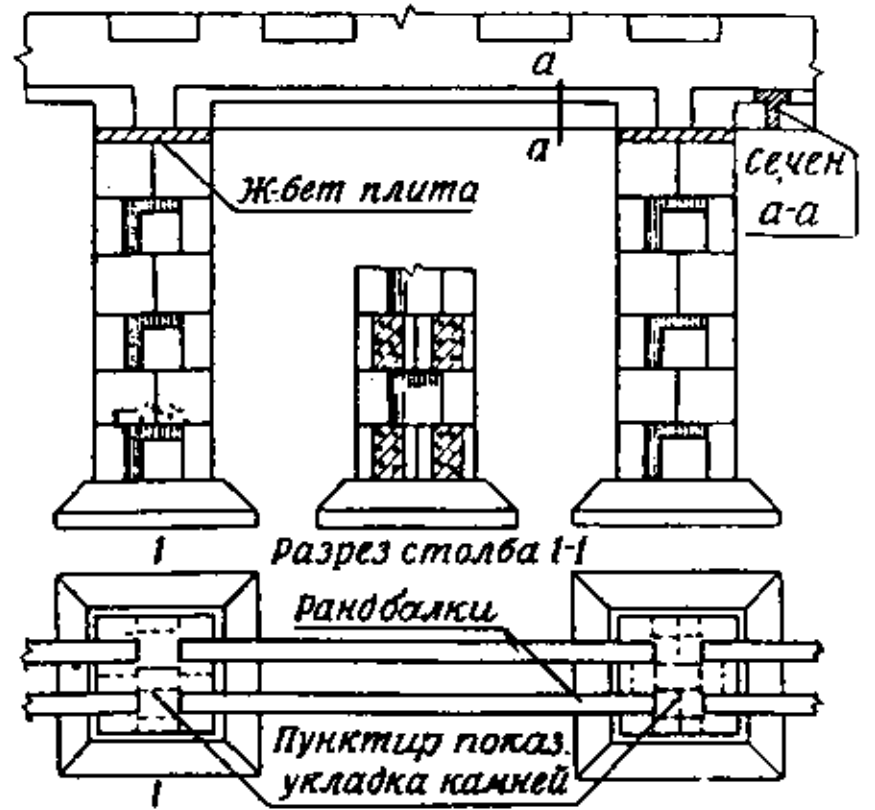
Фиг. 4 Сборный фундамент из пустотелых бетонных блоков



Фиг. 5 Сборный фундамент из фигурных бетонных блоков



Фиг. 6 Сборные фундаменты пустотной кладки из сплошных камней



Фиг. 7 Столбовые фундаменты из бетонных блоков (Блок см. фиг. 5)

Рис. 12. Столбовые фундаменты под массивными стенами

Если пол 1-го этажа расположен на уровне земли (например в магазинах), то по периметру наружных стен, кроме того, должна быть сделана утепляющая шлаковая отсыпка шириной около 1,0 м (рис. 13, фиг. 4), а железобетонные рандбалки должны быть утеплены кирпичом (рис. 13, фиг. 6). Под внутренними стенами низ рандбалок располагается на уровне подготовки под полы (рис. 13, фиг. 5 и 7). Низ рандбалок, несущих стены подвала (рис. 13, фиг. 3 и 8), располагается на уровне подготовки пола подвала.

Чтобы устранить возможность выпирания балки вследствие пучения грунта при промерзании и при осадке, под балкой должен быть оставлен зазор в 6—7 см. Практически для образования зазора перед кладкой балки на грунт кладут доски, служащие опалубкой. После схватывания раствора в перемычке доски вытаскивают (вбок), и под балкой остается зазор. Перед засыпкой грунтом по бокам балки ставят осмоленные горбыли, предохраняющие зазор от заваливания. Такого зазора достаточно, если рандбалка подстилается песчаными грунтами. В глинистых грунтах, кроме того, устраивают подушку из утрамбованного песка толщиной 50—60 см (рис. 13, фиг. 1).

При расстояниях в свету между столбами менее 2,5 м (расчетный пролет 3,0 м) рандбалки могут выполняться из рядовой кирпичной кладки. Высота их должна быть не менее 42 см (6 рядов кладки). Кроме собственного веса, они могут нести нагрузку 2,0—4,0 т. Для предохранения от выпадения отдельных кирпичей такие перемычки в средних пролетах армируются 3—4 стержнями диаметром 4 мм. В крайних пролетах при слабых угловых столбах (шириной менее 1,0—1,5 м) арматура должна ставиться по расчету (стр. 121).

При пролетах в свету от 2,5 до 4,5 м (расчетный пролет 3,0—5,0 м) арматура кирпичной перемычки определяется расчетом на изгиб по специальным таблицам; такие перемычки называются *железобетонными*. Для упрощения кладки арматура делается прямой, без хомутов и отогнутых стержней. Концы арматуры должны быть надежно заделаны в кладку (рис. 13, фиг. 4). Слабый кирпич выветривается от влаги и мороза, поэтому для фундаментных балок должен применяться отборный, хорошо обожженный кирпич на растворе 1:4; балки в местах соприкосновения с грунтом должны быть покрыты гудроном.

При пролетах свыше 5,0 м, а также при железобетонных каркасах (см. стр. 224) рандбалки обычно проектируют железобетонными.

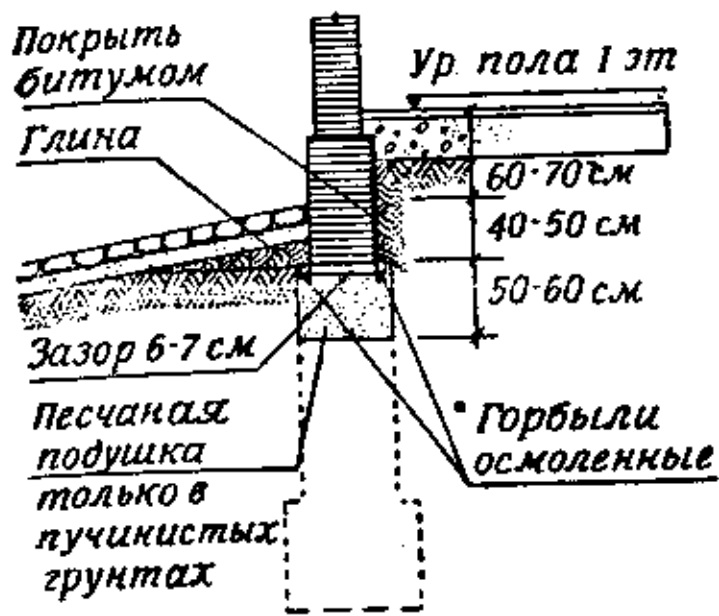
На рис. 13, фиг. 6 изображено сечение железобетонной рандбалки под наружной стеной в здании без подвала. Утепление в виде кирпичной облицовки толщиной в $\frac{1}{2}$ кирпича поддерживается железобетонным «носиком», составляющим одно целое с балкой. На фиг. 7 показана рандбалка под внутренней стеной.

Во всех разобранных случаях рандбалки могут быть монолитными, т. е. выполняться на месте в установленных деревянных формах (опалубке), или сборными, т. е. изготовляться на заводе и доставляться на постройку в готовом виде. К сборным рандбалкам предъявляется требование, чтобы вес их не превышал некоторого предела, определяемого грузоподъемностью механизмов, производящих укладку. При необходимости уменьшить вес элементов рандбалки ее проектируют в виде двух узких балочек.

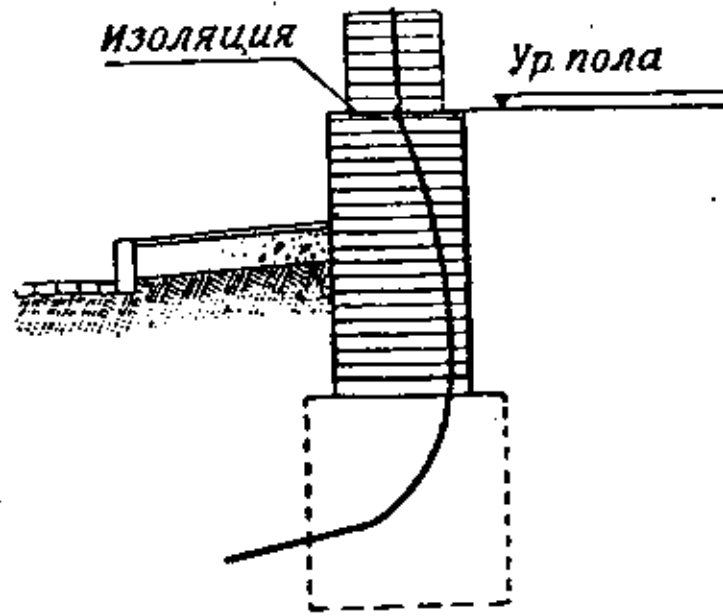
Железобетонные рандбалки имеют широкое применение в зданиях с железобетонным каркасом. На рис. 13, фиг. 9 показан пример такой рандбалки. В пролетах А и Б показана монолитная рандбалка, а в пролете В и в следующих — сборная, в виде однопролетных балочек, опирающихся на консоли.

При расчете рандбалок полагают, что на них передается нагрузка только от части стены, ограниченной линиями, наклоненными под углом 45° (рис. 13, фиг. 9), а части стены, расположенные выше этих линий, передают нагрузку через сцепление непосредственно на колонны¹. Если наклонные линии пересекаются проемом, как это показано в пролете А (фиг. 9), то рандбалка должна быть рас-

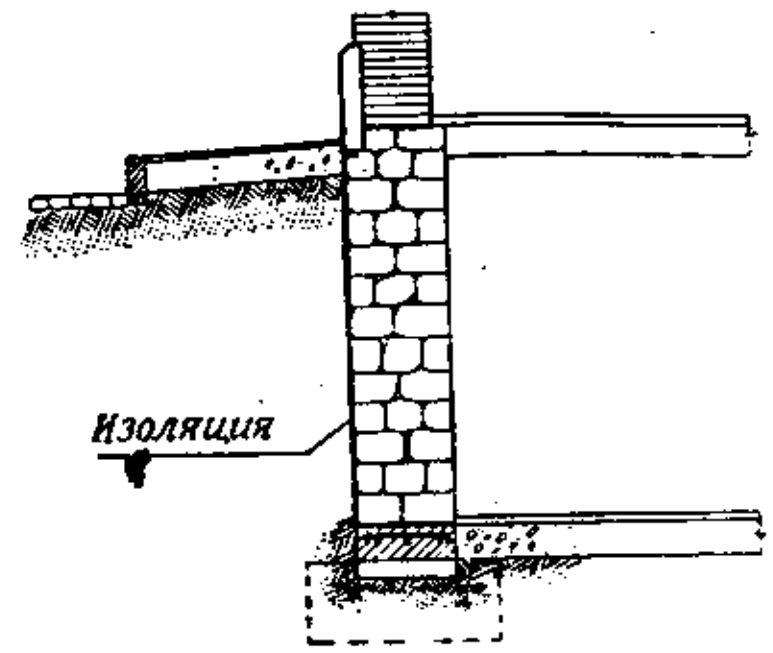
¹ См. «Несущий остов».



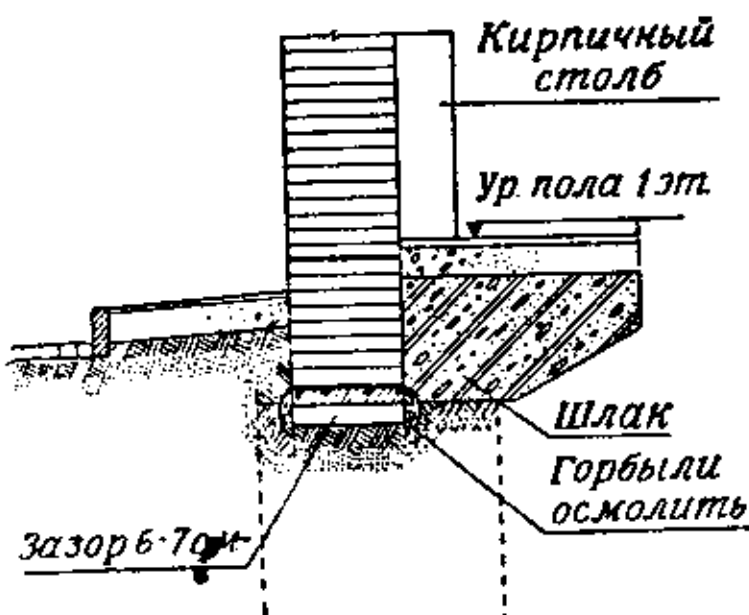
Фиг. 1 Рядовая кирпичная рандбалка



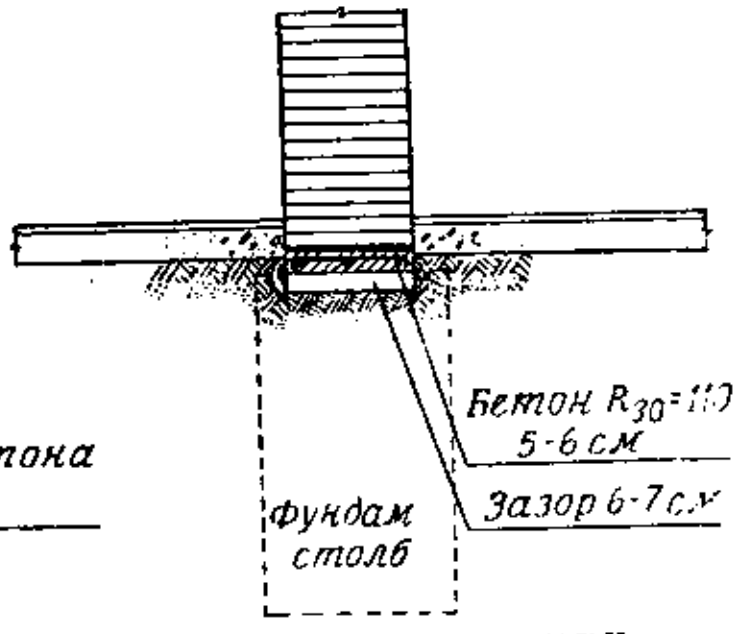
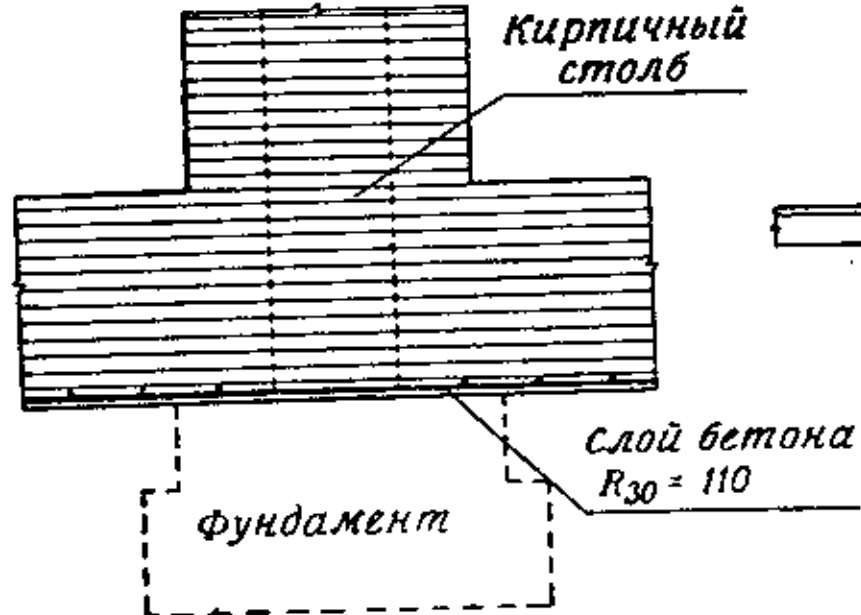
Фиг. 2 Нулевая изотерма в рандбалке



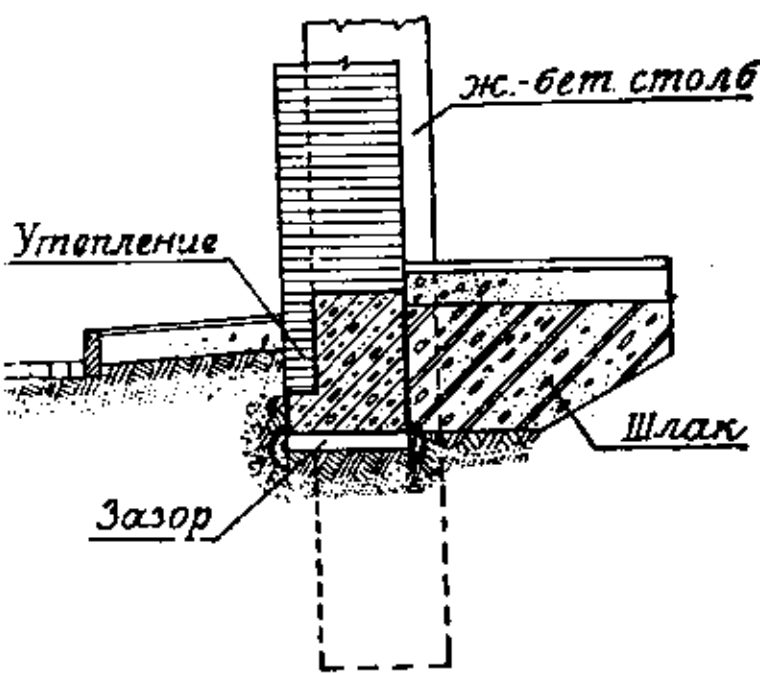
Фиг. 3 Железо-кирпичная рандбалка в подвале



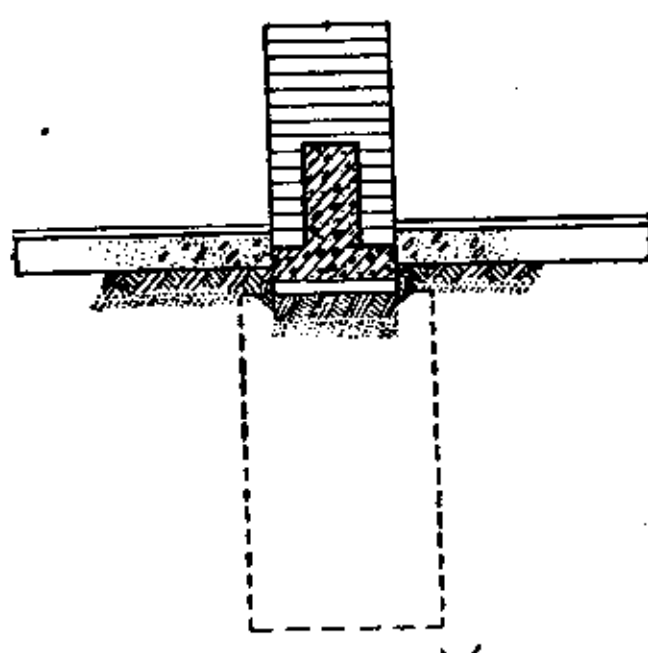
Фиг. 4 Железо-кирпичная рандбалка и утепление пола



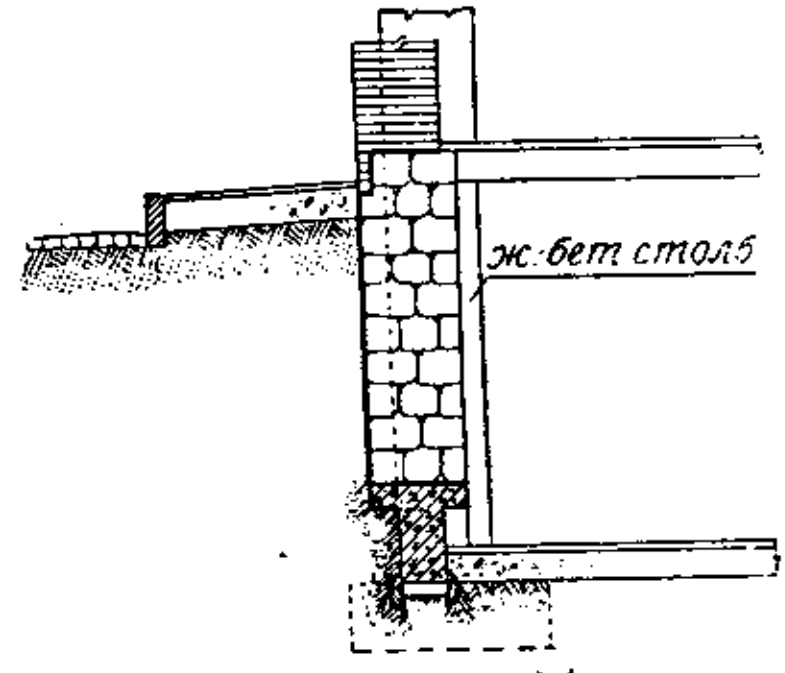
Фиг. 5 Железо-кирпичная рандбалка под внутр. стеной



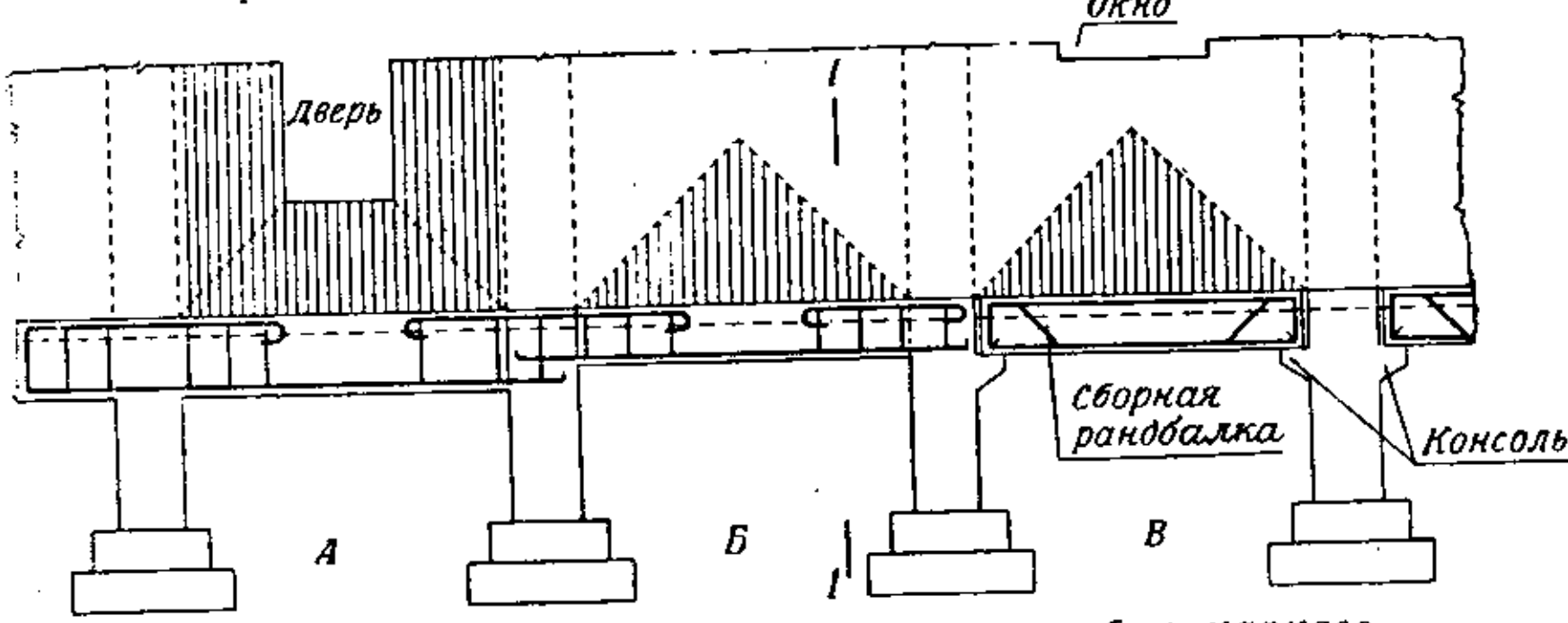
Фиг. 6 Утепленные ж.-бет рандбалки



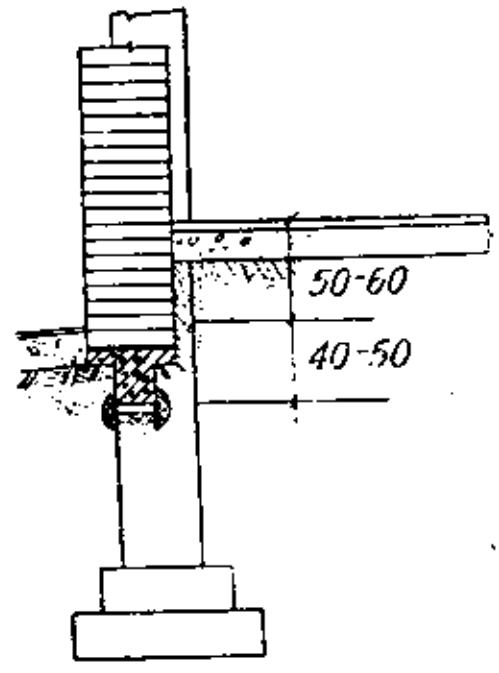
Фиг. 7 Ж.-бет рандбалка под внутренней стеной



Фиг. 8 Ж.-бет. рандбалка в подвале



Фиг. 9 Расположение рандбалки при ж.-бет. каркасе



Разрез 1-1

считана на полный вес стены. Поэтому в пролете А рандбалка имеет соответственно более мощное сечение.

СБОРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. Фундаменты этого типа пока еще не получили должного распространения, которого они заслуживают, позволяя полностью механизировать и индустриализировать весьма трудоемкий процесс возведения фундаментов.

Сборные фундаменты не только позволяют значительно ускорить темпы строительства, но и приводят к снижению стоимости и к уменьшению количества потребных материалов. Как мы видели, в непрерывных фундаментах, широко применяемых вследствие простоты производства работ, прочность материала не используется полностью, что ведет к его перерасходу. При изготовлении блоков на заводах им можно придать любую сложную форму с тем, чтобы полностью использовать допускаемые напряжения и свести к минимуму затрату материала.

Фундаменты из блоков должны удовлетворять требованиям, вытекающим из заводского процесса изготовления и механизации процесса кладки, а именно: массовости, стандартности блоков и ограничения размеров их грузоподъемностью механизмов, производящих монтаж¹.

На рис. 12 изображены различные конструкции сборных фундаментов.

1. Кладка из пустотелых бетонных блоков (фиг. 4) осуществляется из блоков размером от $40 \times 40 \times 60$ см до $120 \times 80 \times 35$ см, при максимальном весе блока в 0,8 т. Толщина стенок блока 8 и 16 см. Для монтажа блоки снабжены крючками. Блоки этого типа экономичны. Недостатком их является возможность конденсации влаги во внутренних пустотах и сложность изготовления вследствие большого количества пустот.

2. Пустотная кладка (фиг. 6) производится из сплошных бетонных блоков. Пустоты кладки должны быть тщательно утрамбованной земляной или песчаной засыпкой. Форма таких блоков значительно проще, но процесс монтажа фундаментов усложняется необходимостью произвести засыпку.

3. Кладка из фигурных бетонных блоков (фиг. 5) довольно удачно применяется для фундаментов легких бесподвальных зданий. Стоимость таких фундаментов меньше бутовых на 10—15%, потребность в цементе больше на 10—15%.

На фиг. 7 показана кладка столбовых фундаментов из блоков той же формы. Нижняя часть столба выполняется большей частью на месте. Сверху на блоки укладывается железобетонная плита, равномерно распределяющая нагрузку. Расстояние между столбами перекрыто рандбалкой из двух сборных железобетонных балочек.

Блоки для фундаментов изготавливаются из цементных бетонов марки «90» и выше. Кладка ведется на цементных растворах. Нижний ряд блоков следует выкладывать на растворе по подготовке, толщиной 8—12 см, из тощего бетона, выровненной по уровню.

Гидроизоляционные слои целесообразно наносить на блоки при их изготовлении².

Если из блоков выкладываются стены подвалов, в некоторых случаях может понадобиться специальная теплоизоляция стен, так как толщина стен из блоков обычно бывает меньше толщины бутовых стен и потому они предохранить подвал от промерзания не могут. На рис. 12, фиг. 6 показано устройство такого утепления. На блоках с внешней стороны на глубину 1,2—1,6 м нанесен слой легкого бетона (стр. 146), который предохранен от соприкосновения с грунтом водонепроницаемой штукатуркой. Оба слоя целесообразно нанести на блоки при их изготовлении.

Расположение теплоизоляции с внешней стороны допустимо только в сухих грунтах.

¹ См. стр. 181, 182.

² Расположение и материалы гидроизоляционных слоев описаны на стр. 91.

ОСОБЕННОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ ЗДАНИЙ. Фундаменты деревянных зданий постоянного типа должны быть каменными или бетонными. Но поскольку нагрузка от деревянных зданий обычно значительно меньше, чем от каменных, то фундаменты для них могут быть соответственно упрощены. Как указывалось выше (см. стр. 8), в чистых песчаных грунтах фундаменты для деревянных зданий можно закладывать на глубине 0,7 м от поверхности земли, т. е. выше глубины промерзания. В этом случае целесообразнее всего делать фундамент бутовым непрерывным, с кирпичным цоколем в 1,5—2 кирпича. Сечение такого фундамента, вследствие незначительных нагрузок, обычно бывает прямоугольным.

При пучинистых (глинистых) грунтах фундаменты проектируются на бутовых столбах, опущенных ниже глубины промерзания, с кирпичным цоколем в виде рядовой кирпичной перемычки. В принципе эти фундаменты не отличаются от описанных выше столбовых фундаментов под каменными стенами, но при устройстве цоколя должны быть обеспечены хорошее проветривание подполья и изоляция древесины от непосредственного соприкосновения с каменными частями (см. «Деревянные стены», стр. 240 и след.).

В некоторых случаях при сборном деревянном строительстве и при отсутствии местного бута фундаменты делают из сборных железобетонных ступьев. Форма их зависит от величины нагрузки, допускаемого давления на грунт и т. д. Две возможные конструкции таких фундаментов показаны на рис. 14, фиг. 5.

Для легких временных построек фундаменты могут быть запроектированы в виде деревянных ступьев (рис. 14, фиг. 4) из кусков бревен диаметром 24—28 см и длиной 2,0—2,5 м, закапываемых в землю, причем для уменьшения давления на грунт под столб укладывается большой камень или устраивается крест из двух пластин. При крестах значительных размеров концы их соединяются со столбом стула подкосами.

Все деревянные стулья и столбы, а также части цоколя, закапываемые в землю, должны быть обожжены, глубоко проантисептированы маслянистыми антисептиками и осмолены (см. «Деревянные стены»). Стулья должны возвышаться над уровнем отмостки у здания по крайней мере на 35 см. Стулья располагаются в углах здания, на пересечениях стен, в местах расположения сосредоточенных грузов, а на глухих участках стен через 2,0—3,0 м.

ДЕТАЛИ ФУНДАМЕНТОВ. В силу ряда причин — наличия под частью здания подвала, грунтовых напластований (рис. 8, фиг. 2) и т. д. — может оказаться необходимым заложить подошву фундамента под стеной на различных глубинах.

На рис. 14, фиг. 1 показано, как в этих случаях осуществляется с помощью уступов переход от большей глубины к меньшей. Если фундамент закладывается на песчаных грунтах или в суглинках, то, как правило, уступы должны быть сделаны высотой в 0,5 м и длиной (вдоль по стене) 0,75 м. В плотных глинистых грунтах размер уступов может быть увеличен до 1,0—1,5 м. В исключительных случаях уступы могут быть сделаны и более крутыми (рис. 14, фиг. 1, справа). Над такими уступами в теле фундамента должны быть заложены стальные балки (практически чаще всего закладываются старые рельсы).

Весьма часто уступы необходимы в местах пересечения стен, несущих различную нагрузку. Фундаменты стены с большей нагрузкой (поперечные стены на рис. 6, фиг. 1) должны иметь большую ширину подошвы и потому большую высоту.

В таких местах величина нагрузки изменяется скачком, поэтому расположению уступов должно уделяться самое серьезное внимание. На рис. 14, фиг. 1 (слева) показано правильное решение: более мелкий фундамент продольной стены с помощью необходимого количества уступов опущен на одну отметку с подошвой более высокого фундамента поперечной стены. Совершенно неправильно было бы поднять уступами подошву более глубокого фундамента (рис. 14,

фиг. 1, справа), так как это вызвало бы уменьшение ширины и ослабление фундаментов в пересечении стен.

На той же фиг. 1 показано устройство осадочного шва в фундаменте. Выше (стр. 40) уже было указано, что осадочные швы должны обеспечивать возможность взаимного вертикального смещения смежных частей здания. Поэтому осадочный шов проще всего осуществляется прямым вертикальным разрезом стены и фундамента на всю высоту. Если шов, как это часто бывает, располагается у поперечной стены, то вследствие необходимости расширения подушки осадочный шов в фундаменте не может быть сделан на одной вертикали со швом в стене. На рис. 14, фиг. 1 (слева) показано устройство шва в этом случае; свешивающаяся часть стены поддерживается заложеными в фундамент рельсами. Под свешивающейся частью должен быть оставлен свободный зазор в 10—12 см. В фундаменте шов делается прямым с прокладкой осмоленных досок толщиной 20—25 мм для возможности свободной осадки отдельных частей здания.

Стены здания часто имеют различные выступы, как несущие нагрузку (контрфорсы, пилястры и т. д.), так и имеющие часто только декоративное назначение. Размеры фундаментов под выступы, несущие нагрузку, определяются расчетом.

Под небольшие (до 20 см) декоративные выступы в верхней части фундамента делают напуск 2—3 верхних рядов бутовой кладки. При большей величине выступа он может быть поддержан консолью из обрезков стальных балок или оперт на специальное упрочнение фундамента (рис. 14, фиг. 3).

Если фундаменты возводятся во влажном грунте, то под фундаментом делается подготовка из тощего бетона толщиной 15—20 см. Если основанием является влажная глина, то подготовка должна дренировать, для чего она делается из песка, щебня или гравия.

Слабые прослойки, встреченные в основании, по отрытии котлована должны быть удалены и заменены тощим бетоном, бутом или плотно утрамбованным песком (рис. 14, фиг. 2).

Глубокие колодцы и ямы после очистки заполняются бетоном или песком. В теле фундамента над ними закладываются балки из обрезков рельс или двутавров (рис. 14, фиг. 2) или выкладывается арка.

ГЛАВА ВОСЬМАЯ

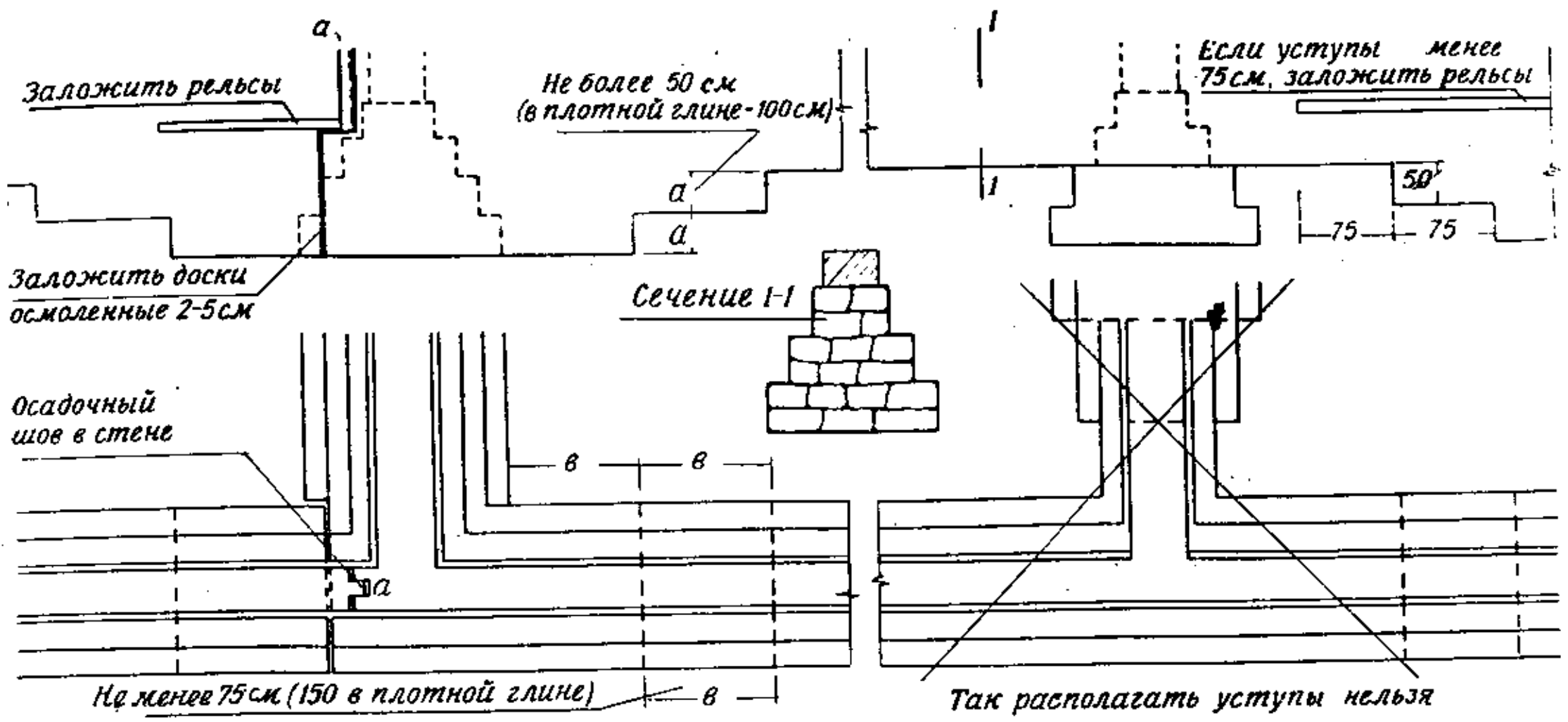
ФУНДАМЕНТЫ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ И ПОД ОТДЕЛЬНЫМИ СТОЛБАМИ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ. В тех случаях, когда несущий остов здания проектируется с полным или частичным каркасом (см. «Несущий остов», стр. 187), вес стен и перекрытий не распределяется равномерно по фундаменту, как при массивных стенах, а сосредоточивается и передается на грунт в местах расположения столбов каркаса.

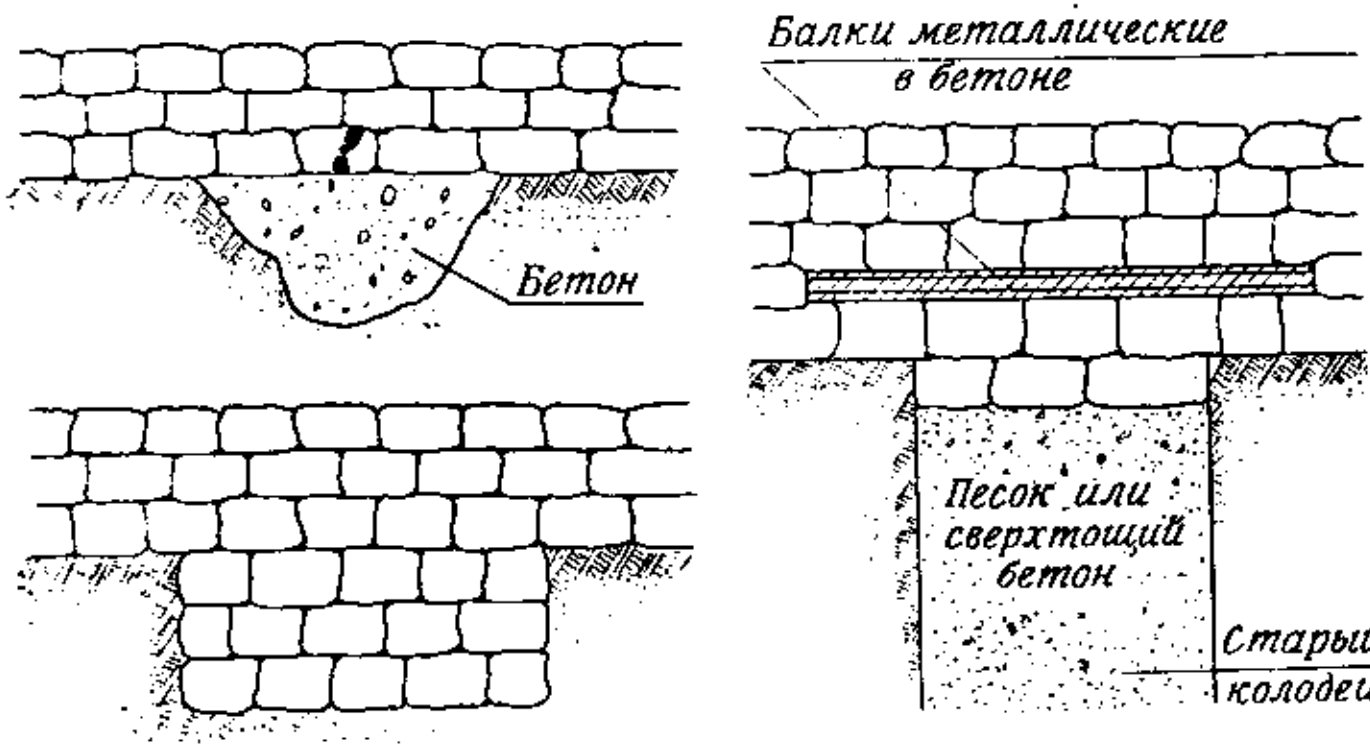
В этом случае под каждым столбом большей частью устраивают самостоятельный фундамент. Такие фундаменты могут быть: 1) бутовыми (кирпичными), 2) бетонными или 3) железобетонными.

Когда равнодействующая всех сил совпадает с осью столба (центральная нагрузка), размеры фундамента по низу определяют в предположении равномерного распределения давления под подошвой, в зависимости от величины нагрузки и принятого при проектировании допускаемого давления на основание.

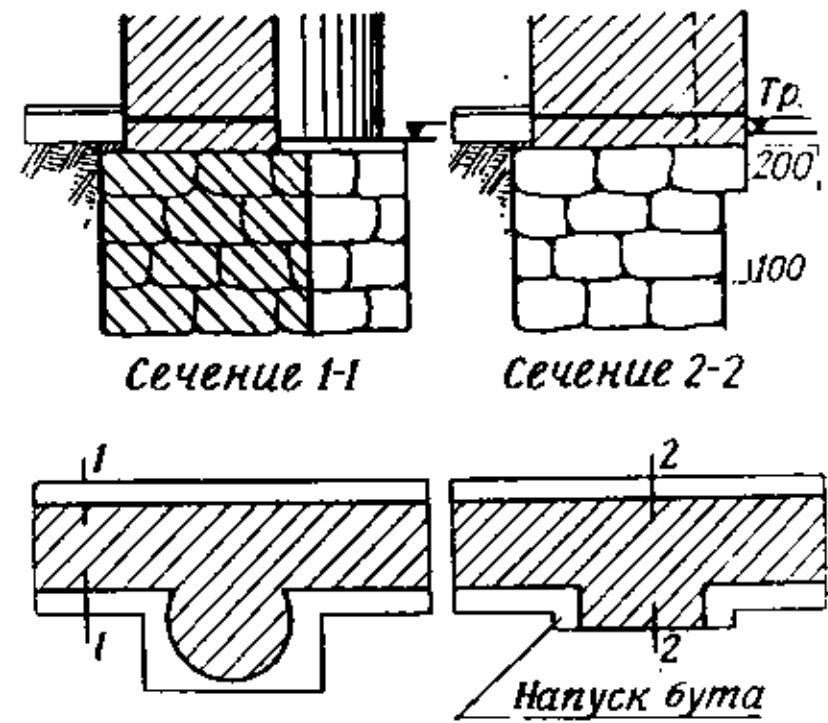
Для получения наименьшей кубатуры фундамента надо стремиться всегда делать его квадратным в плане. Прямоугольный фундамент следует проектировать только при невозможности развить подошву одинаково в обоих направлениях, вследствие наличия смежных фундаментов и т. д., или же при значительных



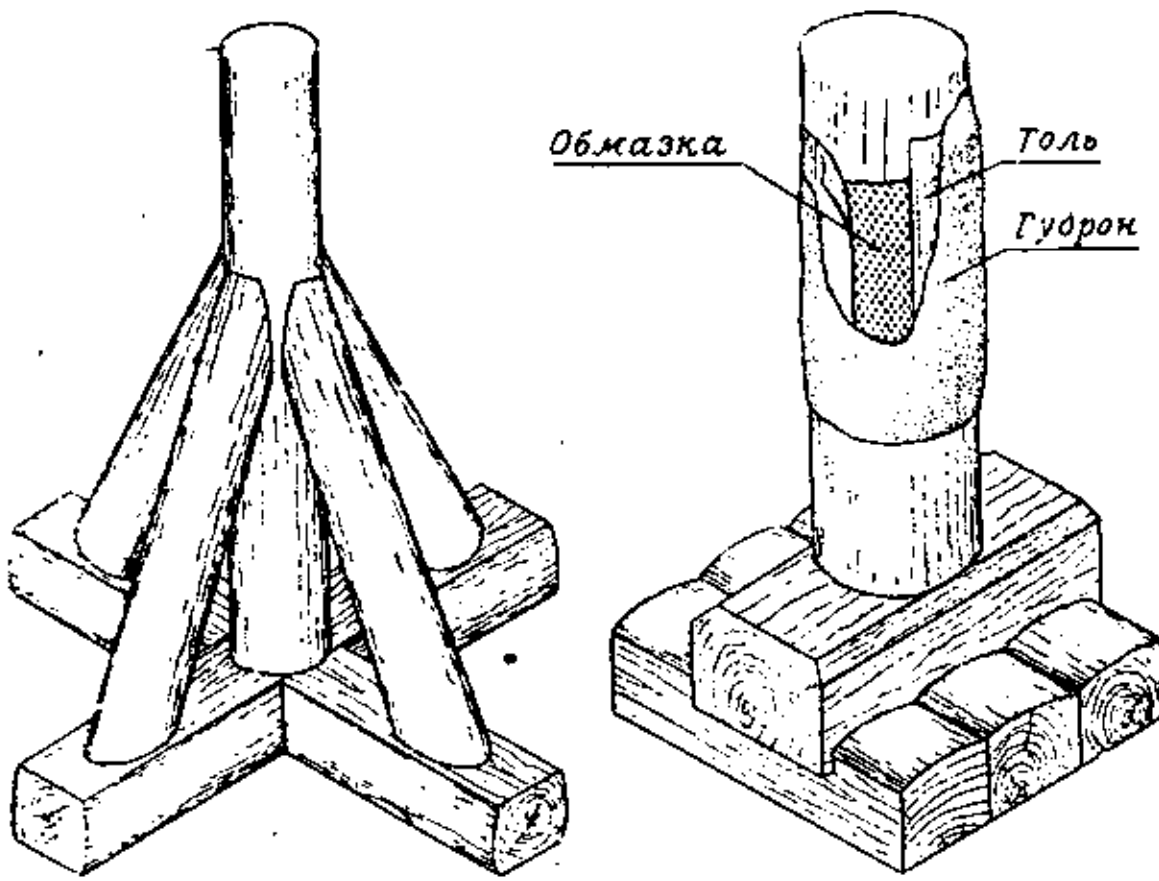
Фиг. 1 Расположение уступов в фундаментах, заложённых на разных отметках



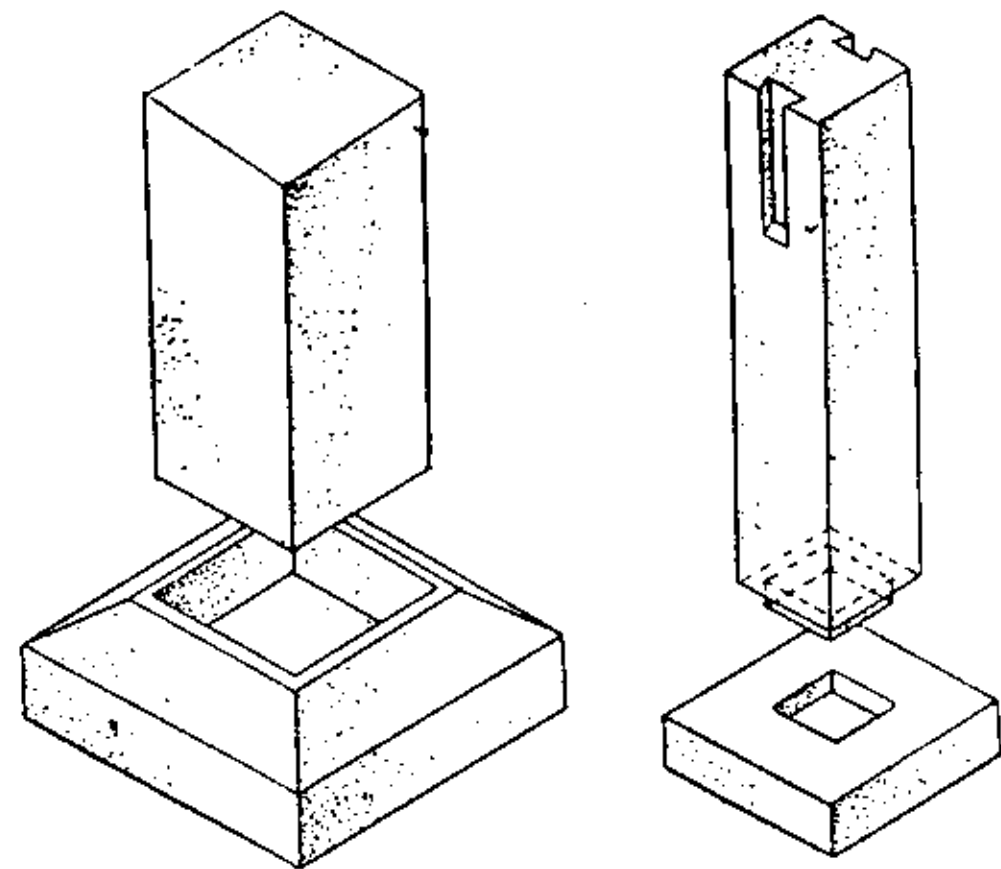
Фиг. 2 Заделка ям в основании фундаментов



Фиг. 3 Фундаменты под архитектурными выступами



Фиг. 4 Деревянные ступья



Фиг. 5 Ж-бетонные ступья

Рис. 14. Детали фундаментов под стенами

эксцентриситетах равнодействующей вертикальных сил. Однако и в этих случаях отношение сторон следует принимать возможно ближе к единице.

Высоту бутовых и бетонных фундаментов назначают с соблюдением такого соотношения высоты и величины выступа, при котором возникающие в теле фундамента напряжения, растяжения и скалывания заведомо не превосходят допускаемых. Для выполнения этого требования отношение высоты h фундамента к выступу его от грани колонны должно быть:

1) при допускаемом давлении на грунт $[\sigma_{гр}]$ от 2,5 до 3,5 кг/см² для бутовых фундаментов на растворе марки «15» $\frac{h}{c} = 2$, а для бетонных фундаментов $\frac{h}{c} = 1,6$;

2) при $[\sigma_{гр}] < 2,5$ кг/см² соответственно $\frac{h}{c} = 1,75$ и $\frac{h}{c} = 1,5$ и

3) при $[\sigma_{гр}] > 3,5$ кг/см² соответственно $h = 2,25$ или $\frac{h}{c} = 1,75$.

Колонны, как правило, выполняются из более прочных материалов, чем фундаменты, поэтому опорные части колонн должны иметь такие размеры, чтобы напряжения в фундаменте непосредственно под колонной не превышали допускаемых для материала фундамента.

При расчете опорных частей колонн нормы позволяют повышать допускаемые напряжения на фундамент непосредственно под колонной на 50% по сравнению с данными, приведенными в табл. 5 и на стр. 46, учитывая, что непосредственно под колонной материал фундамента работает на местное сжатие¹. При этом ставится требование, чтобы площадь верхней поверхности фундамента, воспринимающая давление колонны, превышала площадь сечения колонны не меньше, чем на 50%, или, что то же, чтобы ширина обреза с каждой стороны колонны была не менее 0,12 ширины колонны.

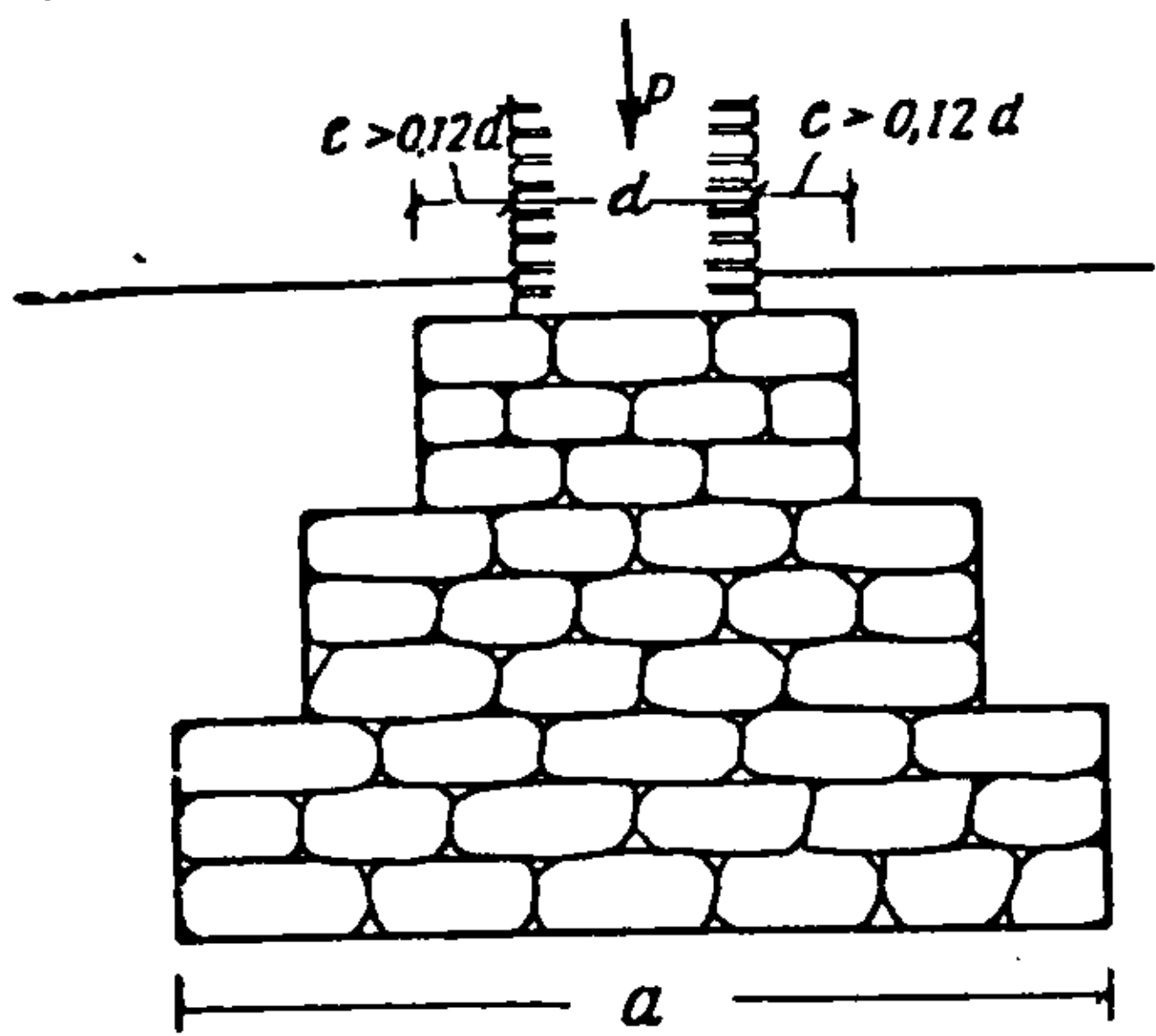
Конструкция опорных частей колонны зависит от величины нагрузки, а также и от материала колонны. Бетонные и кирпичные столбы могут быть установлены непосредственно на бетонные или бутовые фундаменты (рис. 15, фиг. 1) при условии сохранения указанной выше минимальной ширины верхних обрезов, равной 0,12 d . Под железобетонными и под сильно нагруженными бетонными колоннами делают подколонники из бетона марки «90» для распределения нагрузки на фундамент. Подколонник в плане следует делать квадратным, определяя размеры так, чтобы давление под ним было в 1,5 раза более допускаемого напряжения на бут (табл. 5).

Из изложенного выше очевидно, что ширина верхних обрезов фундамента должна быть в этом случае не менее 0,12 от соответствующего горизонтального размера подколонника. Высота подколонника назначается равной величине большего выступа его от грани колонны (рис. 15, фиг. 2). Из конструктивных соображений подколонник внизу армируют легкой сеткой (5—6 стержней диаметром 8—10 мм на 1 пог. м).

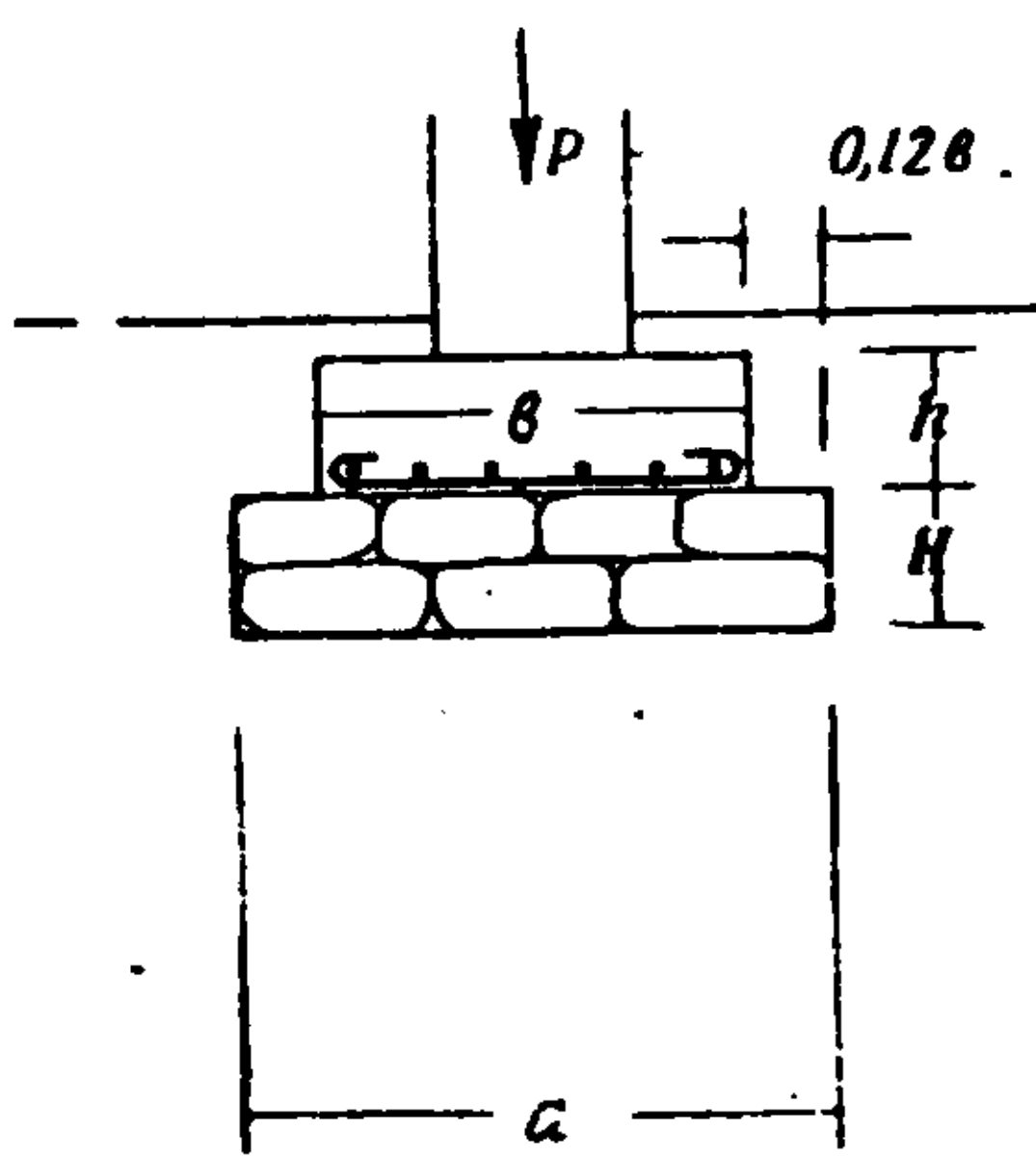
БУТОВЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. Для удобного производства кладки бутовые фундаменты делают всегда ступенчатыми (рис. 15, фиг. 1 и 2). Для обеспечения хорошего качества кладки высота ступени должна быть не менее 35 см. Количество уступов назначается в зависимости от высоты фундамента: при $H < 70$ см — один уступ, при $70 < H < 100$ — два уступа, при $100 < H < 130$ — три уступа и при $135 < H < 205$ — четыре уступа.

На рис. 15, фиг. 1 изображен трехступенчатый бутовый фундамент без подколонника под кирпичной колонной, а на фиг. 2 одно- и четырехступенчатый фундамент с подколонником под железобетонными колоннами.

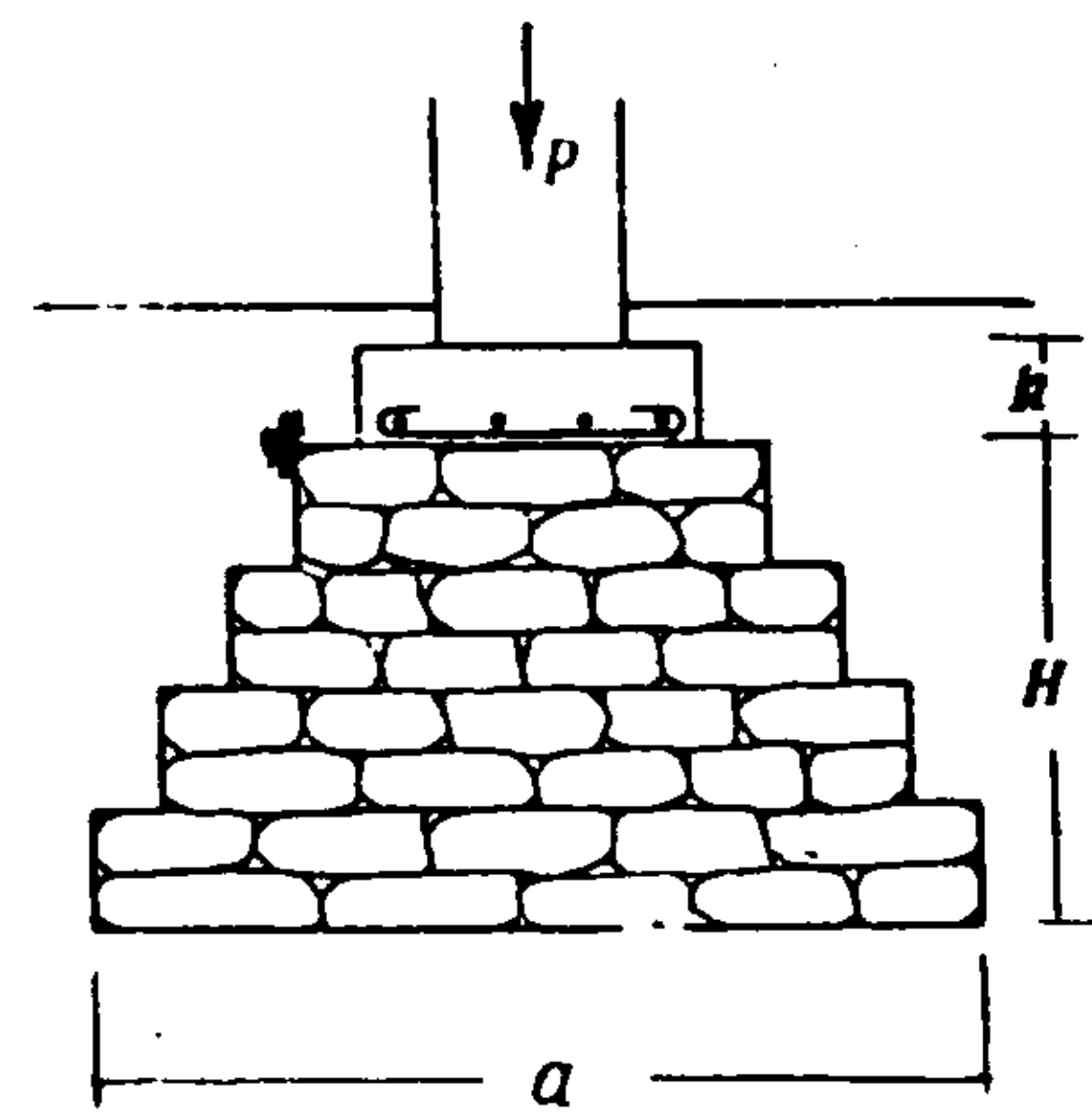
¹ Обоснование возможности такого повышения имеется в соответственных разделах «Сопротивления материалов».



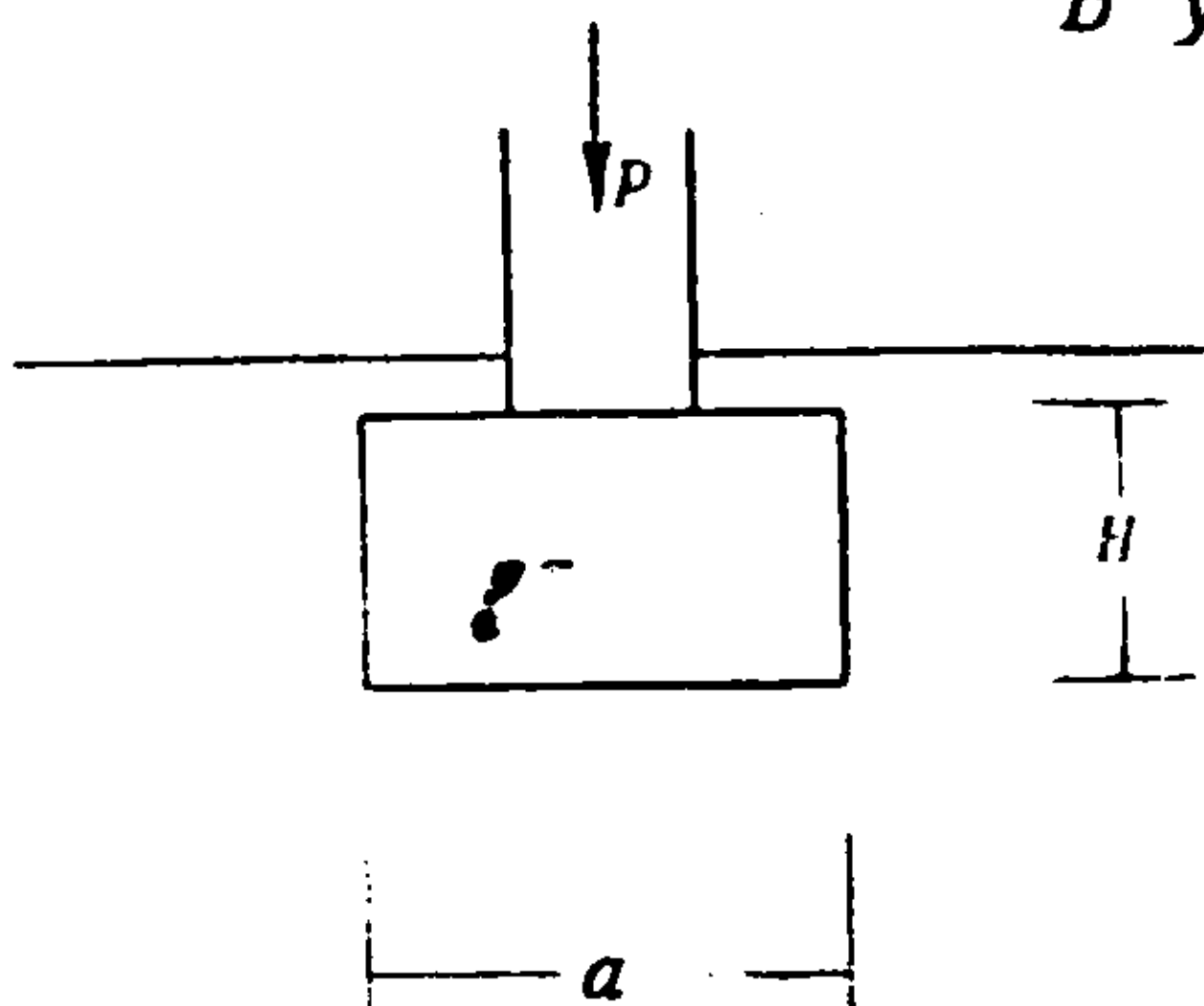
Фиг. 1 Без подколонника под кирпичными столбами



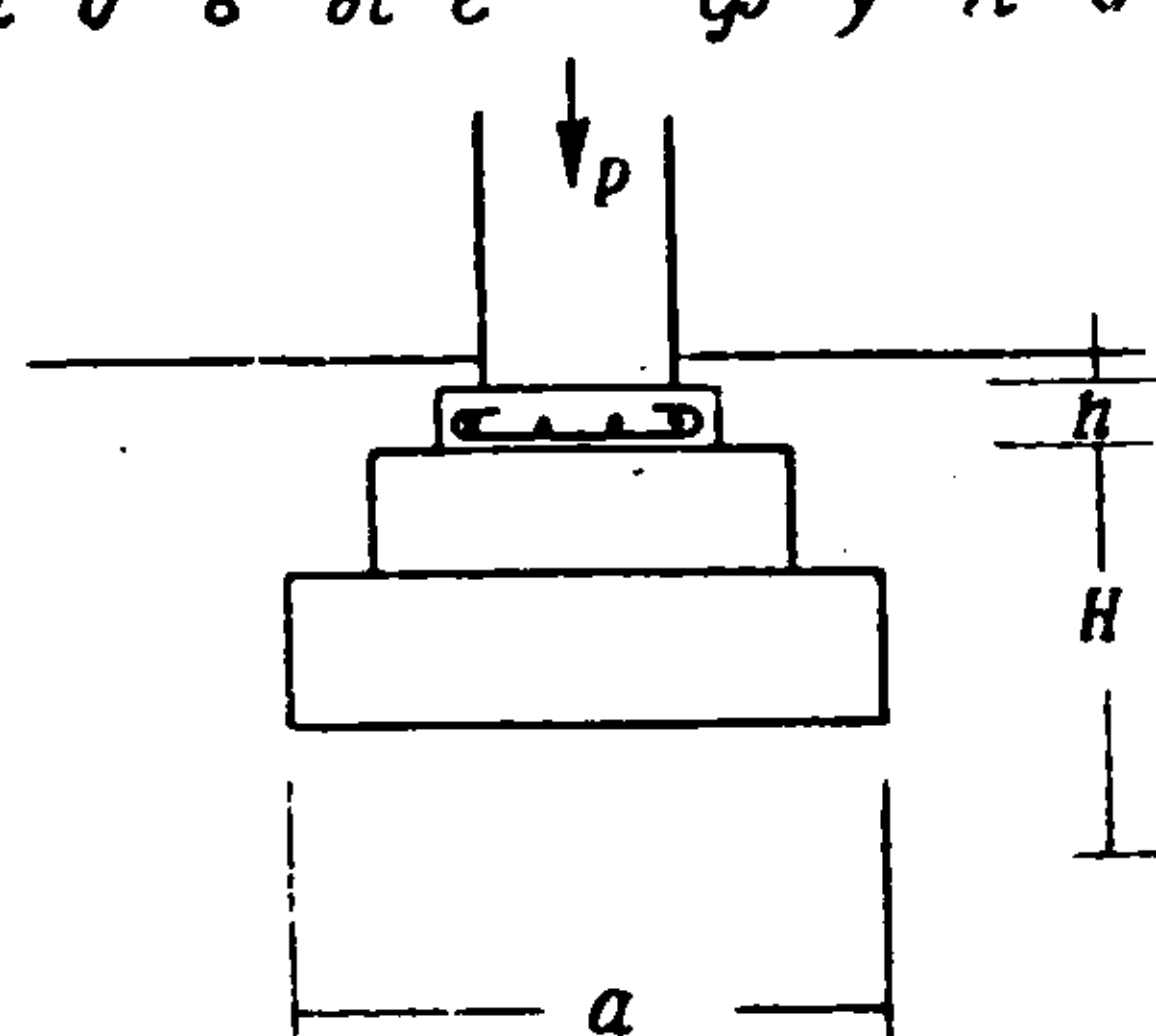
Фиг. 2 Ступенчатые с подколонниками



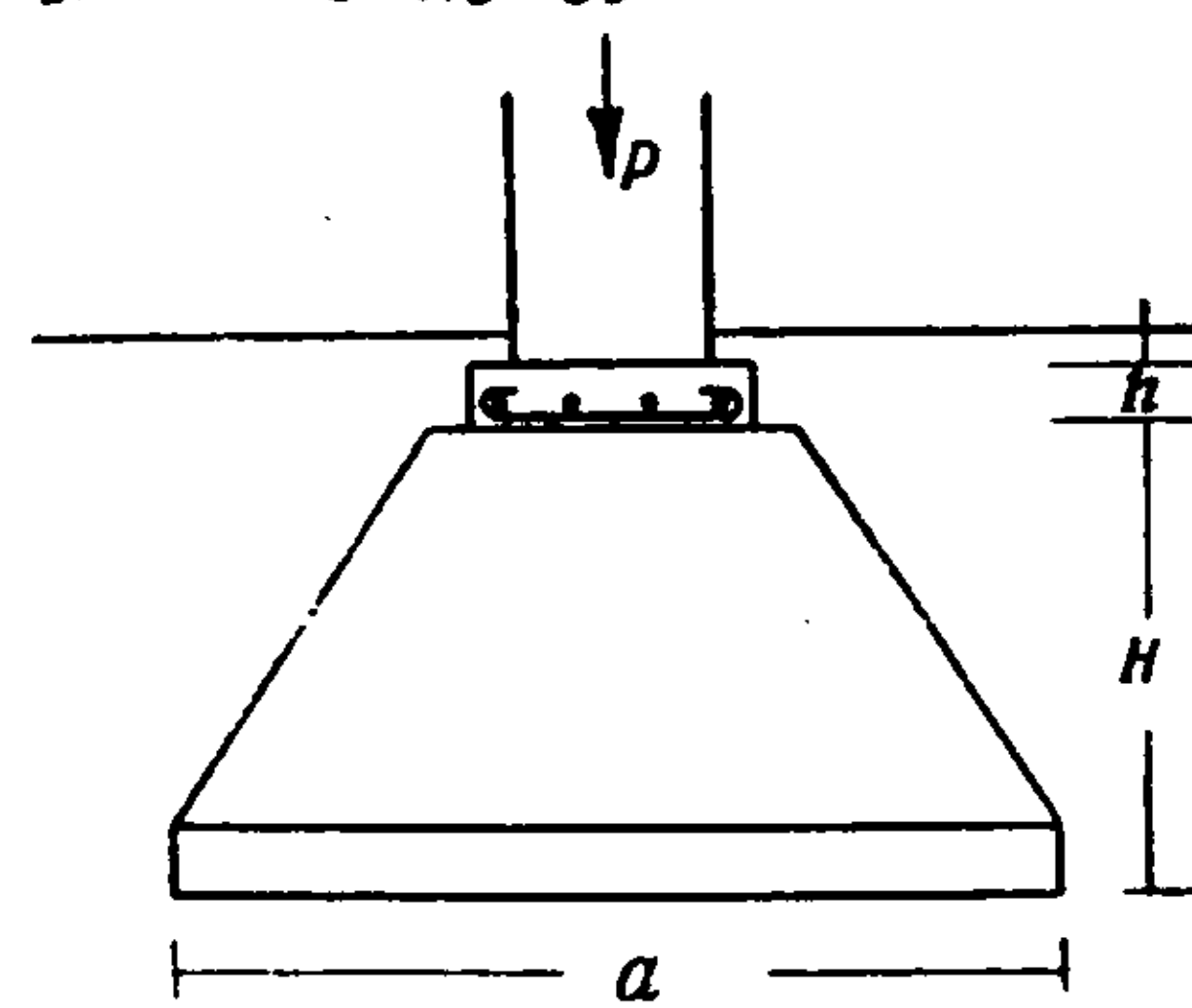
Бутовые фундаменты



Фиг. 3 Массивные

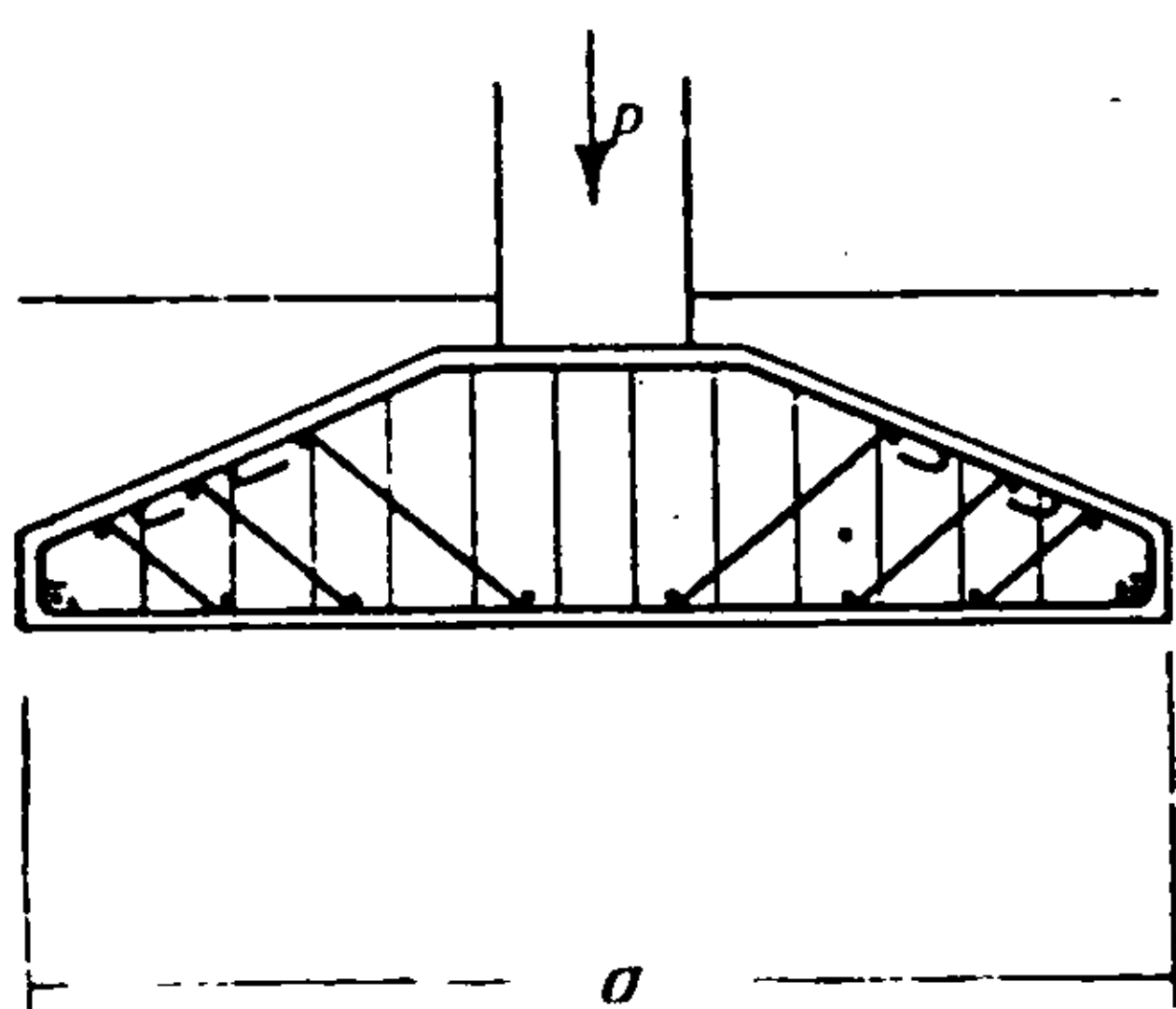


Фиг. 4 Ступенчатые

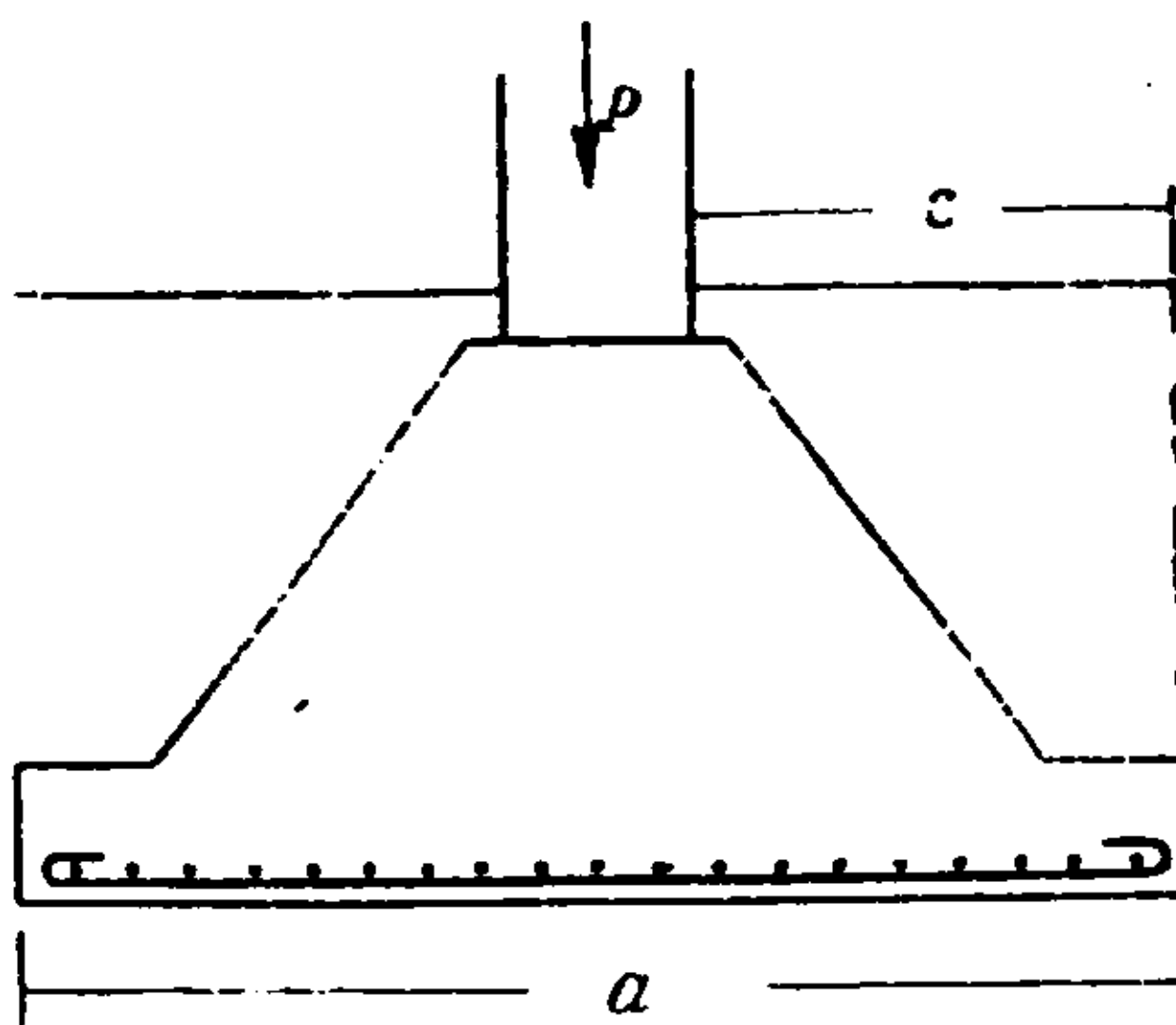


Фиг. 5 Пирамидальные

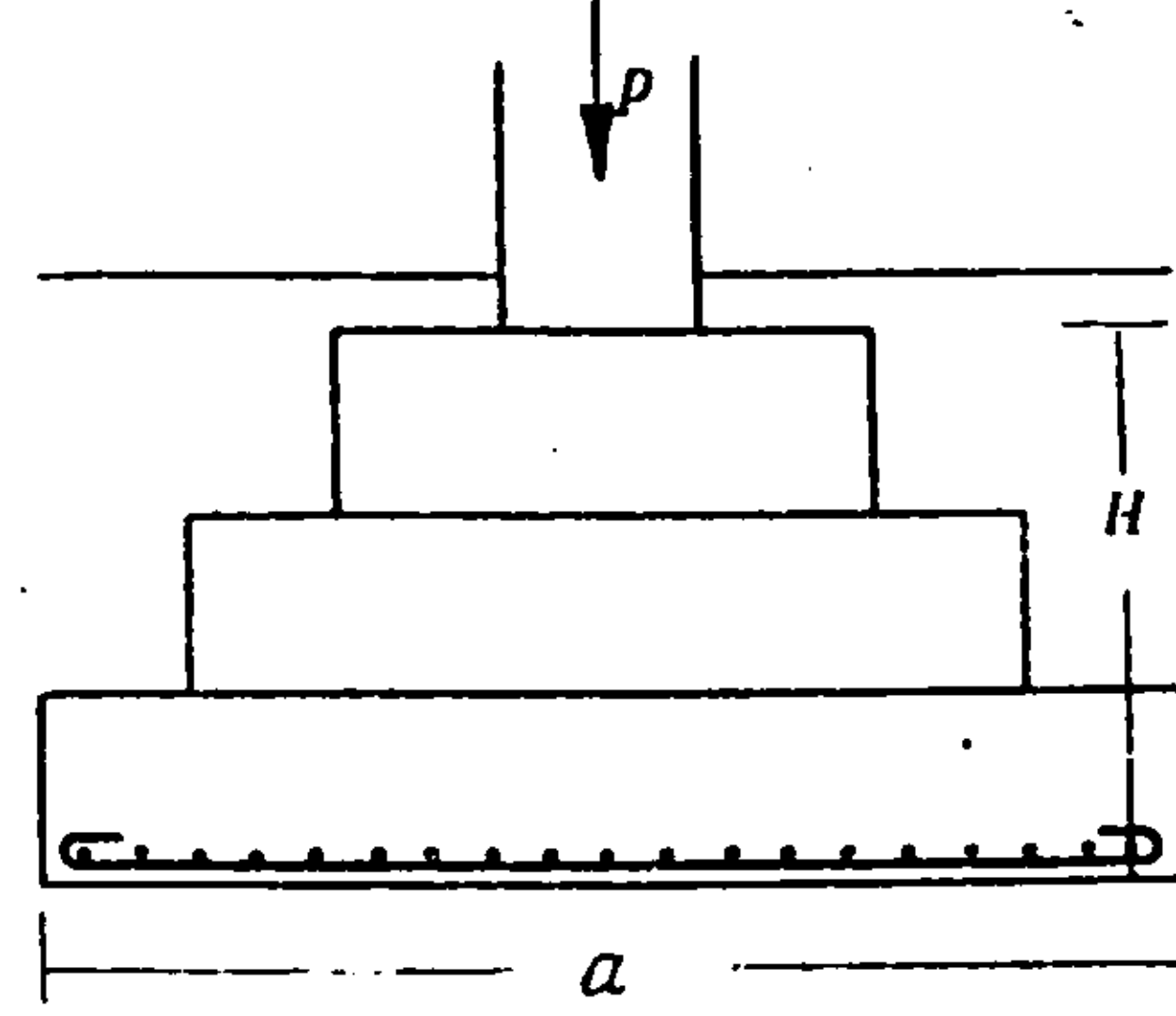
Бетонные фундаменты



Фиг. 6 Плоские

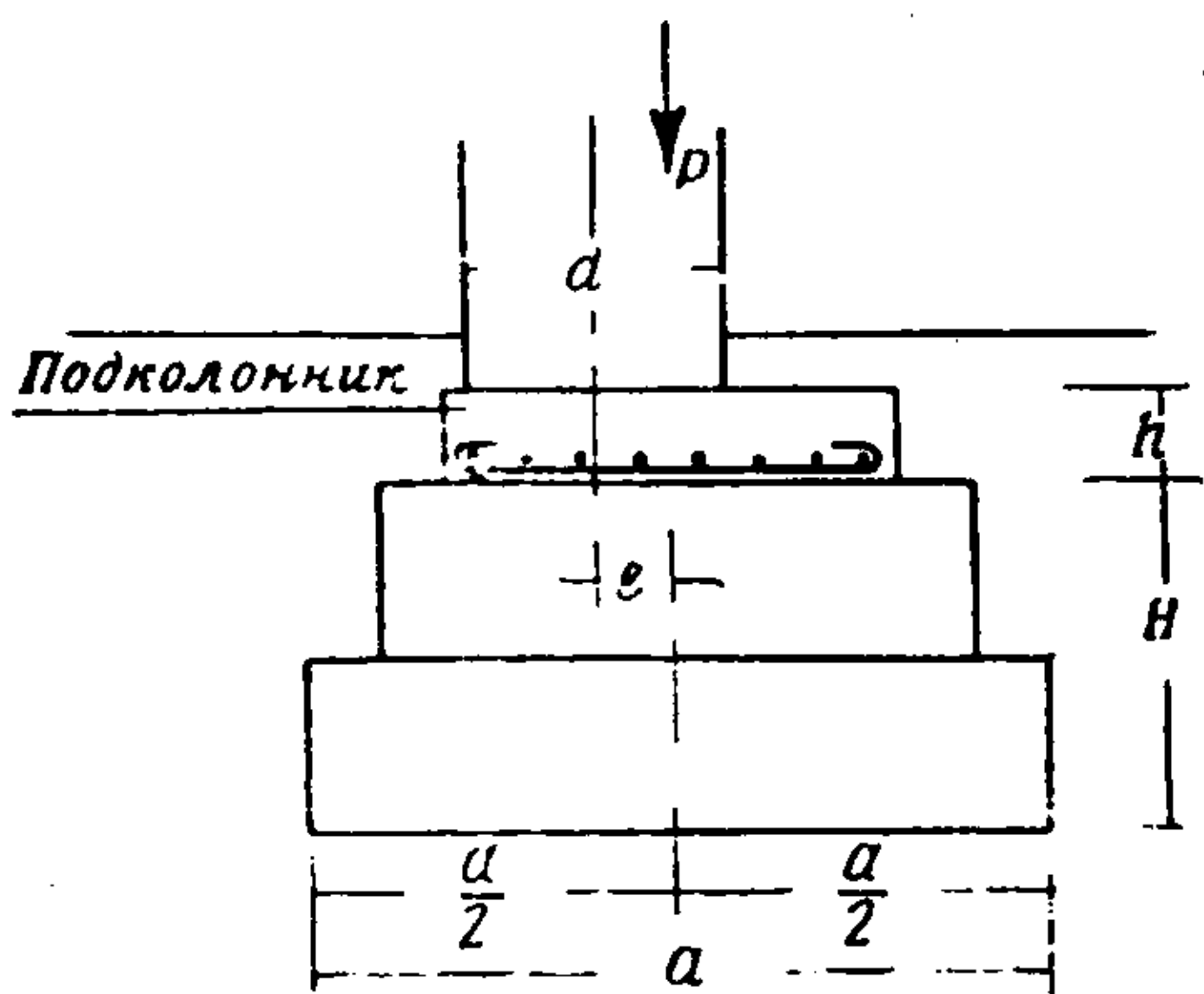


Фиг. 7 Пирамидальные

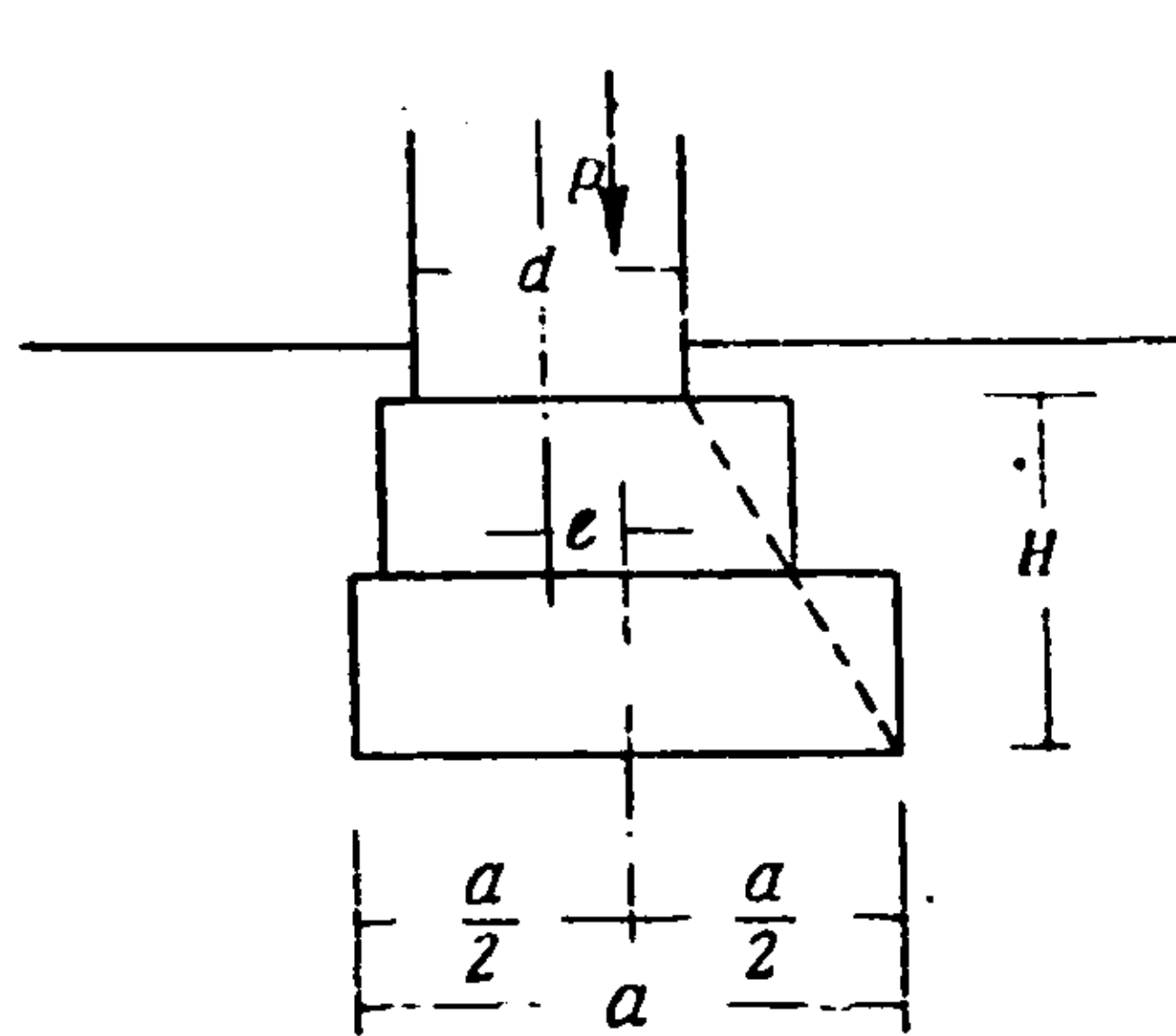


Фиг. 8 Ступенчатые

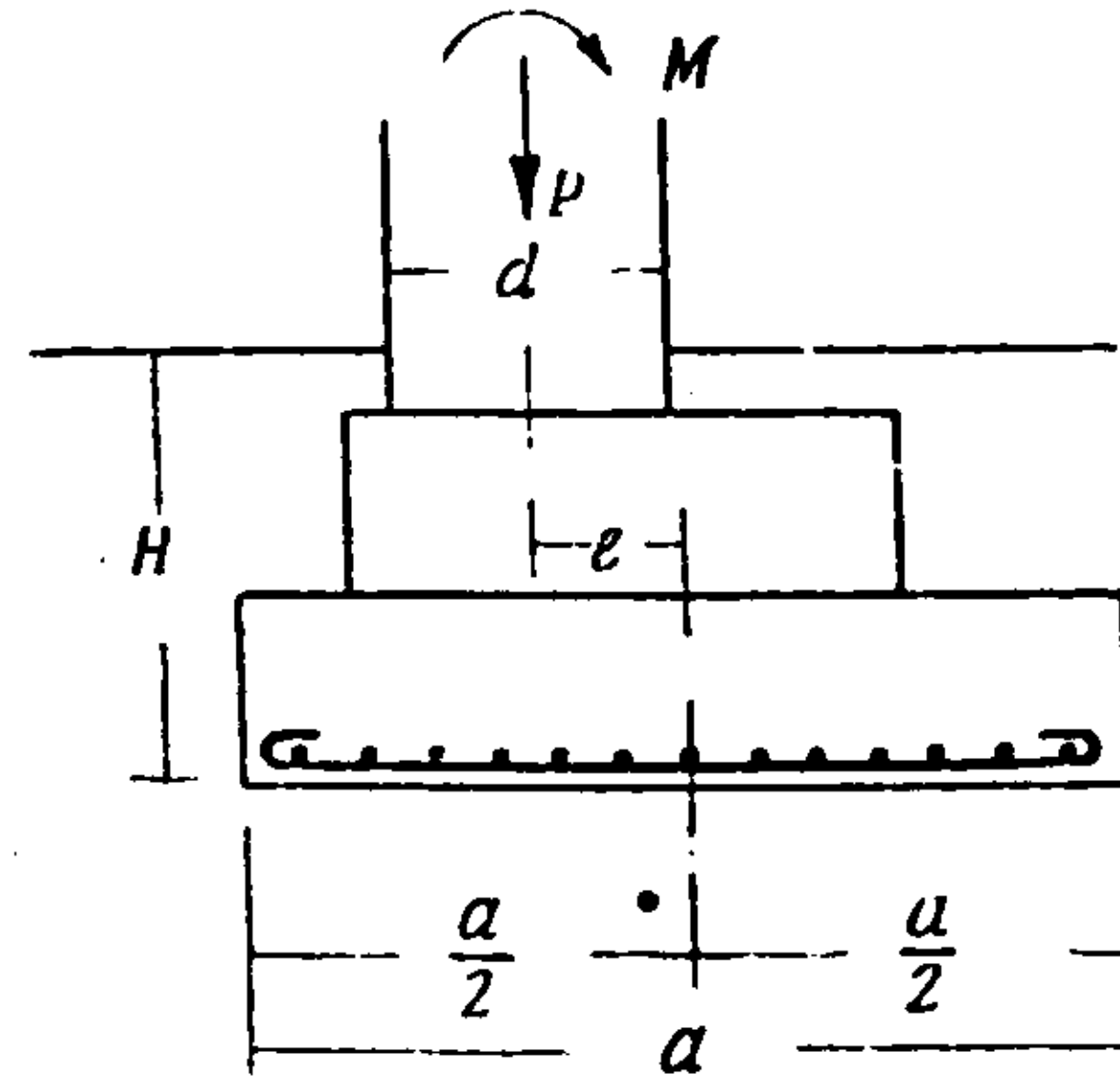
Железобетонные фундаменты



Фиг. 9 Бетонные с подколонником



Фиг. 10 Бетонные массивные



Фиг. 11 Железобетонные

Внецентренно нагруженные фундаменты

Рис. 15. Фундаменты под отдельными столбами

Выбор типа фундамента (количество ступеней), в зависимости от высоты фундамента и допускаемого давления на грунт, может производиться на основе данных, приведенных в табл. 6¹.

Таблица для определения размеров столбовых фундаментов Таблица 6

Тип фундамента (рис. 15)	Ширина с первой ступени (d — ширина столба)	Ширина с подколонника (d — ширина колонны)	Высота подколонника (в см)	Ширина подошвы А (в см)	Высота Н (в см)	Нагрузка при допускаемом давлении на грунт (в т)	
						$\sigma_{гр} = 2,0$ кг/см ²	$\sigma_{гр} = 3,0$ кг/см ²
						от—до	от—до
Бутовые без подколонника:							
одноступенчатые	1,25 d	—	—	85—140	35—70	14—39	21—59
двухступенчатые	1,25 d	—	—	120—170	70—100	29—58	43—87
трехступенчатые (фиг. 1)	1,25 d	—	—	150—200	100—130	45—80	68—120
Бутовые с подколонником:							
одноступенчатые (фиг. 2)	—	2,2 d	25	90—150	35—70	16—45	20—68
двухступенчатые	—	2,3 d	30—35	140—220	70—100	39—97	59—145
трехступенчатые	—	2,4 d	35—40	200—250	100—130	80—125	120—188
четырёхступенчатые (фиг. 2)	—	2,5 d	45	250—350	135—205	125—245	188—321
Бетонные без подколонника:							
одноступенчатые (фиг. 3)	—	1,5 d	—	до 80	до 40	6—12	10—16
Бетонные с подколонником:							
одноступенчатые	—	1,5 d	15	70—85	< 40	10—14	15—21
двухступенчатые (фиг. 4)	—	1,5 d	15	90—200	40—110	16—80	24—120
пирамидальные (фиг. 5)	—	1,5 d	15	205—310	95—170	84—186	124—270
Железобетонные:							
одноступенчатые	—	—	—	100—145	25—35	20—40	30—60
двухступенчатые	—	—	—	125—310	40—85	31—186	47—270
трехступенчатые (фиг. 8)	—	—	—	280—340	90—110	157—212	235—320

БЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ делаются из слабого и дешевого бетона марки «70». Они могут быть ступенчатыми (рис. 15, фиг. 4) или пирамидальными (рис. 15, фиг. 5). Большим достоинством ступенчатых фундаментов является крайняя простота опалубки, состоящей только из боковых щитов для образования ступени. Как показывают сравнительные подсчеты, при размере фундамента в плане менее 2,0 м, этим покрывается небольшой перерасход бетона по сравнению с пирамидальными фундаментами. Поэтому пирамидальный тип рационально применять только для фундаментов размером в плане больше 2,0 м.

В зависимости от высоты ступенчатого фундамента рекомендуется назначать следующее количество ступеней (табл. 6): при $H < 40$ см — одну ступень, при $40 < H < 100$ — две ступени (рис. 15, фиг. 4). При $H > 100$ рекомендуется пирамидальный фундамент (рис. 15, фиг. 5).

¹ Пример использования табл. 6 см. стр. 71.

При небольшой вертикальной нагрузке (до 12—15 т) фундамент целесообразно выполнять без подколоники, целиком из бетона той же марки, что колонна (т. е. «110»), так как некоторое удорожание от применения высокой марки бетона компенсируется упрощением работы (рис. 15, фиг. 3).

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ проектируются двух типов: 1) высокие, без арматуры на косые растягивающие напряжения (рис. 15, фиг. 7 и 8) и 2) ограниченной высоты с кривой арматурой (фиг. 6). Как показали сравнительные подсчеты, второй тип примерно на 20—25% дороже и потому должен применяться только в тех случаях, когда обильные грунтовые воды или малая мощность материка не позволяют достаточно заглубить фундамент.

Высота фундаментов первого типа устанавливается в зависимости от наибольшего выступа от тела колонны c и допускаемого давления на грунт по табл. 7.

Таблица 7

$c^{гр}$	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
h	0,72 c	0,77 c	0,80 c	0,83 c	0,86 c

Фундаменты первого типа (т. е. высокие) могут быть пирамидальными (рис. 15, фиг. 7) и ступенчатыми (фиг. 8). Последние, благодаря простоте опалубки, редкой арматуре и возможности поэтому употребить более жесткий бетон с меньшим количеством цемента, являются более рациональными.

Количество ступеней назначается в зависимости от высоты фундамента, как это указано в табл. 6, т. е. при $H < 35$ см — одна ступень, при $40 \text{ см} < H < 85$ — две ступени, при $H > 90$ см — три ступени. Армируются фундаменты этого типа по низу сеткой из арматуры.

Размеры и арматура фундаментов второго типа (с кривой арматурой) назначаются по специальному расчету в соответствии с техническими условиями и нормами проектирования железобетонных конструкций.

При устройстве железобетонных фундаментов в мокрых грунтах предварительно должна быть сделана подготовка толщиной около 10 см из щебня, втрамбованного в грунт, с последующей проливкой раствором.

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. В тех случаях, когда равнодействующая вертикальных сил приложена внецентренно относительно оси колонны или когда внизу колонны, кроме вертикальной силы, действует изгибающий момент, ось подошвы фундамента располагают с эксцентриситетом относительно оси колонны.

В колоннах гражданских зданий эксцентриситеты нагрузки и изгибающие моменты обычно бывают невелики и постоянны, поэтому фундамент под ними большей частью может быть запроектирован так, чтобы давление под фундаментом было равномерным; для этого подошва фундамента должна быть расположена симметрично относительно точки приложения равнодействующей, или, как говорят, ось фундамента должна быть «сбита» относительно оси колонны на величину эксцентриситета.

При наличии изгибающих моментов от больших временных нагрузок, действующих в разных направлениях или в разных плоскостях, невозможно запроектировать фундамент так, чтобы давление на грунт было равномерным. Фундаменты при таких нагрузках проектируют так, чтобы по возможности не было отрыва подошвы от грунта (рис. 11, фиг. 8), а максимальное крайнее давление на грунт не превышало допускаемого больше, чем на 25%. Следует

оговориться, что такие случаи нагрузок в гражданских сооружениях встречаются редко.

На рис. 15 (фиг. 9, 10, 11) приведены типы фундаментов, запроектированных со сбивкой оси на величину эксцентриситета равнодействующей.

Бутовые фундаменты при наличии эксцентриситета, как правило, не применяются. При небольших нагрузках (до 70—100 т) и эксцентриситетах (до 15 см) применяются фундаменты из бетона марки «70» с подколонником, поставленным внецентренно относительно колонны (рис. 15, фиг. 9). При небольших нагрузках (70—100 т) и эксцентриситетах в 30—50 см применяются массивные бетонные фундаменты из бетона марки «90».

При больших нагрузках и больших эксцентриситетах применяются, как правило, железобетонные фундаменты. Высота фундаментов и количество ступеней назначаются в соответствии с данными выше указаниями.

СБОРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. Под колонны могут проектироваться сборные фундаменты двух типов: 1) в виде цельного самостоятельного элемента и 2) из нескольких отдельных блоков. Первый тип применяется при сравнительно небольших вертикальных нагрузках (50—100 т) и наличии изгибающего момента в нижнем сечении колонны, т. е. главным образом для сборных колонн одноэтажных зданий. В этом случае основным является обеспечение надежного соединения башмака с колонной. Вследствие небольшой нагрузки вес башмака получается в пределах, допускаемых условиями механизации (стр. 182). Нормальным решением такого фундамента является «стаканный» ступенчатый башмак (рис. 16, фиг. 5). Для колонн многоэтажного здания, несущих нагрузки в 100—200 т, фундаменты из одного элемента неудобны для транспорта, поэтому их проектируют сборными из отдельных блоков. Пример такого фундамента из пустотелых блоков показан на рис. 16, фиг. 4. В отношении этих фундаментов сохраняются указания, данные по сборным фундаментам (стр. 56).

ФУНДАМЕНТЫ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ. Обычно эти фундаменты выполняются в виде отдельных столбов под каждой колонной каркаса.

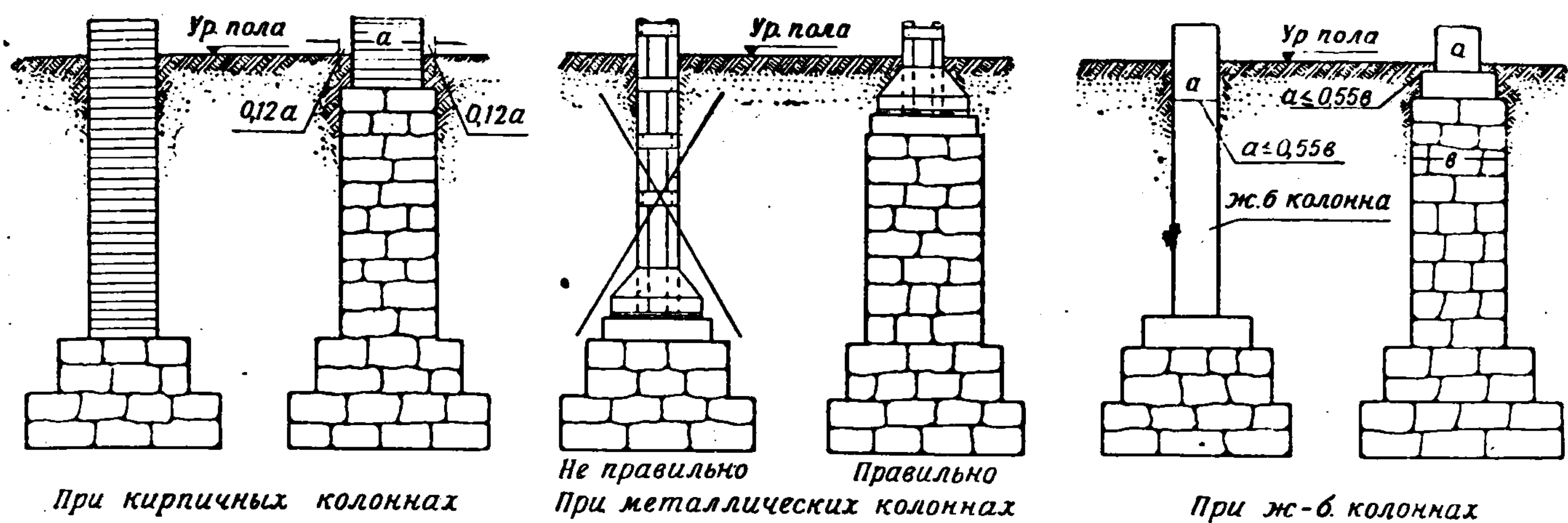
При отсутствии подвала подошвы фундаментов колонн каркаса наружных стен должны быть заложены ниже глубины промерзания. Фундаменты внутреннего каркаса закладываются на глубину не менее 0,7 м. Заполнение¹ стен первого этажа может быть оперто, как это показано на рис. 13, фиг. 9, на рандбалки, передающие нагрузку на фундаменты колонн, или на специальные фундаменты, расположенные в промежутках между фундаментами колонн независимо от них. Выбор решения производится на основании сравнения обоих вариантов. Вариант с рандбалкой оказывается целесообразным при необходимости значительного заглубления фундаментов, так как при рандбалках значительно уменьшается объем земляных работ.

При наличии подвала стойки каркаса большей частью располагают на самостоятельных фундаментах, расположенных ниже пола подвала (рис. 13, фиг. 8).

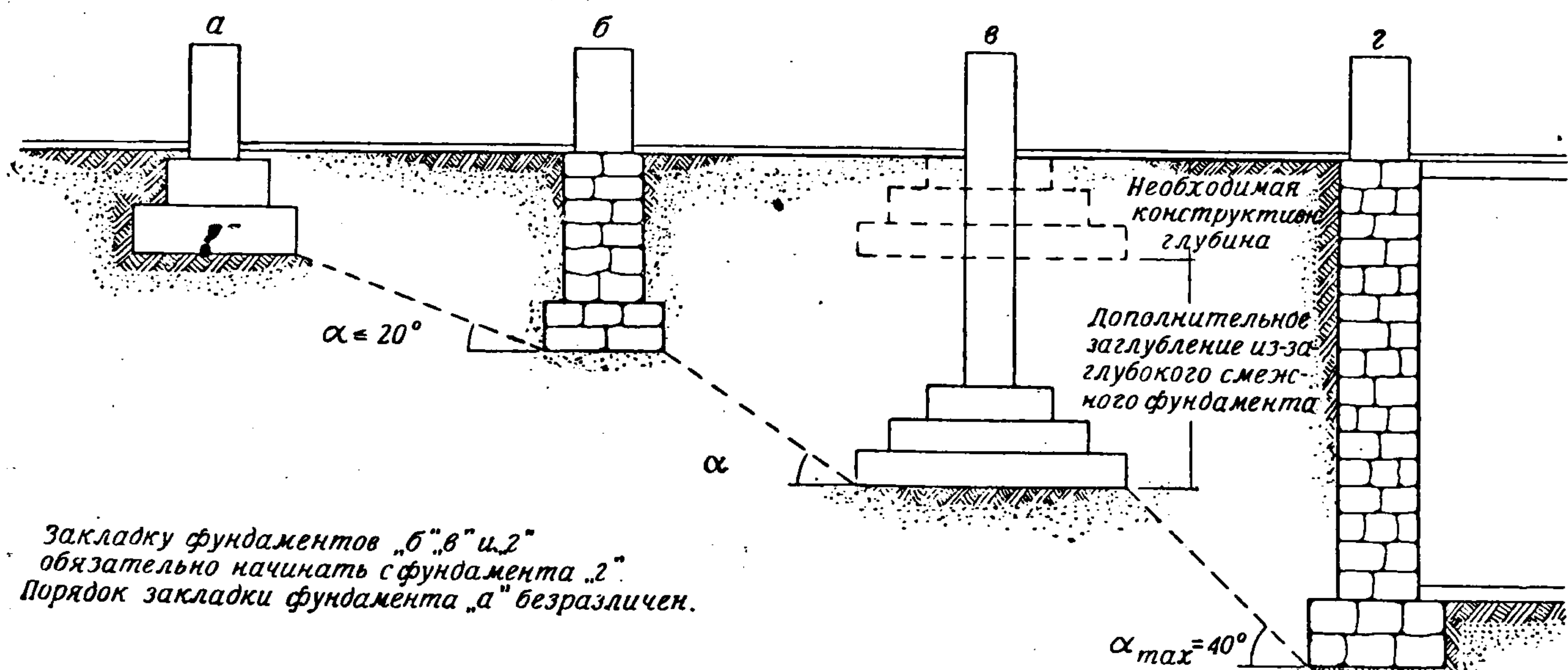
В виде исключений стены подвала каркасного здания выкладывают из массивной кладки, начиная каркас с уровня перекрытия над подвалом. В этом случае конструкция стен подвалов и фундаментов ничем не отличается от описанных выше (стр. 47). Колонны, опираемые на стену подвала, должны иметь распределяющие давление на бутовую стену башмаки, размеры которых в плане определяются в соответствии с допускаемым давлением на бут.

Фундаменты смежных стен и столбов часто приходится располагать на разном уровне (рис. 16, фиг. 2). При этом возникает опасность, что устойчивость грунта под подошвой более высоко заложеного фундамента (например фундамента, нанесенного пунктиром на оси в) будет нарушена при закладке более глубокого фундамента (например фундамента на оси г). Такое нарушение

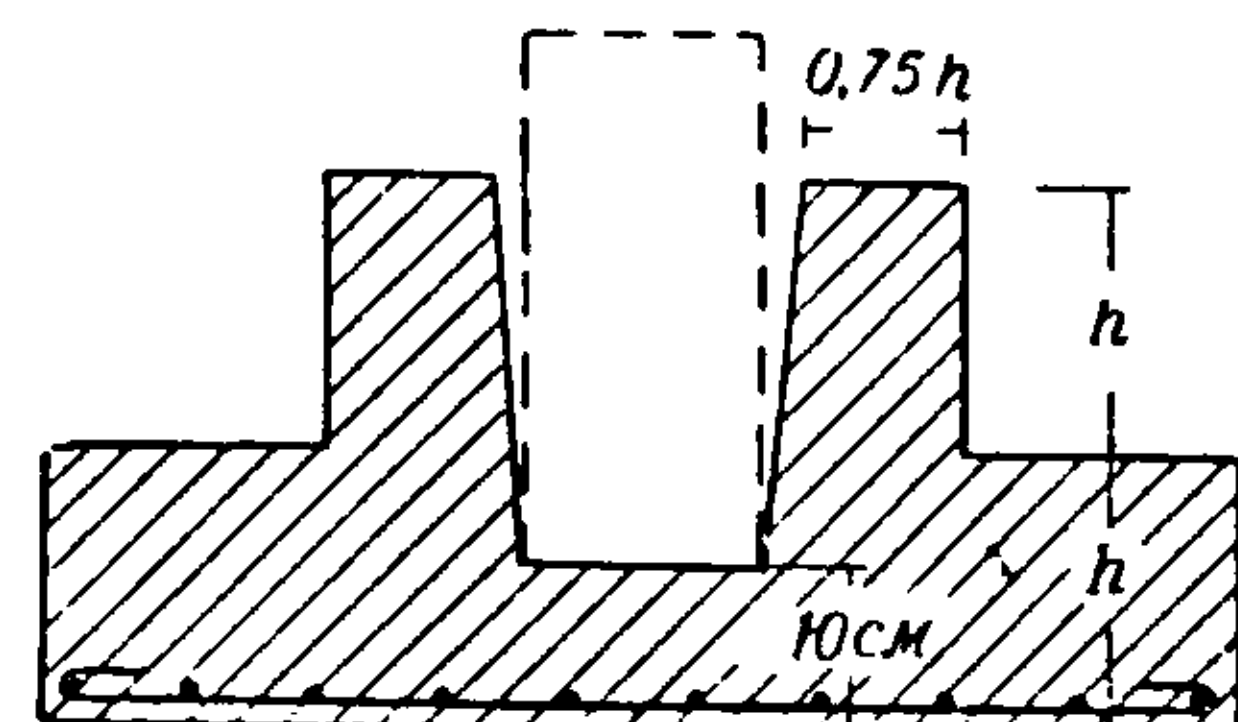
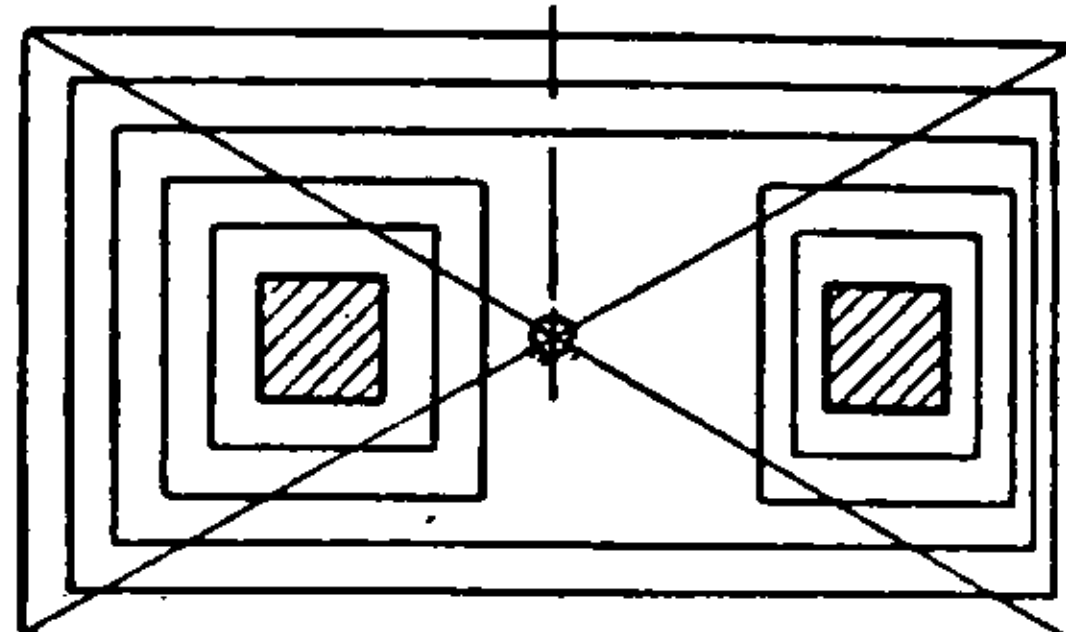
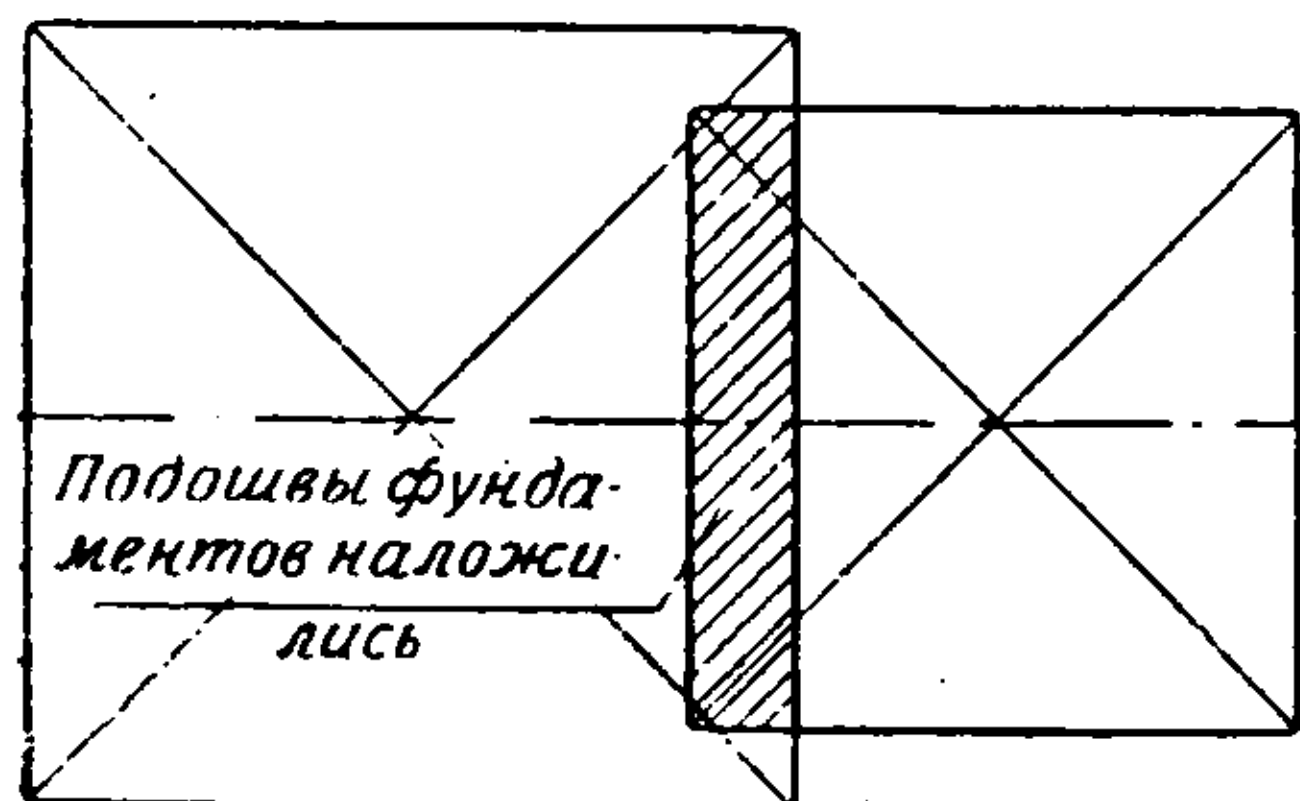
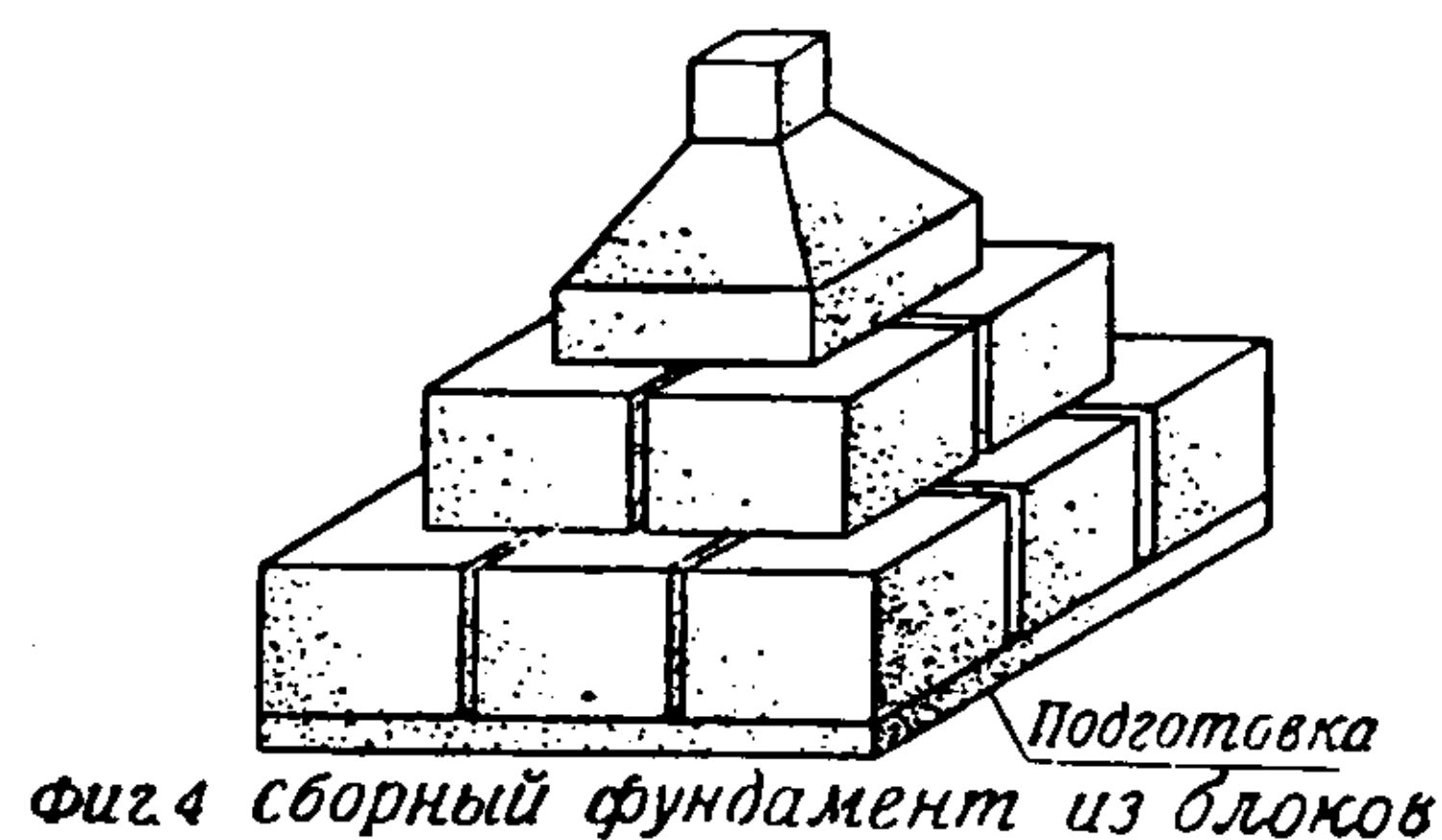
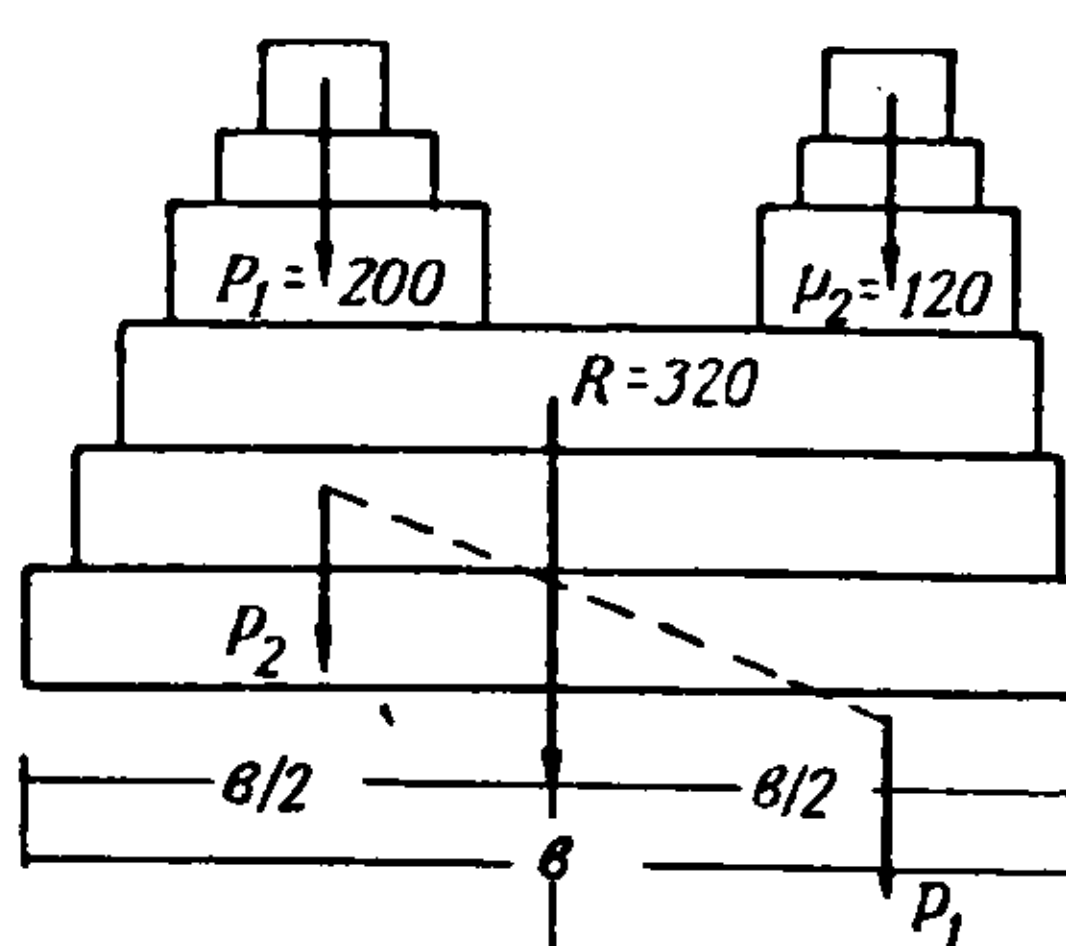
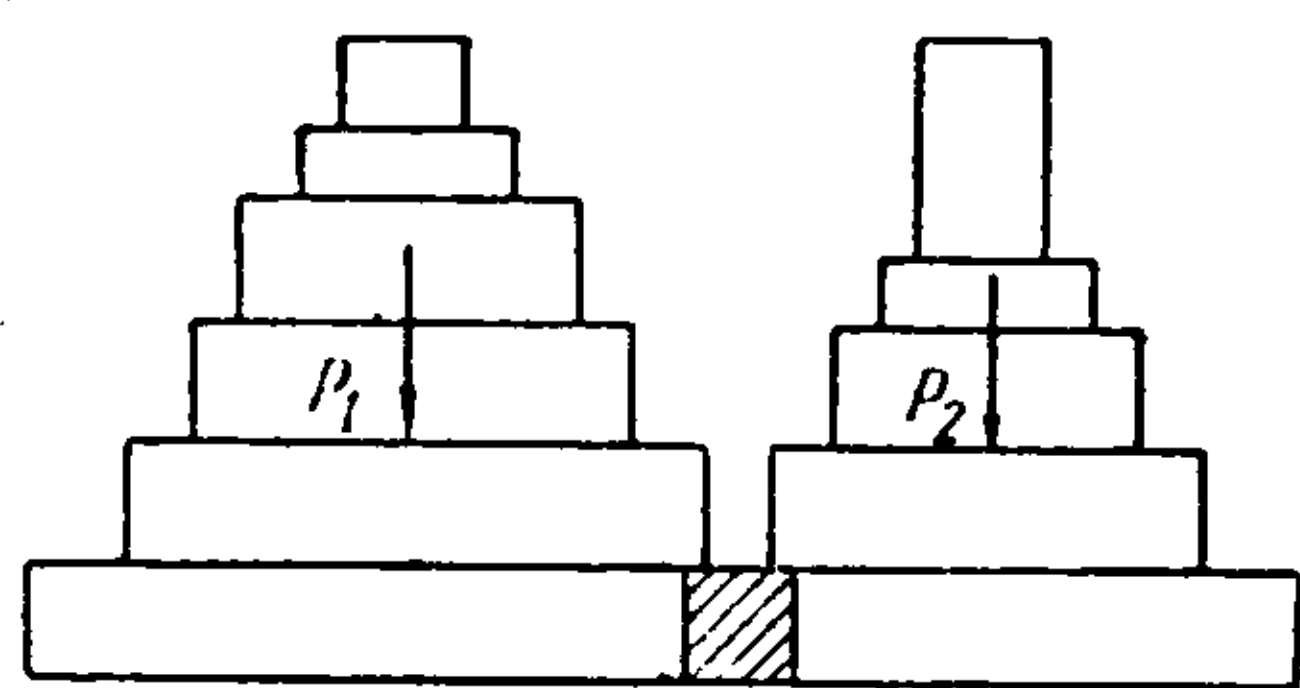
¹ См. стр. 168.



Фиг.1 Выбор типа глубоко заложеного фундамента



Фиг. 2 Взаимное расположение смежных фундаментов



отдельные

Спаренные

Фиг. 5 сборный башмак стаканного типа

Фиг. 3 Фундаменты под две колонны

устойчивости грунта может произойти как во время производства работ, так и позже, во время эксплуатации. Последнее объясняется тем, что грунт, засыпанный за стеной, будет уплотняться и сжиматься от нагрузки в колонне больше, чем окружающий грунт, не тронутый во время производства работ. При уплотнении грунт сожмется, что может вызвать смещение его из-под фундамента в сторону фундамента 2.

Многочисленными наблюдениями установлено, что в плотных и средней плотности грунтах¹ (см. стр. 13) описанные явления не происходят в том случае, если прямая, проведенная через смежные наиболее близкие ребра фундаментов (рис. 16, фиг. 2 а и б) имеет наклон к горизонту не более 20° .

При угле наклона более 20° , но менее 40° (рис. 16, фиг. 2, фундаменты б и в), нарушение устойчивости грунта может иметь место главным образом во время производства работ. Поэтому закладку таких фундаментов следует начинать с более глубокого. Если угол наклона превышает 40° , то следует опустить подошву фундамента настолько, чтобы угол наклона а был менее 40° (рис. 16, фиг. 2, фундаменты в и г).

Эту дополнительную глубину можно пройти или удлинением колонны или увеличением высоты верхней ступени фундамента. В настоящее время можно считать установленным следующее:

1) при бетонных и кирпичных колоннах дополнительную глубину всегда целесообразнее пройти бутом (рис. 16, фиг. 1);

2) при стальных колоннах всегда, а при железобетонных колоннах, если бут является местным материалом, выгоднее увеличивать верхнюю ступень фундамента;

3) если бут не является местным материалом, то удлинять железобетонную колонну следует только в тех случаях, когда ее ширина менее 55% ширины верхней ступени бутового фундамента.

Если по условиям планировки столбы приходится располагать на сравнительно небольшом (2,0—2,5 м) расстоянии между осями, то может оказаться, что площади оснований обеих колонн накладываются одна на другую (рис. 16, фиг. 3, слева). В этом случае проектируют под обе колонны общий *спаренный фундамент*.

Для того чтобы под подошвой такого фундамента давление было равномерным, равнодействующая давлений обеих колонн должна пройти через центр тяжести фундамента.

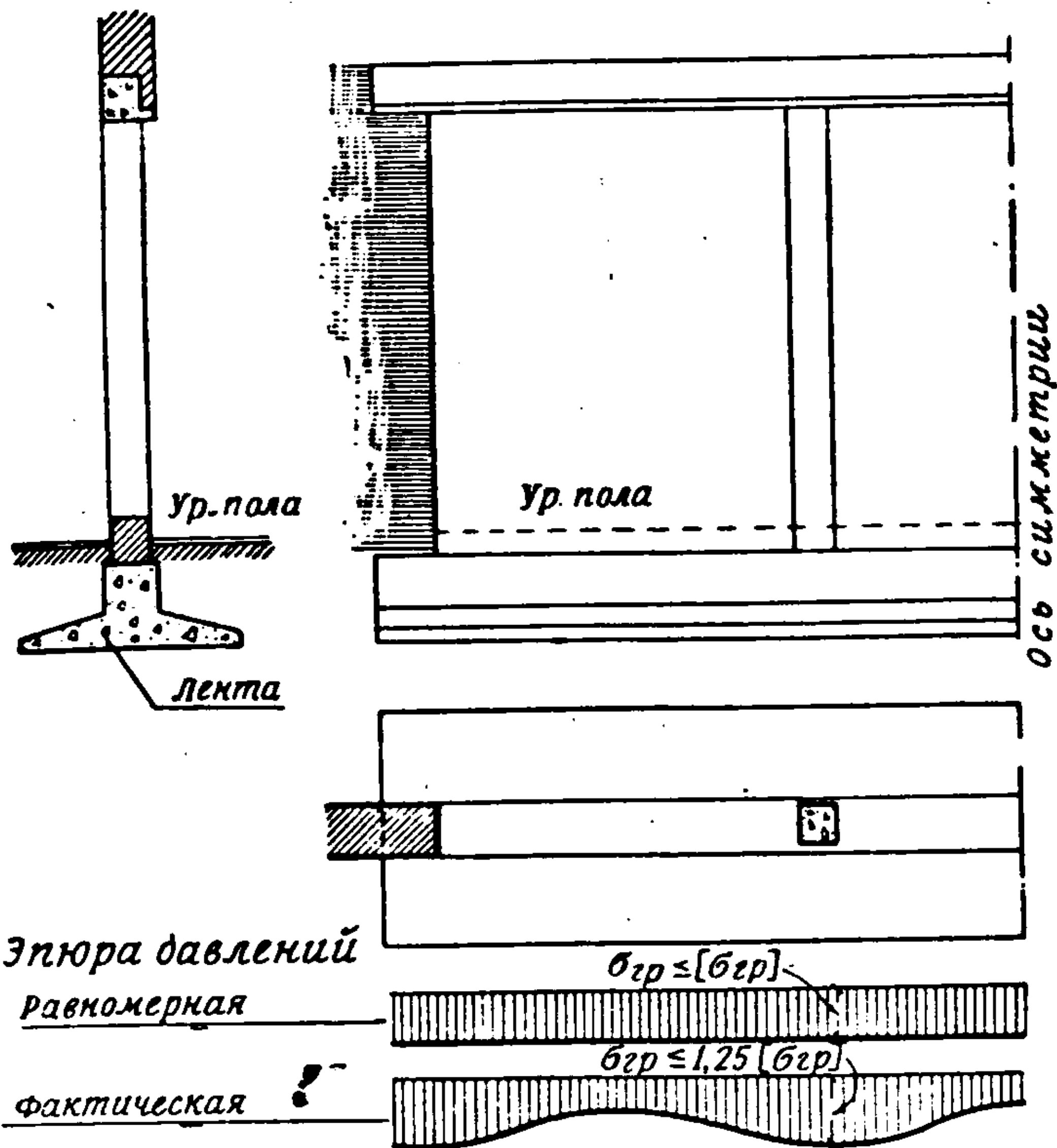
На рис. 16, фиг. 3, справа показано соответствующее построение: положение равнодействующей R получено графически; подошва фундамента — прямоугольник, площадь которого определена по величине равнодействующей. Подошва располагается так, чтобы центр тяжести ее (пересечение диагоналей) совпадал точно с точкой приложения равнодействующей.

ЛЕНТОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ. В многоэтажных зданиях нагрузки на колонны могут оказаться столь значительными, что подошвы фундаментов под отдельными столбами почти сливаются между собой; в этом случае целесообразно объединить между собой отдельные фундаменты, превратив их в систему неразрезных балок или, как их называют, в *ленточные фундаменты*. В настоящее время такие фундаменты выполняются чаще всего из железобетона.

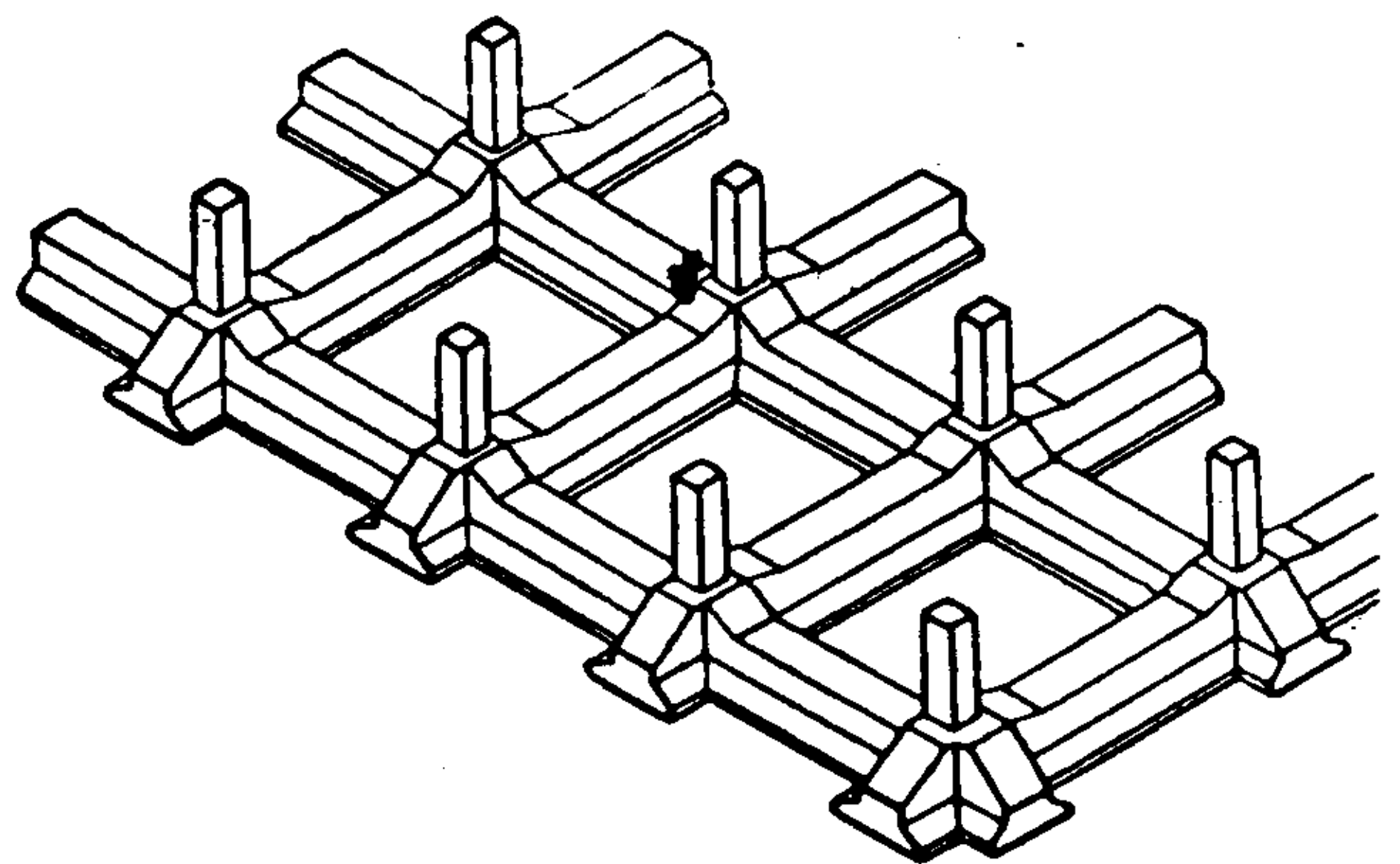
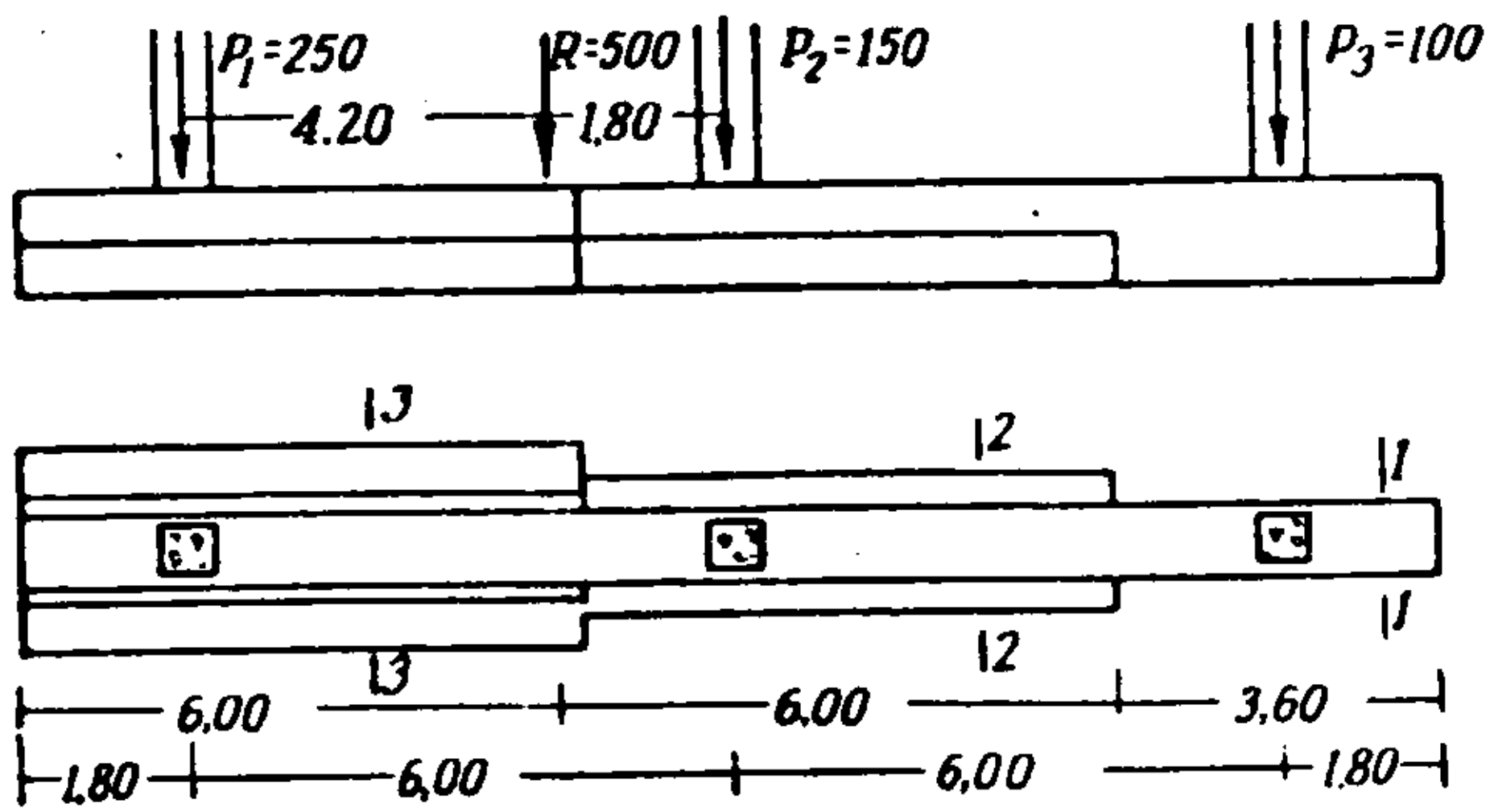
В зданиях с полным каркасом, при правильной сетке колонн, большей частью проектируют перекрестные ленты в обоих направлениях (рис. 17, фиг. 2).

При местном каркасе могут быть запроектированы самостоятельные ленты только под стойки каркаса. Примером может служить ряд колонн

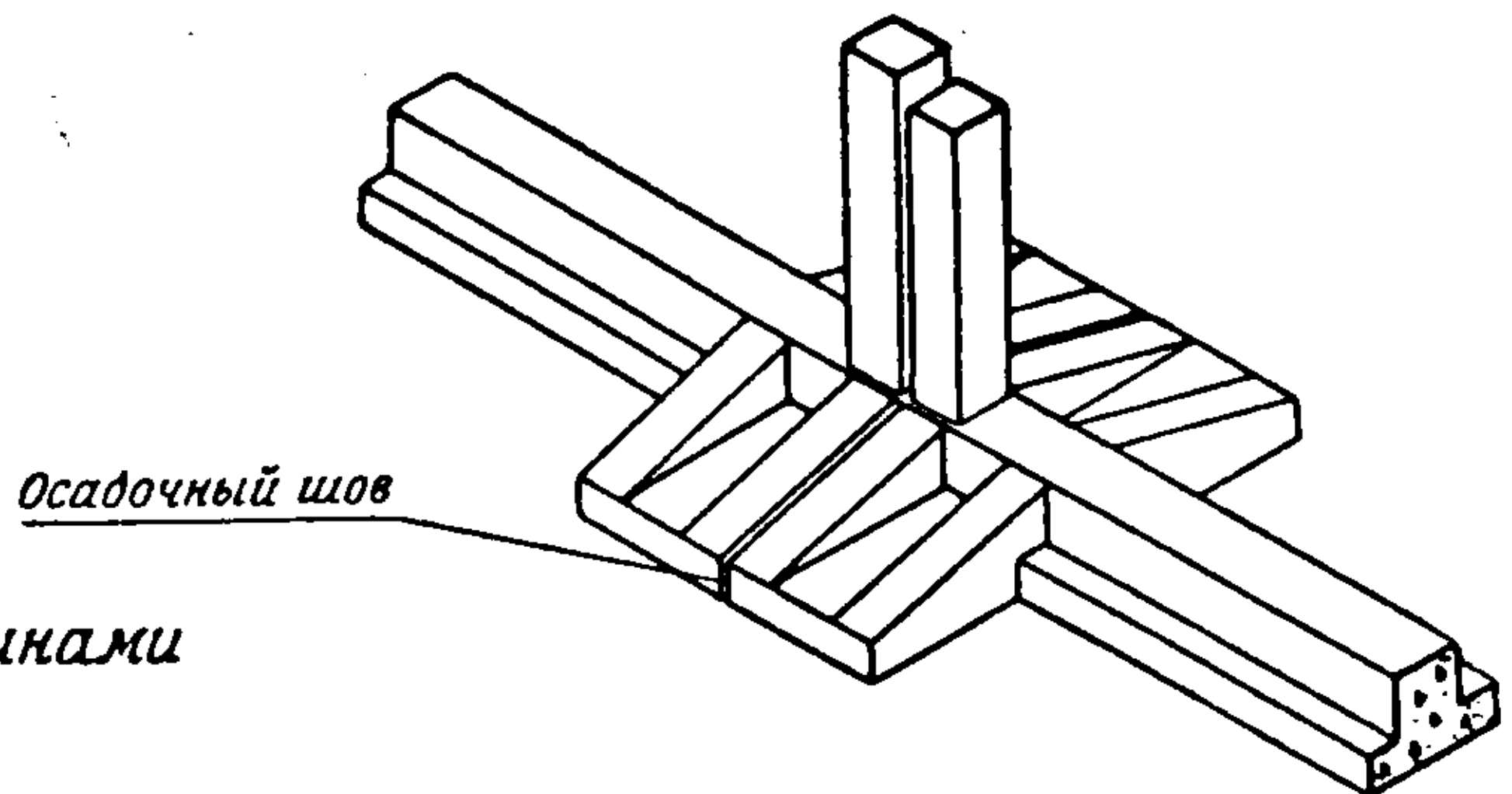
¹ При рыхлых и слабых грунтах необходимы специальные исследования.



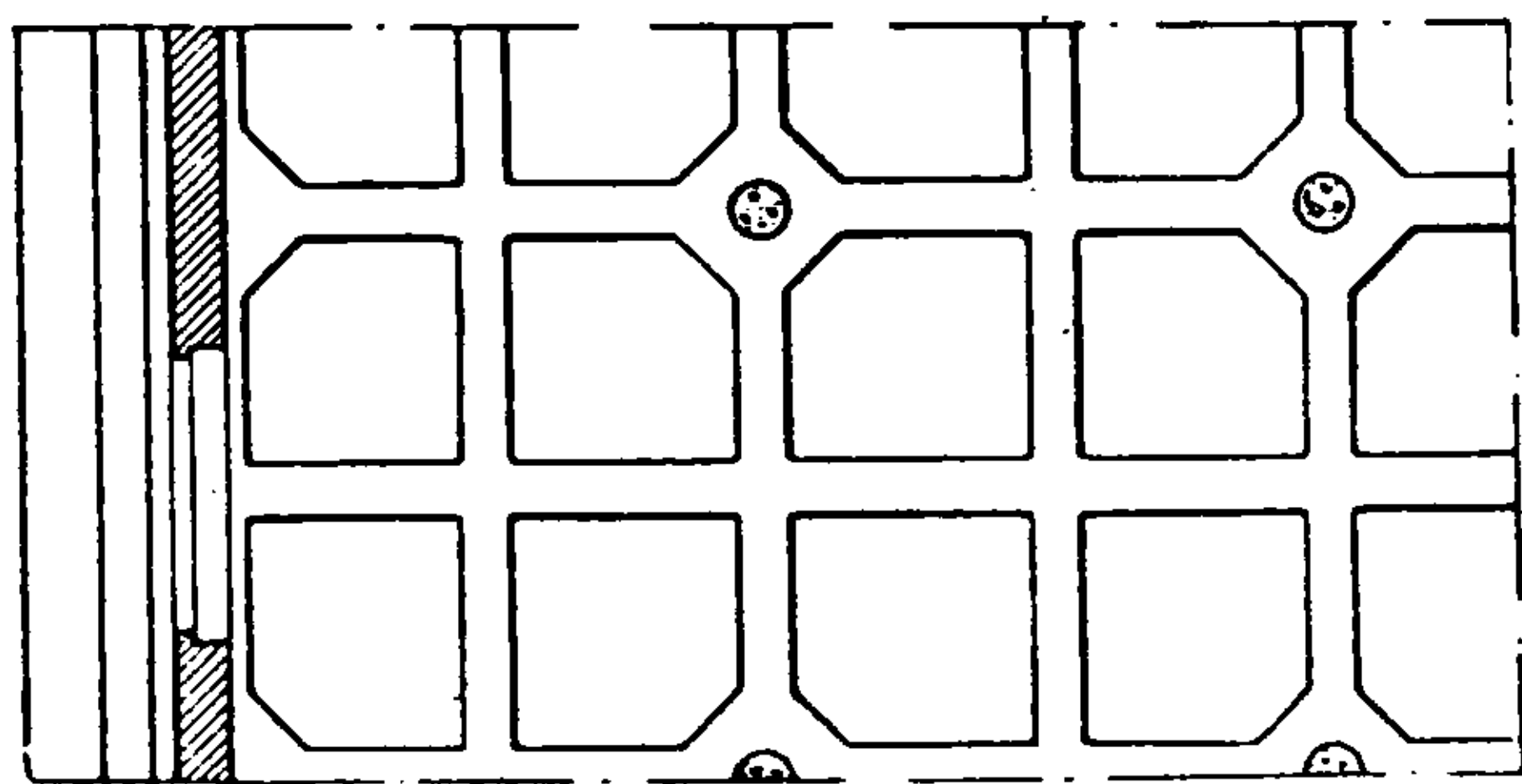
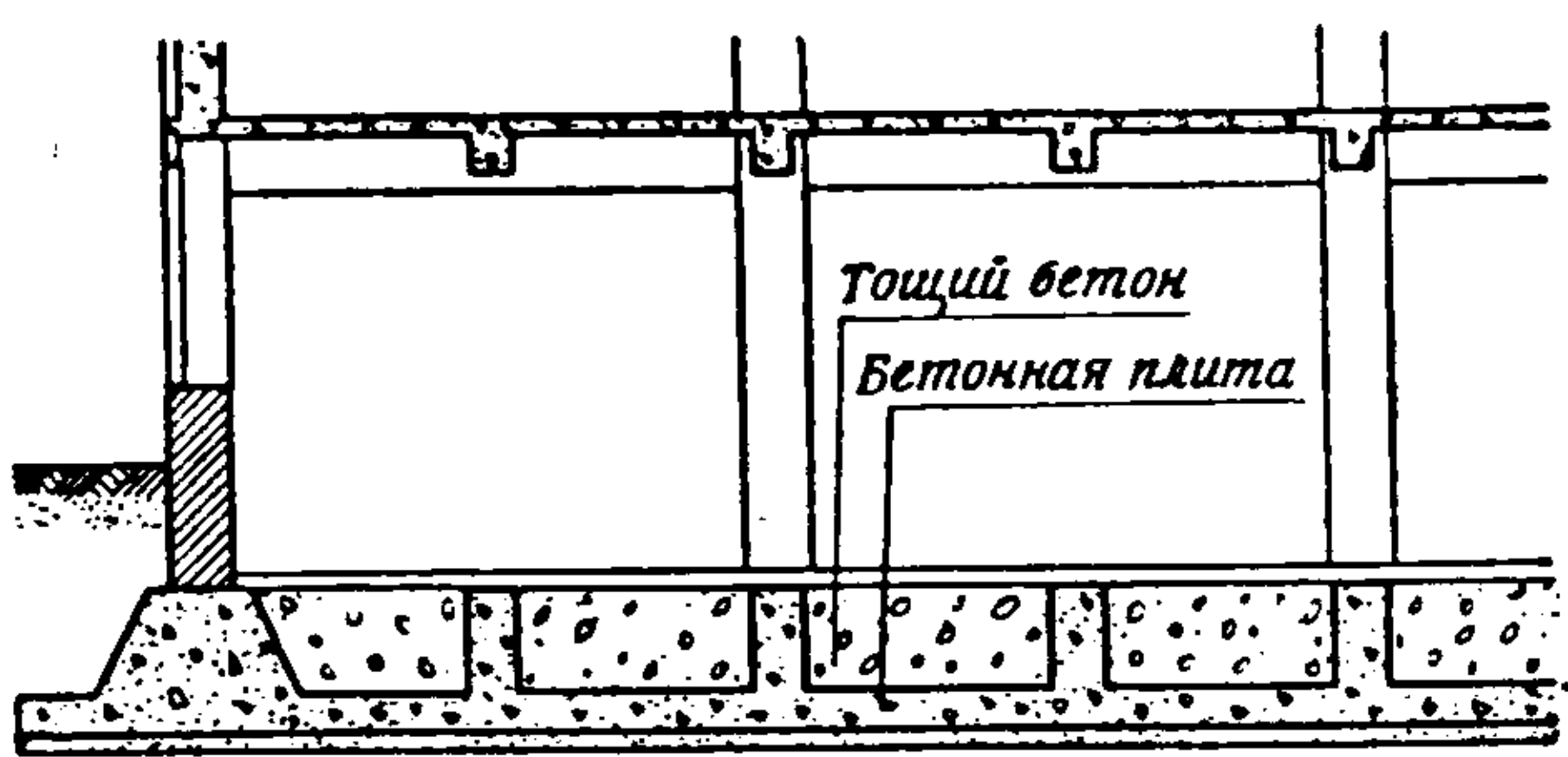
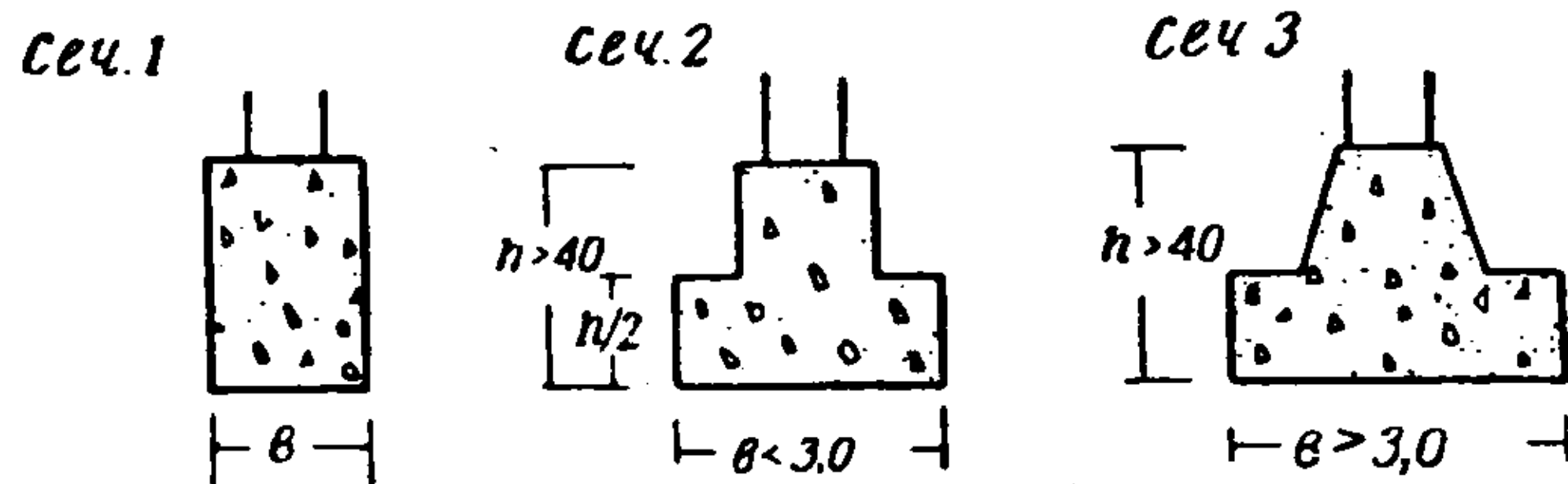
Фиг. 1 Ленточный фундамент под стеной дома с витринами



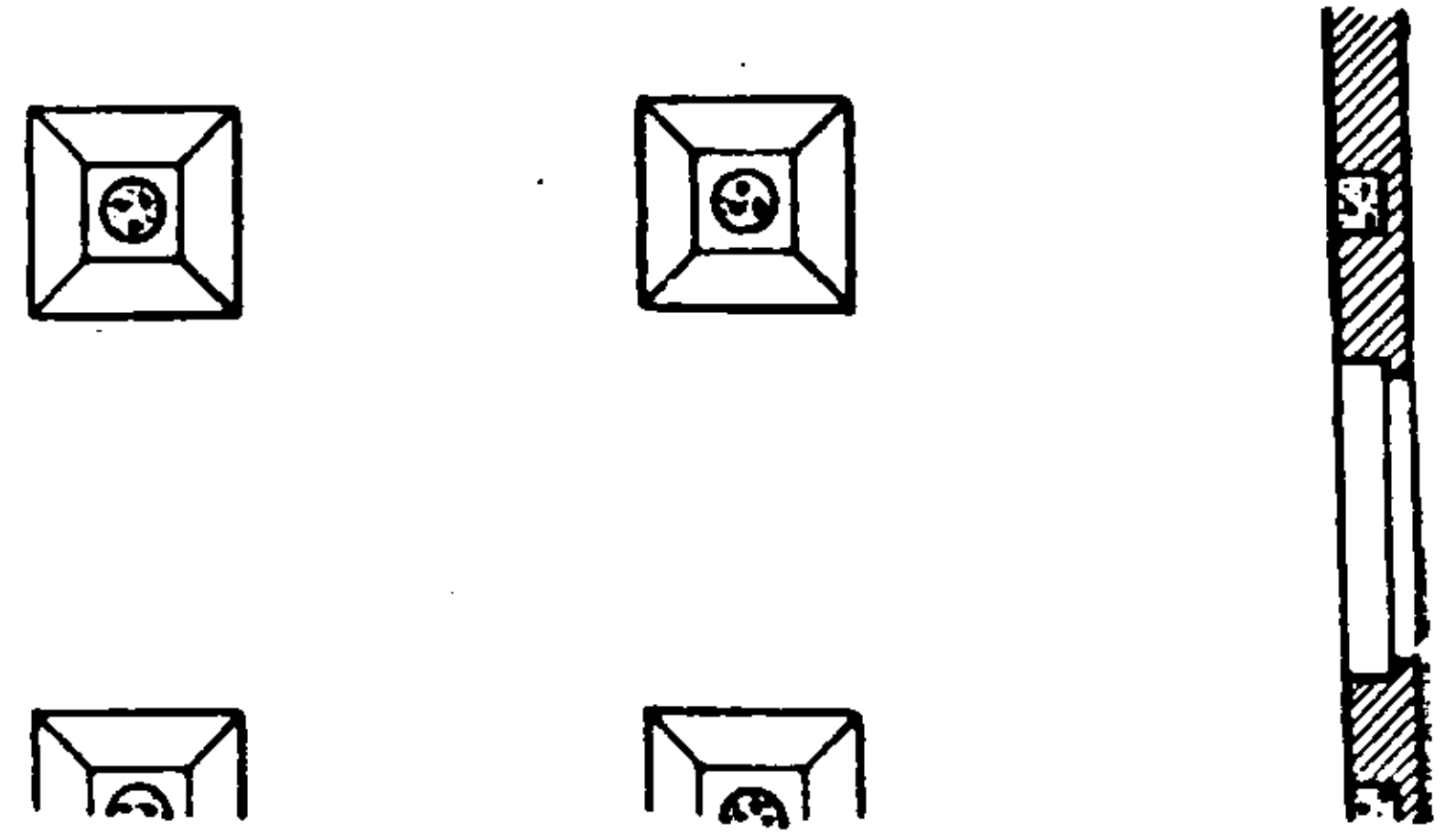
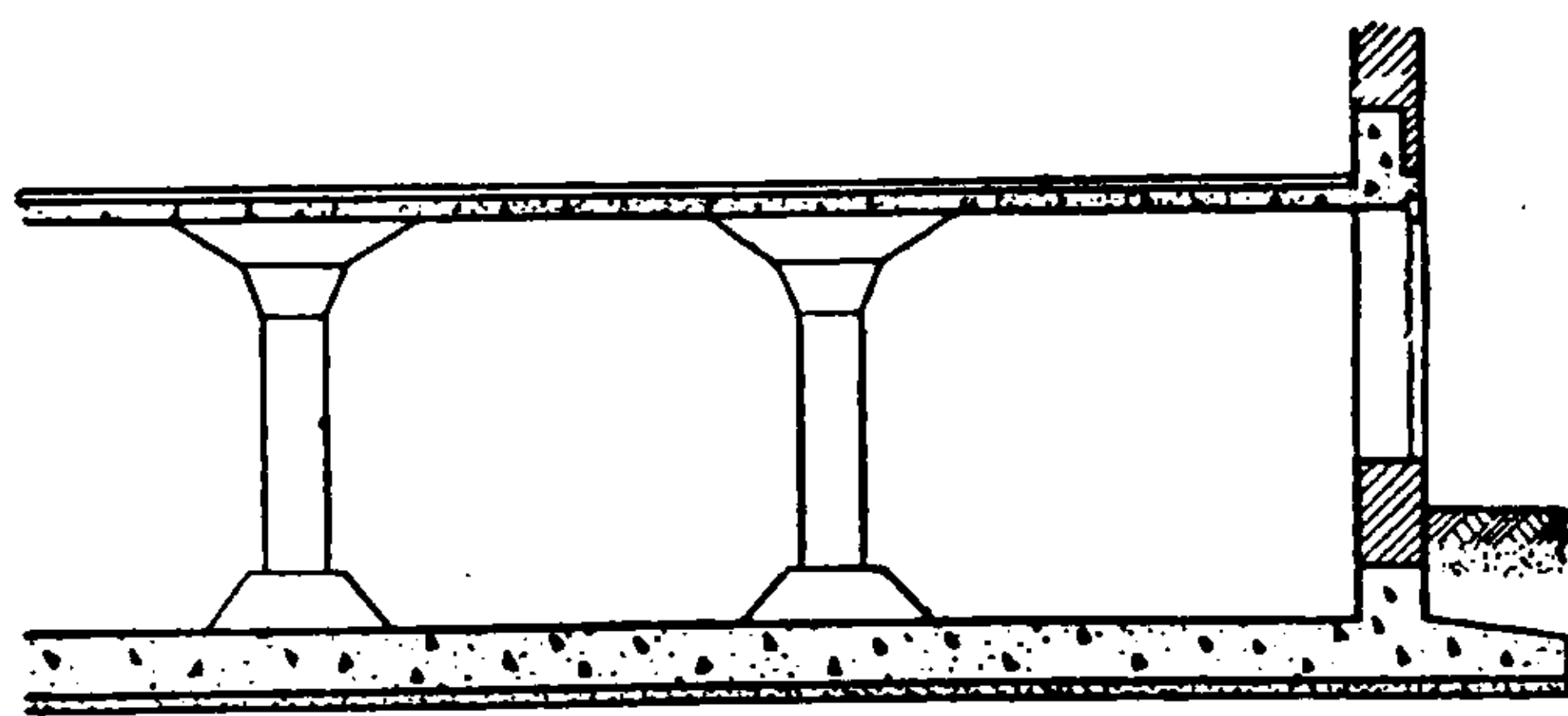
Фиг. 2 Перекрестные ленты



Фиг. 3 Расширение ленты усадочного шва с парными колоннами



Фиг. 5 Ребристая фундаментная плита



Фиг. 6 Безбалочная фундаментная плита

в магазинных витринах 1-го этажа, несущий всю фасадную стену дома (рис. 17, фиг. 1).

Ширина ленточного фундамента определяется из расчета, чтобы среднее давление на основание не превышало допустимого. Фактическое давление на основание, как показывает точный расчет, учитывающий гибкость ленты и упругость основания, будет под колоннами больше, а в пролете меньше среднего. Особенно сильно возрастает напряжение под крайними колоннами. Чтобы уменьшить давление под концами ленты, их заземляют в массивной стене (рис. 17, фиг. 1) или делают консоли с вылетом, обеспечивающим более равномерное давление на грунт (рис. 17, фиг. 4 и 2). У осадочных швов, запроектированных в виде расположенных рядом парных колонн, оба рассмотренных решения невозможны. В этих случаях концы ленты расширяют в поперечном направлении с помощью консолей (рис. 17, фиг. 3).

Если лента по длине нагружена несимметрично (рис. 17, фиг. 4), то ширина ее должна быть сделана переменной с таким расчетом, чтобы равнодействующая всех сил проходила через центр тяжести ленты. Ширину ленты делают переменной также в тех случаях, когда нагрузка от различных колонн значительно разнится между собой. Поперечное сечение ленты небольшой ширины проектируют прямоугольным, а при увеличении ширины — тавровым с полкой внизу.

В продольном направлении ленты рассчитываются как неразрезные балки с опорами в местах расположения колонн, нагруженные снизу реакцией грунта. В приближенных расчетах полагают, что эта реакция равномерно распределена по всей балке. Это упрощает расчет, создавая некоторое увеличение запасов прочности; при небольших пролетах (4,0—5,0 м) получаются результаты, близкие к результатам точного расчета. Исключение составляют концевые участки лент, которые должны рассчитываться точным методом.

При пролетах свыше 6,0 м точный расчет позволяет получить более экономичное решение.

ФУНДАМЕНТЫ В ВИДЕ СПЛОШНОЙ ПЛИТЫ. Если вес сооружения настолько велик, что давление на единицу площади, занимаемой им в плане, близко к допустимому на грунт основания, то под зданием делают сплошную плиту.

Прежде такие фундаменты применялись только под небольшими в плане, высокими сооружениями из каменной кладки (трубы, башни и т. д.). В настоящее время при слабых грунтах сплошные плиты применяют и под многоэтажными гражданскими зданиями с произвольным расположением колонн и стен, выполняя их, как правило, из железобетона.

Стоимость такой плиты довольно высока, и потому ее следует применять только в тех случаях, когда устройство искусственного (в частности свайного) основания оказывается нецелесообразным по техническим или экономическим соображениям.

Плита должна быть запроектирована так, чтобы осадка под всем сооружением была равномерной; для этого центр тяжести плиты должен совпадать с равнодействующей веса здания. Плиты проектируются ребристыми с ребрами вверх (рис. 17, фиг. 5) или безбалочными (рис. 17, фиг. 6).

Выше (стр. 24) было указано, что при увеличении ширины фундамента сильно возрастает абсолютная величина осадки здания. Поэтому если, вследствие различных нагрузок или различной ширины частей здания, плиты под ними будут иметь различную ширину, то все такие части должны быть отрезаны одна от другой осадочными швами.

ГЛАВА ДЕВЯТАЯ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ
И ВЫБОР ТИПА ФУНДАМЕНТОВ

ДАнные для определения нагрузок. В гражданских сооружениях нагрузка, передающаяся на фундаменты, складывается из собственного веса здания (постоянная нагрузка) и из эксплуатационной нагрузки на перекрытиях (полезная нагрузка).

Подсчет нагрузок для определения размеров фундаментов многоэтажного здания требует довольно большой вычислительной работы. В табл. 8 и 9 приведены средние суммарные нагрузки на фундаменты многоэтажных зданий, упрощающие подсчет нагрузок.

Таблица 8

Суммарный вес стен

Высота этажей (в м)	Наружные стены			Внутренние стены			Примечания
	3,60	4,20	5,00	3,60	4,20	5,00	
Число этажей	вес кирпичных стен (в т/пог. м фундамента)						
2	11,00	11,70	13,50	7,10	7,80	8,80	1. В нагрузку включен вес стены с учетом проемов и каналов, штукатурки, карниза, стены подвала 2. При отсутствии подвала нагрузку уменьшать: для наружных стен на 5,60 т/пог. м. для внутренних стен на 3,00 т/пог. м 3. При наличии парапета или брандмауэра нагрузку увеличивать на 2,50 т/пог. м
3	13,30	14,50	18,20	9,40	10,50	12,10	
4	15,60	17,90	22,80	11,80	13,80	16,80	
5	18,50	21,30	27,50	14,70	17,30	20,90	
6	21,50	25,40	33,20	17,70	20,80	27,00	
7	25,00	29,70	39,00	20,70	25,10	33,10	
	вес стен деревянных зданий (в т/пог. м фундамента)						
1	1,45	1,55	—	0,90	1,00	—	4. В нагрузку включен вес стены с учетом проемов, штукатурки и кирпичного цоколя в 2 кирпича. Для наружных стен высота цоколя — 1,00 м, для внутренних стен — 0,40 м
2	2,00	2,30	—	1,50	1,65	—	
							5. Подвала в здании нет.

Таблица 9

Суммарный вес перекрытий, перегородок, полезной нагрузки, стропил, кровли, стен в тоннах на 1 м² грузовой площади

Число этажей	Число огнестойких перекрытий по нормам жилых зданий				Все перекрытия огнестойкие				Примечания
	Интенсивность полезной нагрузки в т/м ²								
	0,15	1,25	0,35	0,40	0,15	0,25	0,35	0,40	
2	1,65	0,85	2,05	2,15	1,85	2,05	2,25	2,35	1. В нагрузку включено перекрытие над подвалом 2. При отсутствии подвала нагрузки уменьшить на величину, указанную в нижней строке
3	2,15	2,40	2,65	2,85	2,50	2,75	3,05	3,20	
4	2,55	2,90	3,25	3,40	3,05	3,40	3,70	3,90	
5	3,10	3,50	3,85	4,05	3,60	4,00	4,40	4,55	
6	3,50	3,95	4,35	4,55	4,15	4,60	5,00	5,20	
7	4,05	4,55	5,00	5,25	4,70	5,20	5,65	5,90	
Подвал	0,50	0,60	0,70	0,75	0,50	0,60	0,70	0,75	

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ. Размеры фундаментов должны быть таковы, чтобы разность осадок фундаментов под различными частями сооружения была допустимой для конструкций проектируемого здания. Практически это достигается, если под подошвой фундаментов среднее давление σ_{2p} (т. е. определенное в предположении распределения давления под подошвой по прямолинейному закону) будет меньше допускаемого $[\sigma_{2p}]$. Если равнодействующая приложена центрально,

$$\sigma = \frac{P}{F} < [\sigma_{2p}], \quad (12)$$

где P — полная (постоянная и временная) нагрузка, передаваемая на грунт, включая вес фундамента, F — площадь подошвы фундамента.

По этой формуле, если известно допускаемое давление на грунт, элементарным подбором легко определяются размеры подошвы фундамента.

Если равнодействующая нагрузок приложена с эксцентриситетом e относительно оси подошвы фундамента, то, как указывалось выше, необходимо проверить, чтобы краевое давление на грунт, определенное в предположении прямолинейного распределения давления под фундаментом, превышало допускаемое давление не больше, чем на 25% (рис. 11).

Как известно, это краевое давление может быть определено по формулам:

$$1) \text{ при: } e < \frac{b}{6}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{6e}{b} \right); \quad (13)$$

$$2) \text{ при } e > \frac{b}{6} \text{ (т. е. когда часть подошвы отстает от грунта) (рис. 11, фиг. 8):}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{b}{\frac{b}{2} - e} \right]. \quad (14)$$

Непосредственное определение размеров фундаментов по этим формулам затруднительно. Поэтому по ним определяют размеры, пользуясь вспомогательными таблицами и графиками¹.

¹ См. «Справочник проектировщика Промстройпроекта», т. IV, изд. ОНТИ, 1935 г.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ. Проследим порядок расчета фундамента на конкретном примере 4-этажного здания с внутренними кирпичными столбами (рис. 18, фиг. 1), приняв допускаемое давление на грунт $\sigma_{гр} = 2,5$ кг/см².

Пример 1. Определение размера фундамента под столбом. Полагаем, что все перекрытия деревянные, полезная нагрузка 0,25 т/м².

На столб передается нагрузка от перекрытий, перегородок и т.д. с площади $\Omega_2 = 5,25 \text{ м} \times 5,25 \text{ м} = 27,5 \text{ м}^2$, а также собственный вес столба и фундамента. Суммарную нагрузку на столб определим по табл. 9.

Вес фундамента ¹	0,65 (1,90 × 1,90 × 1,50 × 2,20)	= 7,8 т
» перекрытий (табл. 9)	27,5 (12,90 — 0,60)	= 63,2 »
» столба в 4 этажах ²	4,0 × 4,0	= 16,0 »
		Итого . . . 87,0 т

Подошву фундамента принимаем 1,90 × 1,90 м;

$$\sigma_{гр} = \frac{87,0}{10 \times 1,90 \times 1,90} = 2,41 \text{ кг/см}^2 < 2,5 \text{ кг/см}^2$$

(10 в знаменателе — для перевода размерности давления из т/м² в кг/см²). Так как столбы кирпичные, фундамент проектируем без подколонника. По табл. 6 при подошве фундамента 190 см (150 < a < 200) фундамент должен быть запроектирован трехступенчатым.

Вылет каждого уступа (с) принимаем в 25 см, высоту уступа — в 25 см × 2 = 50 см.

Полная высота фундамента будет 3 × 50 см = 150 см.

Пример 2. Определение размера фундамента под стеной. Для подсчета нагрузок на фундамент под стеной того же здания определяют среднюю нагрузку на отрезок фундамента, имеющий вдоль стены длину 1,0 м (рис. 18, фиг. 1, план; площадь Ω_1).

По табл. 8 и 9 можно определить, что полная нагрузка (р) от стен, перекрытий, фундаментов и т. д. на отрезок фундамента длиной 1,0 м равна³ 23,0 т/пог. м, ширину подошвы фундамента принимаем в 95 см.

$$\sigma_{гр} = \frac{23,0}{10 \times 1,0 \times 0,95} = 2,42 \text{ кг/см}^2 < 2,50 \text{ кг/см}^2$$

Глубину фундамента принимаем из условий промерзания в 1,80 м. Толщину фундамента под стеной назначаем 0,70 м, высоту нижней подушки — минимальной (0,35 м).

Пример 3. Определение размеров столбовых фундаментов под стеной. Принципиально порядок определения нагрузок и размеров при этом не изменится.

Для примера определим размеры столбовых фундаментов под наружной стеной 2-этажного деревянного дома, имеющего в плане те же размеры, что рассмотренное выше здание. Высота этажа 3,60 м. Полезная нагрузка на перекрытия 0,15 т/м².

По табл. 8 и 9 получим, что нагрузка на 1 пог. м стены от цоколя, стен, перекрытий и т. д. составит 5,70 т/пог. м (без веса фундаментов).

¹ 0,65 — приближенный коэффициент, учитывающий уменьшение объема фундамента вследствие наличия уступов; 2,20 — объемный вес бута.

² Средний вес столба в одном этаже принят 4,0 т.

³ Предоставляем читателю самому произвести необходимые вычисления.

Располагая столбы под каждым простенком, т. е. через 2,625 м, получим полную нагрузку на столб:

от стены	$(2,62 \times 5,70)$	$= 15,0$ т
собственный вес фундамента	$(0,70 \times 0,70 \times 1,80 \times 2,20)$	$= 2,0$ »
		<u>Итого . . . 17,0 т</u>

Столб проектируем $0,70 \times 0,70$ м, глубиной 1,80 м по условиям промерзания. Нижнюю подушку делаем $0,85 \times 0,85$ м, высотой 0,35 м.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ. В гражданском строительстве обычно на фундаменты действуют изгибающие моменты только от постоянной нагрузки, что позволяет большей частью получить равномерное давление под фундаментом, сместив ось фундамента относительно оси стен или столба на величину эксцентриситета действующих сил. Расчет таких фундаментов сводится к определению эксцентриситета; поскольку под фундаментом с осью, смещаемой на величину эксцентриситета, давление будет равномерным, то размеры его определяются, как в предыдущих примерах.

Пример 4. Определение размеров фундамента под внецентренно нагруженным столбом. На рис. 18, фиг. 2 изображен столб, несущий центрально приложенную нагрузку от стен 3—4 этажей, и висящий на консолях эркер, дающий значительный эксцентриситет.

Так как фундамент в грунте заземлен не жестко, то в подобных случаях полагают, что на фундамент передается $\frac{1}{3} M$ — момента, действующего в плоскости перекрытия над 1-м этажом.

В нашем случае на фундамент передается момент: $M = \frac{1}{3} (0,90 \times 35) = 10,50$ т, а эксцентриситет приложения всех сил будет $e = \frac{10,5}{35 + 60 + 11} = 0,10$. На эту величину смещается ось фундамента. Полная нагрузка на фундамент, включая его вес, будет: $P = 35 + 60 + 11 + 10 = 116$ т. При $2,5 \text{ кг/см}^2 = 25 \text{ т/м}^2$ проектируем квадратный фундамент размером $2,15 \times 2,15$ м.

$$\sigma_{гр} = \frac{116,0}{2,15 \times 2,15} = 25,0 \text{ т/м}^2.$$

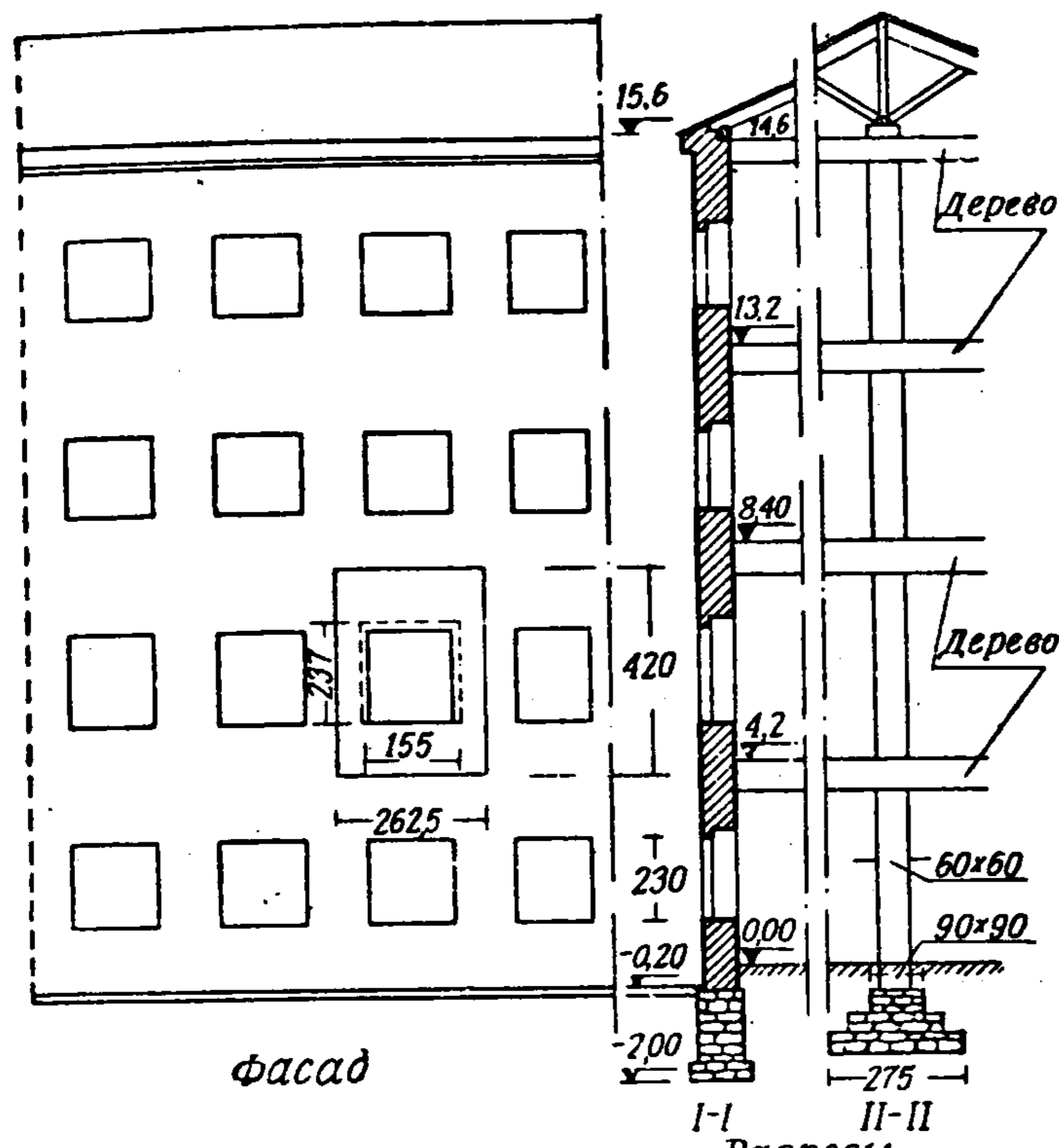
По табл. 6 выбираем бетонный двухступенчатый фундамент с подколонником общей высотой 1,30 м (рис. 18, фиг. 2).

Пример 5. Фундамент, нагруженный горизонтальным давлением грунта и воды. При обычных высотах подвала (3,5—4,0 м) и при наличии железобетонного перекрытия над ним горизонтальное давление грунта создает обычно в фундаменте эксцентриситет менее 5 см и потому практически не оказывает влияния на определение размеров фундаментов. Только в исключительных случаях, при большой высоте подвала, высоком уровне грунтовых вод и слабых песках, дающих большое давление на вертикальную стенку, может потребоваться несимметричное относительно стены расположение фундамента.

Такой исключительный случай приведен на рис. 18, фиг. 3, где при высоте подвала 5,0 м, при значительной полезной нагрузке на поверхности земли (до $1,5 \text{ т/м}^2$) и весьма высоком уровне грунтовых вод (0,5 м ниже поверхности земли), оказалось необходимым сбить ось подушки на 15 см.

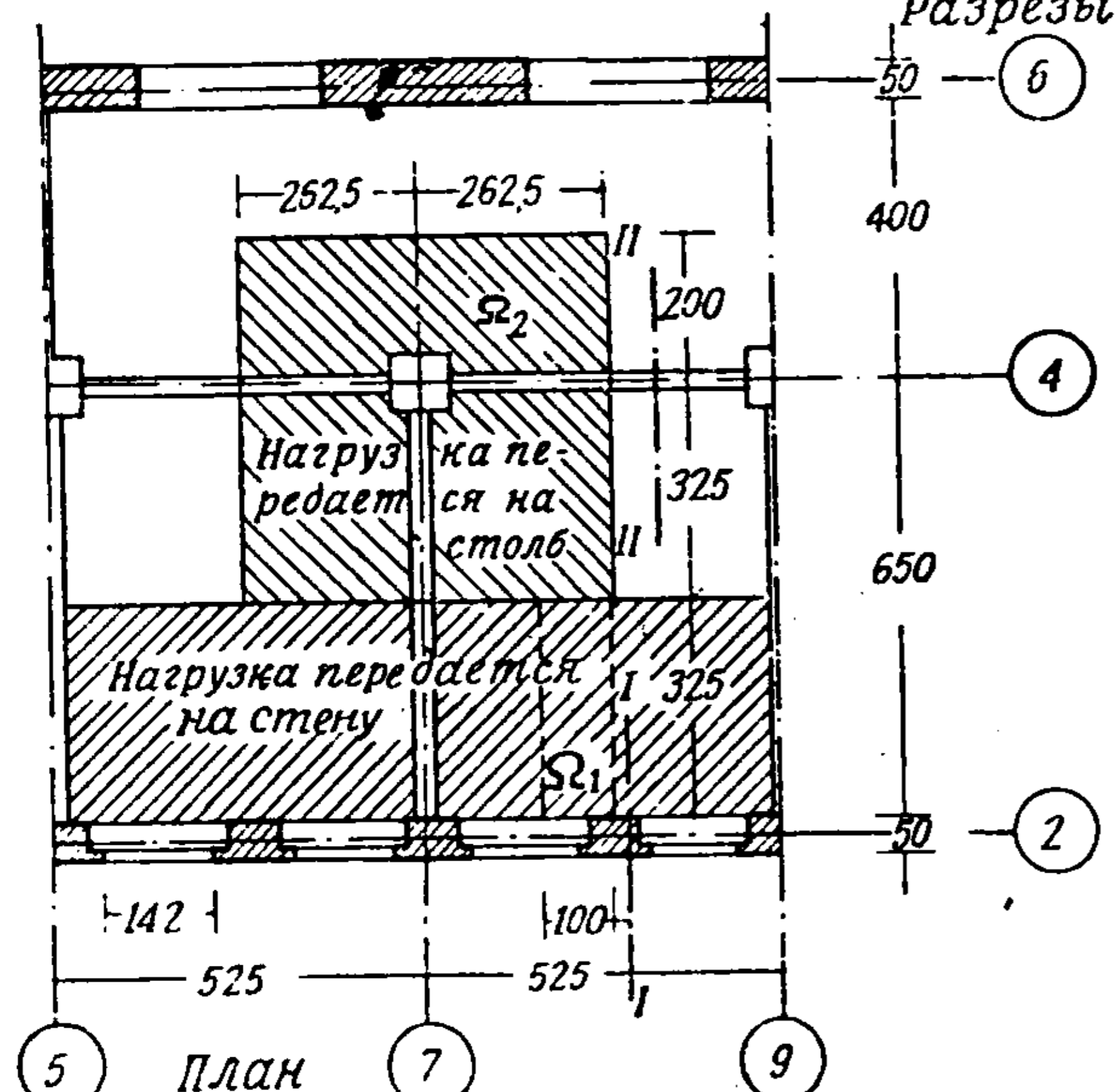
Расчетом можно показать, что эта величина равна эксцентриситету равнодействующей от момента, действующего на фундамент на уровне пола подвала.

ВЫБОР ТИПА ФУНДАМЕНТА. При рассмотрении вопроса о выборе основания указывалось, что в тех случаях, когда на небольшой глубине (1,5—4,5 м) залегает материк с достаточной несущей способностью для проектируемого здания (стр. 38), а уровень грунтовых вод лишь незначительно возвышается над проектируемой



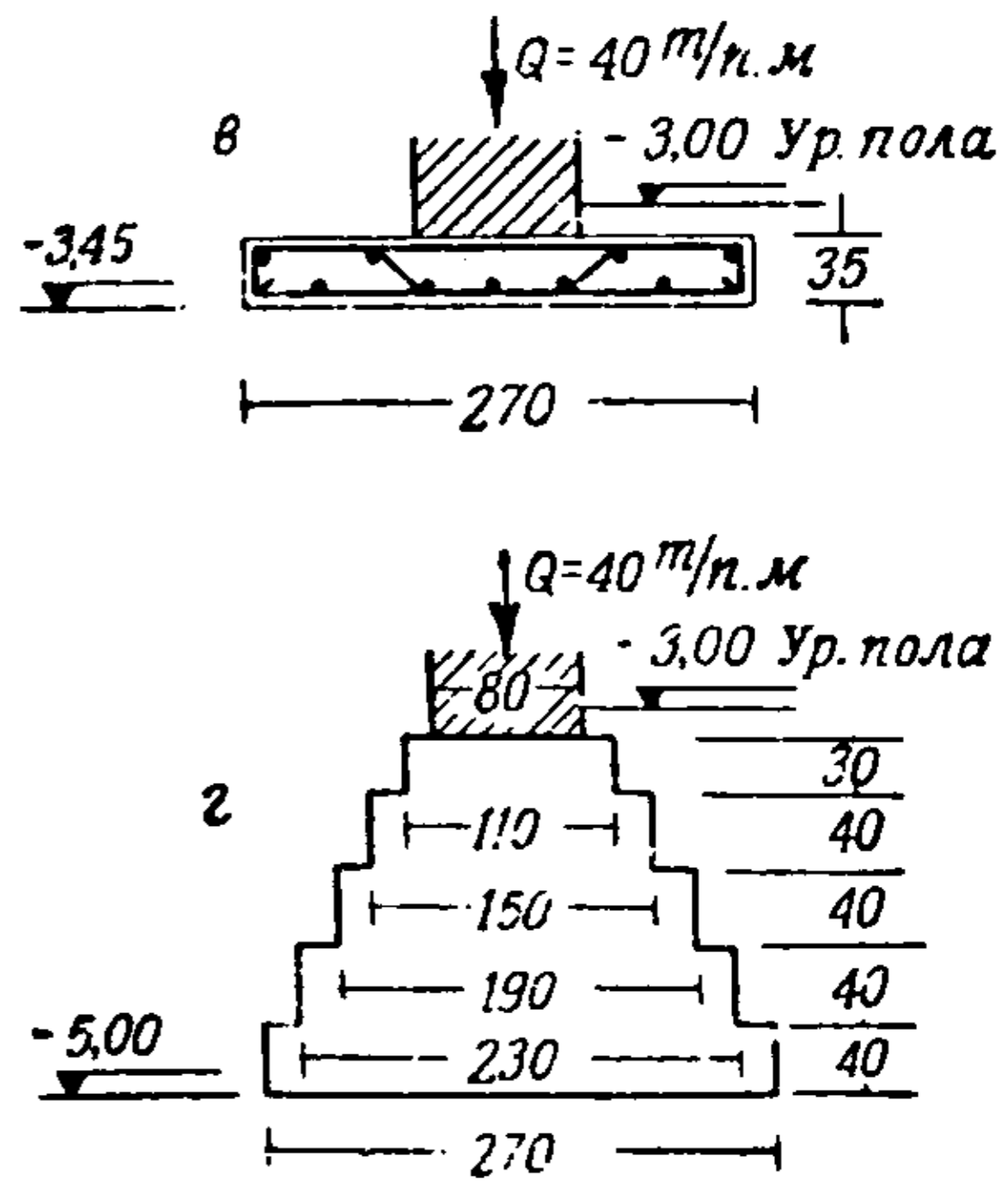
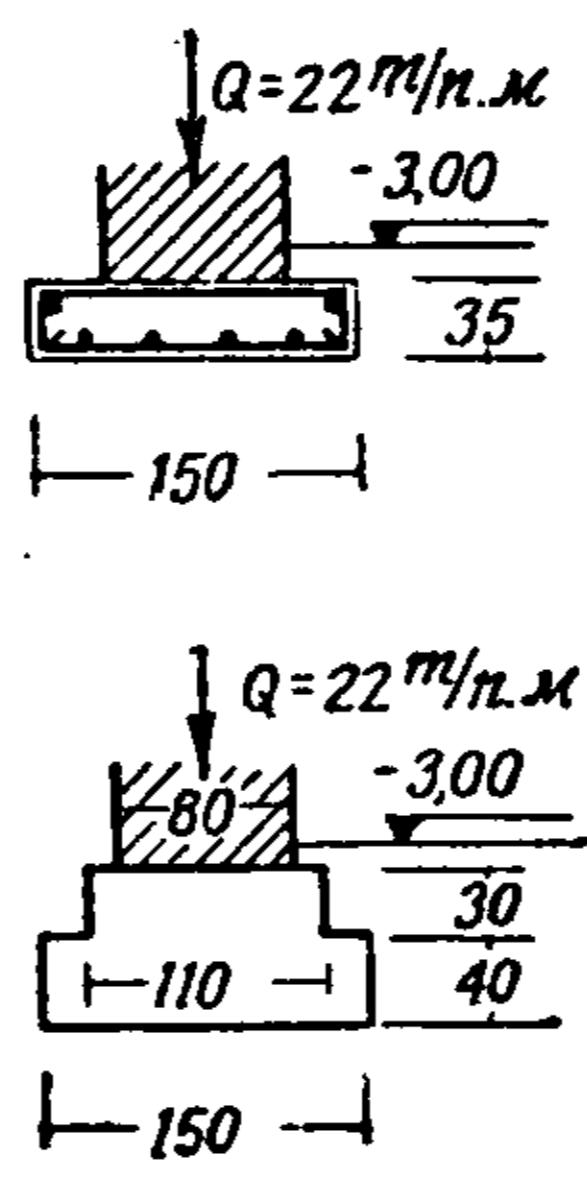
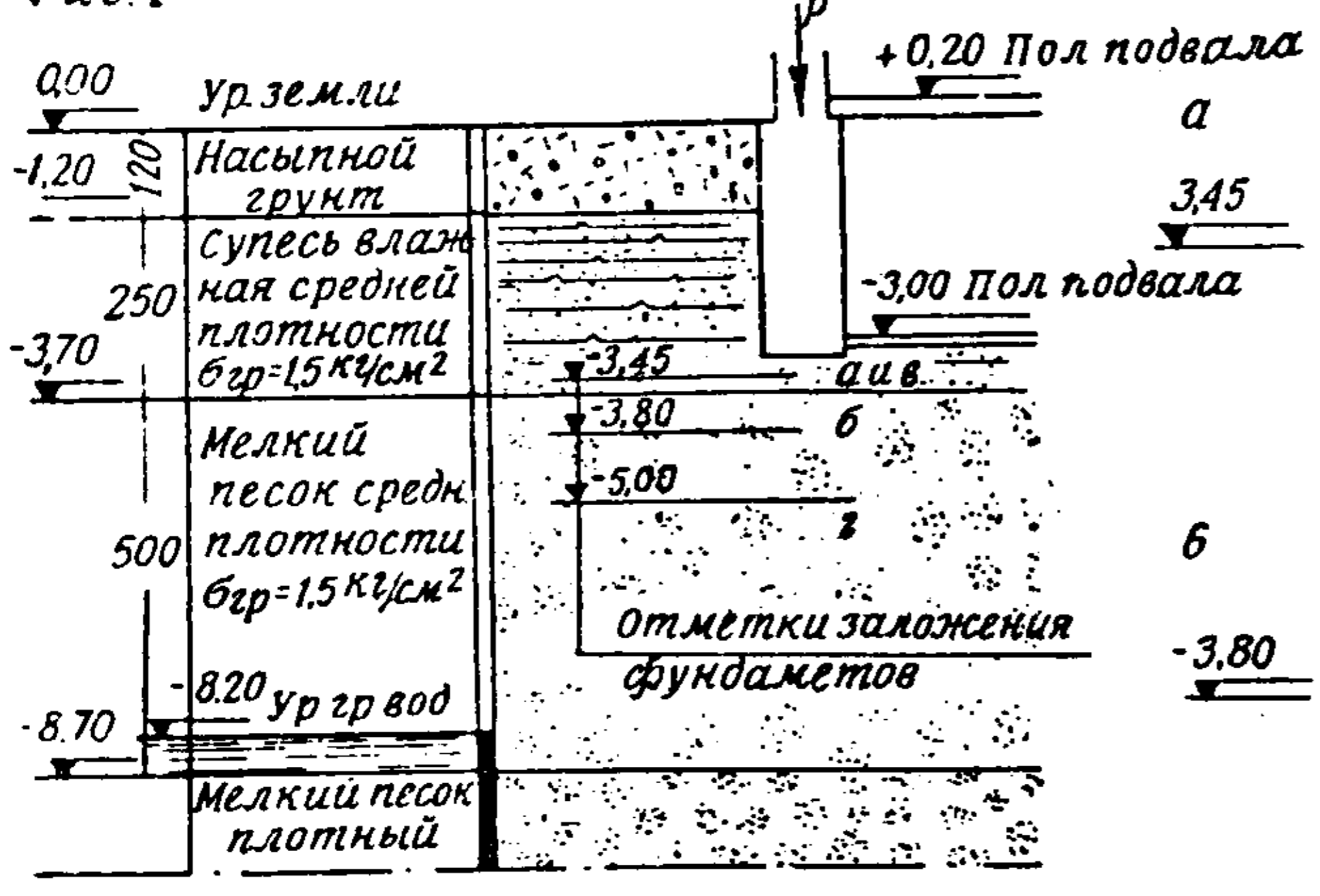
Фасад

Разрезы I-I II-II

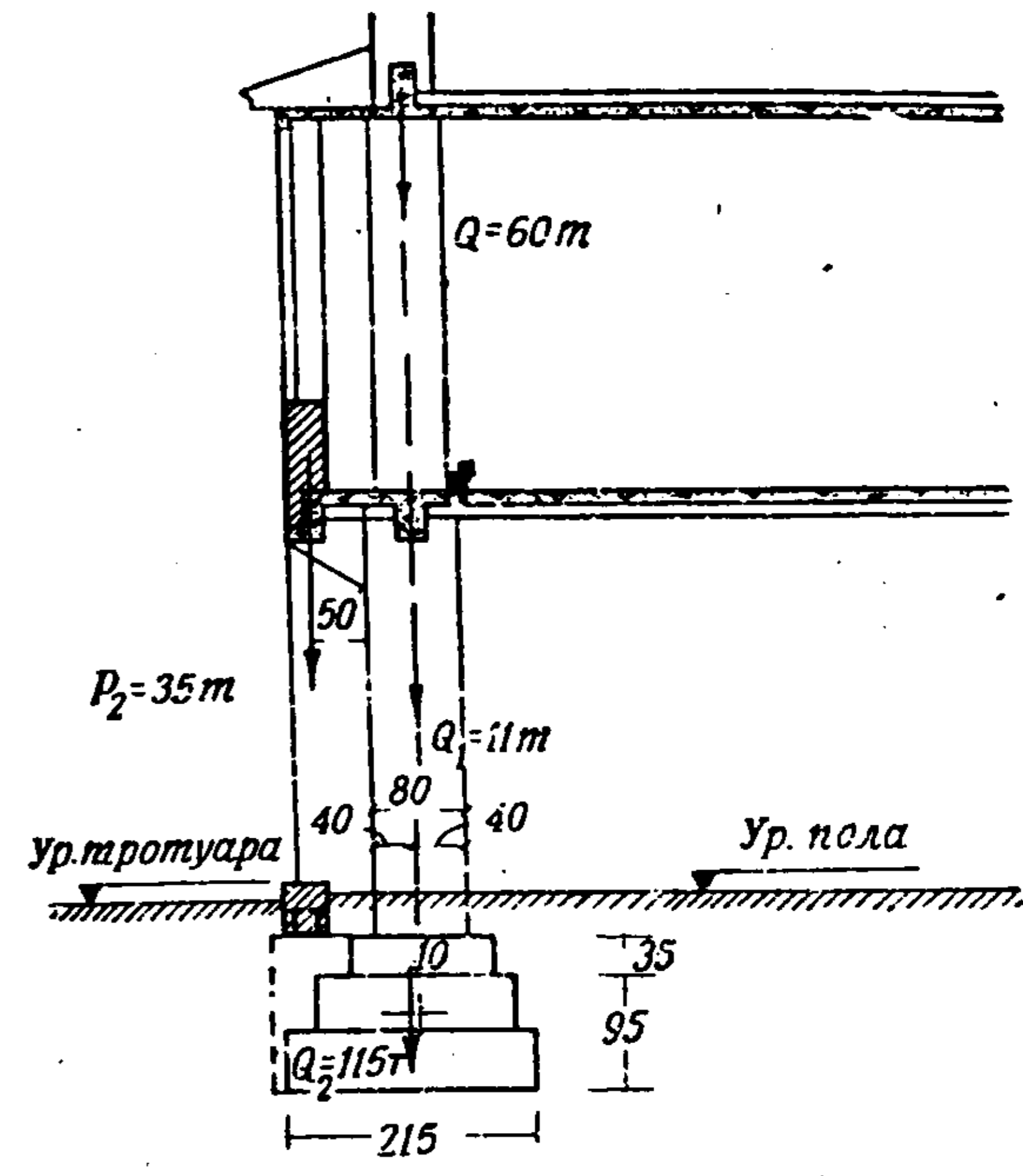


План

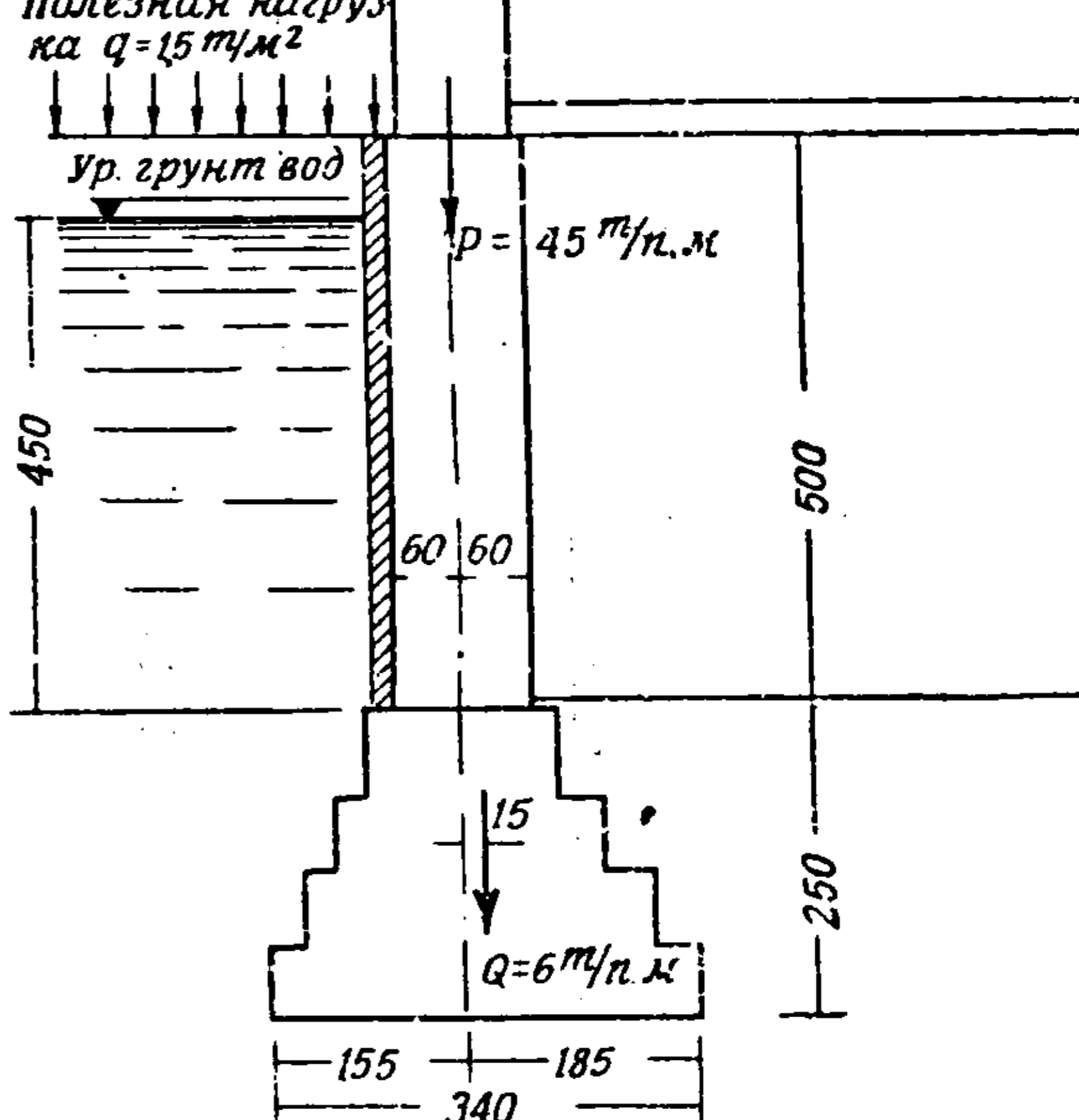
Фиг. 1



Фиг. 4 Сравнение железобетонных подушек с бутовыми



Фиг. 2 Не симметр. фундамент под столбом



Фиг. 3 Не симметричн. фундамент под стену

Рис. 18. Определение размеров и выбор типа фундаментов

подошвой фундамента или имеется только верховодка (стр. 9), то наиболее экономичным и целесообразным является фундамент на естественном основании.

Выбор материалов для такого фундамента производится в зависимости от наличия и стоимости местных материалов, транспортных условий, объема и сроков строительства.

Для примера в табл. 10 дана стоимость кладки и транспорта основных материалов по так называемым *базисным ценам*, которые учитывают средние условия для московских строек (составлена по «Справочнику укрупненных сметных норм» 1937 г.).

Таблица 10

Наименование кладки	Измеритель (в м ³)	Стоимость (в руб.)	В том числе транспорт основных материалов	Затрата рабсилы (в человеко-днях)	Затрата цемента (в т)	Примечания
Обыкновенная бутовая кладка.	1	85—95	40—45	1,2—1,4	0,06—0,11	
Тщательная бутовая кладка .	1	—	—	1,8—2,0	—	
Кирпичная кладка	1	75—80	24—30	1,5—1,6	0,04—0,06	
Бетон с бутовым щебнем или гравием	1	110—120	50—55	0,9—1,1	0,22—0,25	
Бетон с кирпичным щебнем.	1	85—105	20—25	0,9—1,1	0,22—0,25	
Железобетон.	1	130—135	50—55	1,1—1,5	0,25—0,30	
Земляные работы, рытье котлована	1	0,5—1,0	—	—	—	С отвозкой автотранспортом
Засыпка с утрамбовкой.	1	0,25—0,5	—	—	—	

При пользовании данными табл. 10 надо иметь в виду, что вследствие большого удельного веса в общей стоимости расходов на транспорт массовых материалов (бут, щебень, гравий, песок, кирпич)¹ фактическое соотношение стоимости фундамента из различных материалов может коренным образом изменяться в зависимости от расстояния их подвозки. Данные табл. 10 можно использовать также для сравнительных подсчетов и в этих случаях, если определить стоимость транспорта перечисленных пяти материалов для данной площадки.

Например, предположим, что для площадки, вблизи которой имеются карьеры гравия и песка, но на которую бут должен доставляться издалека, стоимость перевозки гравия и песка для 1 м³ бетона будет 25 руб. (на 30 руб. дешевле, чем в таблице), а стоимость подвозки бута и песка для 1 м³ бутовой кладки определена в 55 руб. (т. е. на 10—15 руб. дороже, чем в таблице). Произведя соответствующие подсчеты, получим, что стоимость 1 м³ бетона для данной стройки будет 80—95 руб., а бута 100—110 руб. Поэтому бетонные фундаменты в данном случае будут экономичнее, тем более что они будут иметь и несколько меньшую кубатуру.

Следует обратить внимание на сравнительно высокую трудоемкость бутовых и кирпичных фундаментов и на большой расход цемента для бетонных фундаментов.

¹ В четвертой графе табл. 10 дана стоимость транспорта этих пяти материалов.

Однако выбор экономичного типа фундамента отнюдь не заканчивается выявлением сравнительной стоимости различных материалов. Сравнительная стоимость даже простых фундаментов различной конструкции меняется довольно значительно в зависимости от гидрогеологических условий и от величины нагрузки на фундамент.

Рассмотрим несколько конкретных примеров.

1. При увеличении необходимой площади основания высота и объем бутовых фундаментов возрастают сильнее, чем железобетонных и даже бетонных. При слабых грунтах и больших нагрузках разница в кубатуре между бутовыми и железобетонными фундаментами может оказаться столь большой, что последние будут не только дешевле, но и потребуют меньше цемента.

Например, если основанием должен служить песок пылеватый, средней плотности с $[\sigma_{зр}] = 1,5 \text{ кг/см}^2$, то возможны следующие варианты.

Таблица 11

Сравнение вариантов бутовых и железобетонных фундаментов (рис. 18, фиг. 4)

Величина нагрузки на 1 пог. м (в т)	Тип фундамента	Объем бута (в м³)	Объем железобетона (в м³)	Объем земляных работ (в м³)	Общая стоимость (в руб.)	Колич. цемента (в т)
22	Бутовый	0,93	—	1,05	79	0,07
	Железобет.	—	0,52	0,52	70	0,16
40	Бутовый	3,70	—	5,0	320	0,30
	Железобет.	—	0,94	1,0	130	0,27

Очевидно, что в первом случае вследствие экономии цемента при почти одинаковой стоимости более целесообразен бутовый фундамент, а во втором — железобетонный.

2. При наличии на некоторой глубине грунта, значительно более прочного, чем верхние грунты, может оказаться целесообразным опустить подошву фундамента до него, несмотря на то, что и верхние грунты могли бы служить основанием. Например, если слой влажной, плотной супеси с $[\sigma_{зр}] = 2 \text{ кг/см}^2$ (табл. 3) на глубине 3,0 м подстилается слоем мелкого, плотного, влажного песка, для которого с учетом заглубления¹

$$[\sigma_{зр}] = 2,5 + \frac{2,5 \times 1,5}{10} \times 3,0 = 3,60 \text{ кг/м}^2, \quad (15)$$

то возможны следующие варианты.

Таблица 12

Сравнение объемов фундаментов на различных грунтах (рис. 19, фиг. 1)

Величина нагрузки на 1 пог. м (в т)	Тип фундамента	Объем бута (в м³)
40	Подошва в супеси (ширина 2,0 м)	1,90
	Подошва в песке (ширина 1,15 м)	3,10
58	Подошва в супеси (ширина 3,0 м)	5,50
	Подошва в песке (ширина 1,65 м)	3,30

¹ См. стр. 28, формулу (7).

Очевидно, что в первом случае следует основаться на супеси, а во втором — на более глубоком слое песка.

3. Если грунт, который может служить основанием, расположен глубоко, то при отсутствии грунтовых вод может оказаться целесообразным опустить подошву до прочного грунта, запроектировав столбовые фундаменты.

Например, если мелкий сухой песок средней плотности, для которого с учетом дополнительного заглубления¹

$$[\sigma_{2p}] = 3,0 + \frac{2,5 \times 1,5}{10} \times 6,0 = 4,25 \text{ кг/см}^2, \quad (16)$$

расположен ниже пола подвала на 6,0 м, а выше находятся иловатые и насыпные слабые грунты, то возможны следующие варианты.

Таблица 13

Сравнение стоимости ленточных и столбовых фундаментов
(рис. 19, фиг. 2)

(Объемы и стоимость подсчитаны на 4,0 пог. м фундамента)

Нагрузка на 1 пог. м (в т)	Тип фундамента	Объем бута (в м ³)	Объем железобет. рандбалок (в м ³)	Объем земляных работ (в м ³)	Общая стоимость (в руб.)
30,0	Ленточный	22,30	—	37,4	2040
	Столбовой	9,50	1,30	34,4	1055
60,0	Ленточный	23,20	—	51,0	2130
	Столбовой	19,10	1,30	57,0	2050

В первом случае преимущество столбовых фундаментов бесспорно; во втором случае они лишь незначительно дешевле и, если учесть усложнение работ, вряд ли окажутся экономичными.

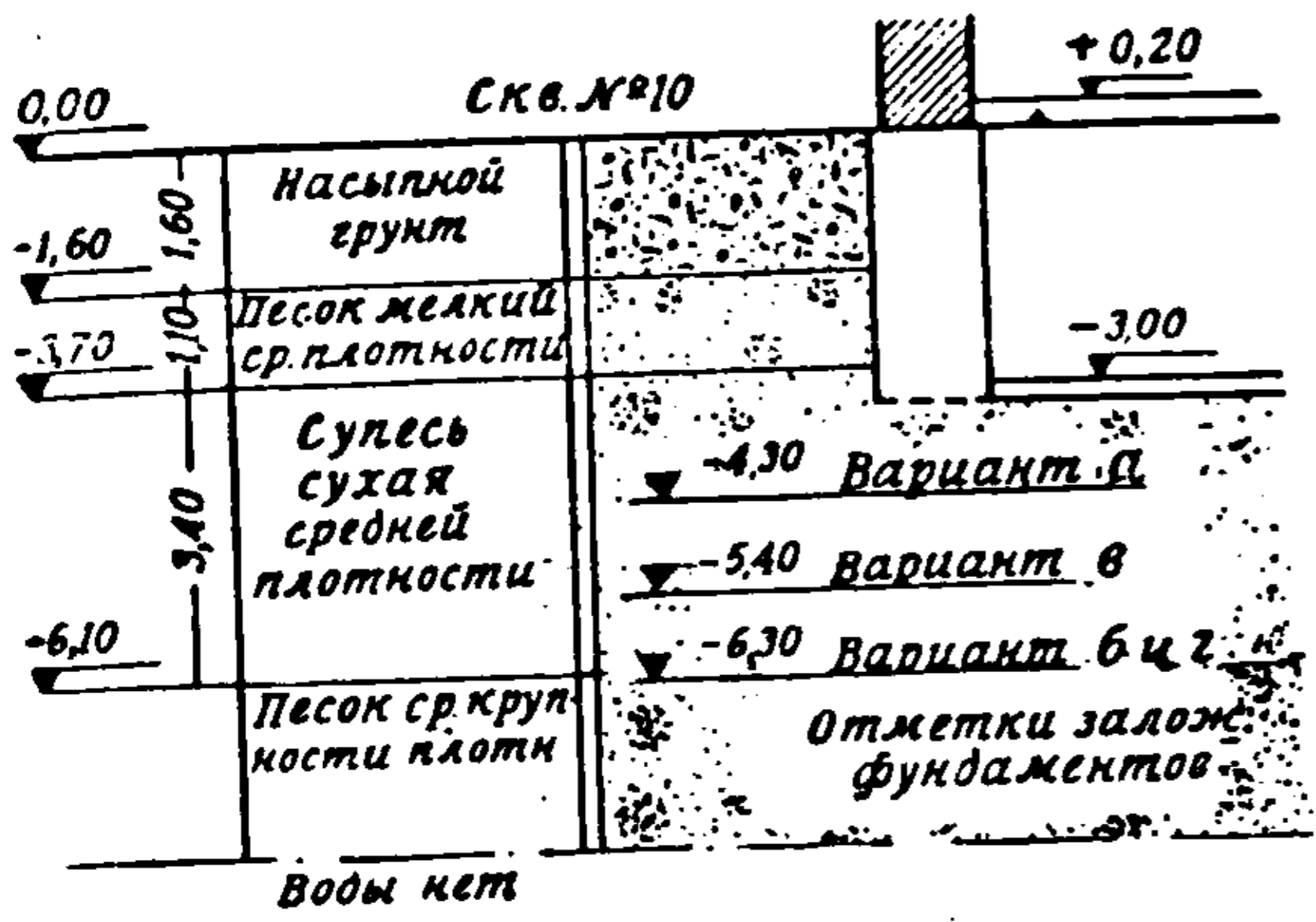
Интересно отметить, что в обоих случаях столбовые фундаменты можно было бы проектировать из бетона, но при нагрузке 30 т/пог. м они вряд ли оказались бы дешевле бутовых; при нагрузке 60 т/пог. м экономичность бетонных фундаментов очевидна вследствие возможности существенного уменьшения сечения столбов. Предоставляем читателю самому произвести подсчеты и убедиться в справедливости сказанного².

4. Когда прочный грунт на сравнительно небольшой глубине подстилается более слабым грунтом, то под подошвой фундамента должен быть оставлен слой грунта достаточной мощности, чтобы давление в подстилающем грунте не превышало допускаемого для него (стр. 30, формула 8). При таком напластовании часто оказываются выгоднее фундаменты с ограниченной высотой, например железобетонные подушки или ленточные фундаменты, так как только при таких фундаментах удастся полностью использовать несущую способность верхнего грунта.

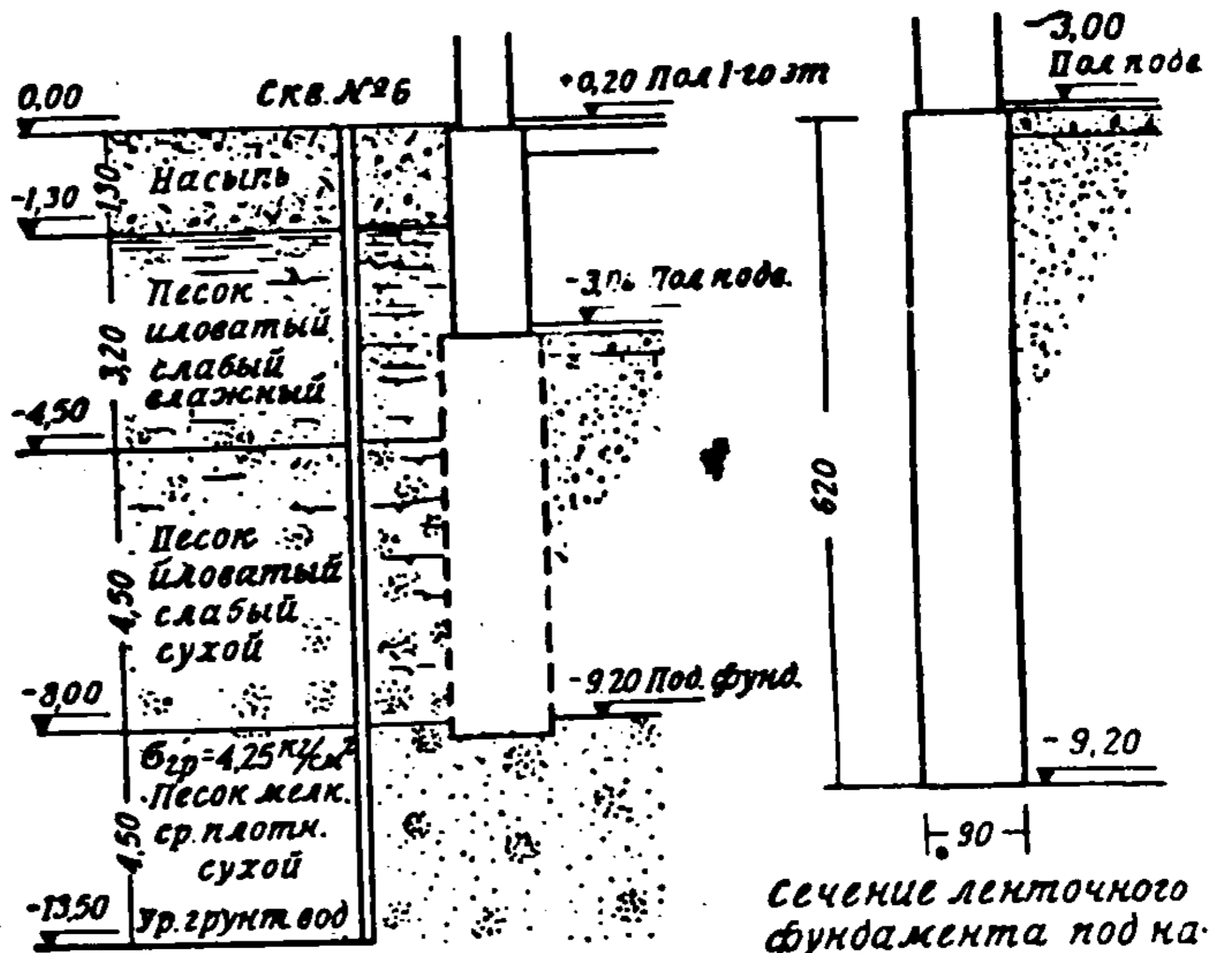
В табл. 14 приведены различные варианты устройства фундаментов под каркас с железобетонными стойками, расположенными на расстоянии 5,0 м одна от другой. Фундаменты должны быть основаны на мелком, плотном, влажном песке ($[\sigma_{2p}] = 2,5 \text{ кг/см}^2$), который на глубине 3,0 м подстилается суглинком, находящимся в пластичном состоянии ($\sigma_{2p} = 1,0 \text{ кг/см}^2$).

¹ См. стр. 29, табл. 3 и стр. 28, формулу (7).

² Ср. табл. 5 и стр. 46 — допускаемые давления на бетон.

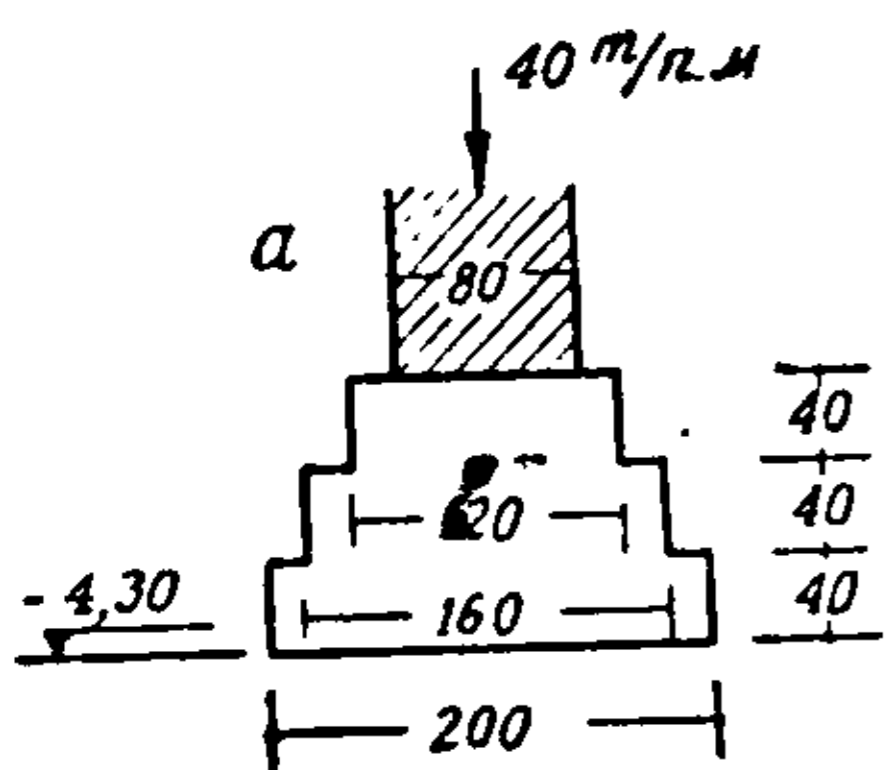


Геологический профиль

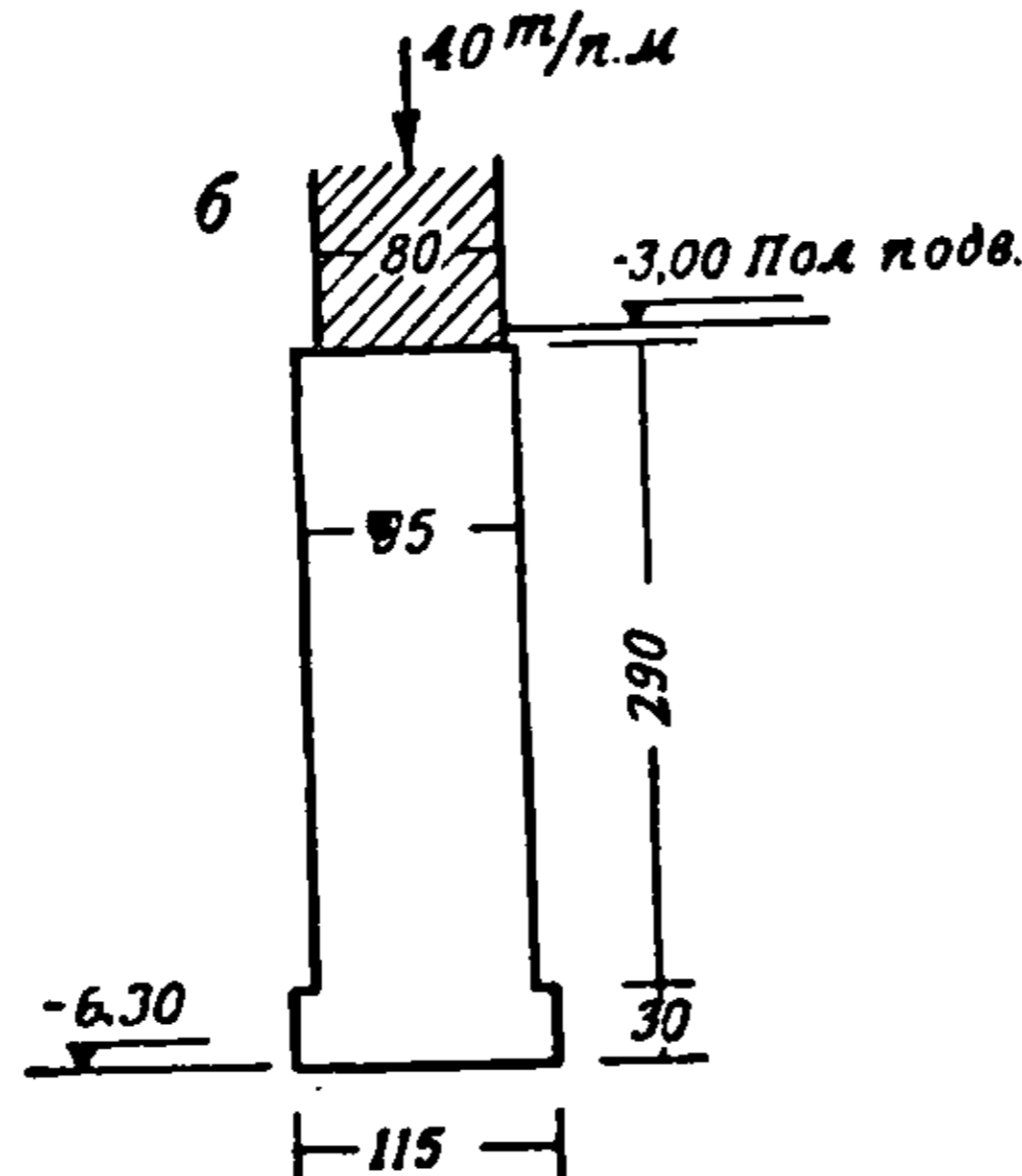


Геологический профиль

Сечение ленточного фундамента под нагрузку 30 т/п.м

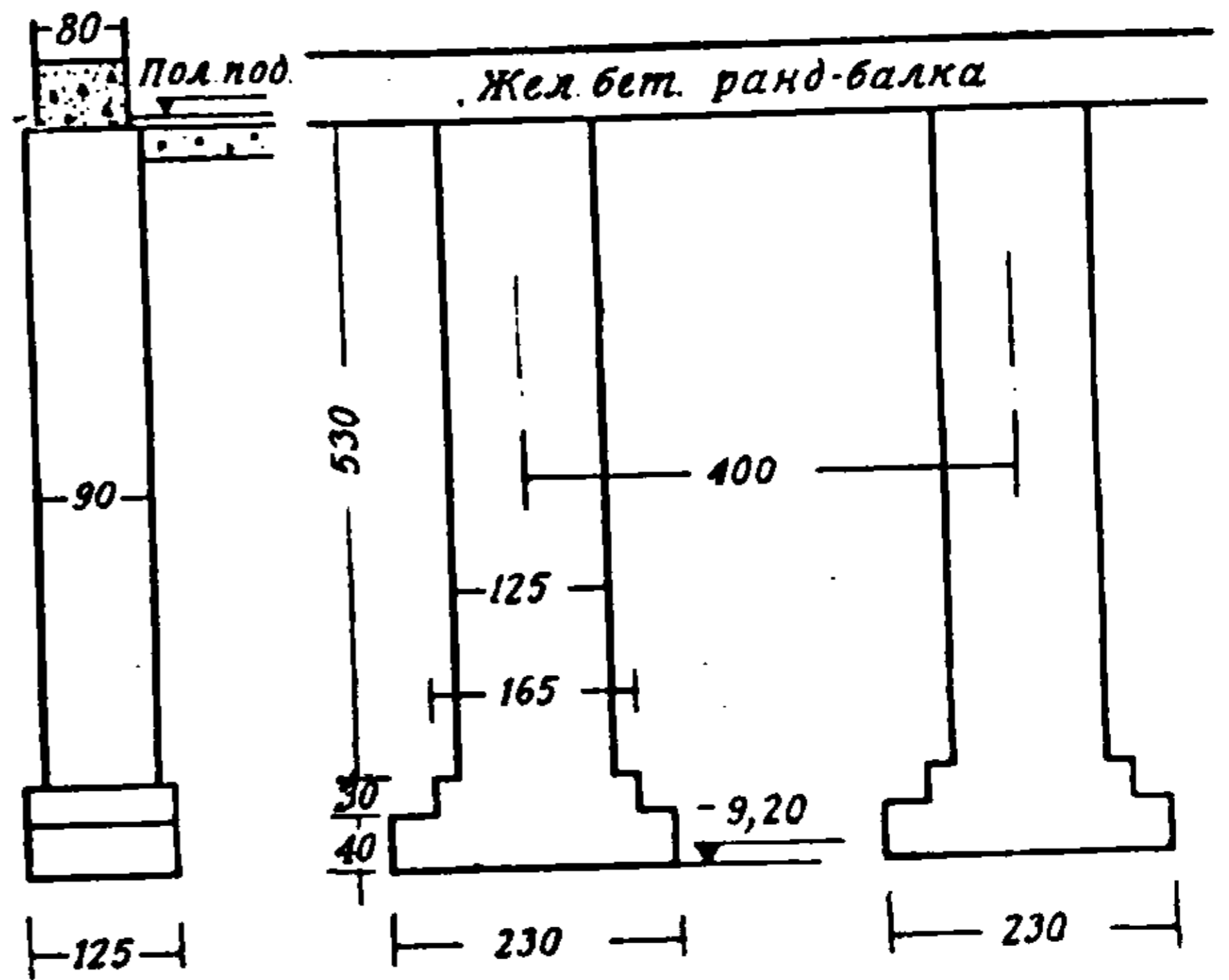


Подощва на супеси

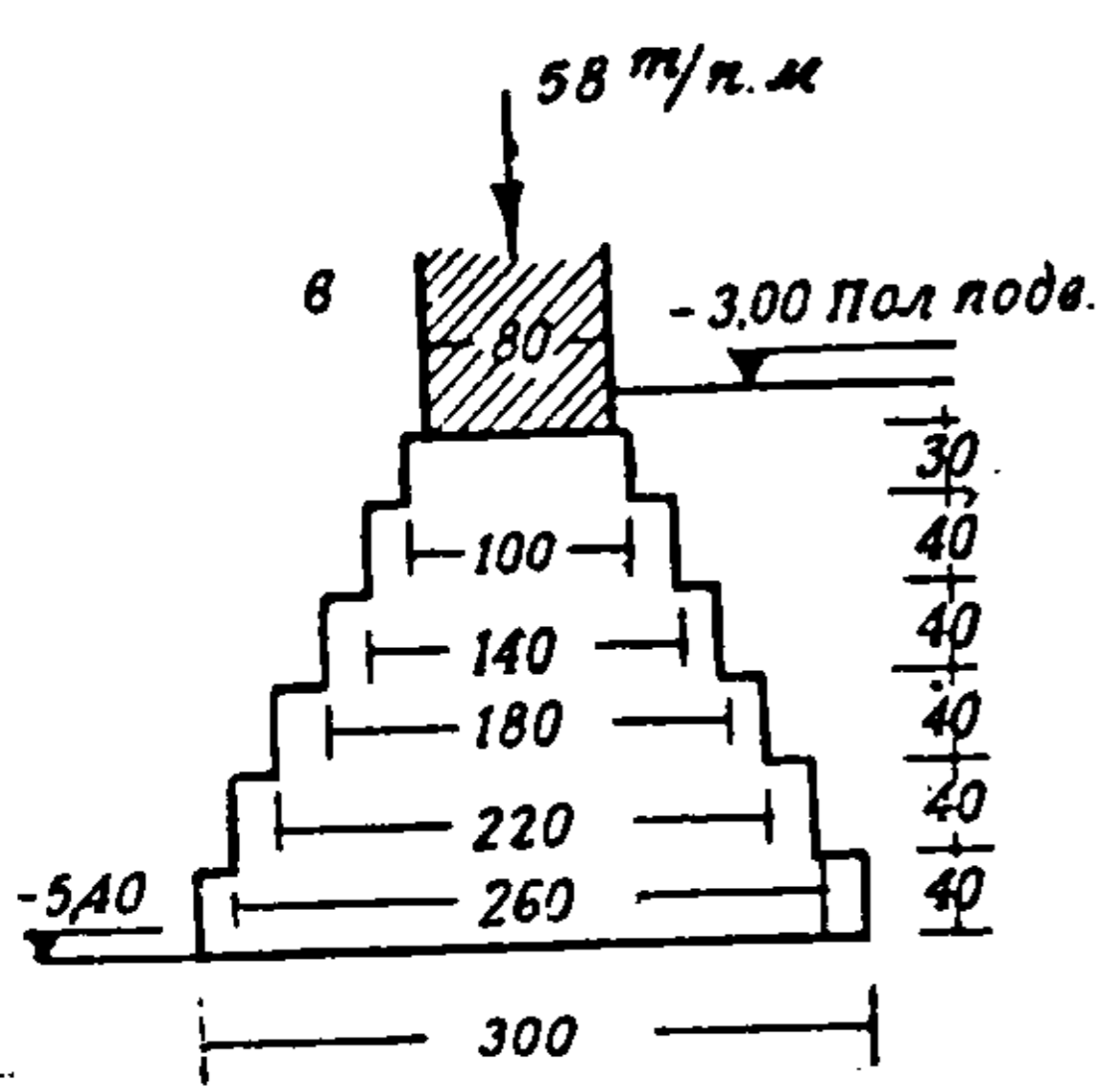


Подощва на песке

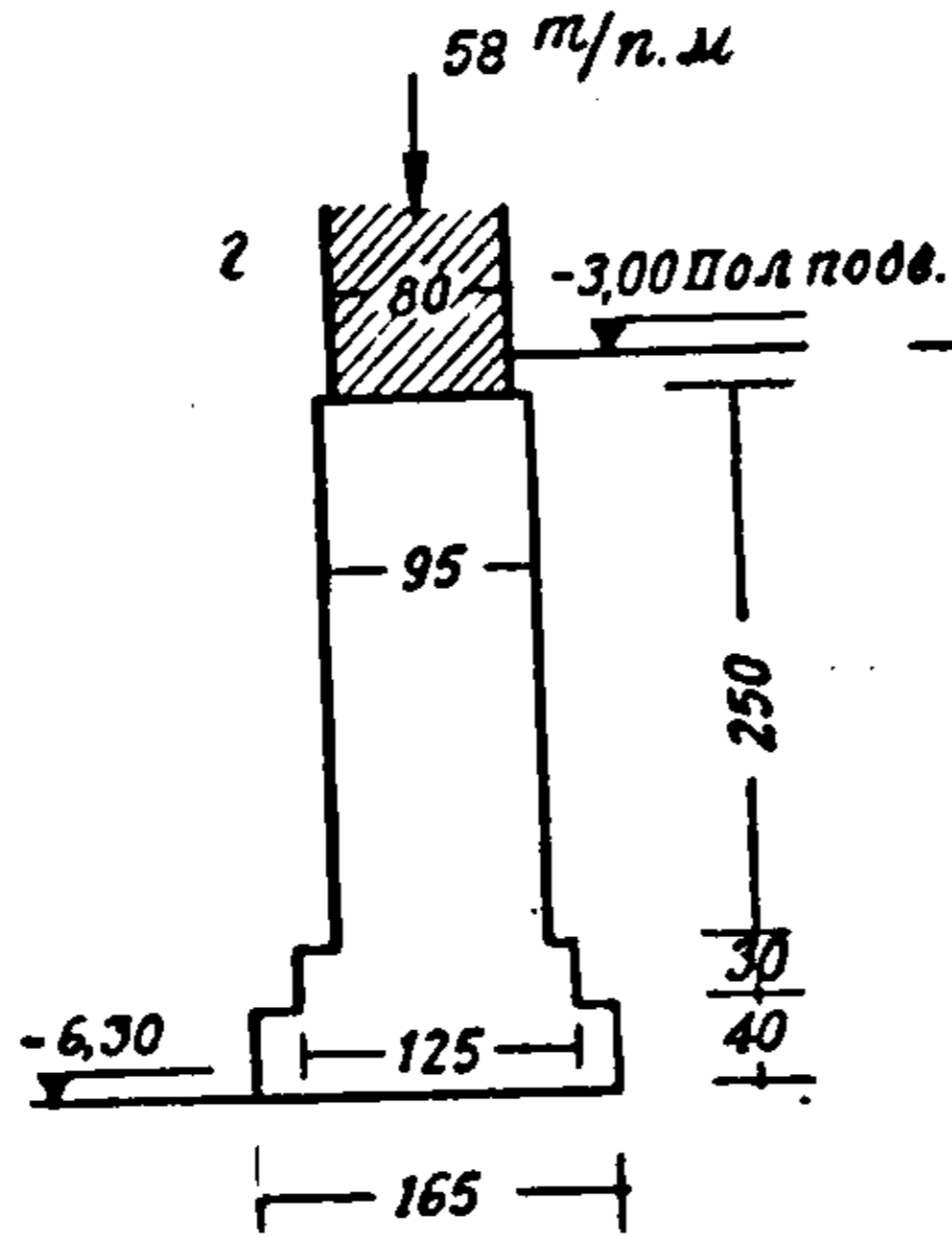
Фундаменты под нагрузку 40 т/п.м



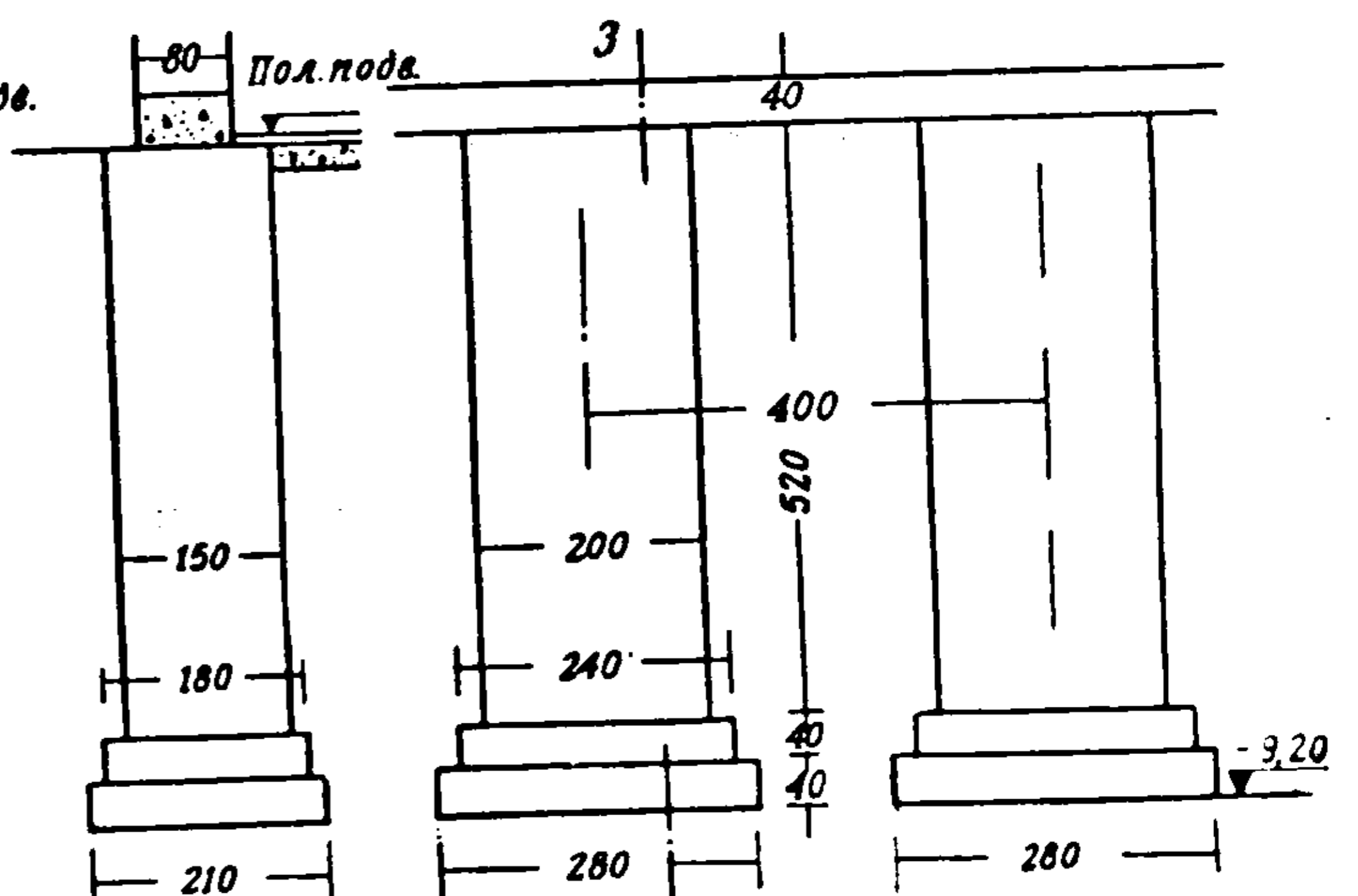
Столбовой фундамент под нагрузку 30 т/п.м



Подощва на супеси



Подушка на песке



Сечение 3-3 столбовой фундамента под нагрузку 60 т/п.м

Фиг. 1 Заложение фундамента на грунтах различной прочности

Фиг. 2 Сравнение столбовых и ленточных фундаментов

Рис. 19. Выбор типа фундамента

Таблица 14

Варианты устройства фундаментов под колоннами каркаса в зависимости от нагрузки на них (колонны расставлены через 5,0 м)

№№ п.п.	Характеристика и размеры фундаментов	Размерность	Нагрузка P на колонны и на сечение				
			80,0 (45×45 см)	130,0 (50×50 см)			
1	Размеры подошвы $a \times b = F$	м ²	1,80×1,80=3,24	2,30×2,30=5,29	3,40×3,40=11,6	2,30×2,30=5,29	
2	Давление на грунт $\sigma_{гр} = \frac{P}{F \times 10}$	кг/см ²	$\frac{80}{10 \times 3,24} = 2,46$	$\frac{130}{10 \times 5,29} = 2,47$	$\frac{130}{10 \times 11,6} = 1,12$	$\frac{130}{10 \times 5,29} = 2,47$	
3	Тип фундамента	См. табл. 6 и 7.	Бутовый, ступенчатый с подколонником	Бетонный, пирамидальный с подколонником	Бетонный, пирамидальный с подколонником	Железобетонный ступенчатый	
4	Размеры подколонника $a_1 \times b_1 \times h_1$		м ³	1,05×1,05×0,30	0,9×0,9×0,2	0,9×0,9×0,2	—
5	Высота подушки h_2		м	0,75	1,20	1,85	—
6	Полная высота фундамента $H = h_1 + h_2$	м	1,05	1,40	2,05	0,75	
7	Расстояние от подошвы фундамента до суглинка $h = 3,0 - H$	м	1,95	1,60	0,95	2,25	
8	$\frac{h}{b}$ φ См.табл. 2	—	$\frac{1,95}{1,80} = 1,08$ 3,37	$\frac{1,60}{2,30} = 0,69$ 1,93	$\frac{0,95}{3,40} = 0,28$ 1,13	$\frac{2,25}{2,30} = 0,98$ 2,93	
9	Давление на суглинок $\sigma_0 = \frac{\sigma_{гр}}{\varphi}$	кг/см ²	$\frac{2,46}{3,37} = 0,73 < 1,0$	$\frac{2,47}{1,93} = 1,27 > 1,0$	$\frac{1,12}{1,13} \approx 1,0$	$\frac{2,47}{2,33} = 0,89 < 1,0$	
10	Кубатура фундамента	м ³	2,54	—	10,65	2,70	

Если колонны каркаса несут 80 т, то простые бутовые фундаменты будут иметь полную высоту 1,05 м и потому могут быть основаны на песке; при этом давление в суглинке будет 0,73 кг/см², т. е. менее допустимого¹. Это простейшее решение будет и наиболее целесообразным.

Под стойками, несущими 130 т, бутовые или бетонные столбовые фундаменты должны быть рассчитаны по $[\sigma_{гр}] = 1,12$ кг/см², так как при большем давлении (2,46 кг/см²) вследствие недостаточности слоя песка, остающегося под фундаментом, давление на суглинок значительно превысило бы $[\sigma_{гр}] = 1,27$ кг/см² (табл. 14, графа 9).

Объем бетонного фундамента, рассчитанного по $[\sigma_{гр}] = 1,12$ кг/см², будет 10,65 м³. Поэтому под колонну фундамента, несущего 130 т, целесообразно запроектировать железобетонные башмаки, которые будут иметь высоту только 0,75 м и потому могут быть рассчитаны по $[\sigma_{гр}] = 2,46$ кг/см². При этом кубатура их будет равна только 2,70 м³.

Аналогичными подсчетами можно установить, что под стойками, несущими 180 т, единственным решением были бы железобетонные ленточные фундаменты. Такие фундаменты могут быть запроектированы высотой в 0,8 м. При этом расстояние от низа ленты до подстилающего слабого грунта будет 2,20 м и потому

¹ См. соответствующие графы табл. 14. Необходимые вычисления в ней произведены с помощью табл. 6, 7 и 2.

они могут быть рассчитаны по $[\sigma_{зр}] = 2,48 \text{ кг/см}^2$. Объем такого фундамента равен $3,35 \text{ м}^3$.

Железобетонные фундаменты под нагрузку 180 т пришлось бы рассчитывать вследствие недостаточности слоя песка, остающегося над суглинком, на $[\sigma_{зр}] = 1,65 \text{ кг/см}^2$. Объем такого фундамента был бы равен $6,60 \text{ м}^3$, т. е. много больше объема ленточного фундамента.

Во всех рассмотренных примерах уровень грунтовых вод предполагался ниже проектируемых подошв фундамента. Однако расположение уровня грунтовых вод сильнейшим образом влияет на выбор типа фундаментов, так как необходимость в процессе производства работ ограждать котлован от доступа грунтовых вод совершенно изменяет стоимость фундаментов, затрудняет и замедляет производство работ по их возведению.

Например, вряд ли целесообразно осуществлять разобранные в примере 2 глубоко заложенные фундаменты, если более прочный грунт покрыт водой, а столбовые фундаменты, разобранные в примере 3, вряд ли осуществимы в представленном там виде при высоком уровне грунтовых вод.

Поэтому выбор типа фундаментов должен производиться на основе анализа возможных вариантов, с учетом давлений, которые могут быть допущены на грунты, расположенные на различной глубине (примеры 1 и 4) и с учетом уровня грунтовых вод, конструктивного решения здания в целом, величины и направления действующих на фундаменты сил, стоимости материалов и транспорта и т. д.

При существующих соотношениях цен и трудоемкости отдельных видов работ в фундаментостроении практикой установлены следующие правила.

1. Если на глубине 2,5—4,5 м залегает материк с $[\sigma_{зр}] > 2,5 \text{ кг/см}^2$, а грунтовые воды расположены ниже материка, то, как правило, под массивными стенами следует проектировать непрерывные, симметрично нагруженные фундаменты, а под стойками каркаса — отдельно стоящие столбовые фундаменты. Выбор материала (бут, бетон, бутобетон) зависит от наличия местных материалов и транспортных условий.

Если материк с $[\sigma_{зр}] = 1,25—2,50 \text{ кг/см}^2$ есть на глубине 2,5—4,5 м, а более прочных грунтов на доступной глубине нет, то под стенами целесообразно устраивать бетонные или бутобетонные фундаменты, а под колоннами — железобетонные башмаки.

2. При заложении материка с $[\sigma_{зр}] > 2,5 \text{ кг/см}^2$ на глубине 4,5—6,0 м следует проанализировать целесообразность применения под стенами столбовых фундаментов, а под стойками каркаса проектировать железобетонные фундаменты.

При заложении материка $[\sigma_{зр}] > 2,5 \text{ кг/см}^2$ на глубине 8—10 м и наличии грунтовых вод следует выяснить целесообразность применения опускных колодцев (стр. 80).

3. Если для верхних слоев грунта $[\sigma_{зр}] = 0,75—1,25 \text{ кг/см}^2$, а более прочные грунты расположены на глубине 10—12 м, то под массивными стенами целесообразно применение железобетонных подушек и под каркасными — ленточных фундаментов.

4. При наличии слабых прослоек грунтов или высокого уровня грунтовых вод всегда следует проанализировать целесообразность применения железобетонных фундаментов с ограниченной высотой.

ГЛАВА ДЕСЯТАЯ

ГЛУБОКИЕ ФУНДАМЕНТЫ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ. В тех случаях, когда вблизи поверхности нет грунта, который мог бы служить основанием для проектируемого сооружения, прибегают к устройству искусственных оснований (стр. 28) или глубоких фундаментов, передающих нагрузку от сооружения непосредственно на большую глубину.

Необходимость в глубоких фундаментах особенно часто возникает при постройке многоэтажных (30—50 этажей) зданий, передающих фундаменту колоссальные нагрузки, которые не могут быть восприняты верхними грунтами. В качестве примера глубоких фундаментов на рис. 21, фиг. 1 приведены фундаменты высотной части Дворца Советов СССР.

Эти фундаменты представляют собой 64 бетонных массивных столба, расположенных по двум concentрическим кругам на расстоянии 10,0 м друг от друга. Бетонные столбы опущены до отметки 101,5 м, т. е. на глубину свыше 20,0 м, и установлены на массивный слой известняка.

Устройство под зданиями глубоких фундаментов, несущих большие нагрузки, при наличии на глубине скалы высокой прочности, целесообразно в тех случаях, когда возможно значительное сокращение объема фундаментов.

На рис. 20, фиг. 4 приведено сравнение кубатуры фундаментов, несущих нагрузку в 1000 т, заложенных на разной глубине. Наименьшую кубатуру (90 м³) в этом случае имеет глубокий фундамент, опущенный до скалы, на которую допущено давление 20 кг/см².

Глубокие фундаменты возводятся специальными приемами. В некоторых городах Америки, где над скалой расположены грунты, которые остаются устойчивыми в течение 2—3 час. в открытом котловане без креплений, широко применяется так называемый *чикагский способ*: отрывается круглый колодец глубиной 1,2—1,5 м, и в нем устанавливается кольцевая деревянная опалубка. Затем колодец углубляется, вновь устанавливается опалубка и т. д., пока не доходят до скалы. Внизу колодец расширяют и после этого заполняют бетоном, который образует массивный фундаментный столб.

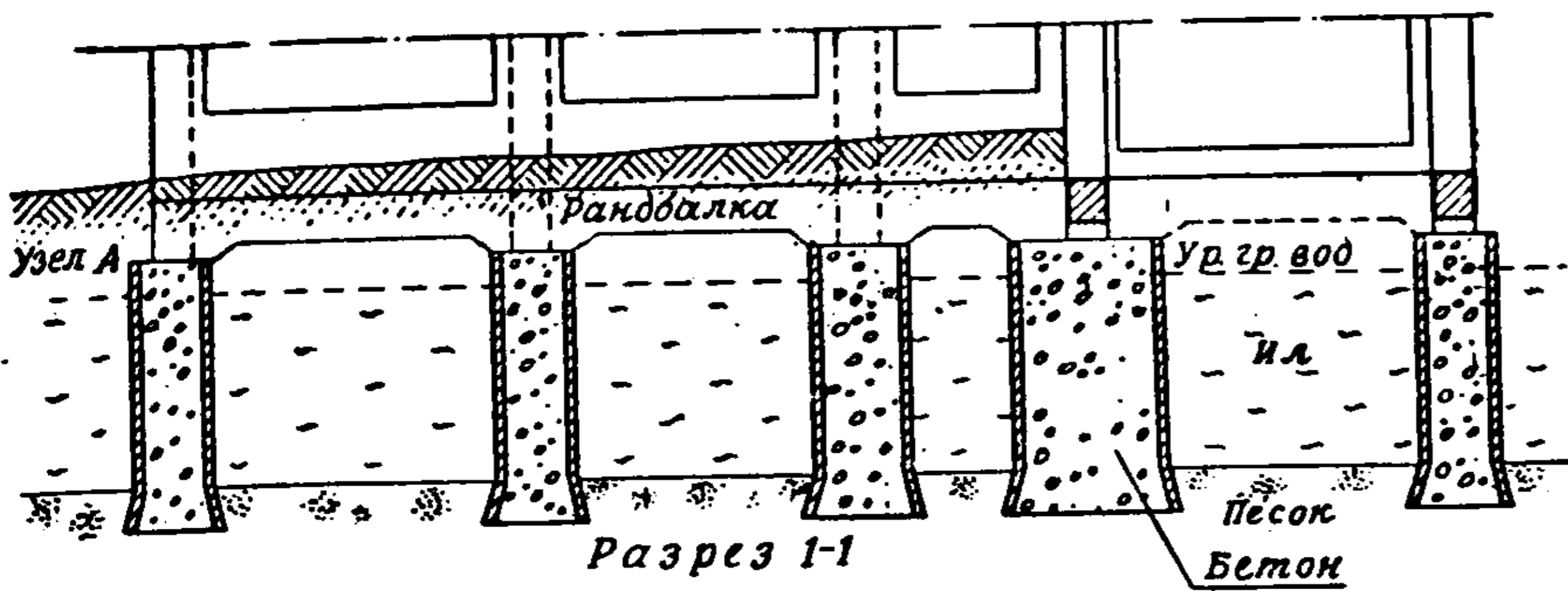
ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ. Для большинства грунтов чикагский способ проходки невозможен, особенно при наличии грунтовых вод. Поэтому для устройства глубоких фундаментов издавна применяют так называемые *опускные колодцы*, которые представляют собой кирпичные, бетонные или железобетонные, открытые сверху и снизу ящики произвольной формы, предварительно изготовленные на поверхности. Колодец устанавливается в котловане на месте, намеченном для возведения глубокого фундамента, после чего грунт под ним выбирается и выбрасывается наружу (рис. 20, фиг. 2 а).

По мере удаления грунта из-под стенок колодца по всему его периметру колодец под влиянием собственного веса начинает опускаться вниз (фиг. 2 б, в). Колодец может быть изготовлен на полную высоту или высотой в 2,0—3,0 м. В последнем случае кладка колодца по мере углубления его в землю наращивается сверху. Процесс углубления колодца повторяют до достижения им проектной отметки (рис. 20, фиг. 2 г), после чего его заполняют бетоном (фиг. 2 д).

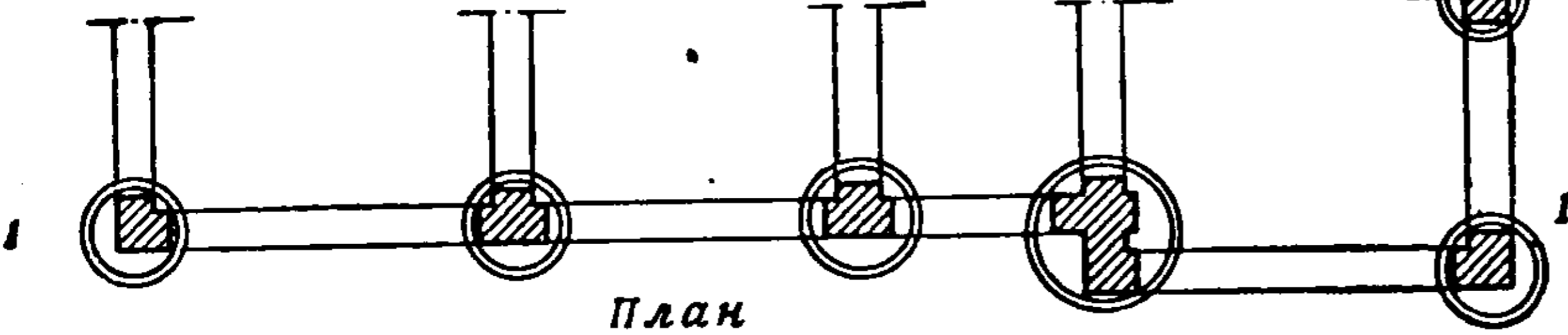
Форма опускного колодца в плане может быть самой разнообразной, но наиболее рациональной является круглое очертание, при котором в теле колодца от давления грунта возникают только сжимающие усилия. Ввиду этого круглые колодцы могут быть выполнены из бута, бетона, кирпича, т. е. из материалов, плохо сопротивляющихся растягивающим усилиям. Колодцы из этих материалов дешевле железобетонных и в то же время, благодаря большему собственному весу, легче опускаются.

Для уменьшения трения при опускании колодца стенкам его придают слегка коническую или уступчатую форму. Внизу стенки снабжаются металлическими ножами специальной формы (рис. 20, фиг. 5). После опускания колодца до материка его заполняют кладкой или тощим бетоном, затем устраивают по верху его железобетонные рандбалки (рис. 20, фиг. 6), на которых и возводятся стены здания. (Пример устройства фундаментов на опускных колодцах см. на рис. 20, фиг. 1.)

КЕССОНЫ. Если при опускании колодца встречаются обильные грунтовые воды, выемка грунта сильно затрудняется. В этих случаях опускные колодцы заменяются *кессонами*.

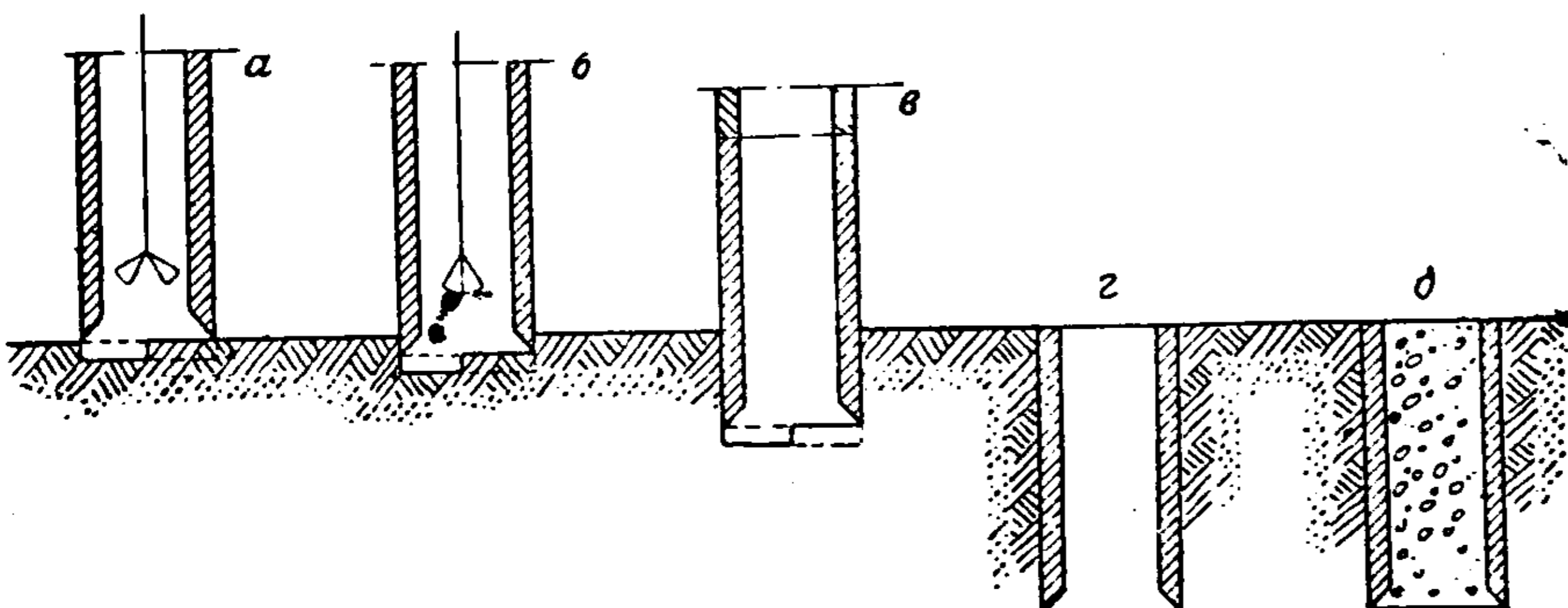


Разрез 1-1

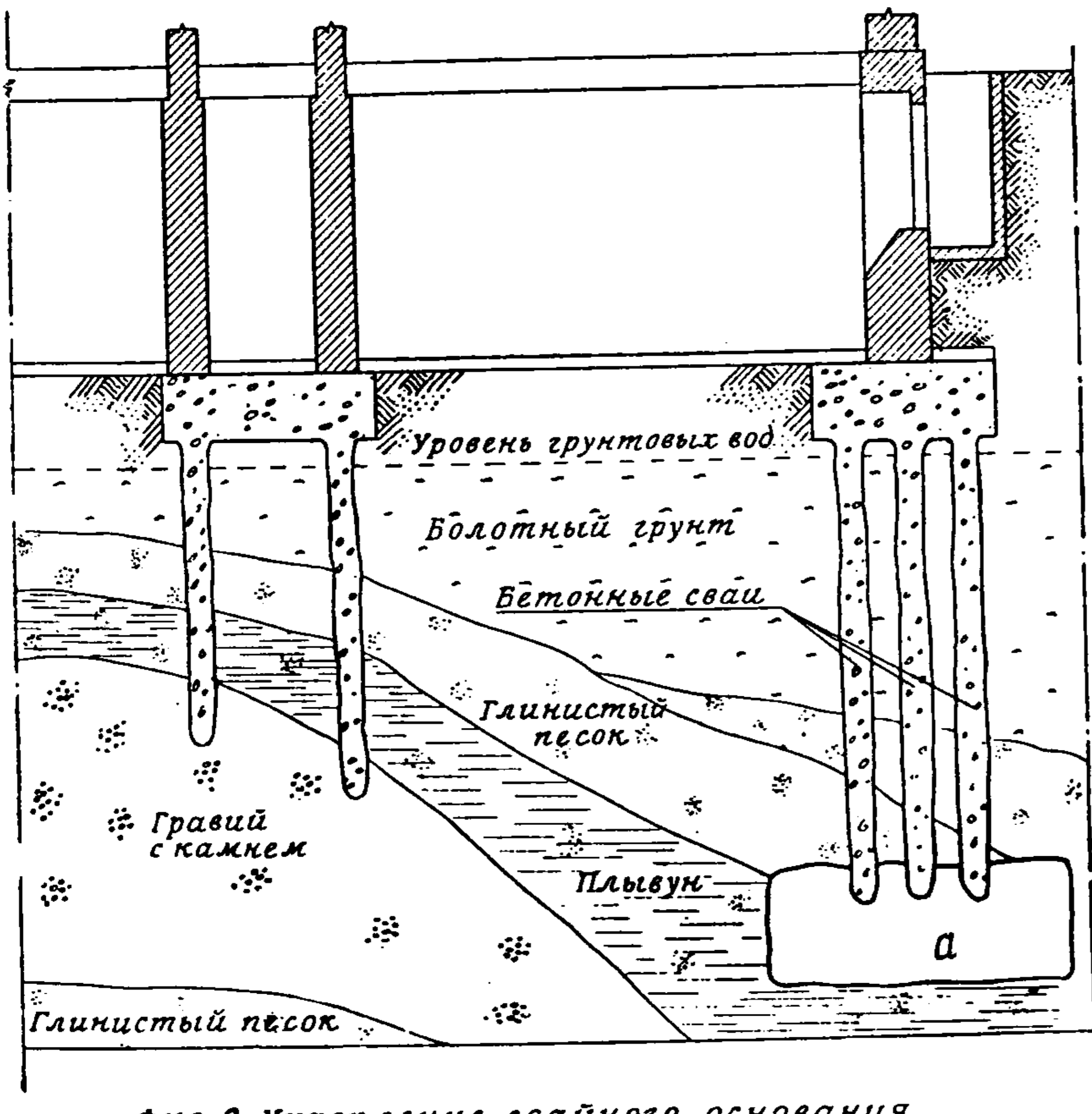


План

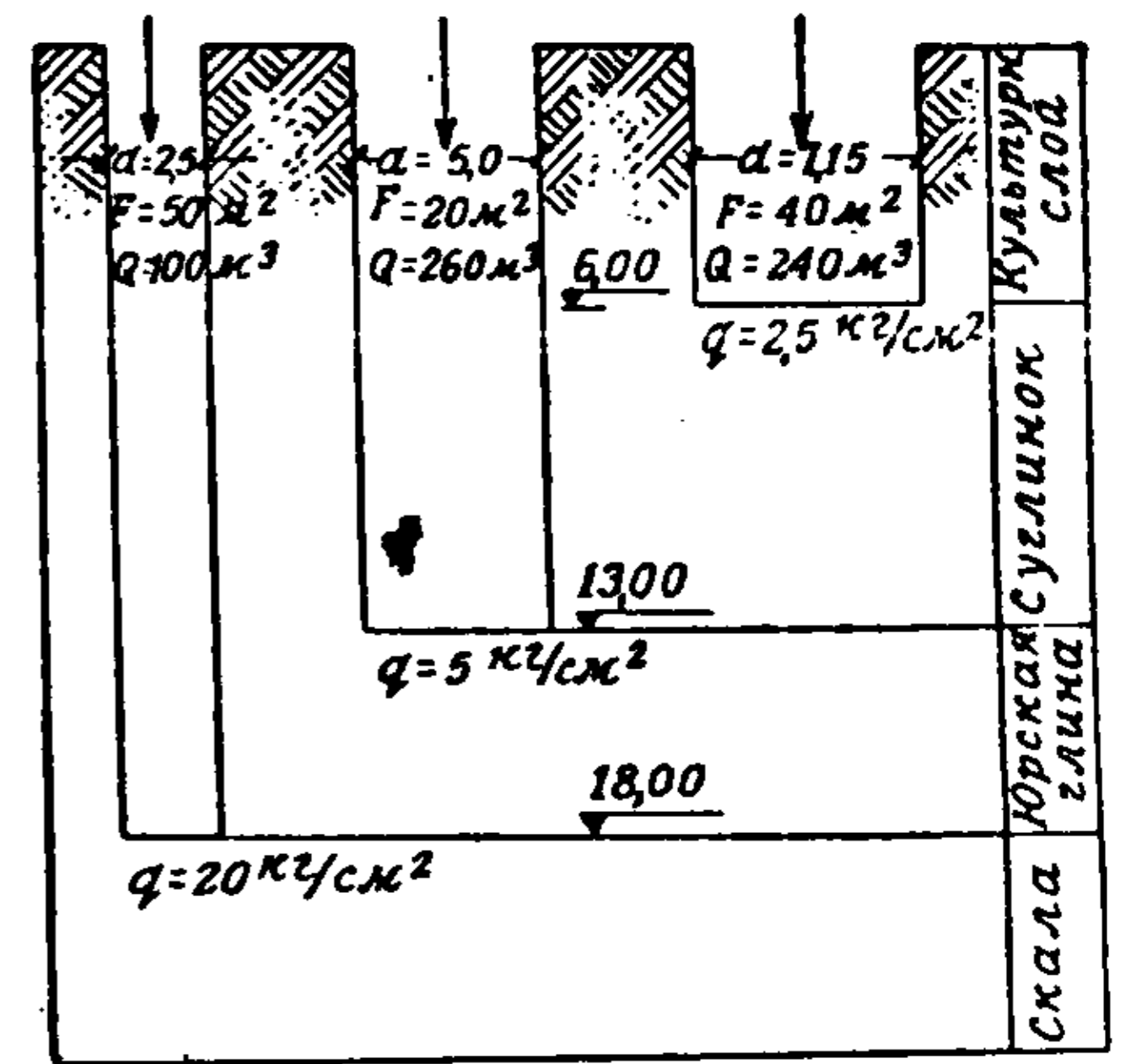
Фиг. 1 Фундамент под стелками



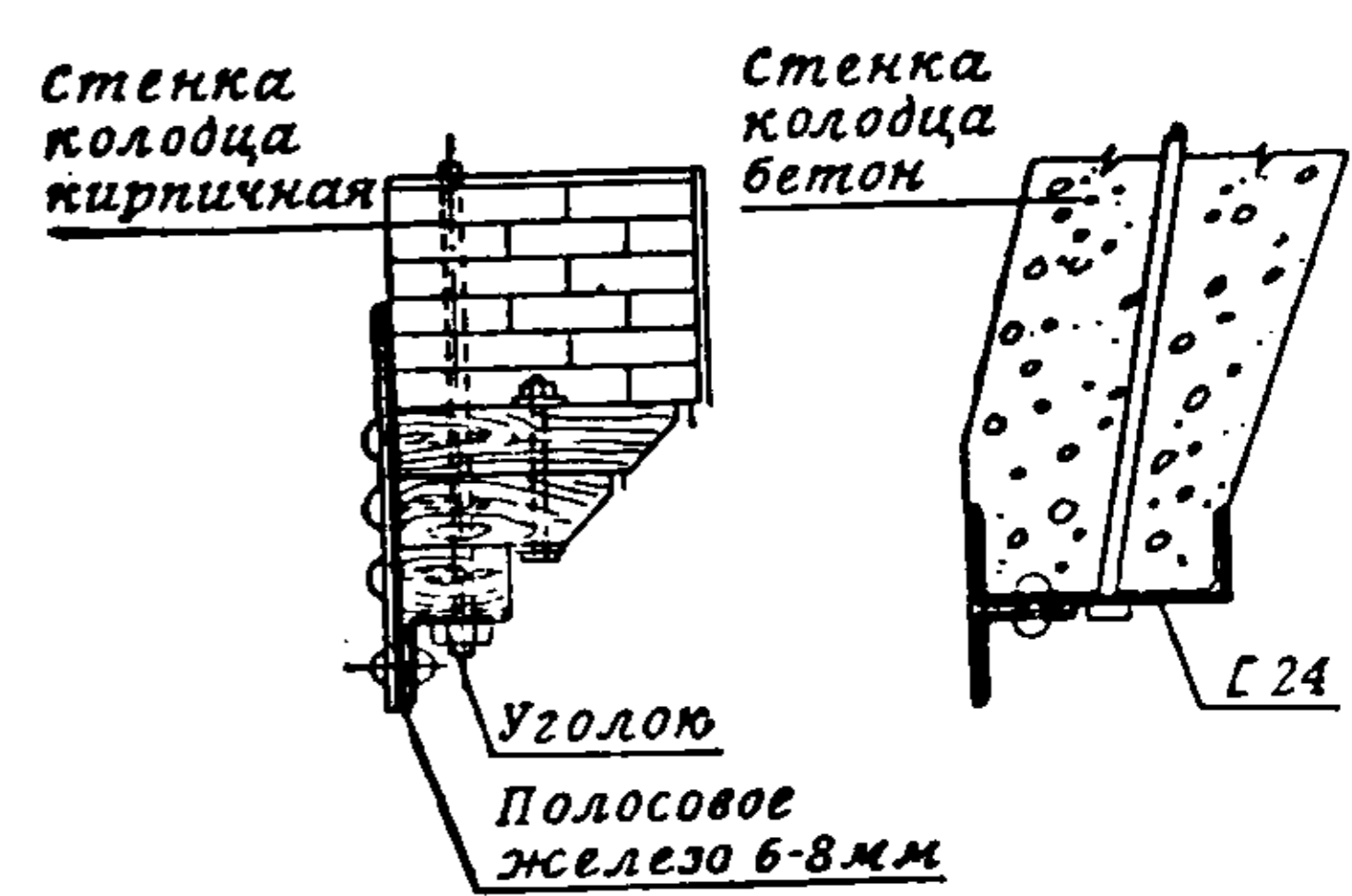
Фиг. 2 Схема опускания колодцев



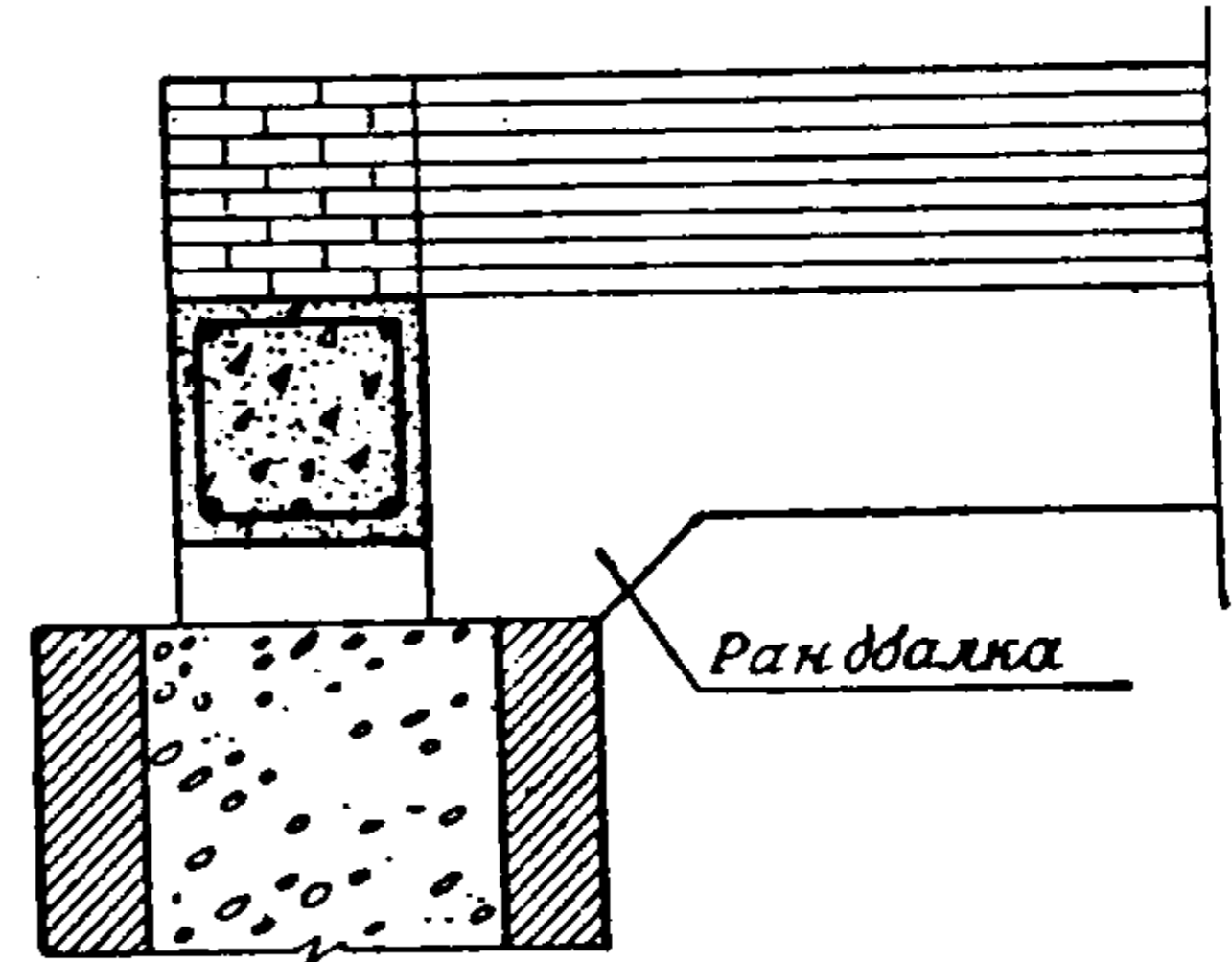
Фиг. 3 Укрепление свайного основания



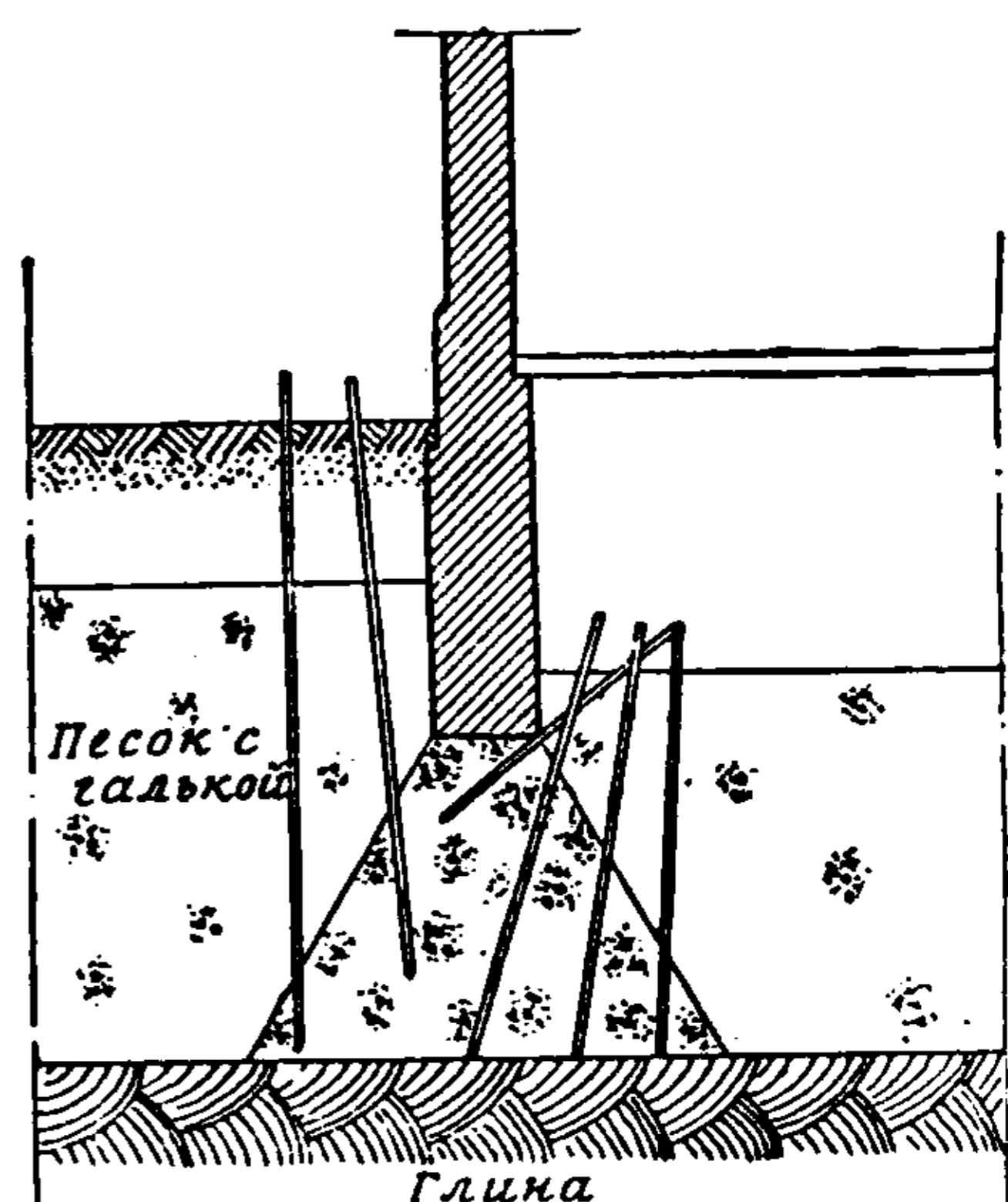
Фиг. 4 Сравнение кубатуры столчатых фундаментов с обычными



Фиг. 5 Детали ножей



Фиг. 6 Деталь узла А



Фиг. 7 Закрепление грунта под фундаментом

Пример кессона изображен на рис. 21, фиг. 3. Он представляет собой заранее подготовленную камеру, чаще всего из железобетона, закрытую сверху и с боков. В кессон нагнетается сжатый воздух, благодаря чему вода из кессона вытесняется и не мешает работам по удалению грунта и бетонированию внутри кессона.

Опускание кессона совершенно аналогично опусканию колодца. Из-под ножей кессона выбирается грунт, причем кессон опускается. В это время на перекрытии кессона производится кладка фундамента, опускающегося вместе с кессоном.

Удаление грунта и спуск рабочих в кессон производится с помощью металлической шахты, установленной на перекрытии кессона и снабженной так называемым *шлюзом*, позволяющим производить операции по разгрузке и загрузке кессона, не уменьшая в нем давления сжатого воздуха; последнее необходимо, так как при уменьшении давления воздуха вода снизу может затопить кессон. На рис. 21, фиг. 4 изображена схема загрузки кессона с помощью трехкамерного шлюза.

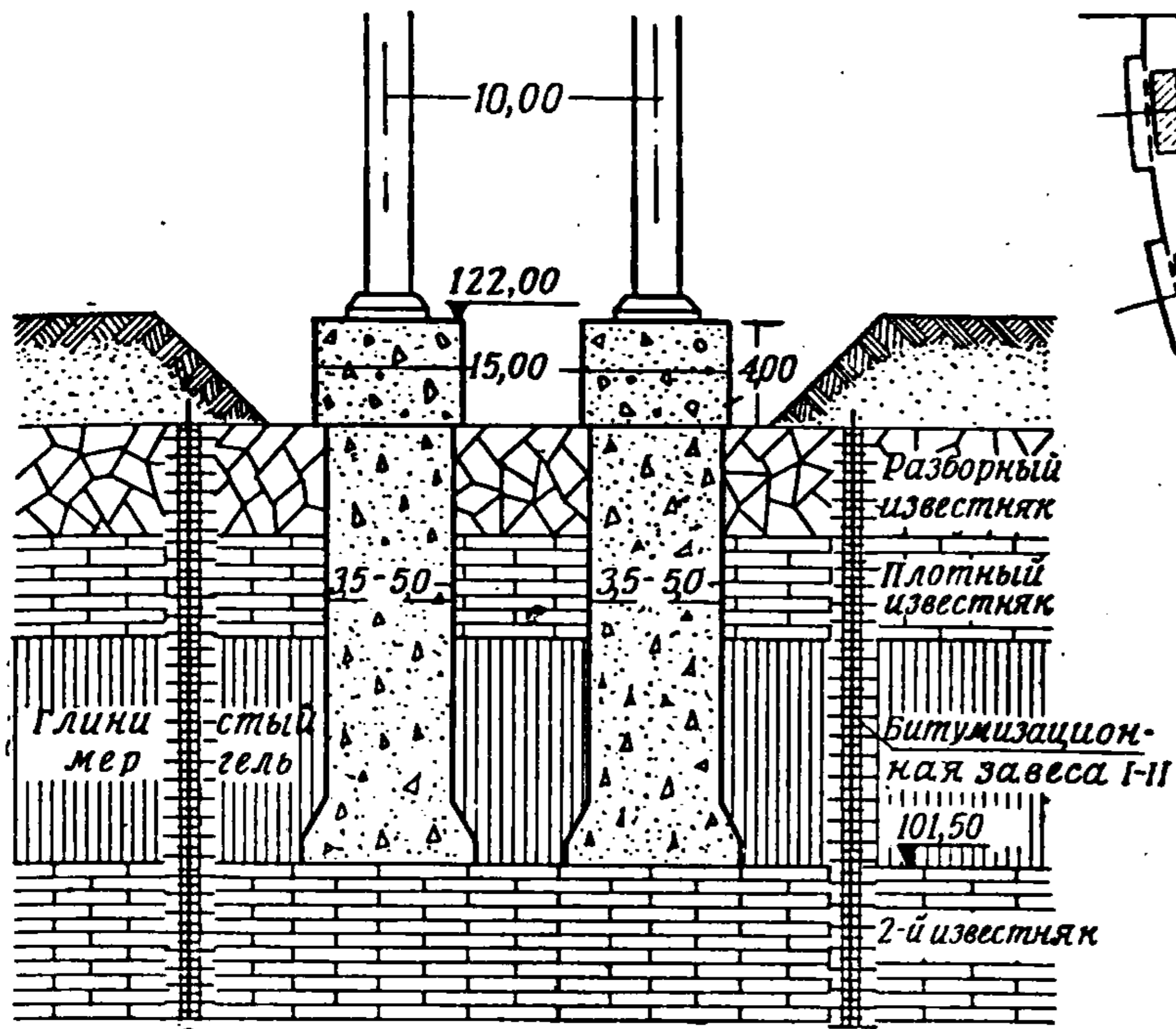
Средняя камера такого шлюза через шахту сообщается с кессоном, а две боковые камеры — с наружным воздухом и средней камерой. На верхнем плане изображен момент, когда левая камера загружается извне (бетоном, людьми и т. д.), а правая — сообщается с шахтой. По окончании загрузки левой камеры наружный люк ее закрывается и в камеру нагнетается воздух с давлением, равным давлению в шахте. После этого отворяется люк в среднюю шахту. Такая операция повторяется каждый раз при необходимости загрузить или разгрузить шлюз.

УКРЕПЛЕНИЕ ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНОВ. Производство кессонных работ обходится дорого, требует сложного оборудования и потому в гражданском строительстве применяется крайне редко. Серьезным недостатком кессонных работ являются тяжелые условия труда для работающих в кессонах. Поэтому в последнее время в советской практике все шире применяются методы возведения глубоких фундаментов в открытых котлованах, путем временного придания стенкам котлована водонепроницаемости и устойчивости. Из таких способов, например, полностью оправдала себя при возведении фундаментов Дворца Советов так называемая *горячая битумизация* (рис. 21, фиг. 1 и 2).

Этот прием заключается в том, что в скважины, пробуренные рядом с фундаментом, нагнетается разогретый до жидкого состояния битум. Для того чтобы битум преждевременно не застыл в скважине, через него пропускается электрический ток, поддерживающий в нем необходимую температуру. Жидкий битум, проникая во все поры между частицами грунта, создает водонепроницаемую завесу, позволяющую отрыть котлован как в сухом грунте. Однако этот способ применим только в трещиноватых скальных грунтах.

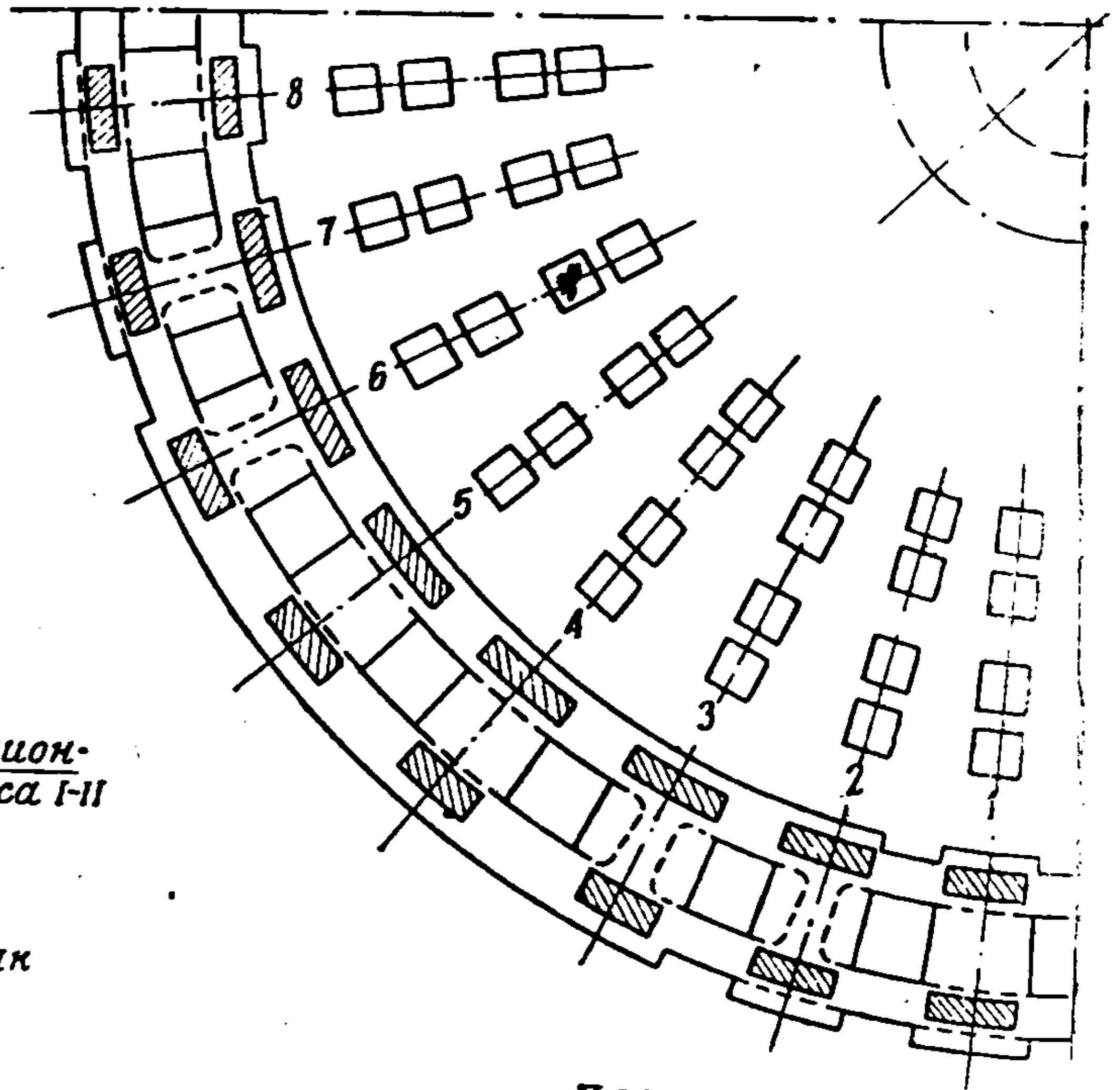
В песчаных грунтах применяется, кроме того, *силикатирование* (стр. 84). Закрепление стен котлована возможно также путем *замораживания*, для чего вокруг котлована опускают трубы, в которых циркулирует охлаждающий раствор. Около труб происходит замерзание грунтовой воды в виде цилиндров диаметром в 2,0—2,5 м, чем создается водонепроницаемый заслон. Этот способ применялся при строительстве московского метро.

Таким образом, в настоящее время в распоряжении строителя имеется большое количество способов борьбы с грунтовыми водами, позволяющих отрыть глубокий котлован. Выбор наиболее целесообразного способа должен производиться с привлечением специальных организаций, имеющих опыт в производстве таких работ.

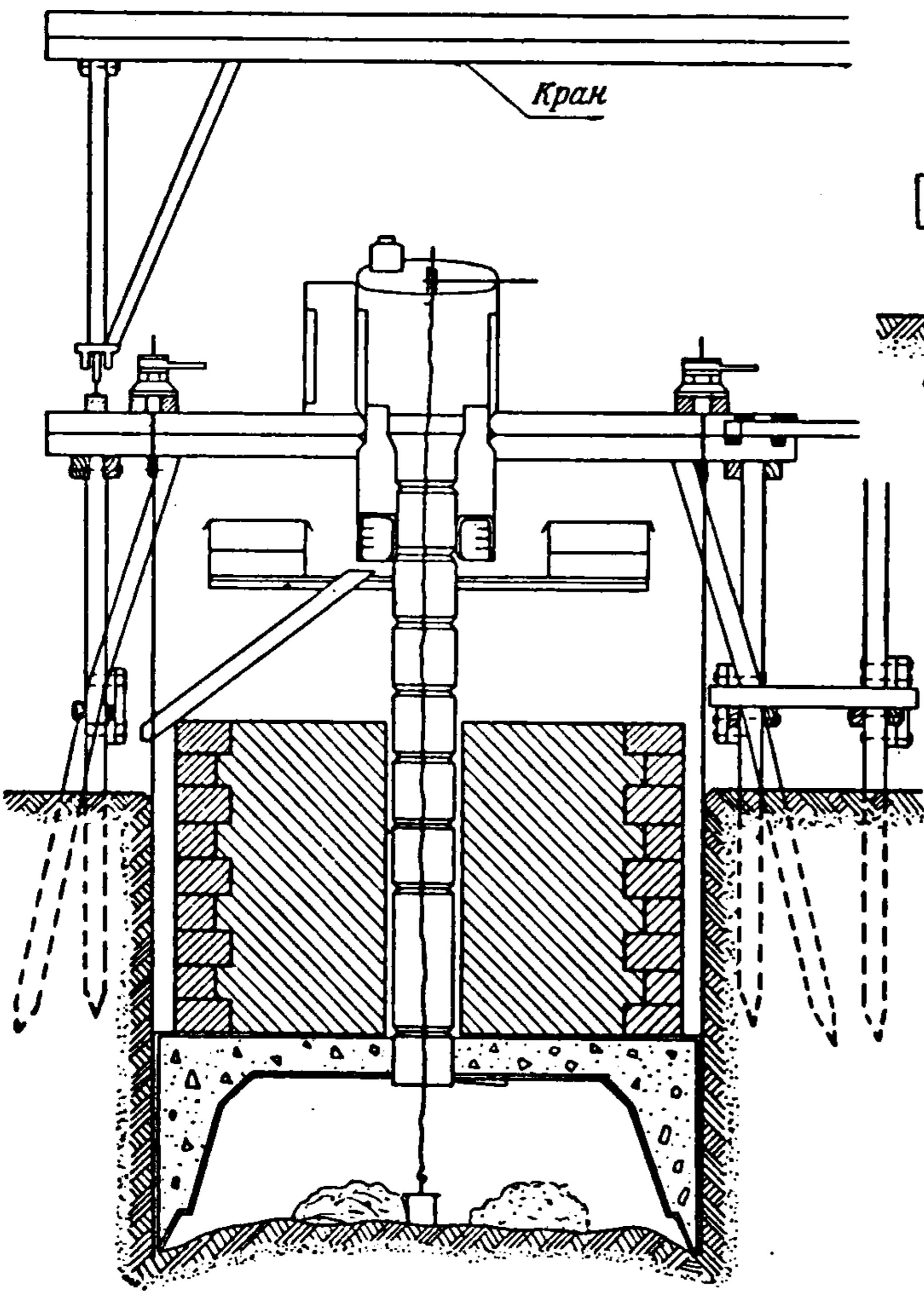


Поперечный разрез

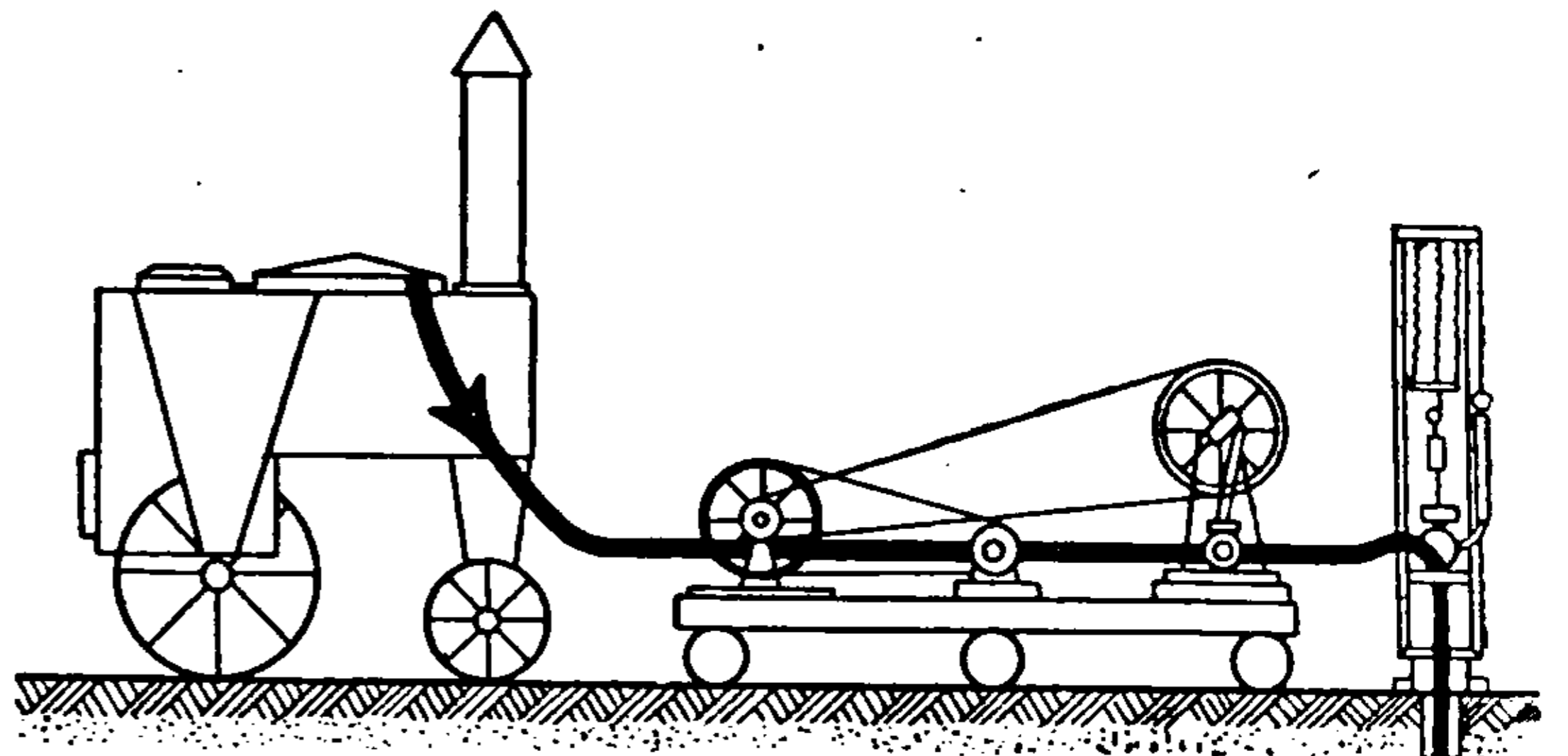
Фиг. 1 Фундаменты Дворца Советов



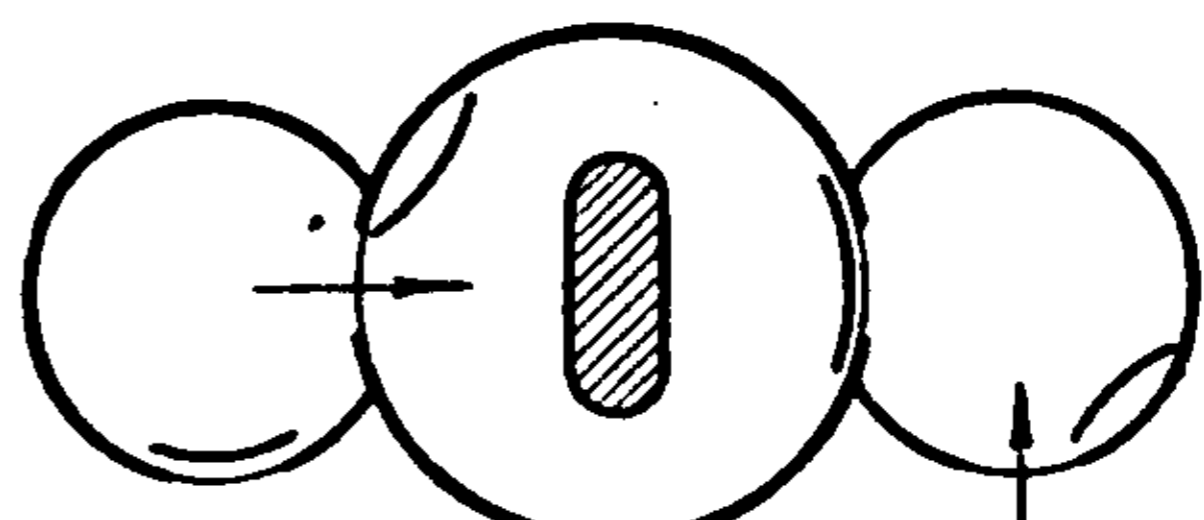
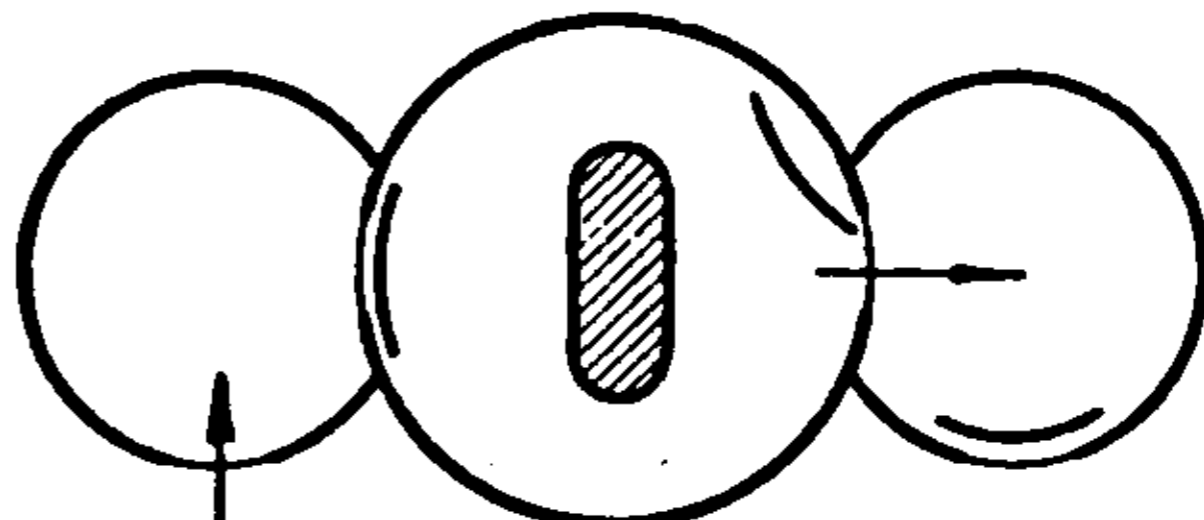
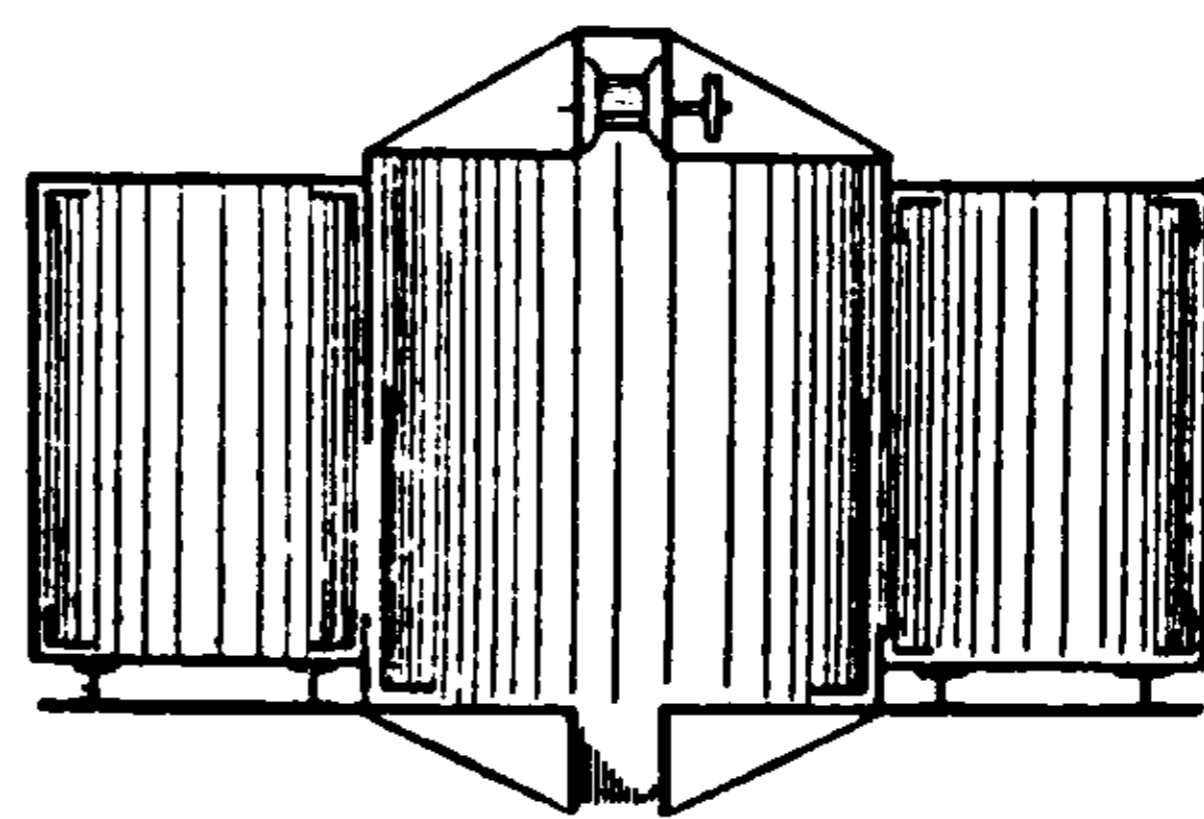
План



Фиг 3 Кессон



Фиг. 2 Схема битумизационной установки



Фиг 4 Схема шлюза

Рис. 21. Глубокие фундаменты

ПОДВОДКА И ПЕРЕУСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ

НАДСТРОЙКА ЗДАНИЯ. При архитектурной реконструкции магистралей в городах возникает необходимость застроить разрывы между зданиями или надстроить существующие малоэтажные дома. Это вызывает необходимость переустройства фундаментов стен, примыкающих к новой застройке, или усиления фундаментов в домах, подлежащих надстройке. После надстройки давление на грунт под существующими фундаментами значительно увеличивается и может оказаться больше допустимого; однако если загрузка стен по всему периметру производить равномерно, то, как показывает практика, никаких заметных деформаций в здании не произойдет. Это объясняется тем, что грунт, находившийся длительное время под нагрузкой, уплотнился и при довольно значительных дополнительных нагрузках дает небольшие осадки. На основании этих соображений под фундаментами надстраиваемых зданий на грунт допускают давления на 20—30% выше указанных для соответствующих грунтов в табл. 3 (стр. 29).

Работы по переустройству фундаментов, особенно при наличии грунтовых вод, дороги, трудны для выполнения и сопряжены с риском расстройств существующих зданий. Поэтому лучшими решениями надстроек и застроек будут такие, при которых предельные допускаемые давления не превзойдены и потому усиления фундаментов не требуется. Очевидно, что количество этажей, которые можно надстроить без усиления фундаментов, будет тем больше, чем легче материалы и конструкции, примененные для стен и перекрытий надстройки. Поэтому при надстройках часто оказывается выгодным применение каркасных стен с заполнением из шлакобетонных камней¹, перекрытий по стальным балкам с легким заполнением или еще более легких конструкций даже в тех случаях, когда они оказываются более дорогими, но позволяют избежать усиления фундаментов.

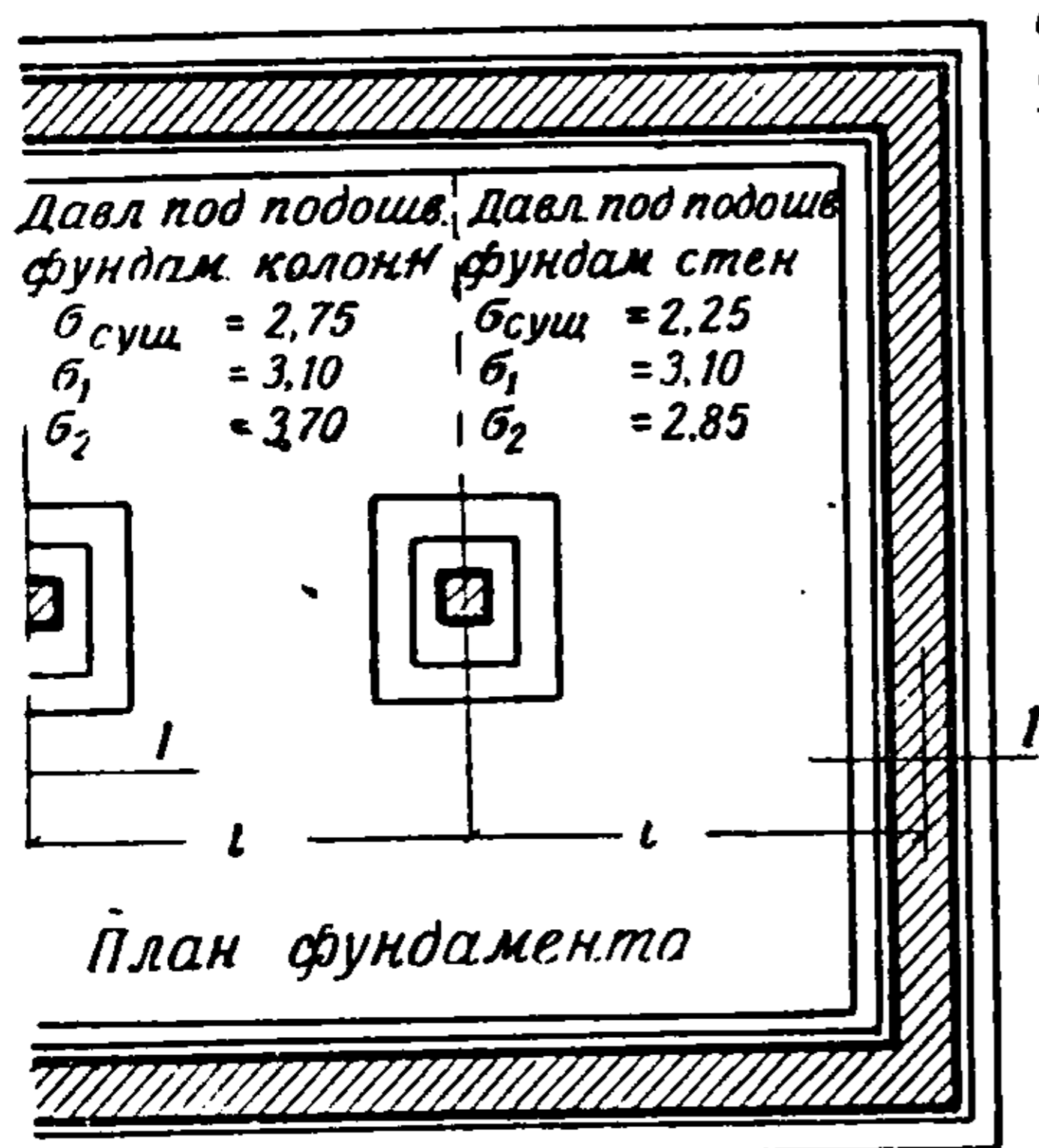
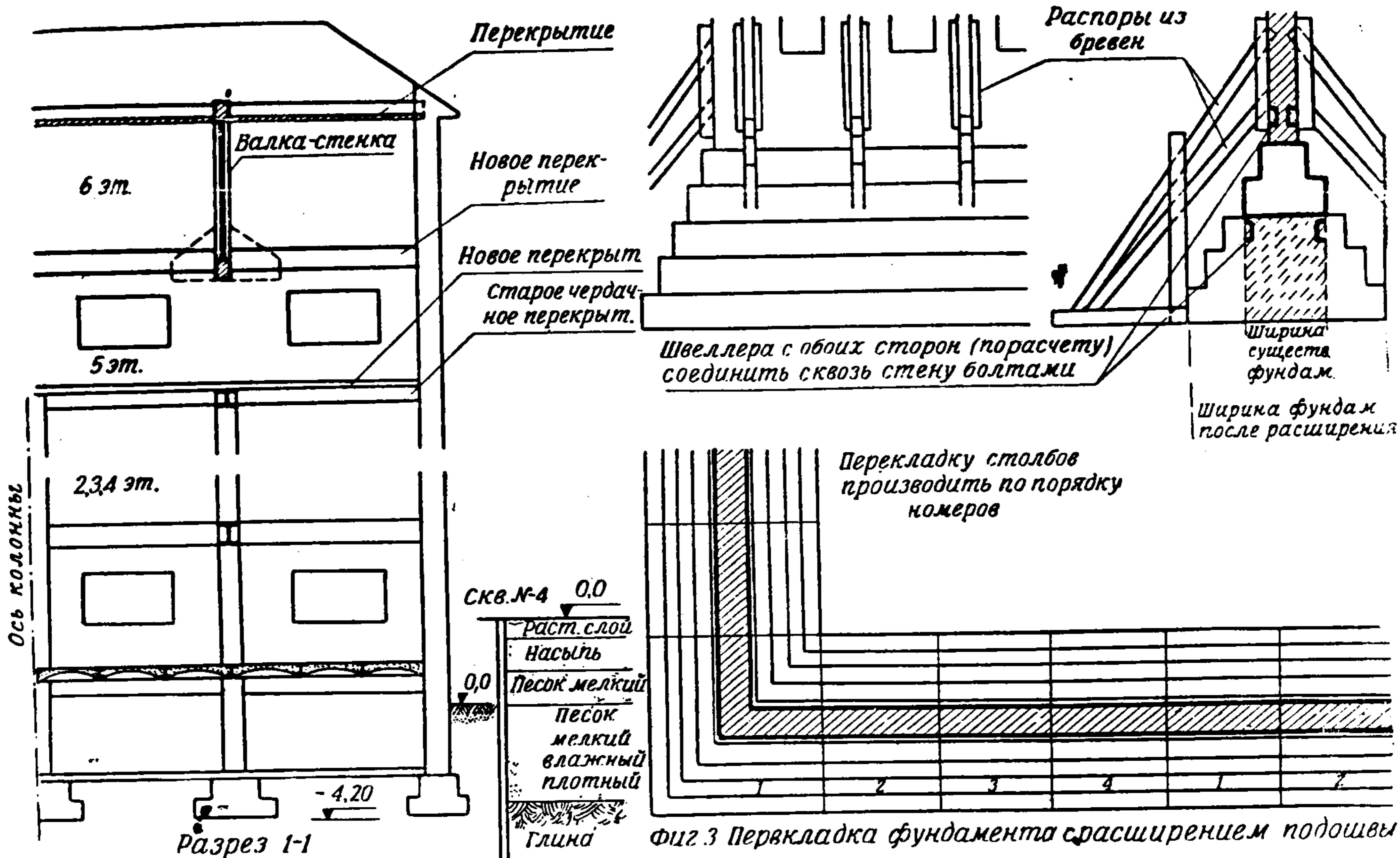
Если перегружены только некоторые участки фундаментов, то избежать усиления можно с помощью специальных конструктивных приемов. На рис. 22, фиг. 1 изображена надстройка, в которой перегруженными оказались фундаменты средних столбов; поэтому нагрузка от перекрытий двух надстраиваемых этажей с помощью железобетонной балки-стенки высотой в этаж, запроектированной в плоскости междуквартирной перегородки, передана непосредственно на сравнительно мало нагруженные фундаменты наружных стен.

(Сравнить показанные на рисунке фактические давления на грунт под фундаментами стен и столбами при различных конструкциях надстройки.)

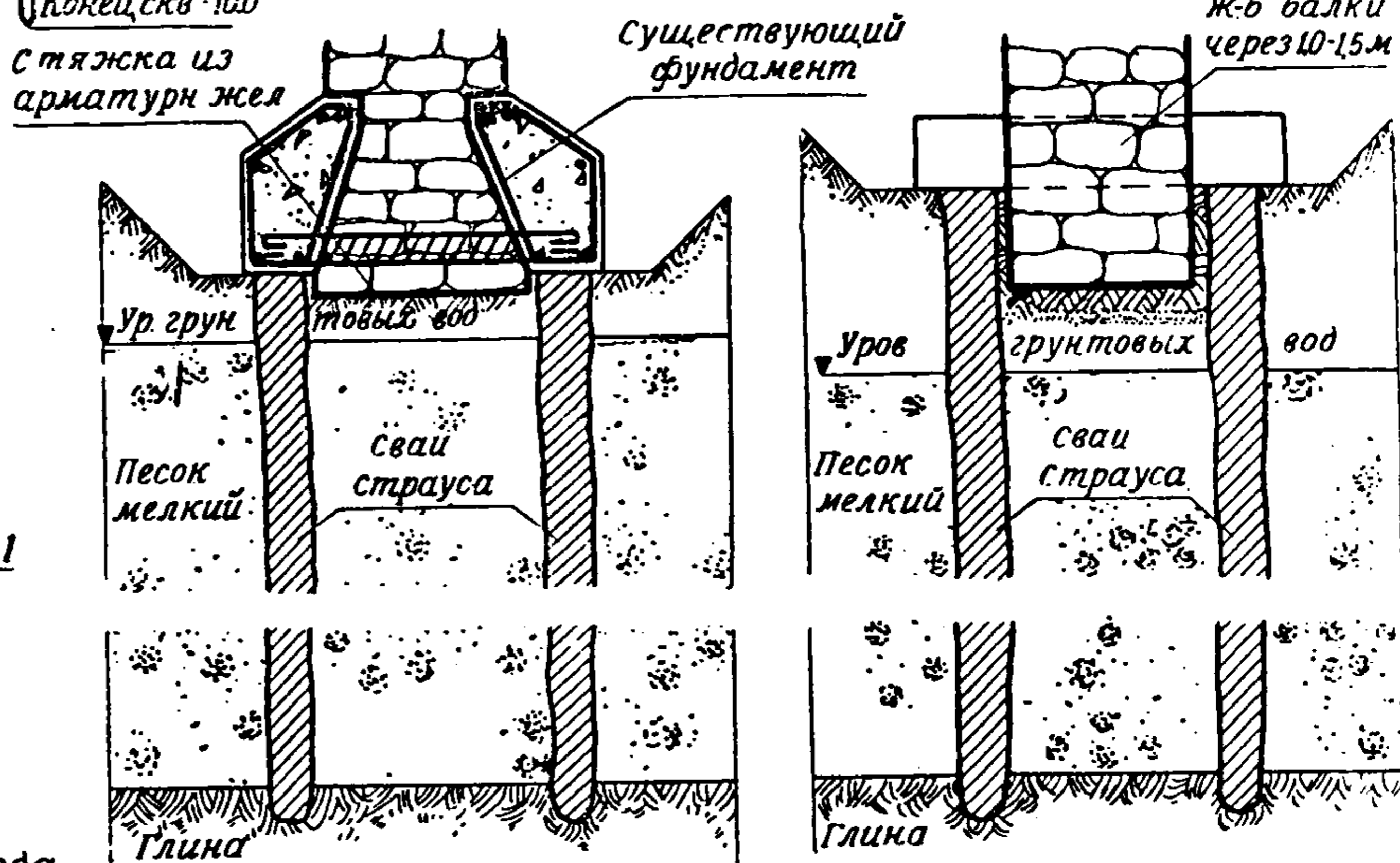
Прибегать к усилению фундаментов следует только в тех случаях, когда с помощью вышеуказанных приемов не удастся избежать перенапряжений в грунте или когда доказана экономическая нецелесообразность этих приемов.

Если несущая способность основания все же оказывается при надстройке превзойденной, можно укрепить грунт, не прибегая к его выемке, путем нагнетания в его поры по специальным забитым в землю трубкам жидкого цементного раствора (*цементация*) или таких двух химических растворов, которые, вступая в грунт во взаимодействие, вызывают окаменение всей массы грунта (*силикатирование*). Последний способ применялся при строительстве первой очереди московского метро.

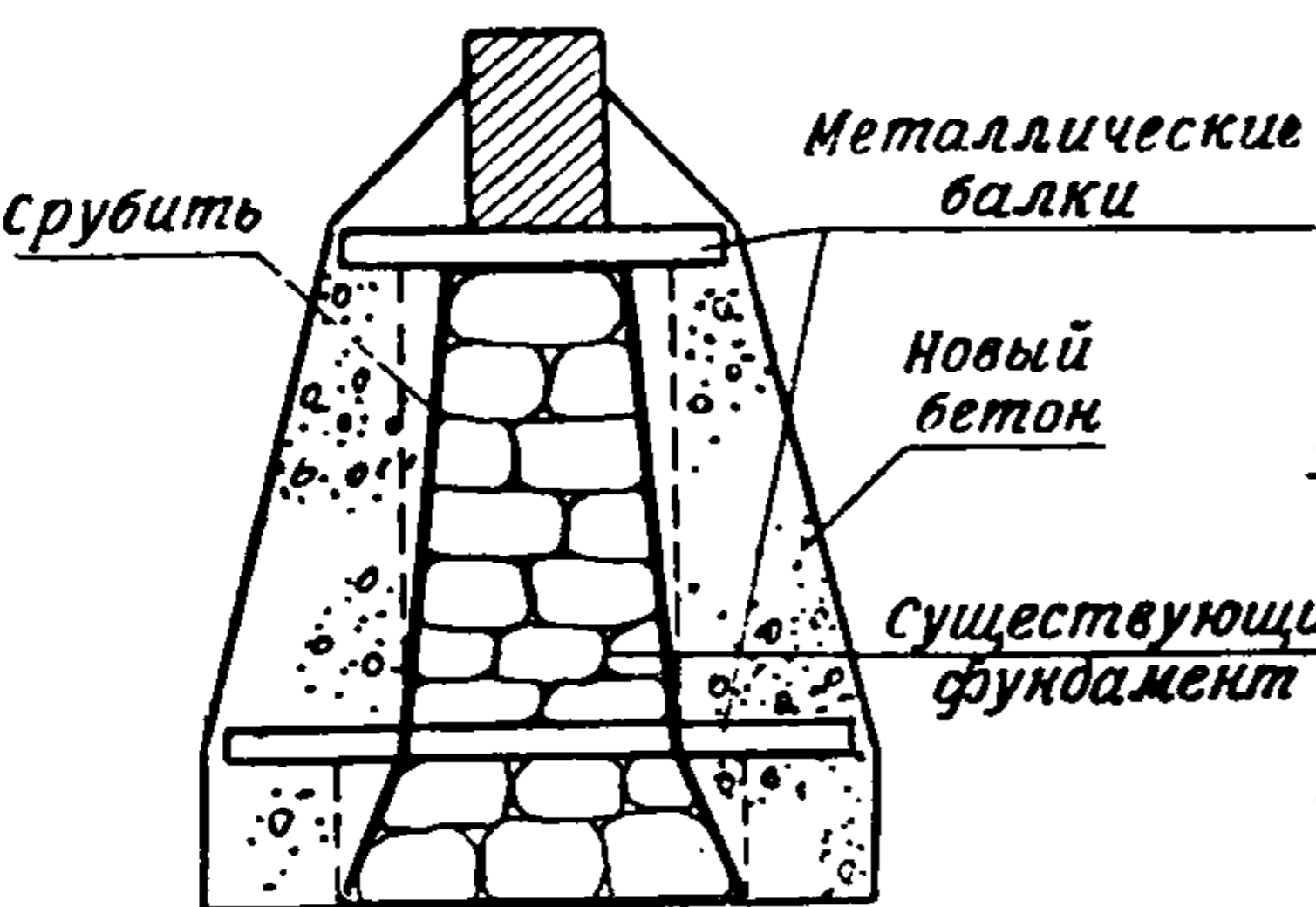
На рис. 20, фиг. 7 изображено усиление фундамента под домом с помощью силикатирования. Трубки-инъекторы были забиты до предельного положения, указанного на чертеже точками. После нагнетания растворов трубки выдерживались на некоторую высоту (последовательное положение конца трубки от-



Фиг. 1 Варианты надстройки здания с перегруженными колоннами



Фиг. 4 Усиление фундаментов с помощью свай Страуса



Фиг. 2 Расширение подошвы фундаментов под стенами

Рис. 22. Усиление фундаментов надстраиваемых зданий

мечено точками) и вновь производилось нагнетание раствора. В результате песок с галькой, расположенный под фундаментом в объеме, ограниченном наклонными линиями, был превращен в сплошной каменный массив.

Пример рационального использования силикатирования при строительстве нового здания изображен на рис. 20, фиг. 3. В данном случае здание возводилось на сильно наклоненном, расположенном на некоторой глубине плотном слое гравия. Все здание возводилось на сваях. В изображенном месте слой гравия был чрезвычайно глубок. Поэтому было решено химически закрепить плавун, образовав массив *a*. Это позволило сократить длину свай и тем значительно удешевить постройку.

Следует оговорить, что эти приемы могут применяться только в песчаных, достаточно пористых грунтах, при небольших скоростях движения грунтовых вод. Эти обстоятельства, а также сложность и неизученность работ, необходимость сложного оборудования и дороговизна (180—200 руб. на 1 м^3) пока еще ограничивают область применения указанных приемов.

В случае необходимости усиления фундаментов, при наличии на некоторой глубине весьма плотного грунта, нагрузку от них передают на этот плотный грунт с помощью свай. При этом большей частью применяют набивные бетонные сваи (Страуса), так как забивка железобетонных свай может повлечь расстройство существующих стен здания. Сваи устраивают с обеих сторон фундамента и связывают их по верху продольными балками, на которые с помощью зубьев (рис. 22, фиг. 4, слева) опирается старый фундамент. Балки стягиваются стяжками из арматурного железа, пропускаемыми сквозь фундамент. Возможно и другое решение, изображенное на фиг. 4, справа. Сваи располагаются через 1,5—1,0 м одна против другой и связываются сквозь пробитые в фундаменте отверстия поперечными балками, на которые передается вес фундаментов.

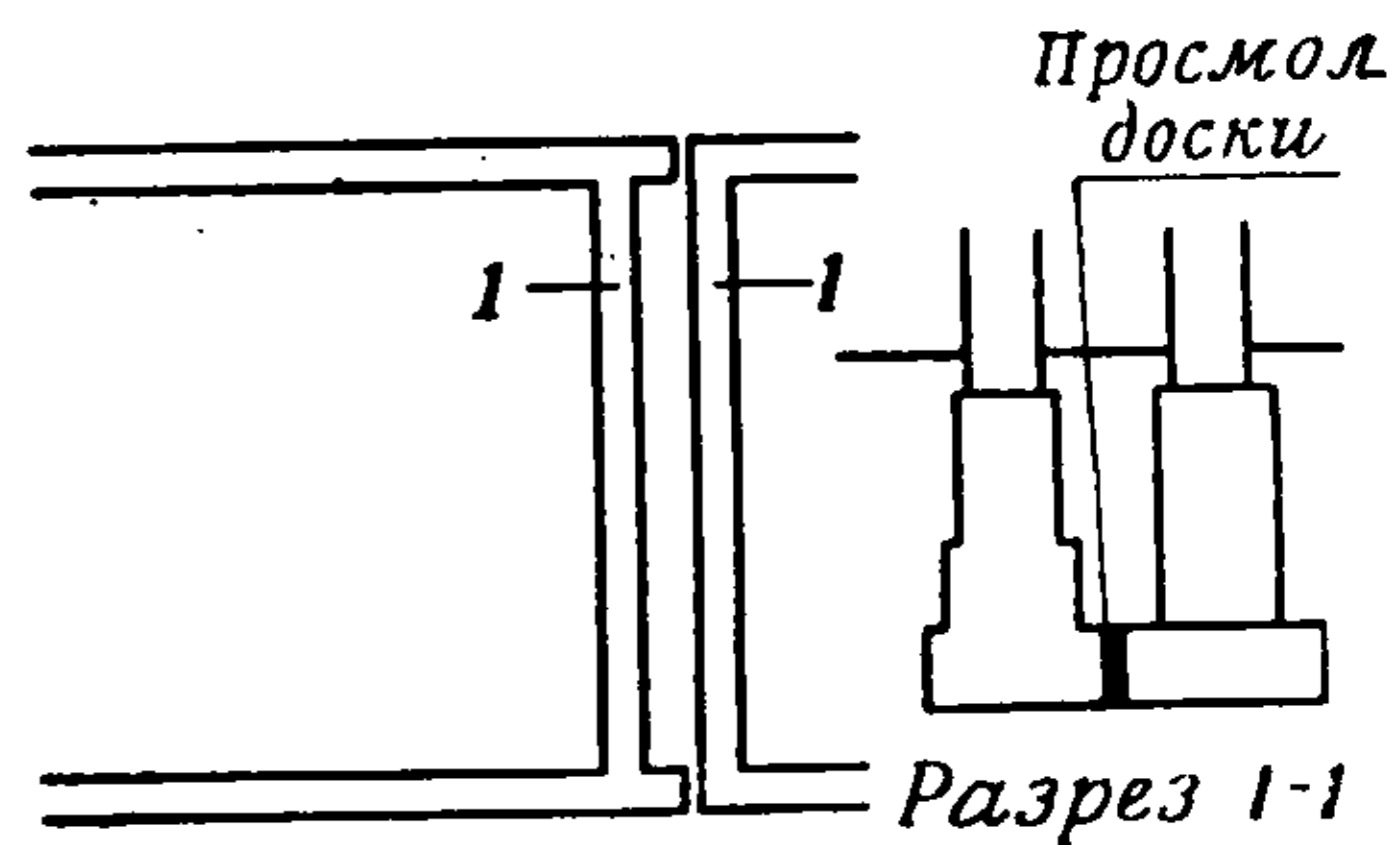
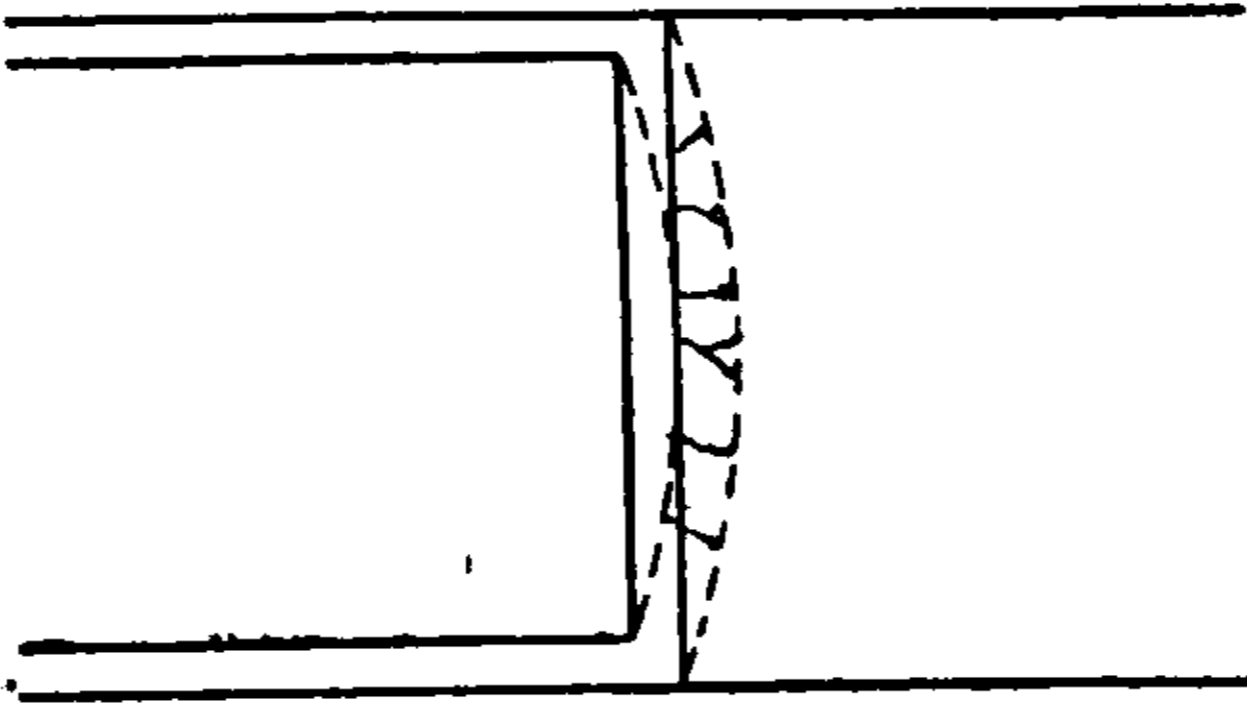
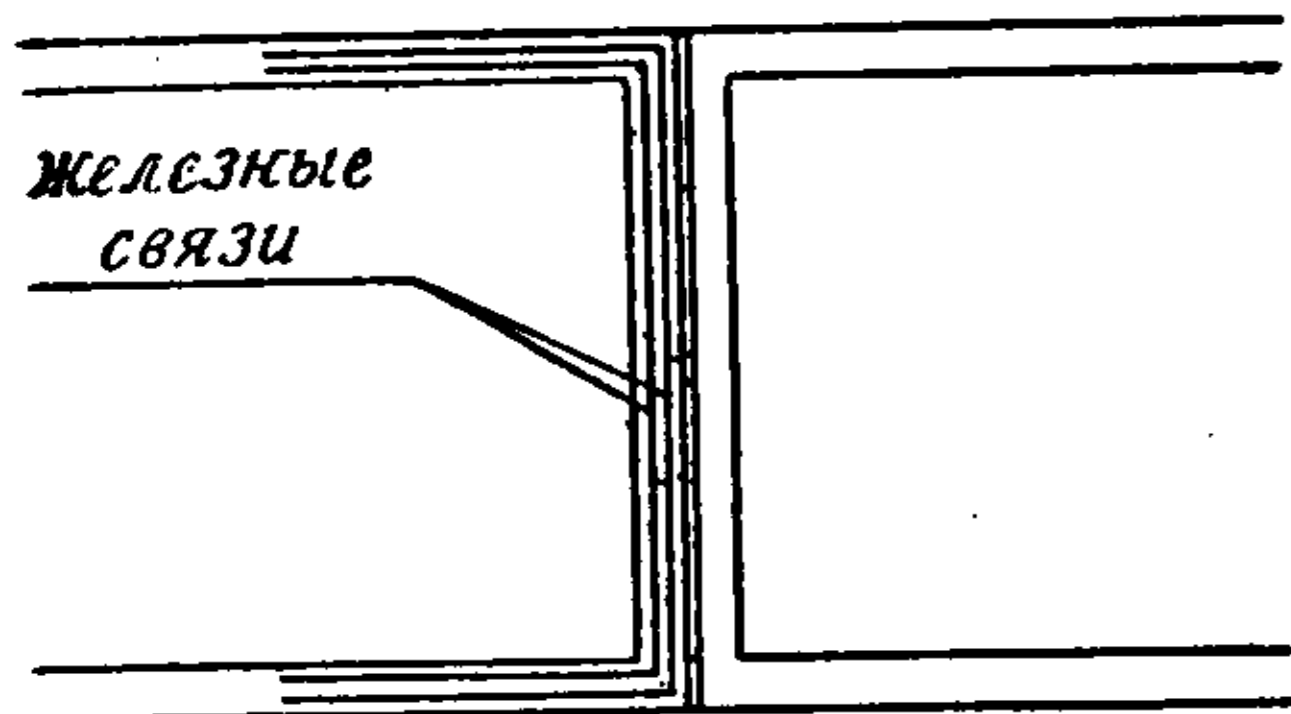
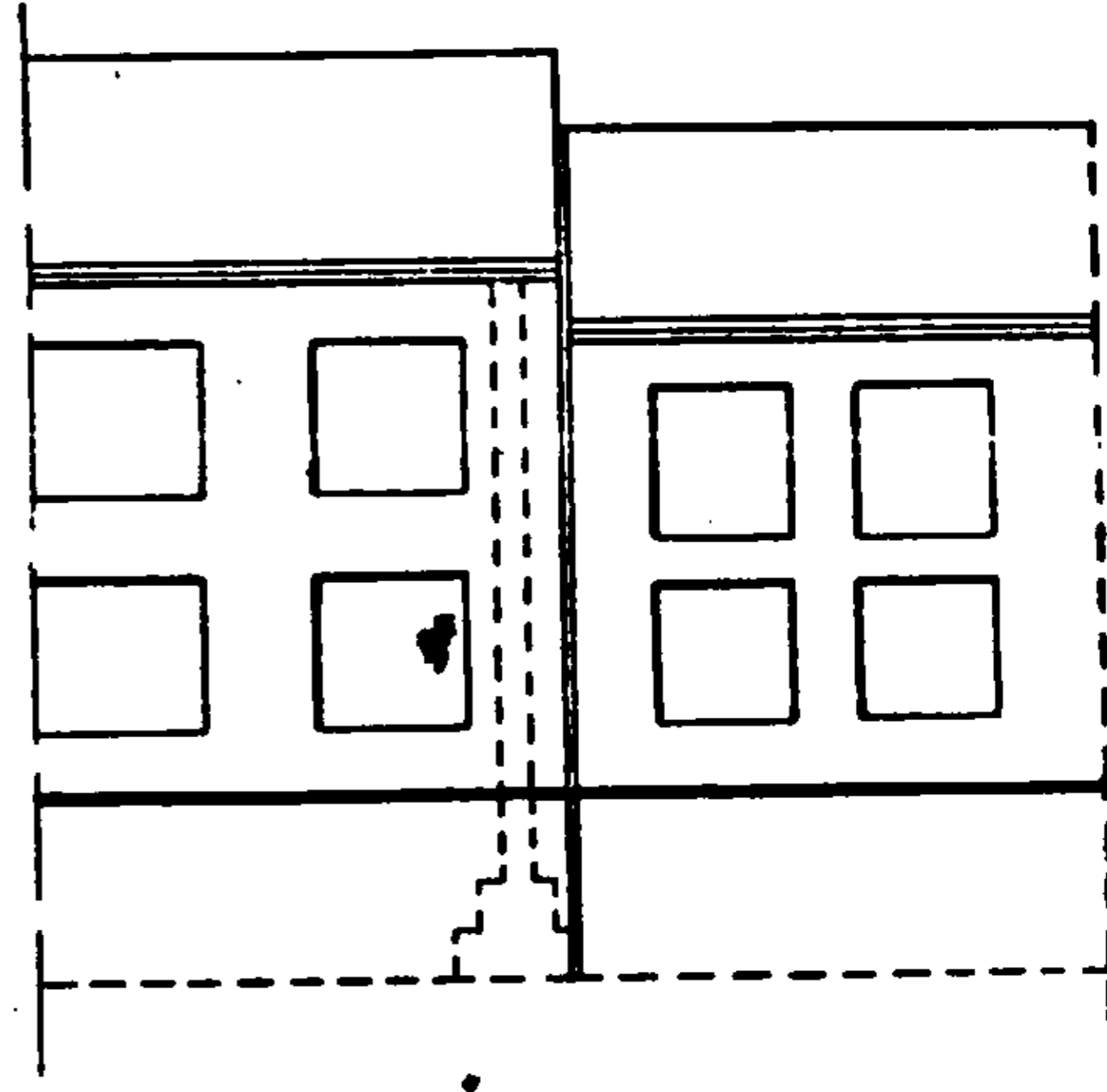
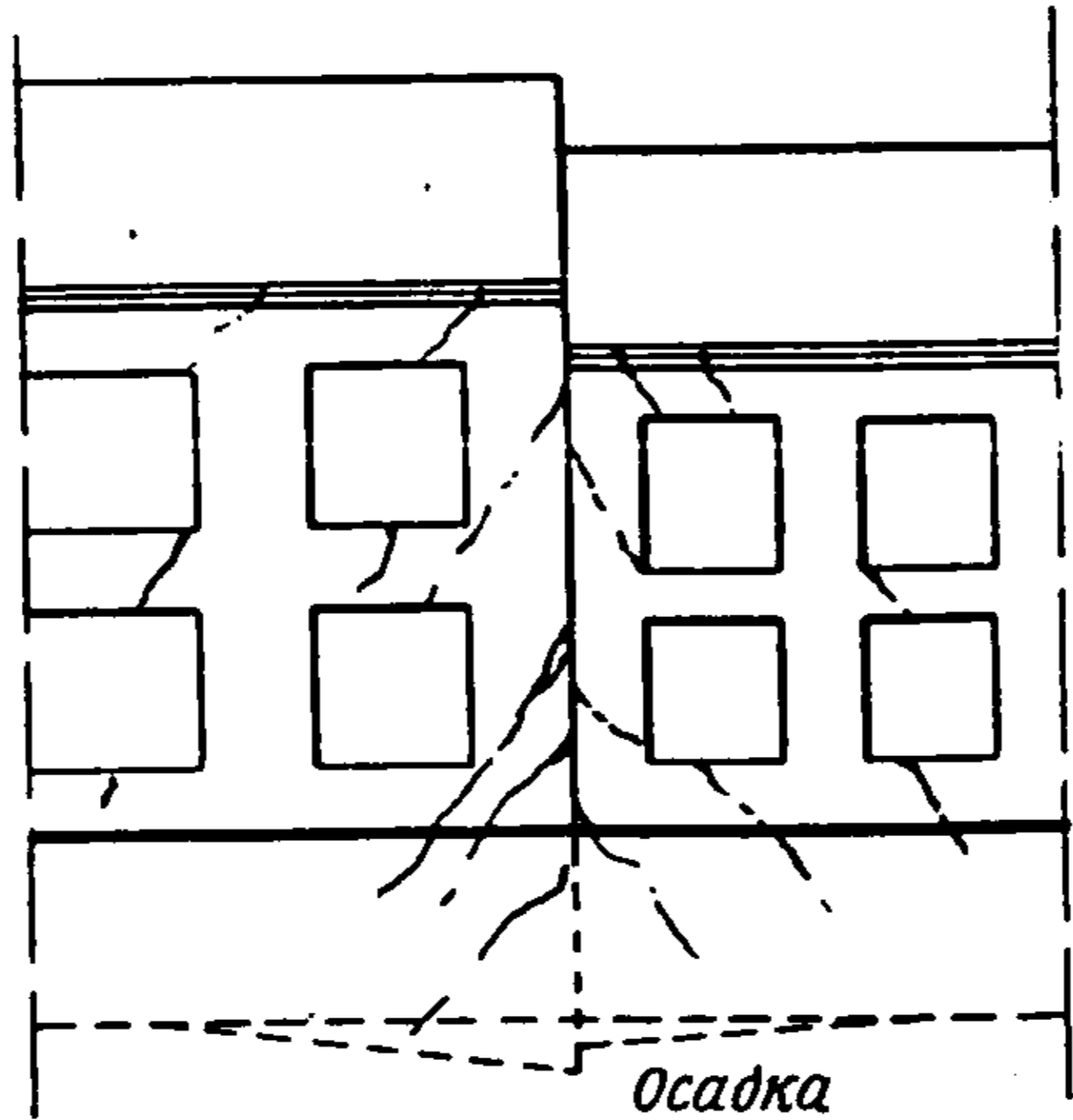
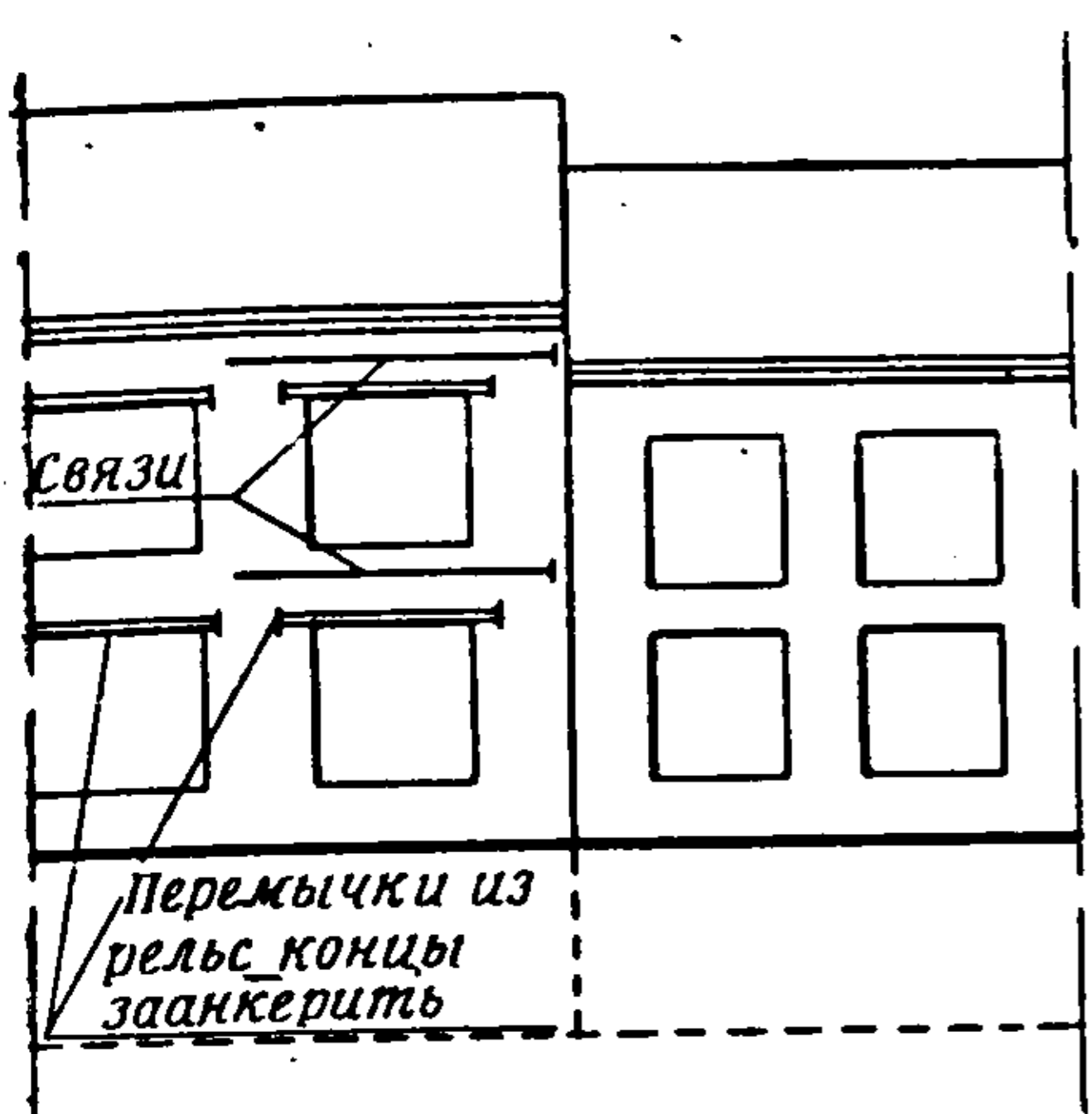
Если увеличение нагрузки незначительно, то можно обойтись более простыми приемами. При доброкачественном старом фундаменте можно расширить подошву фундамента с помощью бетонных подушек, расположенных сбоку от фундамента (рис. 22, фиг. 2). Совместная работа старого фундамента с подушками обеспечивается стальными балками, закладываемыми в старый фундамент.

На рис. 22, фиг. 5 показаны способы расширения подошвы фундаментов под колоннами с помощью кольцевого железобетонного башмака (*a*) и рубашки (*b*).

Если старый фундамент находится в плохом состоянии и разборка его не представляет трудностей, то фундамент может быть переложен с одновременным расширением подошвы (рис. 22, фиг. 3). Приступая к перекладке, под стены и фундаменты подводят стальные балки (швеллеры) и распоры из бревен для обеспечения устойчивости стен во время производства работ. Перекладку фундаментов производят последовательно участками в 1,0—1,25 м в порядке, указанном на рисунке номерами. Для удобства производства этих работ новую кладку выполняют не из бута, а из хорошо обожженного кирпича на цементном растворе.

Если старая кладка доброкачественна и с трудом поддается разборке, то под подошву существующего фундамента, не разбирая его, можно подвести новый фундамент с более широкой подошвой. В этом случае так же, как в предыдущем, ставят швеллеры и распоры. С двух сторон фундамента отрывают небольшие котлованы шириной в 1,0—1,5 м на необходимую глубину ниже подошвы фундамента. Эти котлованы отрывают в том же порядке, в котором в предыдущем примере производится перекладка фундамента, т. е. котлован 2 отрывают после того, как в котловане 1 (рис. 22, фиг. 3) закончено подведение фундамента.

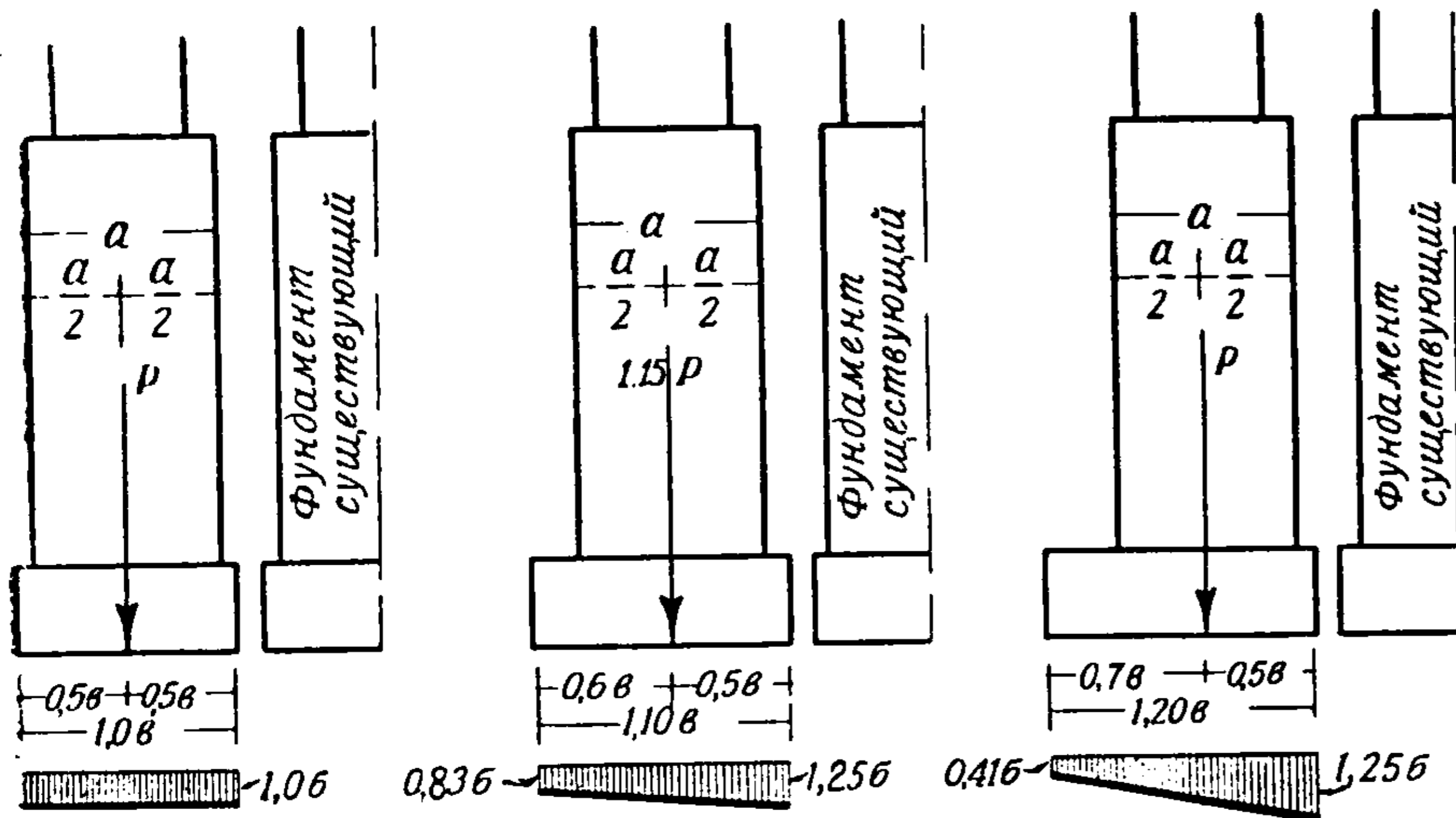
ПЕРЕУСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ. Необходимость в переустройстве фундаментов чаще всего возникает при застройке участка, окруженного существующими зданиями (рис. 23, фиг. 1). В этих случаях желательно расположить



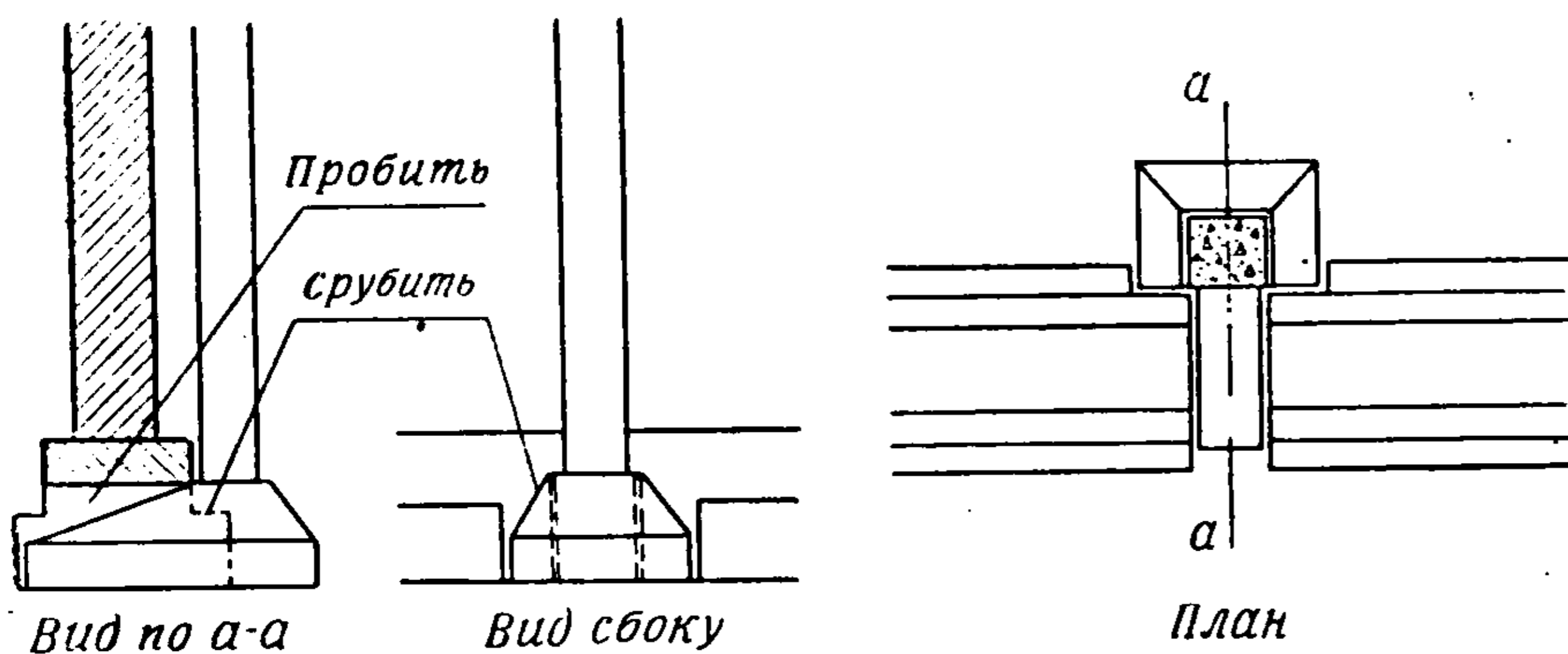
Фиг. 1

Фиг. 2

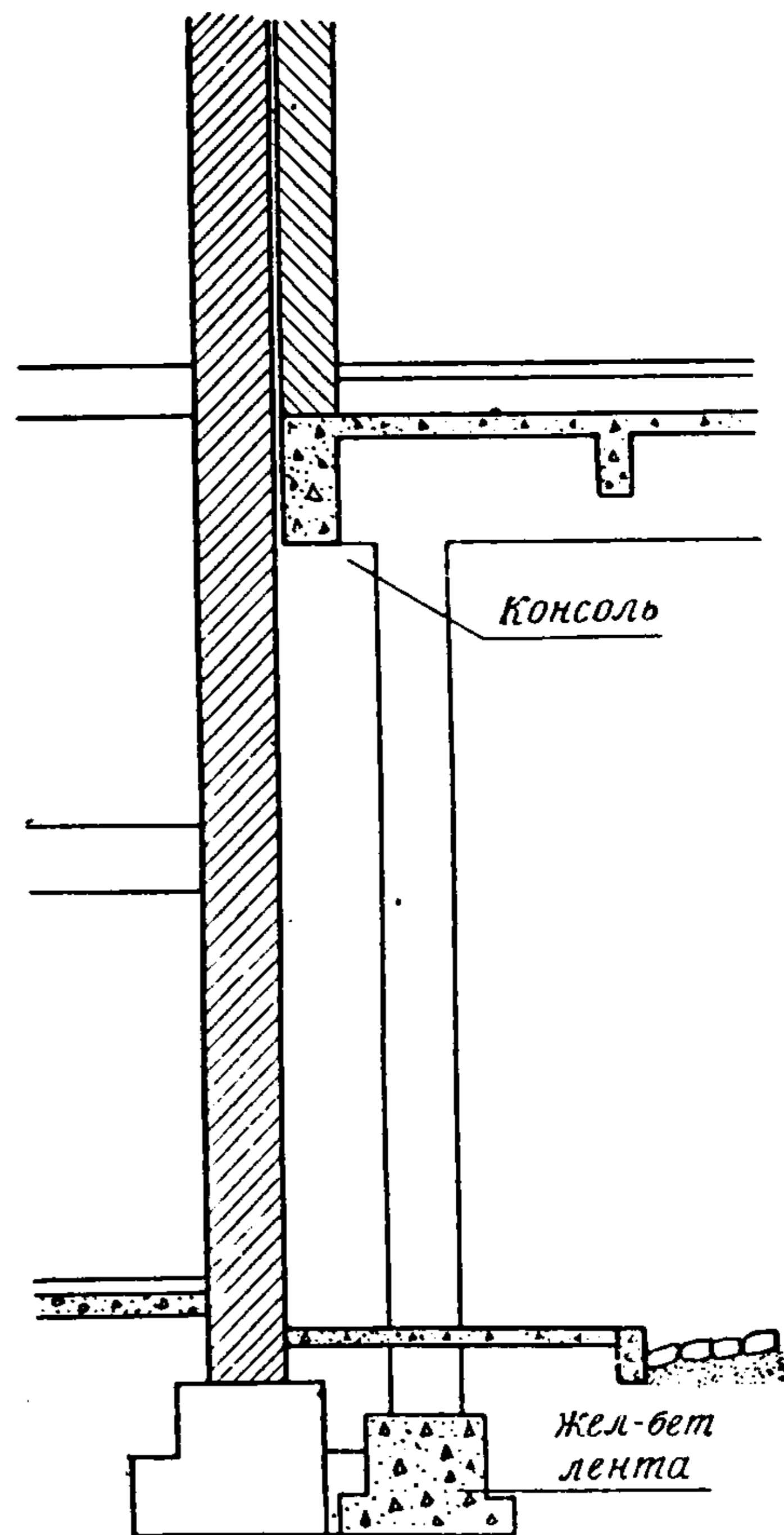
Фиг. 3



Фиг. 4 Краевые напряжения при одностороннем уширении фундамента



Фиг. 5 Фигурный башмак под колонной



Фиг. 6 Смещенный фундамент

Рис. 23. Реконструкция фундаментов смежных стен

новой стеной является бесполезной потерей места. Однако расположение стен вплотную часто оказывается невозможным по двум соображениям.

1. Выше указывалось, что осадка фундамента сопровождается уплотнением грунта и потому осадкой его на некотором расстоянии в сторону от фундамента (стр. 24 и рис. 3, фиг. 3). Если новый фундамент отделен от существующего только швом, то осадка нового фундамента будет сопровождаться осадкой примыкающей торцовой стены старого здания.

Вследствие этого при слабых грунтах, дающих значительную осадку, в продольных стенах существующего здания могут возникнуть трещины (рис. 23, фиг. 2).

2. Подушка фундамента должна быть расширена по сравнению со стеной. Однако одностороннее расширение (рис. 23, фиг. 4) мало позволяет увеличить нагрузку на фундамент. Это подтверждается эпюрами, приведенными на рисунке. При ширине подошвы, равной $1,10$ ширины симметричного фундамента, предельное краевое напряжение ($1,25\sigma$) достигается при нагрузке, равной $1,15$ нагрузки на симметричный фундамент. Это является пределом увеличения нагрузки, так как при ширине $1,20 b$ максимальное краевое напряжение достигается при нагрузке p , т. е. никакого увеличения p не происходит. Дальнейшее увеличение ширины вызовет только уменьшение несущей способности фундамента. Поэтому одностороннее расширение свыше 10% бесполезно, при больших нагрузках новая стена должна быть отодвинута от существующей, чтобы под ней можно было разместить симметрично расширенный фундамент.

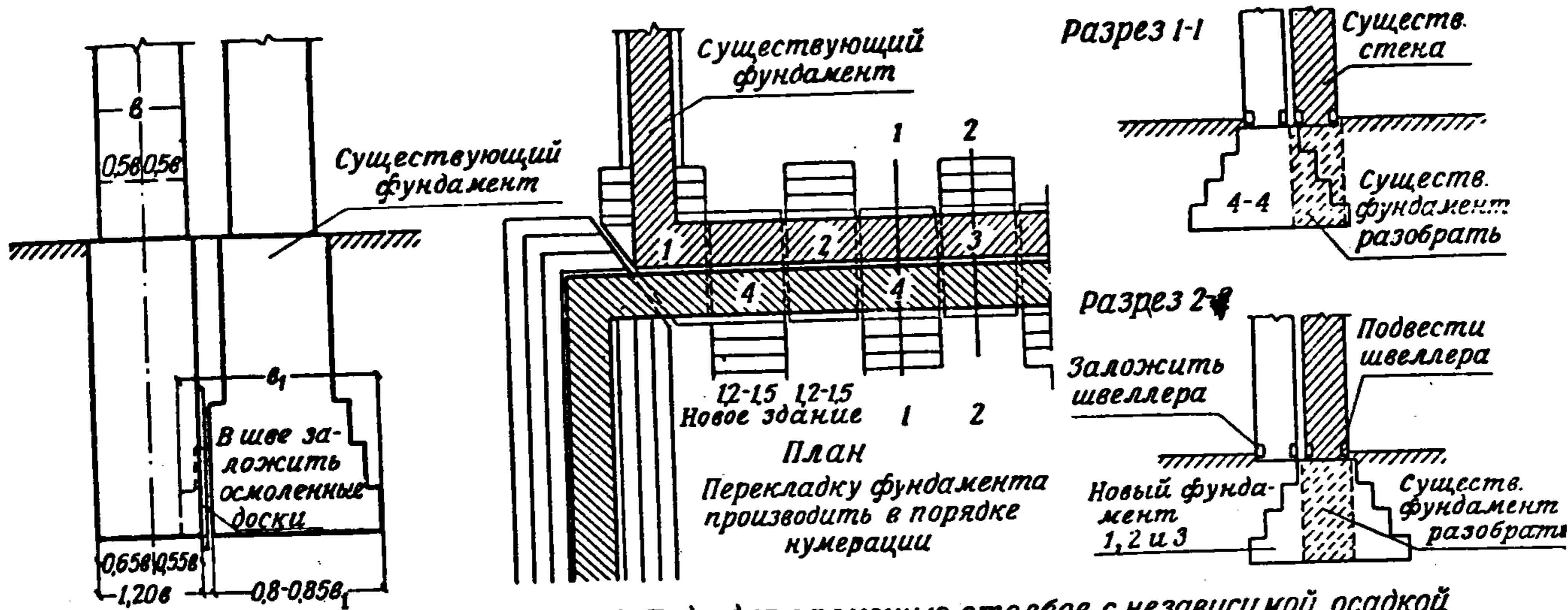
Все же задачей проектировщика является сведение к минимуму зазора между стенами, для чего может быть использован один из следующих приемов.

Если здания небольшой этажности, имеющие поэтому неширокие фундаменты, возводятся на плотных грунтах (степень плотности $D > 0,67$), стену нового здания можно расположить рядом с существующей (рис. 23, фиг. 1). В верхних этажах стен следует заложить железные связи для того, чтобы повысить устойчивость стены при возможном отклонении; перемычки окон, прилегающих к торцу, следует выполнять по стальным балкам, так как этот тип перемычек наименее чувствителен к неравномерным осадкам. Чтобы обеспечить возможность самостоятельных осадок существующего и вновь возводимого фундаментов, между ними должен быть оставлен зазор в $2-3$ см, образуемый досками, закладываемыми при кладке фундаментов.

В слабых грунтах, чтобы избежать трещин (рис. 23, фиг. 2), новую стену следует отодвинуть (рис. 23, фиг. 3). Новый фундамент можно сделать несимметричным, а у старого фундамента можно обрубить имеющиеся обрезы (рис. 24, фиг. 1). В этом случае под старым фундаментом должны быть проверены давления, которые будут после обрубки обреза. Так же, как и при надстройках, под старым фундаментом, учитывая опрессовку грунта, давления могут быть повышены. Однако разбираемый случай отличается от надстроек тем, что давление будет увеличенным не под всеми фундаментами, а только под одной стеной. Поэтому давление на грунт под уменьшенной подошвой должно превышать допускаемое не больше, чем на $15-20\%$.

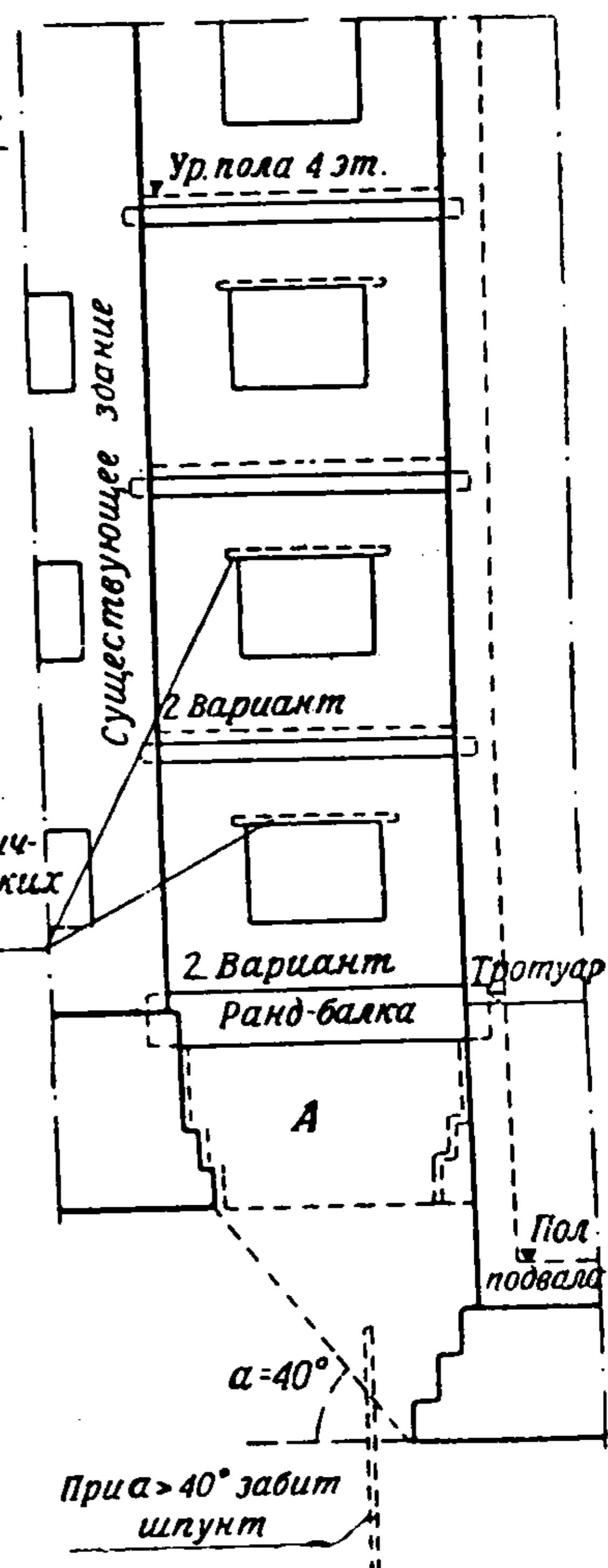
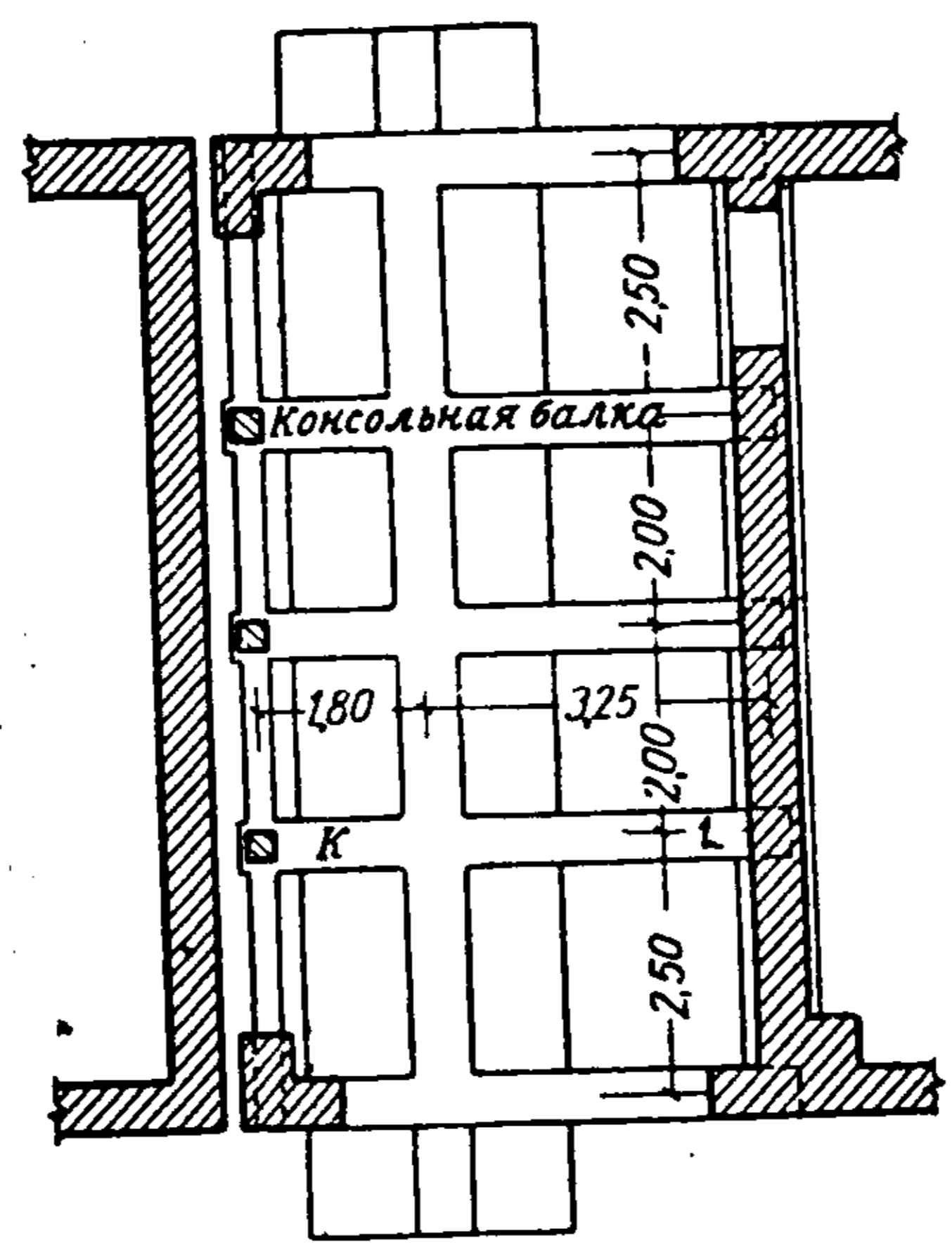
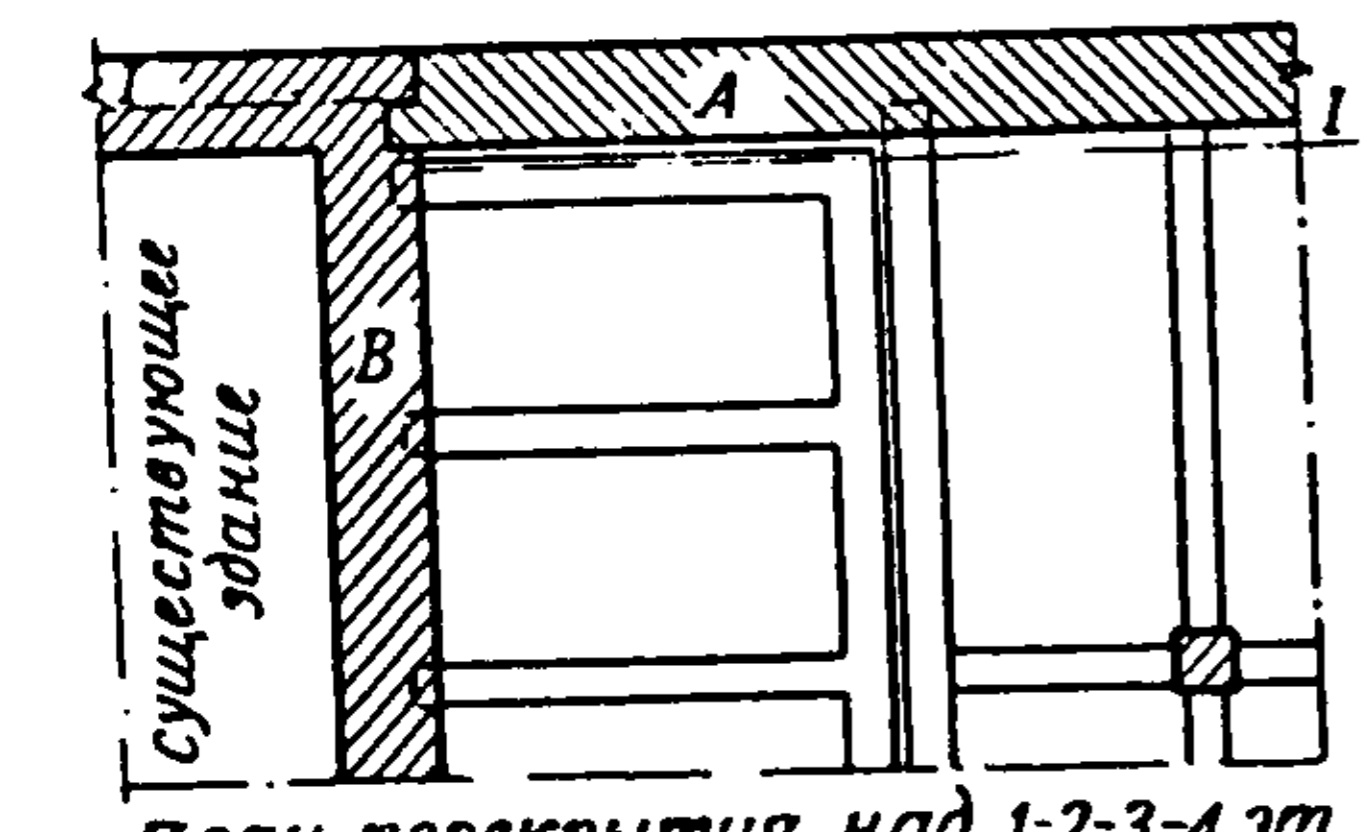
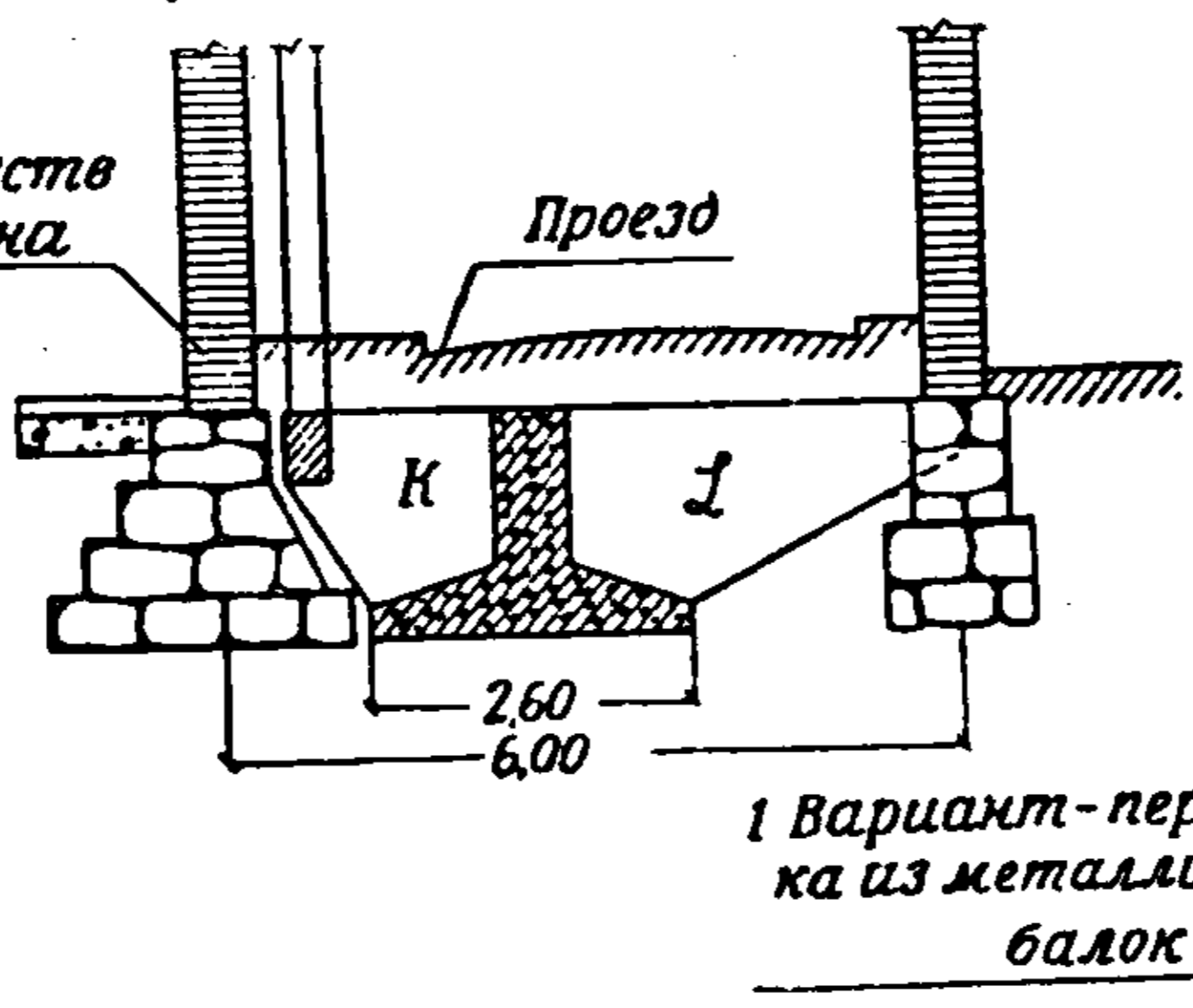
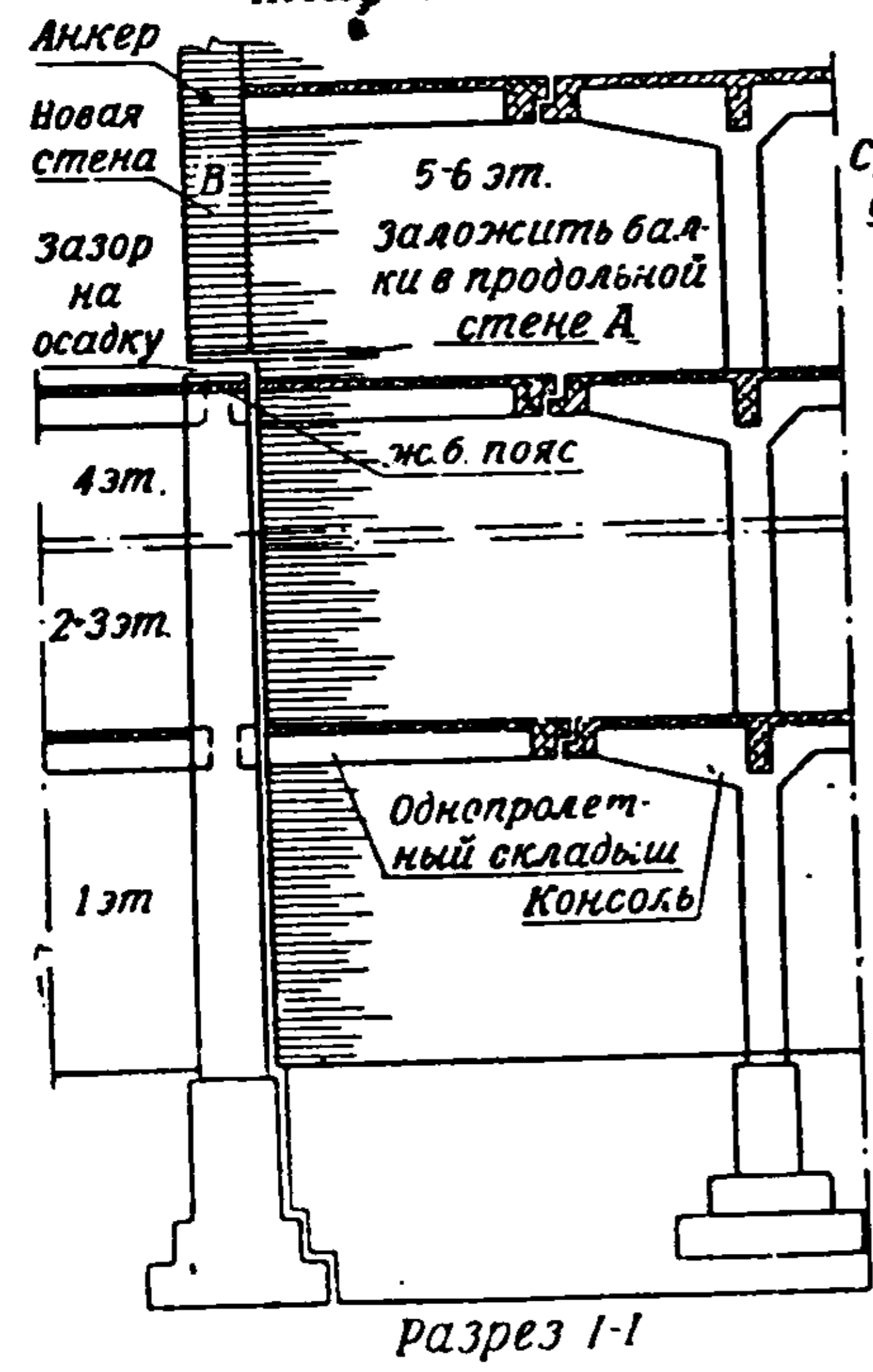
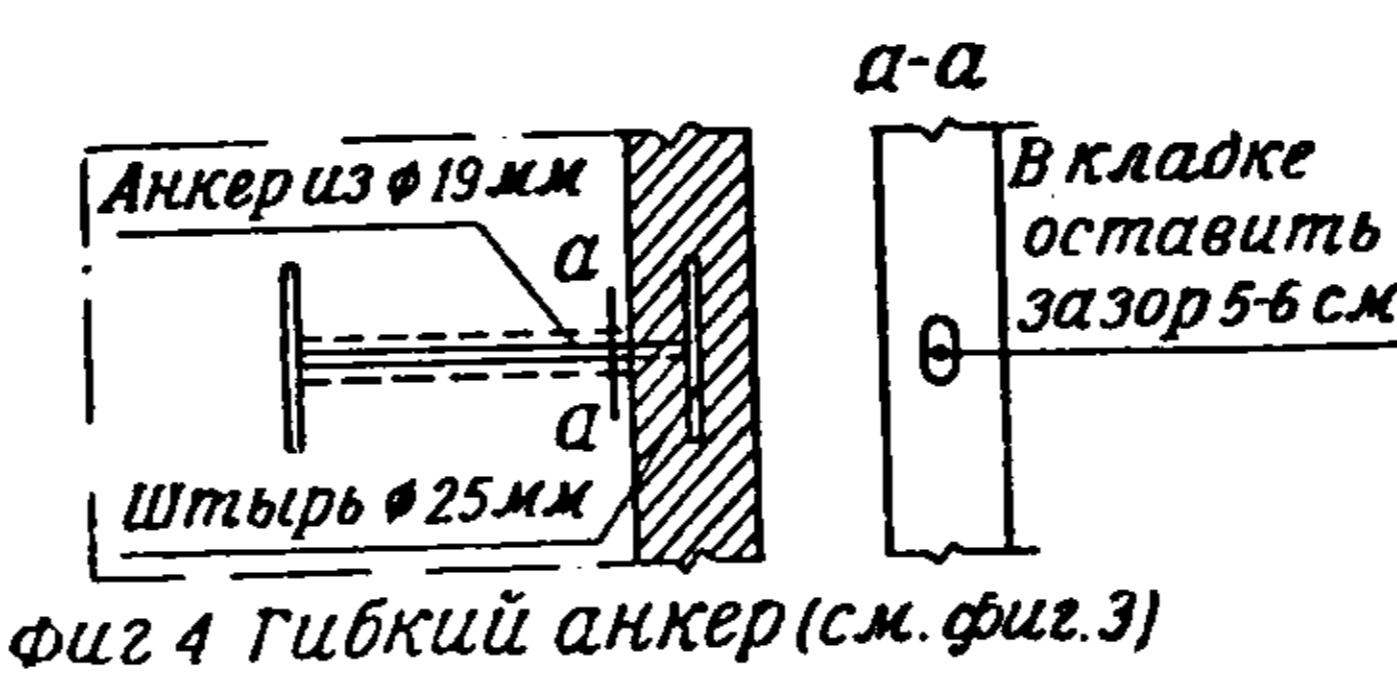
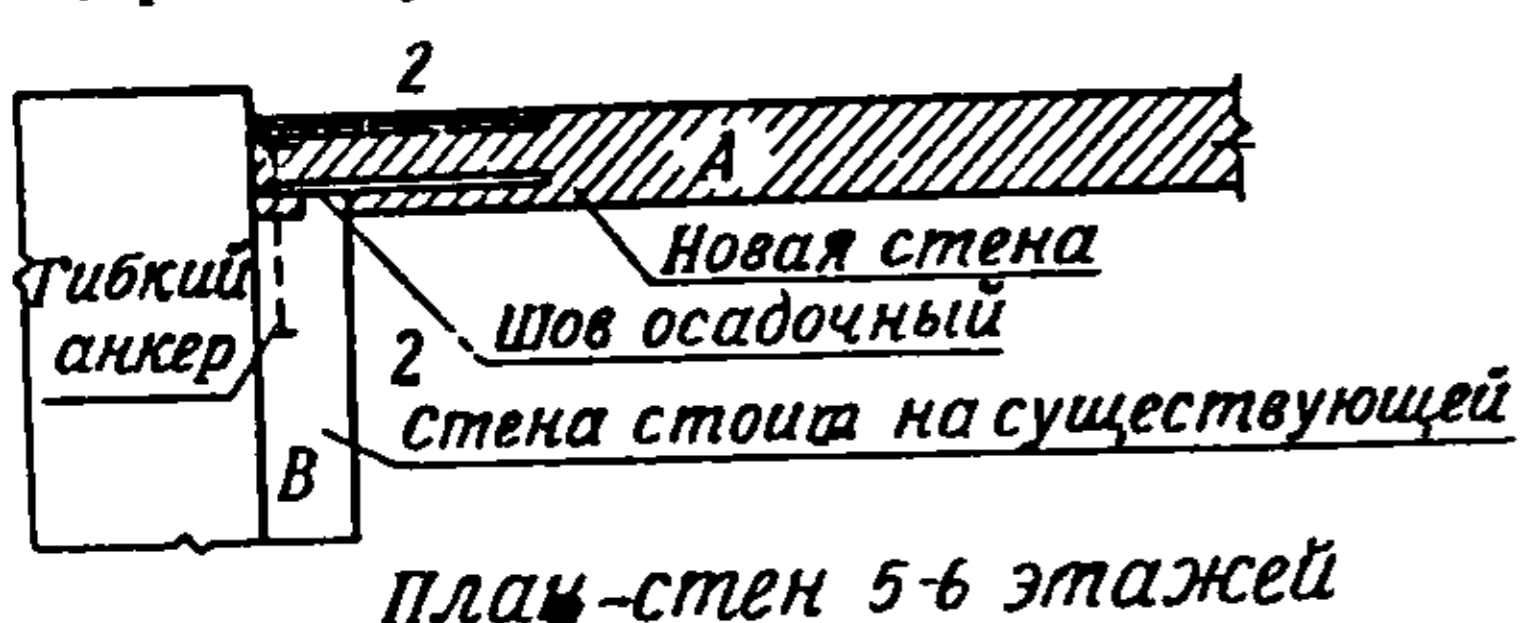
При значительных нагрузках и размерах фундаментов расстояние между стенами сильно увеличивается. Поэтому лучше новую стену отодвинуть на $3,0-3,5$ м от старой и застроить весь промежуток. Перекрытия в застроенном участке будут опираться на существующую стену (рис. 24, фиг. 6). Так как осадки новой и старой стены будут, безусловно, различными, то все балки и перемычки в этом промежутке должны быть разрезными (однопролетными), а стены застройки отделены как от новых, так и от старых стен осадочными швами (пунктир, рис. 24, фиг. 6, 1-й вариант).

Существующая стена и фундаменты под ней должны быть проверены на дополнительную нагрузку от перекрытий. Давление на грунт, учитывая высказанные выше соображения, может превышать допускаемое давление на $15-20\%$.



Фиг. 1 Внецентрик. фундамент (сравн. рис. 23 фиг. 4)

Фиг. 2 Подводка с помощью столбов с независимой осадкой



Фиг. 3 Примыкание с надстройкой стены

Фиг. 5 Фундамент под колонны с уравновешенными консолями

1. Вариант - с местным фундам. А и металлическими перемычками
2. Вариант - на рандбалках при глубоком подвале нового дома
Фиг. 6 Вариант застройки продольной стены между зданиями

Рис. 24. Переустройство фундаментов и застройки

Конструкция застройки усложняется, если новое здание проектируется выше старого, так как в этом случае над старой стеной (рис. 24, фиг. 3) должна быть надстроена новая стена В (5-й и 6-й этажи). Такая надстройка возможна только при весьма плотных грунтах. Стена В должна быть отделена от стены пристройки А осадочными швами, вследствие чего она получается как бы свободно стоящей. Устойчивость ее обеспечивается анкерами из гибкой арматуры, конструкция которых не должна препятствовать свободной осадке стен (рис. 24, фиг. 4). Для уменьшения дополнительной нагрузки на существующую стену, перекрытия, примыкающие к ней, могут быть выполнены в виде балок небольшого пролета, опирающихся на консоли, выпущенные из балок новых перекрытий нового здания (рис. 24, фиг. 3).

Если обрубка или загрузка существующего фундамента по условиям прочности грунта невозможна, а размеры несимметричного фундамента оказываются недостаточными, то приходится прибегать к переустройству существующих фундаментов. На рис. 24, фиг. 2 изображен прием, позволяющий обеспечить самостоятельную осадку и равномерное давление под обеими смежными стенами. Сплошной существующий фундамент заменен кирпичными (из железняка) столбами 1, 2, 3 с более широкой подошвой, эти столбы несут старую стену. В промежутках между ними сделаны столбы 4 для новой стены. Столбы возводятся по-одному, для того чтобы подрывать существующий фундамент одновременно только на небольшом протяжении. Существующую стену на время производства работ укрепляют подкосами и связями и поддерживают стальными балками. Верх столбов должен быть плотно подведен под стену.

Если вследствие наличия подвала новый фундамент должен быть опущен значительно ниже старого, то под последний необходимо подвести столбы, опущенные на ту же глубину, что и новый фундамент. Подводка осуществляется отдельными столбами аналогично тому, как описывалось выше (рис. 22, фиг. 3 и рис. 24, фиг. 2).

Для того чтобы избежать дорогих и трудоемких работ по подводке фундамента, следует подвал нового здания по возможности отодвинуть от существующего здания, чтобы не тревожить старых фундаментов. Стены в промежутке между зданиями опирают в этом случае с помощью рандбалок на существующие фундаменты (рис. 24, фиг. 6, 2-й вариант, сплошные линии).

В тех случаях, когда к старому зданию пристраивается каркасное здание, равномерное давление под фундаментами каркаса может быть достигнуто одним из следующих приемов:

1) при небольших нагрузках на колонны фундамент можно запроектировать в виде продольной ленты, расположенной рядом с существующим фундаментом. У колонн должны быть устроены в сторону последнего консоли (рис. 23, фиг. 6);

2) железобетонный башмак каждой колонны может быть запроектирован тавровой формы в плане с широкой частью, вытянутой вдоль старого здания, и длинным узким выступом, входящим в проем, пробитый в существующем фундаменте (рис. 23, фиг. 5). Соотношение площадей каждой части выбирается так, чтобы центр тяжести всего фундамента совпадал с вертикальной равнодействующей. Площадь старого фундамента при этом уменьшается. Давление под ним, определенное с учетом этого уменьшения, не должно превышать допускаемого более, чем на 15—20% (стр. 88);

3) при весьма значительных нагрузках и размерах фундаменты могут быть выполнены по схеме, изображенной на рис. 24, фиг. 5. Ленточный фундамент отодвинут от существующей стены. Нагрузка от колонн передается на фундамент с помощью коротких мощных консолей К. Равномерность передачи обеспечена защемлением длинных консолей L в правой сильно нагруженной стене.

ГЛАВА ДВЕНАДЦАТАЯ

МЕРЫ ЗАЩИТЫ ОТ ГРУНТОВЫХ ВОД

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ. Мероприятия по защите здания от грунтовой воды выбираются в зависимости от уровня грунтовых вод в районе постройки. Выше указывалось (стр. 10), что уровень грунтовых вод колеблется в течение года, причем наивысший уровень грунтовых вод наблюдается весной (рис. 25, фиг. 6, *весенний уровень*). Для того чтобы обеспечить здание от затопления во время случайного значительного подъема грунтовых вод, при выборе методов гидроизоляции ориентируются на так называемый *расчетный уровень грунтовых вод*, который принимают на 0,5—0,6 м выше весеннего уровня.

Независимо от наличия грунтовых вод, кроме рассмотренных ниже способов гидроизоляции, всегда следует затруднить доступ поверхностных вод к фундаментам и цоколю, устроив вокруг здания тротуар или отмостку.

На рис. 25 изображены различные способы устройства гидроизоляции.

Если здание не имеет подвала (фиг. 1 и 2) или если расчетный уровень грунтовых вод расположен ниже пола подвала (фиг. 3 и 5), достаточно изолировать стены подвала от влаги, находящейся в грунте, и воспрепятствовать поднятию ее по стенам. Эти мероприятия называются *изоляцией от капиллярной влаги*.

Если уровень грунтовых вод расположен выше уровня пола подвала (фиг. 4 и 6), то наиболее целесообразно устроить *дренаж*. Для этого на некоторой глубине ниже пола подвала закладывают дренажные трубы, которые собирают и отводят воду от здания в более низкое место. Таким путем можно опустить уровень грунтовых вод ниже пола подвала (рис. 25, фиг. 7). Однако устройство дренажа возможно только в том случае, когда имеются водоемы (река, озеро, канал, коллектор сточных вод и т. д.), в которые можно сбросить воду, отводимую от здания. Если дренаж невозможен, то подвал может быть защищен от затопления его грунтовыми водами с помощью специальной гидроизоляции.

Гидроизоляция усложняется, если грунтовые воды, расчетный уровень которых расположен выше подошвы фундамента (рис. 25, фиг. 2, 4, 5, 6), *агрессивны*. В этом случае все части фундаментов, опущенные ниже уровня грунтовых вод, покрываются оболочкой, устраняющей непосредственное соприкосновение фундамента с водой.

ИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ. Наиболее совершенной и надежной гидроизоляцией является непрерывный ковер из нескольких слоев рулонных материалов, наклеиваемых на изолируемую поверхность водонепроницаемой *клебемассой*. В такой оболочке водонепроницаемость создается клебемассой, а рулонный материал лишь придает оболочке способность следовать за деформациями фундаментов, не разрушаясь.

В массовом гражданском строительстве наибольшее применение имеют битумные клебемассы (ОСТ 5517), приготовленные из нефтяных битумов (ОСТ 7296), получаемых путем переработки продуктов нефти. Более долговечны и дольше сохраняют свои специфические свойства натуральные (асфальтовые) битумы¹, но они дороги, добываются в ограниченном количестве и потому должны применяться только для особо ответственных сооружений или в виде добавок к нефтяным.

Наша промышленность выпускает пять марок нефтяных битумов, отличающихся по составу, тягучести и температуре размягчения.

Битумной клебемассой (ОСТ 5517) называется смесь битумов (или битум), очищенная от случайных примесей (песка, земли, воды и т. п.) и превращенная в жидкое состояние путем нагрева до определенной температуры (*горячие кле-*

¹ К числу натуральных битумов относится естественный гудрон. См. «Плоские кровли» стр. 478.

бемассы) или растворения ее в летучих растворителях: бензоле, сероуглероде, сольвентнафте (холодные клебемассы).

Для изоляционных работ следует применять клебемассу с температурой размягчения около 50° , приготовленную из битума марки III. На вертикальных плоскостях вблизи котлов, боровов, дымовых труб следует применять более тугоплавкую клебемассу с температурой размягчения $85-90^{\circ}$, получаемую смешиванием битумов марок III и V.

Рулонными гидроизоляционными материалами называются картоны или ткани, пропитанные водонепроницаемыми продуктами: нефтяными битумами (руберойд, пергамин, гидроизол¹ и т. п.) или каменноугольными дегтевыми продуктами (толь, толь-кожа).

В настоящее время наибольшее применение в массовом гражданском строительстве находят материалы на органическом (тряпичном) картоне (руберойд ОСТ 8519, пергамин ОСТ 8520), хотя, как показали исследования НИС Метростроя, они подвержены гниению и могут оказаться недостаточно долговечными.

Более совершенны, с точки зрения долговечности, рулонные материалы, полученные на основе неорганического (асбестового) картона или волокна (гидроизол), производящиеся у нас пока в ограниченном количестве.

Материалы, полученные на основе каменноугольных и древесных дегтей (толь, толь-кожа, гольц-цемент и т. п.), вследствие наличия в составе их веществ, растворимых в воде (фенолы), с течением времени подвергаются выщелачиванию, разрушаются и, потому, вследствие затруднительности последующего ремонта изоляции, применяться не должны.

Из дегтевых продуктов изготавливаются так называемые *толевые клебемассы*. По внешнему виду они очень похожи на битумные, но смешение этих клебемасс приносит изоляции непоправимый вред, так как клеить битумные рулонные материалы (руберойд, гидроизол) толевой клебемассой нельзя. Отличить их можно по тому, что битумная клебемасса в воде плавает, а толевая — тонет².

Оболочки из рулонных материалов в высокой степени водонепроницаемы и надежны, однако они довольно дороги и требуют большой затраты труда для их укладки.

Эти недостатки несколько устраняются применением пластичных изоляций, которые приготавливаются из литого асфальта (примерный состав: 70% песка, 23% асфальтовой мастики и 7% битума марки III) или из смеси битума марки III с добавлением от 30 до 60% асбестовой пыли или каменной муки. Полученную массу наносят на фундамент в жидком виде или отливают из нее плиты, приклеиваемые с помощью клебемассы к изолируемой поверхности.

Пластичные изоляции вполне водонепроницаемы, но могут трескаться при неравномерных осадках фундаментов; кроме того, они сильно сжимаются под нагрузкой и потому мало пригодны как прокладки в фундаментах и цоколях, несущих большие нагрузки от стен и столбов.

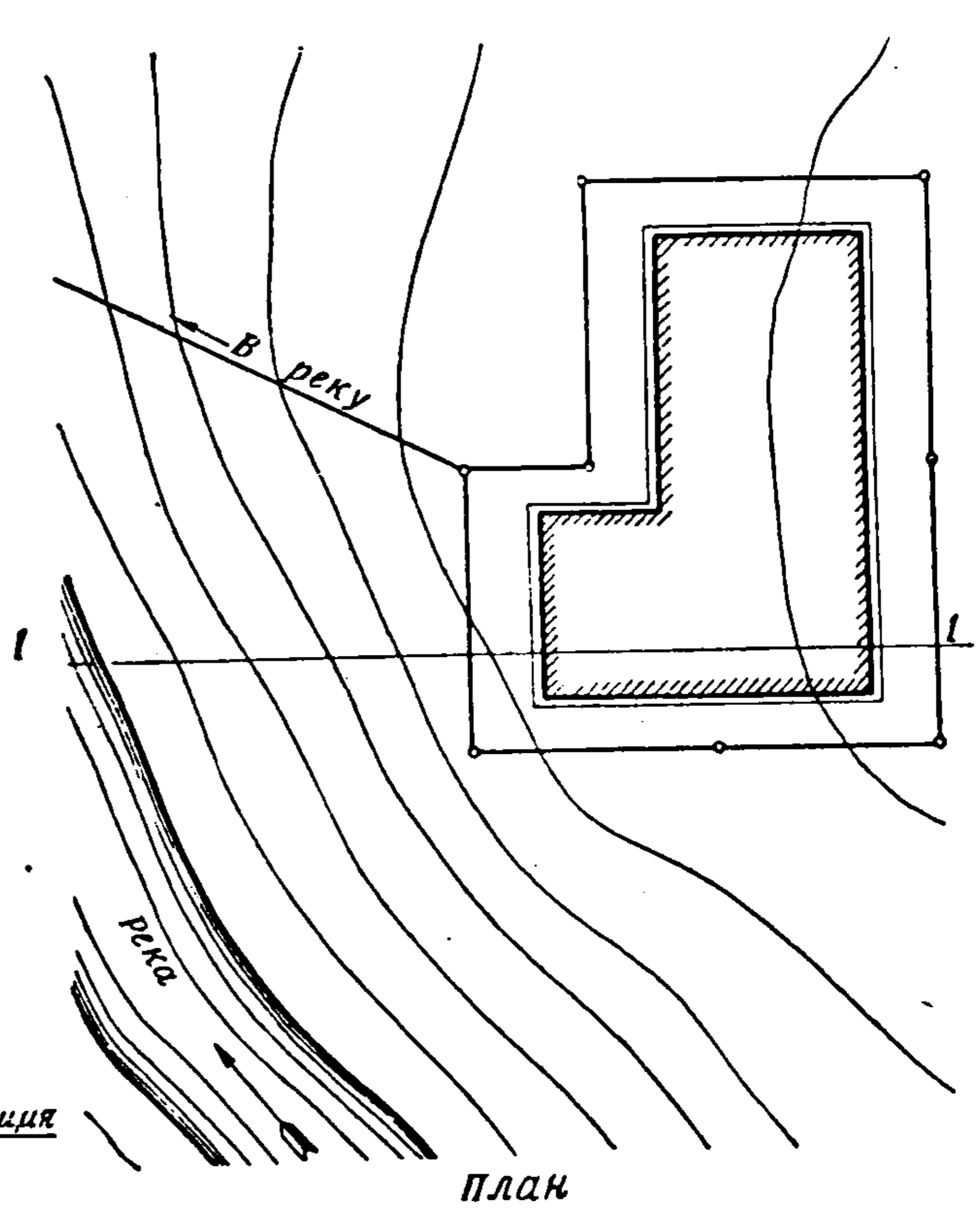
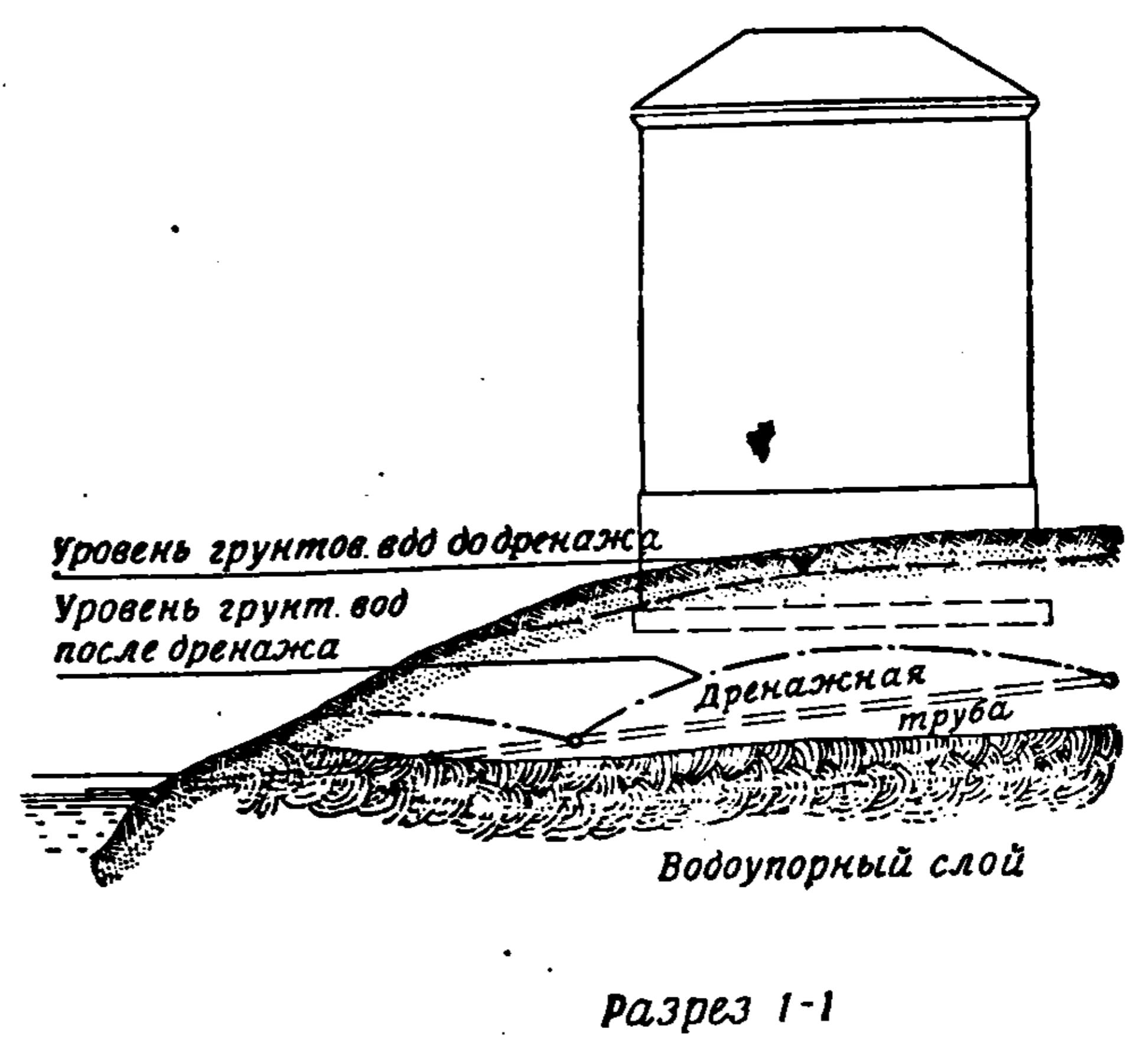
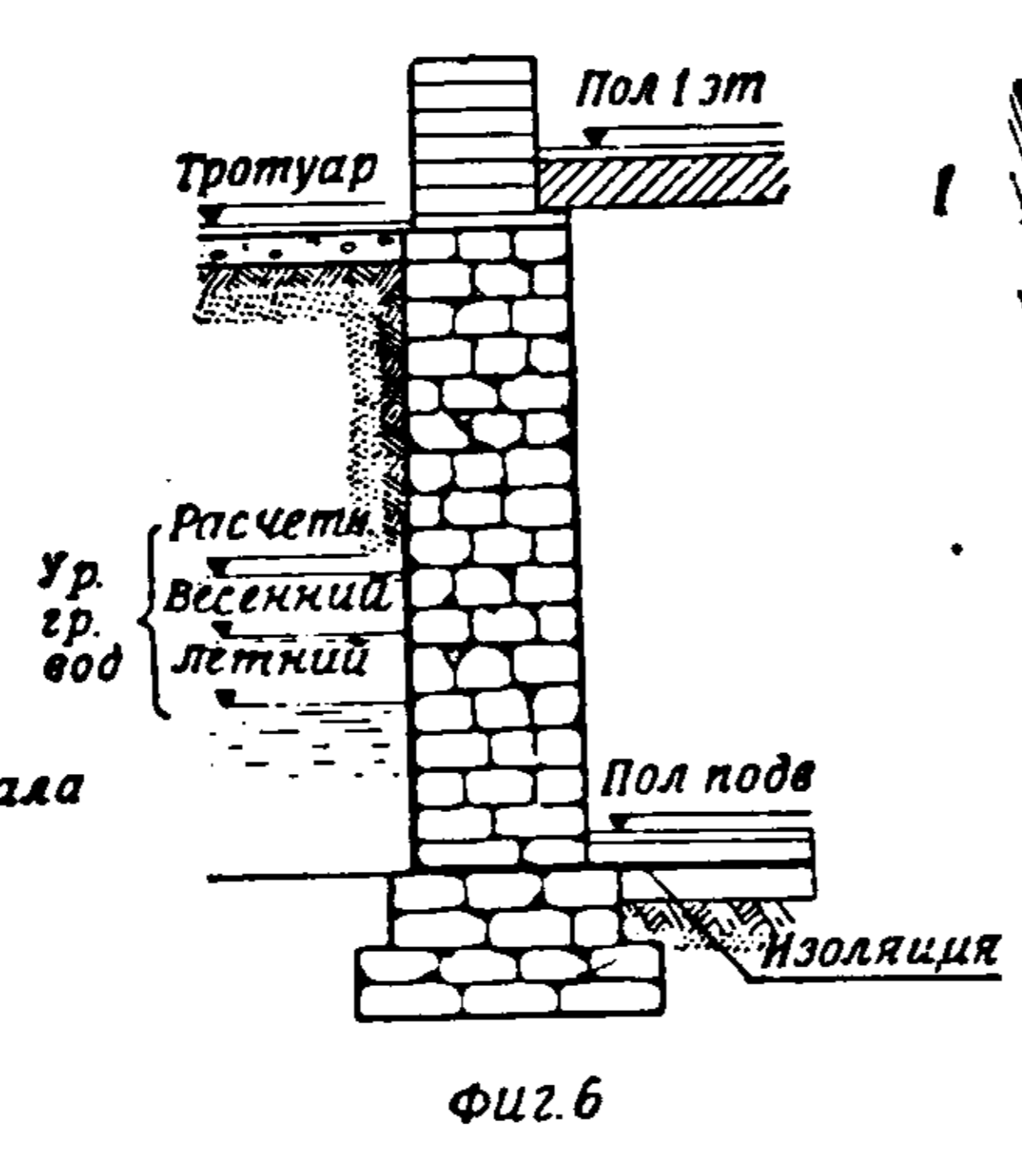
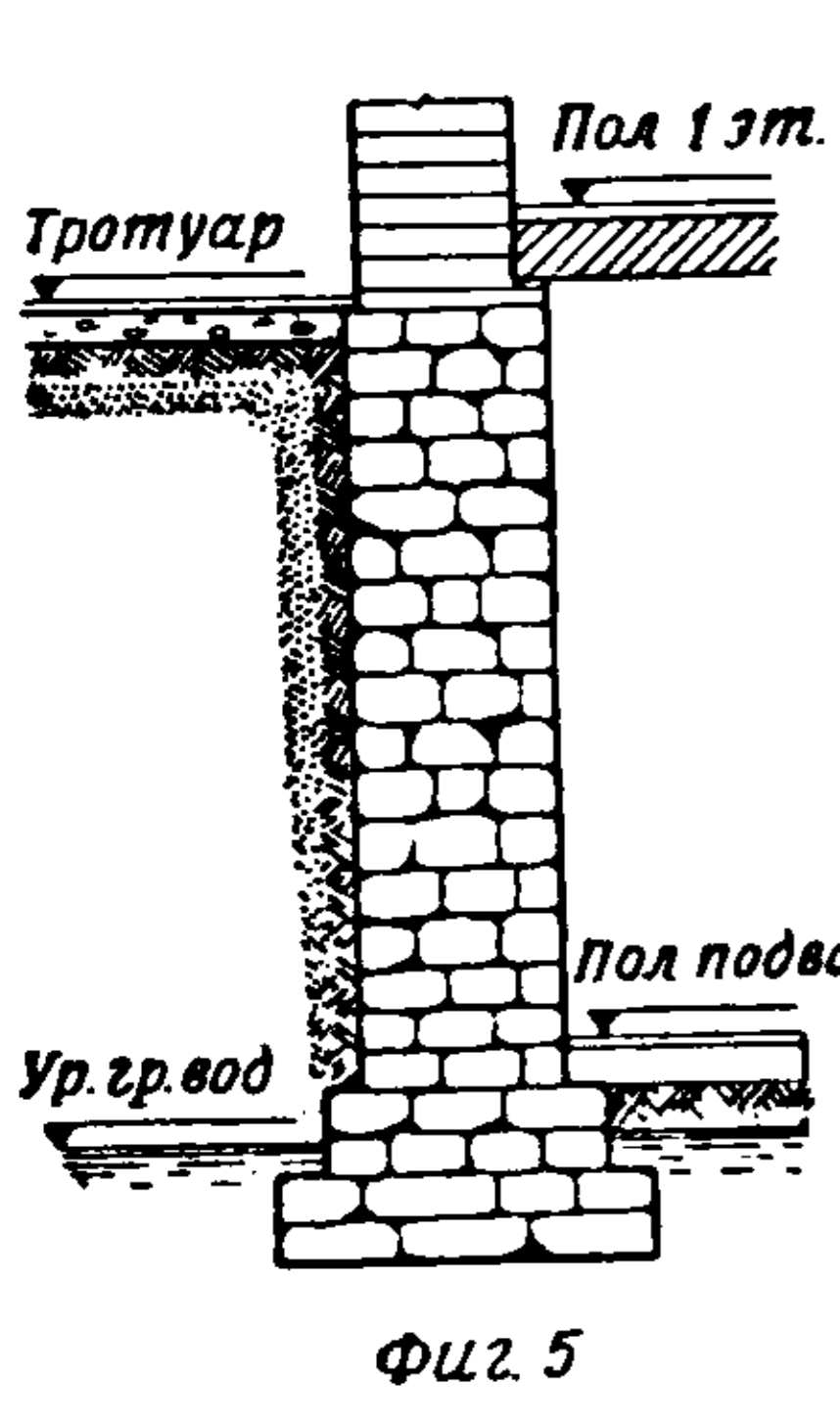
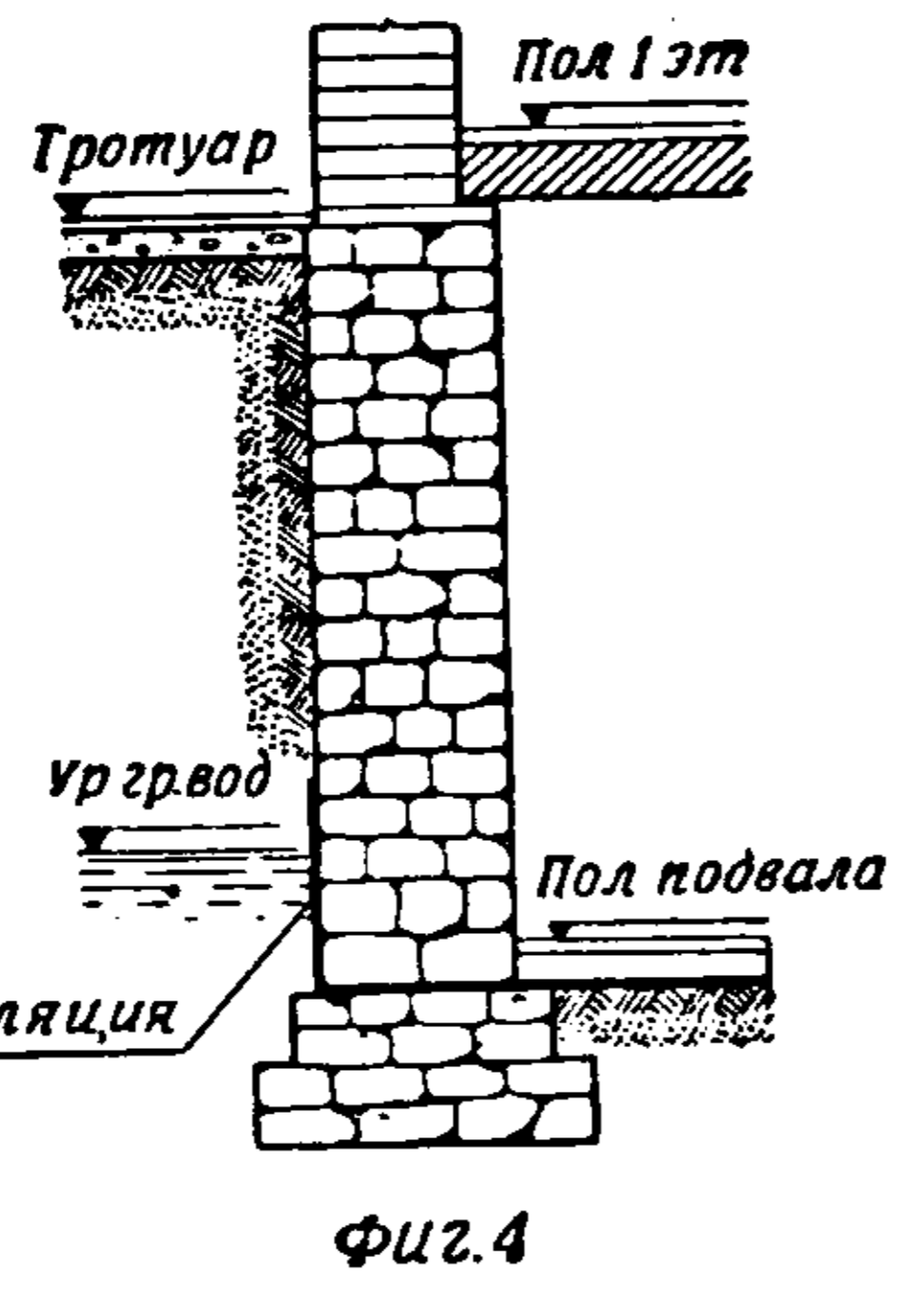
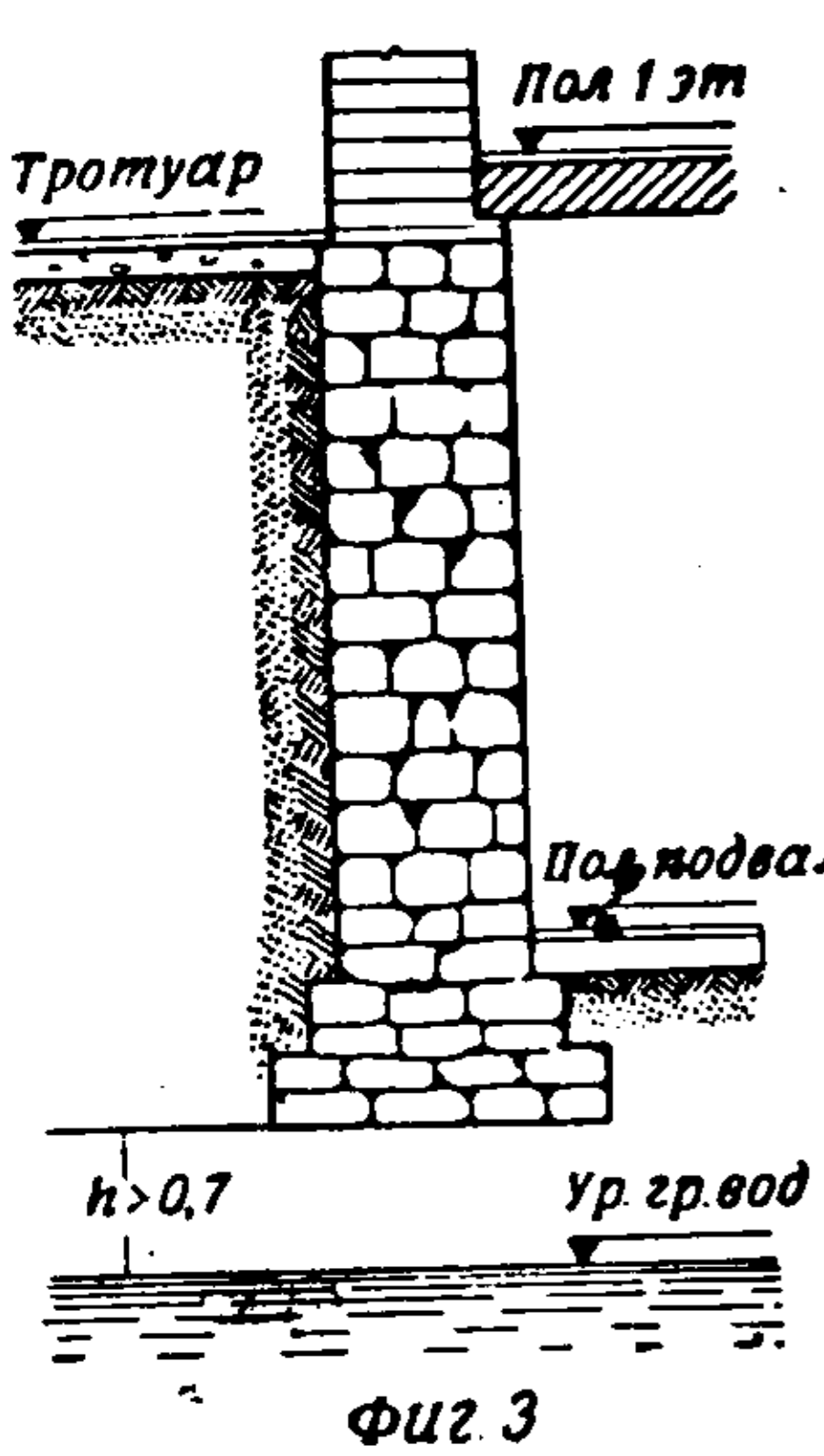
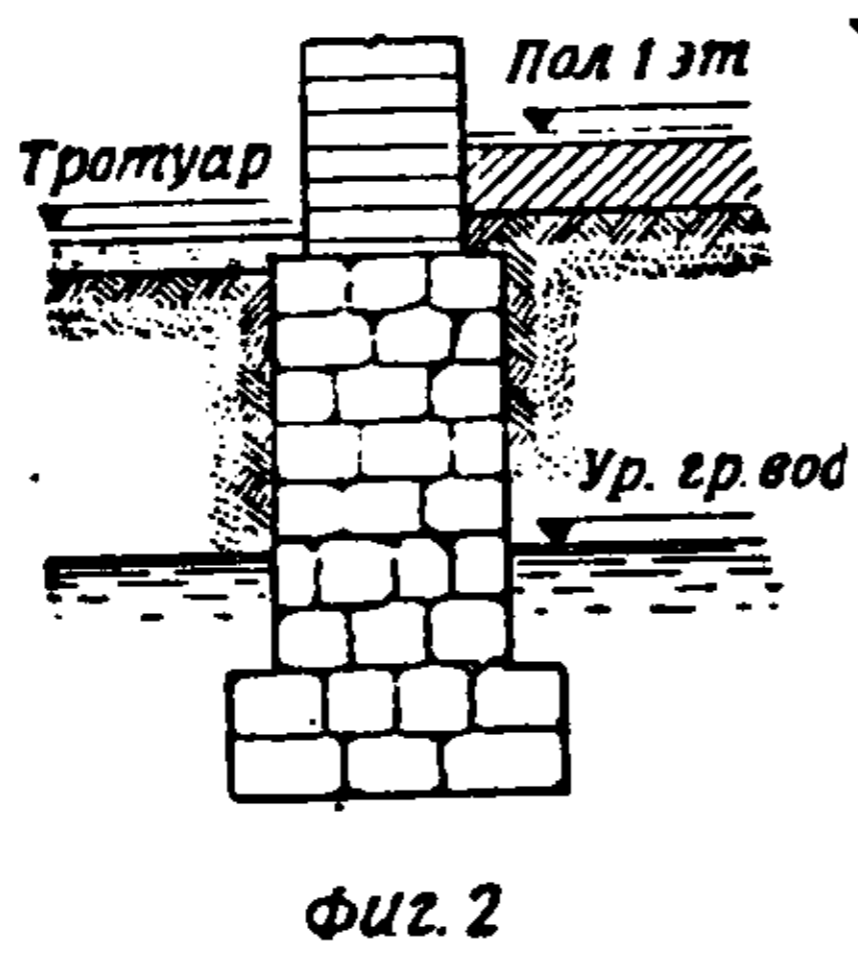
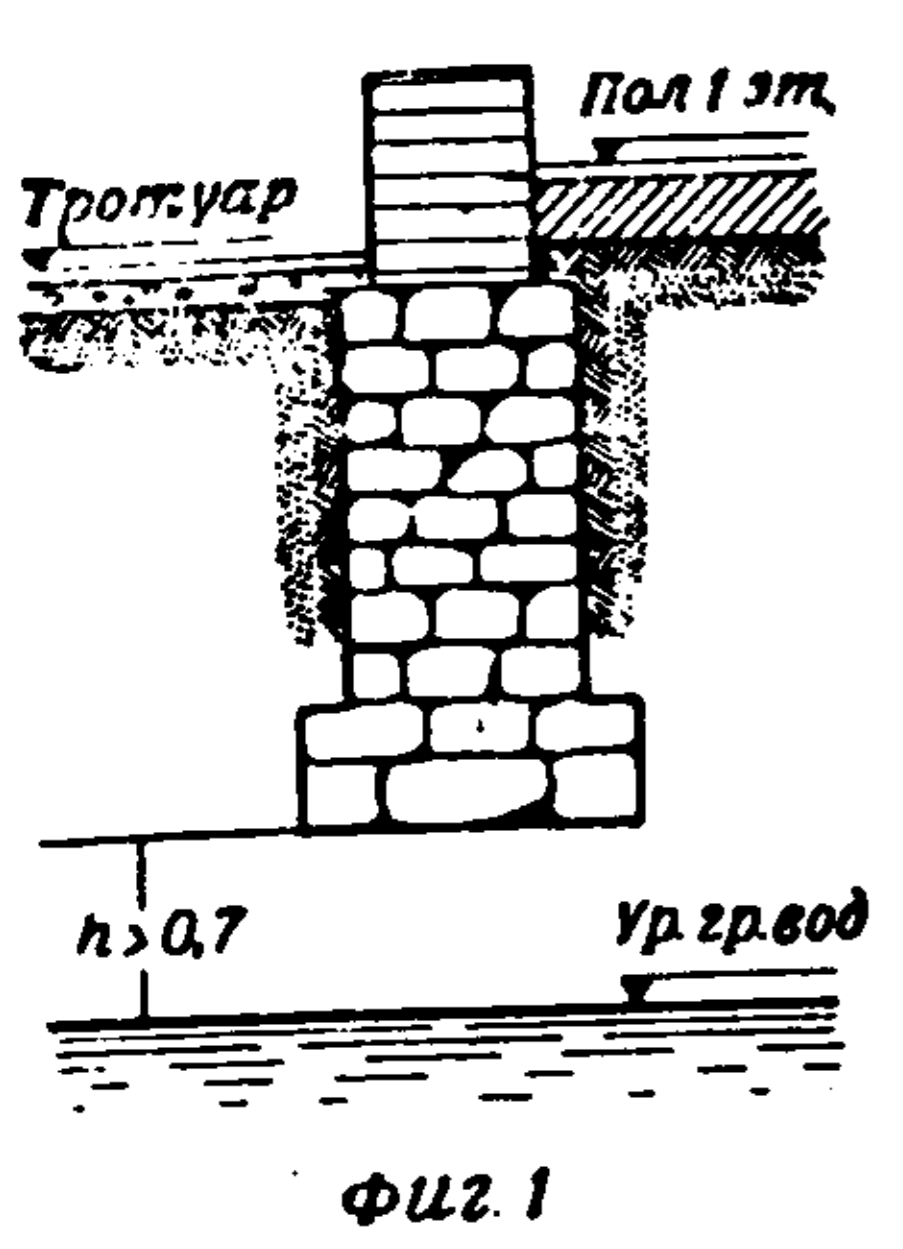
Опыты показывают, что достаточной водонепроницаемостью обладает *обмазочная изоляция* в виде слоя битума толщиной в 1,0—1,5 мм. Такая изоляция значительно дешевле описанных выше, но легко разрушается при осадках фундаментов и при засыпке котлована землей. Поэтому обмазочную изоляцию применяют только выше уровня грунтовых вод и защищают слоем цементной штукатурки.

Кроме описанных эластичных изолирующих слоев, основанных на битумах, применяется *твердая изоляция* из цементной штукатурки или смазки толщиной 10 мм, состава 1 : 1 (цемент : песок), или толщиной 20 мм, состава 1 : 2. Эти штукатурки требуют большого количества цемента; поэтому более употребительны растворы 1 : 3 (цемент : песок) с добавлением 15% церезита³; такая штукатурка

¹ Кроме того, в нашем строительстве применяется *борулин*, представляющий собой раскатанную в листы смесь битума с асбестовым волокном.

² Специальные приемы распознавания указаны в сборнике Главстройпрома, т. III, «Конструктивные детали зданий».

³ *Церезит* представляет собой сметанообразную эмульсию, после добавления которой в воду для затворения раствора последний, схватываясь, делается водонепроницаемым.



Необходима защита только от капиллярной воды —
 — фиг. 1, 2, 3, 5
 Необходим дренаж или защита подвала от затопления —
 — фиг. 4
 Необходима защита от агрессивных вод —
 — фиг. 2, 4, 5
 Определение расчетного уровня грунтовых вод и
 расчетного капора — фиг. 6

Условные обозначения
 Уровень грунтовых вод до дренажа — — — — —
 Уровень грунтовых вод после дренажа — — — — —
 Дренажные колодцы в плане ○
 Дренажные трубы в плане — ○ — ○ —
 Дренажные трубы в разрезе — — — — —
 Фиг. 7 Устройство дренажа

Рис. 25. Выбор мер защиты здания от воды

водонепроницаема при толщине 20 мм. Однако цементные штукатурки разрушаются агрессивными водами и легко дают трещины от усадки при сколь угодно неравномерных осадках фундаментов.

ИЗОЛЯЦИЯ СТЕН ОТ ВЛАГИ. Для предохранения стен от сырости по верху фундаментов укладывают изоляционный слой, предварительно выровнив поверхность фундамента раствором или выстилкой нескольких рядов кирпича. Такой слой препятствует поднятию влаги вверх по стене даже в тех случаях, когда фундамент оказывается пропитанным водой. На рис. 26, фиг. 1 показано, как устраивается такая изоляция при отсутствии подвала. Изоляционный слой закладывается на одном уровне с подготовкой под полы 1-го этажа, но не менее чем на 15 см выше тротуара. Для соблюдения этих требований уровень изоляции должен изменяться соответственно изменению уровня подготовки. Если в местах изменения уровня подготовки появляются вертикальные участки стен (фиг. 1 б, в), соприкасающиеся с грунтом, они должны быть покрыты двойным слоем битума.

В неблагоприятных условиях в отношении отсыревания находятся участки стен за каменными цоколями из плотных естественных камней (рис. 26, фиг. 1); такой цоколь препятствует испарению влаги, пропитавшей стену за ним. Влага, постоянно находящаяся в стене, может вызвать разрушение стены и цоколя; поэтому изоляция таких мест должна выполняться весьма тщательно. Соответствующий участок стены надо выложить на плотном цементном растворе состава 1 : 4 и со всех сторон тщательно изолировать от грунта битумом.

В зданиях высотой до 4 этажей изоляционный слой лучше всего выполнять из литого асфальта толщиной в 12 мм. В более высоких зданиях изоляцию делают из руберойда на битуме или из цементного слоя.

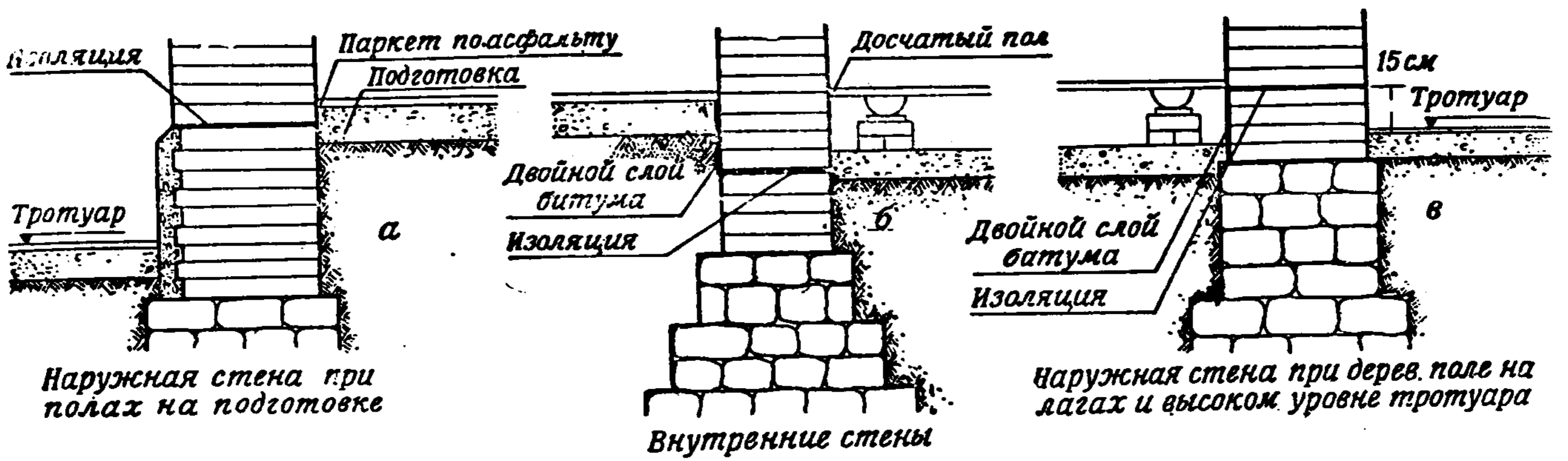
Если здание имеет подвал, то даже при отсутствии грунтовых вод защита стен подвала, так же как и стен здания, от грунтовой влаги безусловно необходима. Для этого под всеми наружными и внутренними стенами и под столбами на уровне подготовки пола подвала располагают изоляционный слой. Стены подвала, соприкасающиеся с грунтом, покрываются с наружной стороны в два слоя горячим битумом или гудроном. Вертикальная изоляция должна быть вверху доведена до подготовки тротуара или до верхнего горизонтального слоя изоляции, который укладывается в стенах на 15—20 см выше отсыпки тротуара (рис. 26, фиг. 1).

Бетонная подготовка под полом подвала представляет достаточную изоляцию от сырости, если уровень грунтовых вод расположен на 1,0 м ниже пола подвала. При более близком к полу уровне грунтовых вод в конструкцию пола следует вводить изолирующий слой гудрона или делать чистый пол водонепроницаемым из асфальта или из цемента с церезитом.

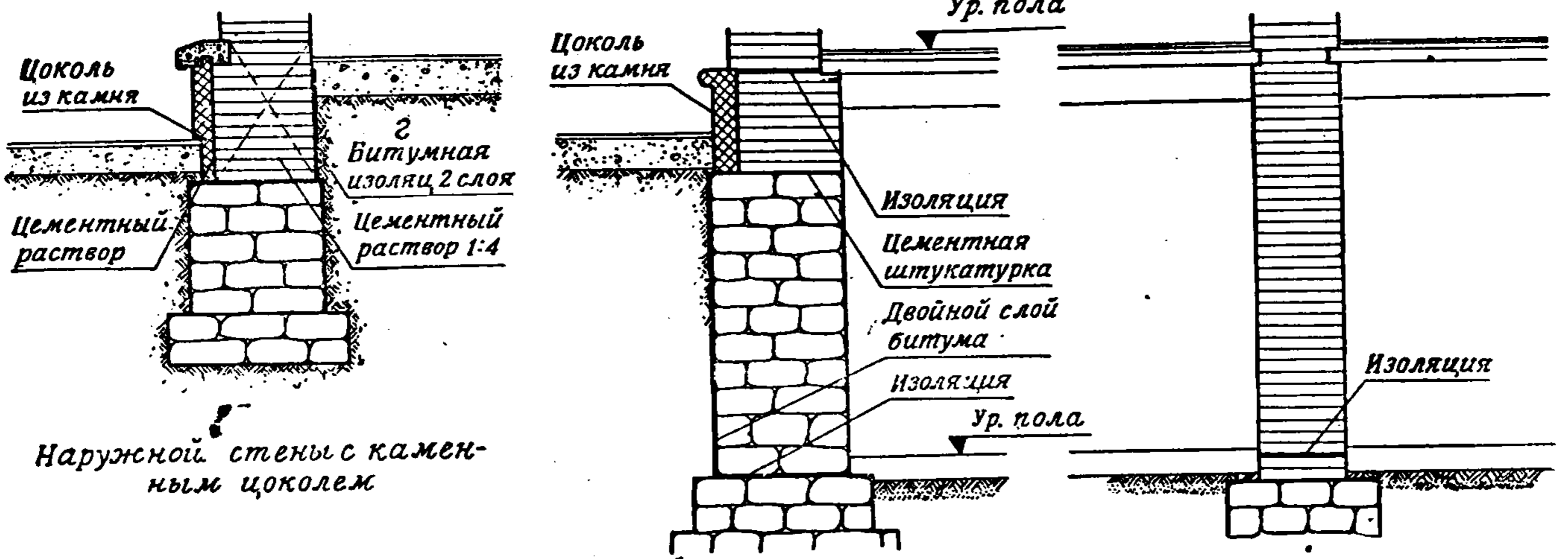
ЗАЩИТА ПОДВАЛОВ ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ. При расположении пола подвала или полуподвала ниже уровня грунтовых вод, для надежной защиты подвала от затопления изоляционный слой должен представлять собой замкнутую, с боков и снизу непрерывную на всем протяжении оболочку, расположенную с внешней стороны конструкции пола и стен.

Для создания безусловно надежной защиты было бы правильно доводить верх такой оболочки до уровня подготовки под тротуар. Однако в целях экономии обычно оболочку доводят только на 40—50 см выше расчетного уровня грунтовых вод. Выше делают обычную изоляцию от капиллярной влаги, т. е. наносят 2 слоя битума по выровненной раствором поверхности.

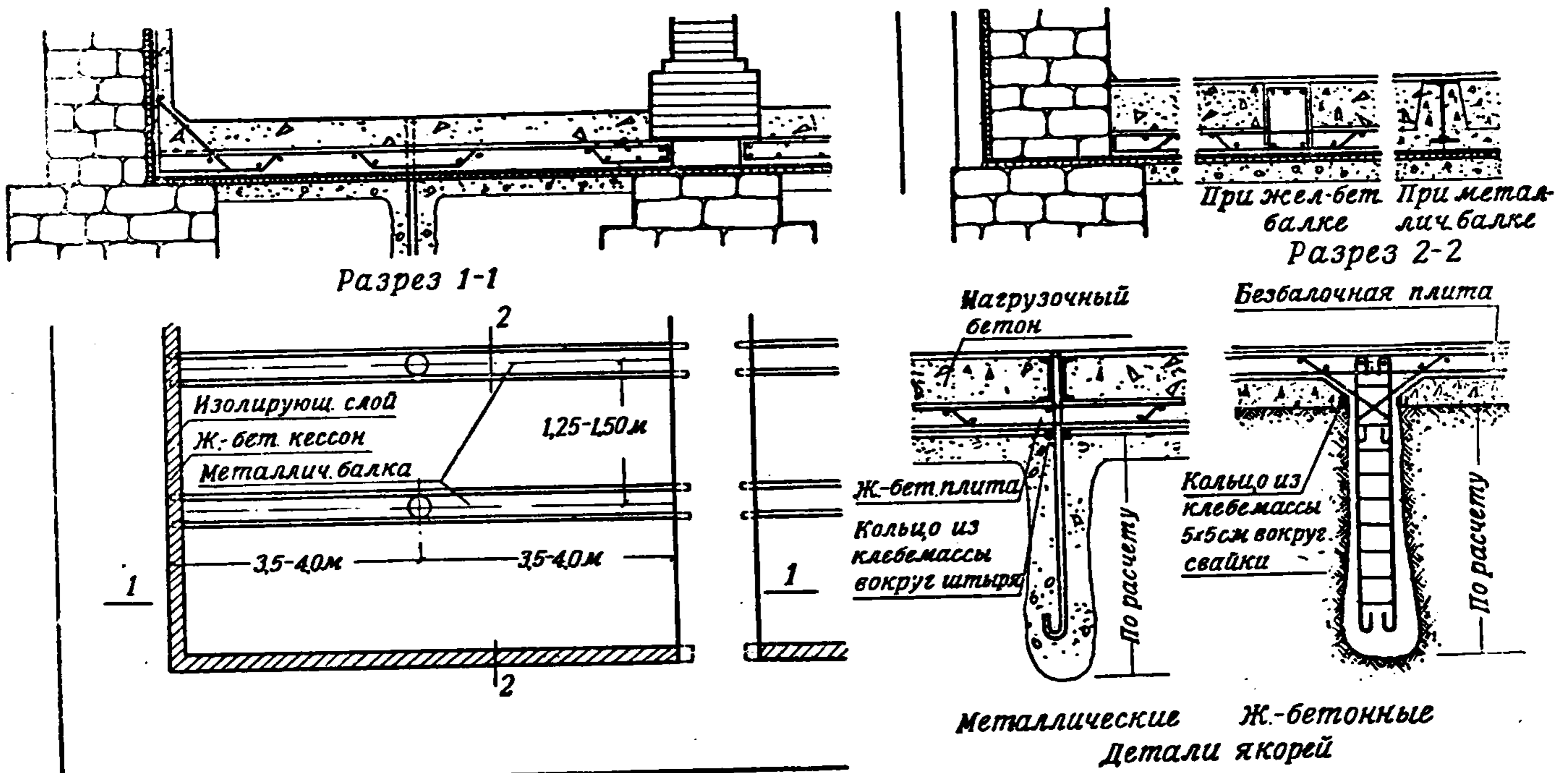
Проследим на примере устройства водонепроницаемой оболочки (рис. 27), как сохраняется непрерывность изоляции в местах примыкания стен, колонн, люков и т. д. Примыкающая стена (фиг. 3) в месте прохождения гидроизоляции должна быть разрезана и гидроизоляция пропущена сквозь нее (узел А). При наличии внутренних колонн слой гидроизоляции может быть пропущен под подколонником (рис. 27, фиг. 8) или завернут около колонны кверху и поднят



Стен бесподвальных зданий



Фиг. 1 Изоляция от капиллярной влаги



План расположения анкеров

Фиг. 2 Детали устройства пола на якорях при напорах > 1,25 м

Рис. 26. Изоляция от капиллярной влаги и детали пола подвала

до уровня верхнего края гидроизоляции в наружных стенах (фиг. 7). Боров котельной может быть пропущен сквозь изоляцию; в этом случае изоляция должна огибать снаружи дымовую трубу (рис. 27, фиг. 6). При этом потребуются устройство водонепроницаемых швов в местах примыкания трубы к стене. Поэтому, если возможно, боров лучше поднять выше верхнего края гидроизоляции (рис. 27, фиг. 5). При наличии люков или приямков, расположенных ниже уровня грунтовых вод, гидроизоляционный слой должен их огибать (рис. 27, фиг. 9). Канализационные стояки и отводы можно пропускать сквозь оболочку (рис. 27, фиг. 10, варианты II и III), так как практически можно осуществить непроницаемое соединение оболочки с трубой в месте пересечения. Однако такой конструкции лучше избегать, располагая горизонтальный отвод выше края гидроизоляции (вариант I).

Конструкции стен и пола должны быть достаточно прочными, чтобы воспринять давление воды, которое всегда приложено непосредственно по слою изоляции (рис. 25, фиг. 6). Величина давления воды определяется высотой стояния воды над слоем горизонтальной изоляции, расположенной в толще пола подвала. Эта величина называется *расчетным напором грунтовых вод*.

Необходимо указать, что наличие в основании мало водопроницаемых грунтов (например глины) не может уменьшить расчетного напора или давления, так как такие грунты, не являясь абсолютно водопроницаемыми, оказывают сопротивление только движению воды и не препятствуют передаче статического давления от нее.

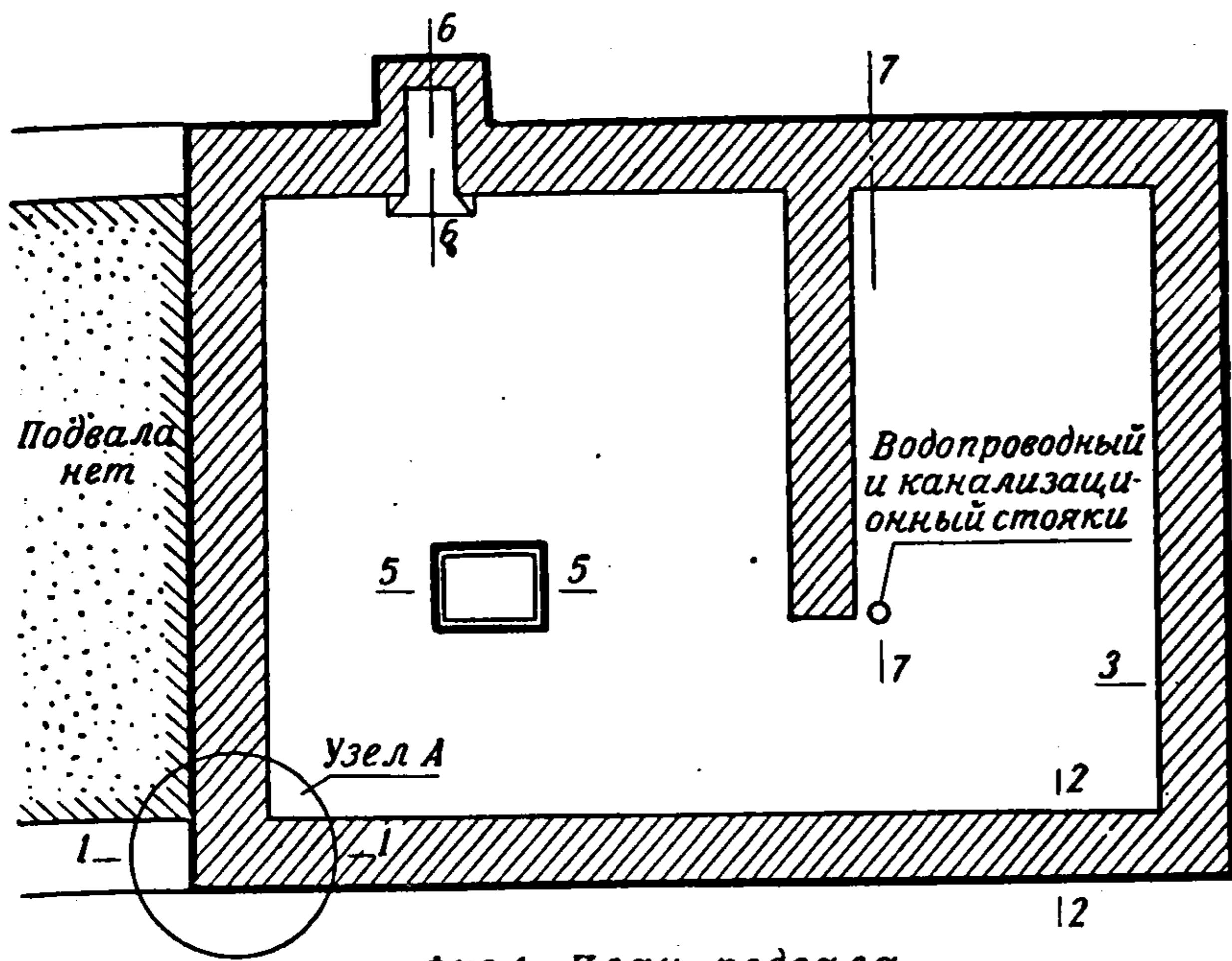
При выборе конструкции пола и материалов изоляционных слоев руководствуются величиной расчетного напора. Конструкция пола должна быть рассчитана на давление воды снизу, уменьшенное на величину собственного веса конструкции, расположенной над изолирующим слоем. Части конструкции (подготовка), находящиеся ниже изоляции, будут пропитаны водой и в погашении напора не участвуют. Прочность обычной конструкции пола оказывается достаточной только при расчетном напоре не более 0,20 м. Изоляционный слой в этом случае может быть запроектирован в виде цементной штукатурки или битумной смазки. Слой штукатурки наносится под чистым полом и на выровненную раствором поверхность стен. Штукатурку на стену следует наносить снаружи и предохранять ее слоем мятой жирной глины толщиной в 0,25 м (рис. 28, фиг. 1).

Конструкция пола должна обеспечивать надежное сопряжение изоляции стен с изоляцией пола. Если это сопряжение выполнено до окончания осадки стен, то в местах соединения, вследствие разной осадки стен и пола, могут появиться разрывы, через которые вода может поступать в подвал. Когда здание возводится на песчаных грунтах, то осадка стен заканчивается вскоре после возведения их (стр. 20). В таком случае изоляцию пола подвала следует устраивать после окончания здания вчерне, чем устраняется возможность разрыва изоляции вследствие неравномерной осадки стен и пола. При глинистых грунтах, в которых осадка продолжается несколько лет (см. стр. 20, а также рис. 2, фиг. 7), отложить устройство изоляции до окончания осадки стен, конечно, невозможно. В этом случае в местах сопряжения изоляции пола с изоляцией стен следует предусматривать устройство специальных замков. Конструкция такого замка в глинистых грунтах при незначительном напоре (до 0,20 м) показана на рис. 28, фиг. 1Б.

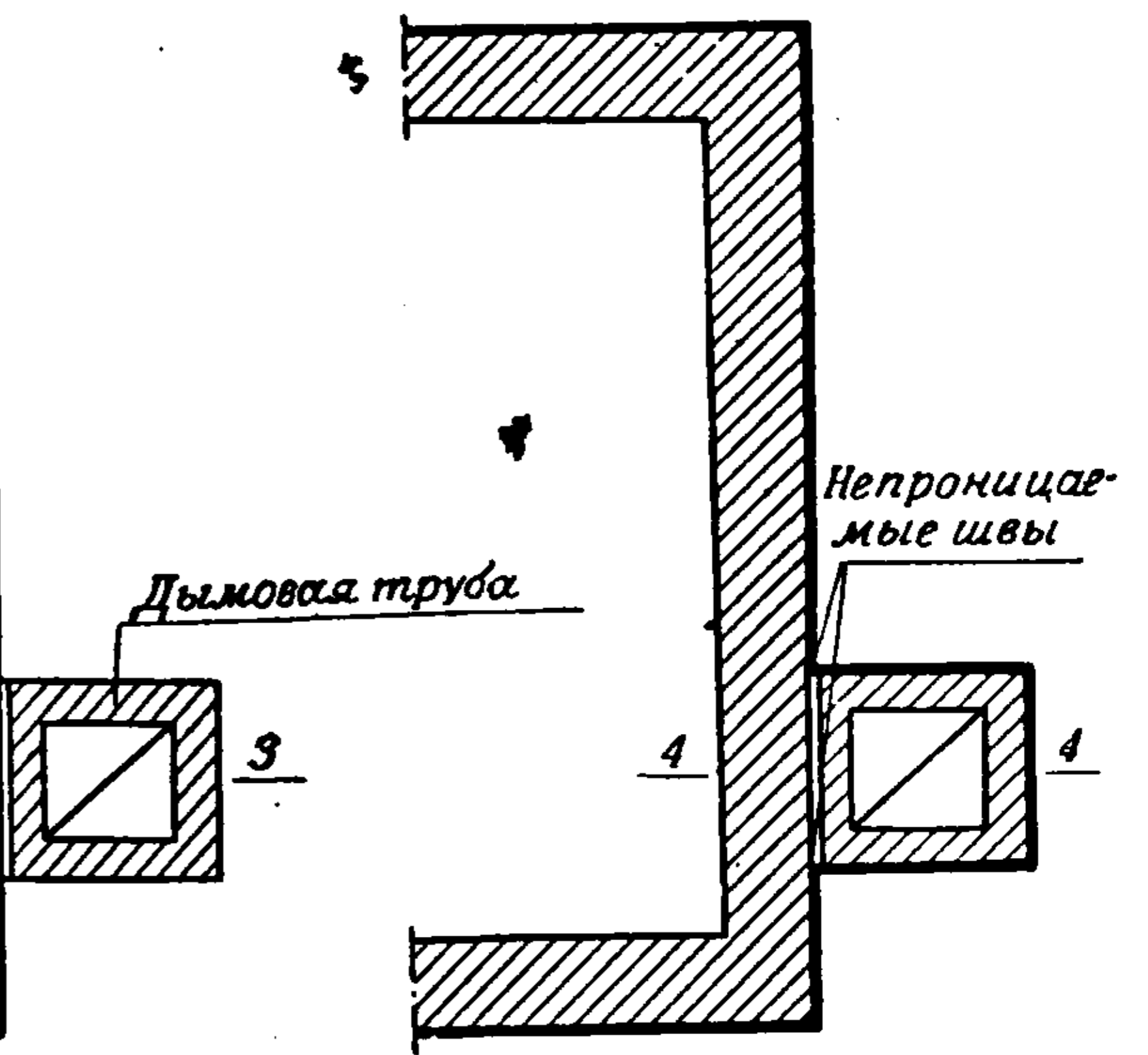
При напоре от 0,20 до 0,80 м на пол должна быть уложена дополнительная нагрузка (рис. 28, фиг. 2), вес которой должен превышать давление воды на 10%. Загрузку следует производить из тощего бетона весом $2,20 \text{ т/м}^3$. При этом весе толщина нагрузочного слоя бетона должна быть вдвое меньше расчетного напора, или, что то же, численно равна величине превышения расчетного уровня грунтовых вод над полом подвала.

Делать загрузку из более легкого бетона (например с кирпичным щебнем) или песком (весом $1,6 \text{ т/м}^3$) нецелесообразно, так как при этом сильно увеличивается толщина засыпки.

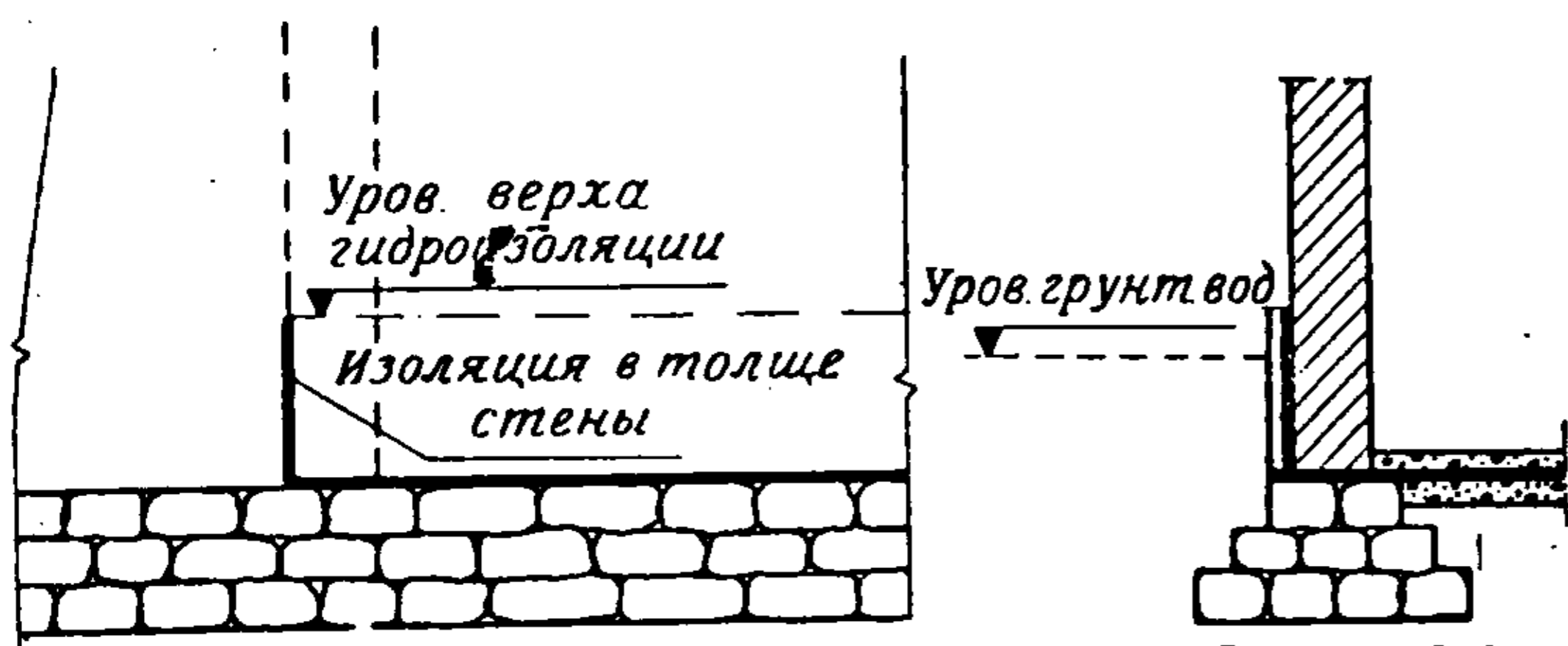
Изоляционный ковер выполняется, как минимум, из двух слоев, лучше из



Фиг.1 План подвала



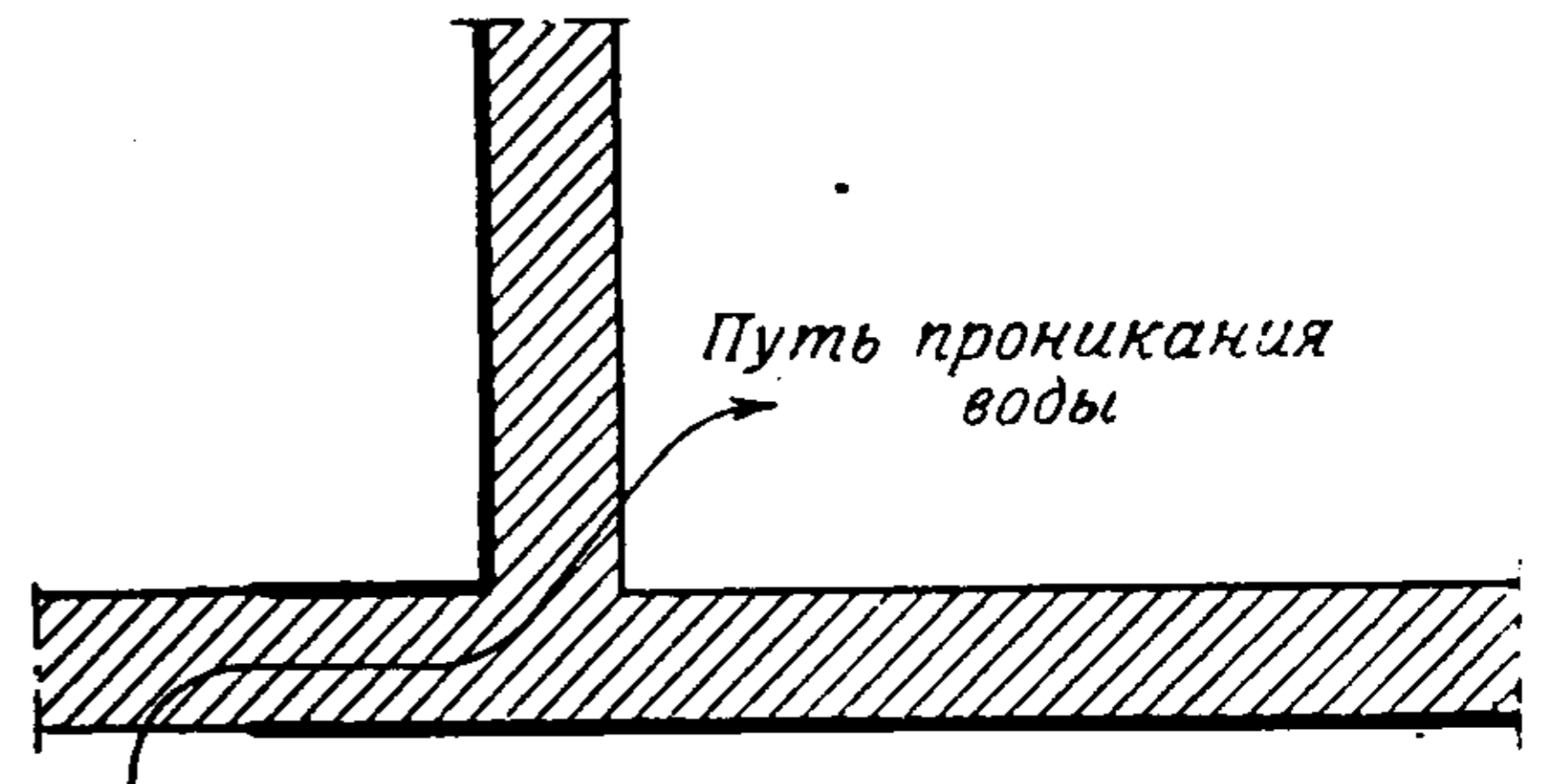
Фиг.2 Вариант изоляции трубы



Разрез 1-1

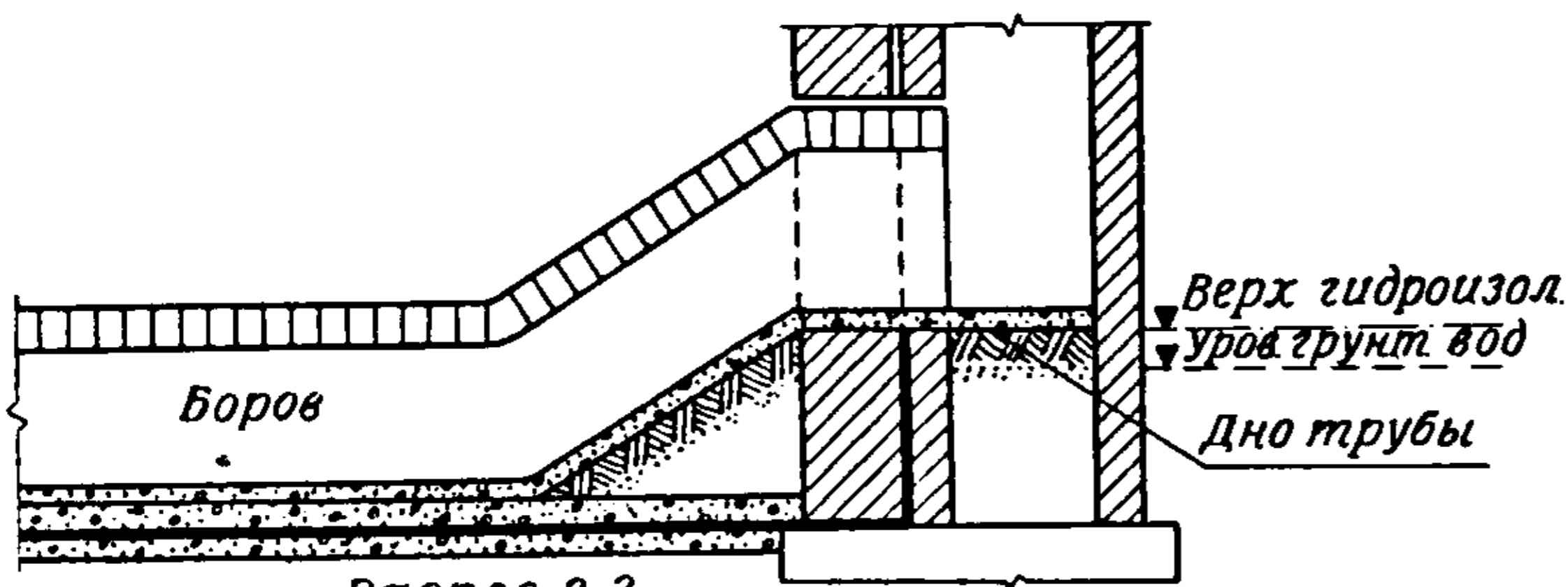
Разрез 2-2

Фиг.3 Изоляция узла А в месте примыкания внешней стены



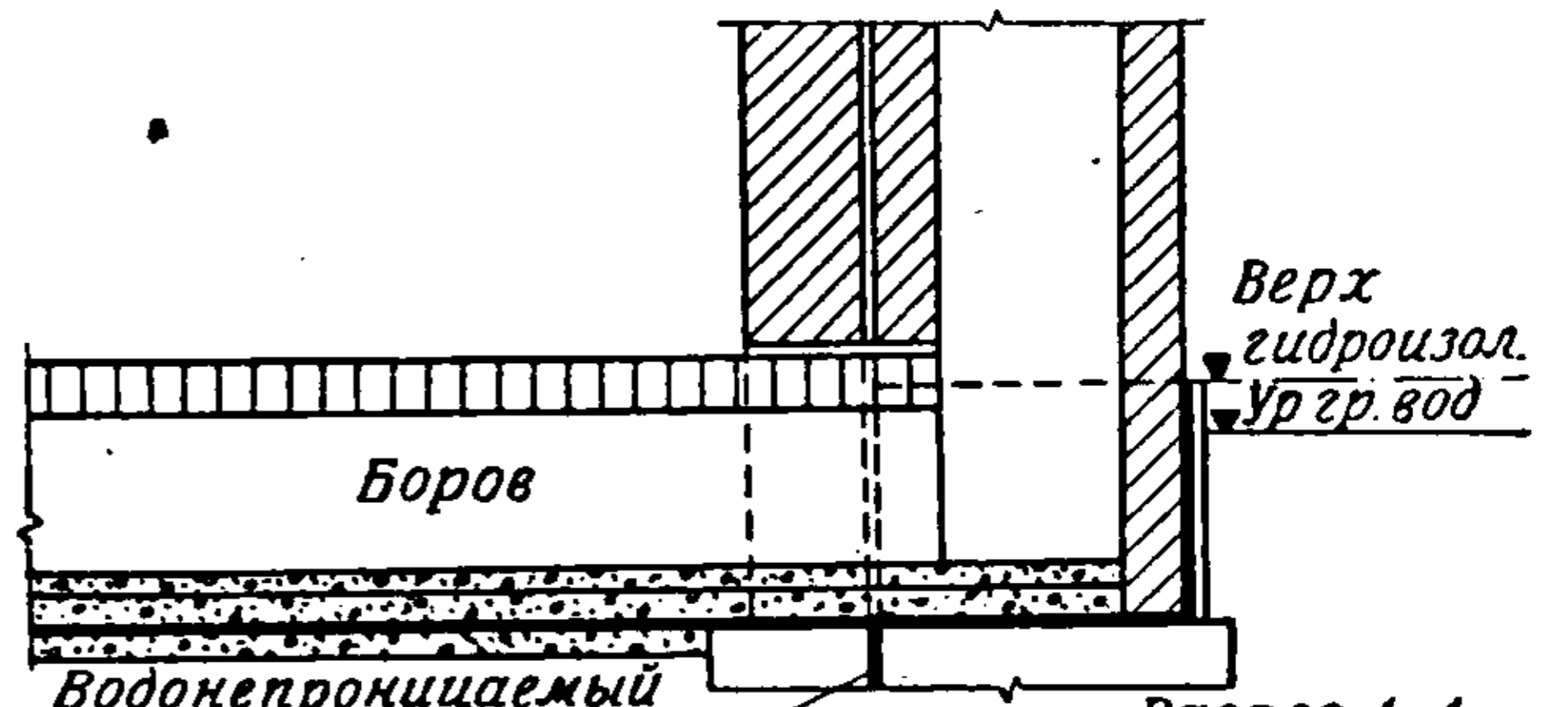
Не правильно

Фиг.4 Вариант узла А (План)



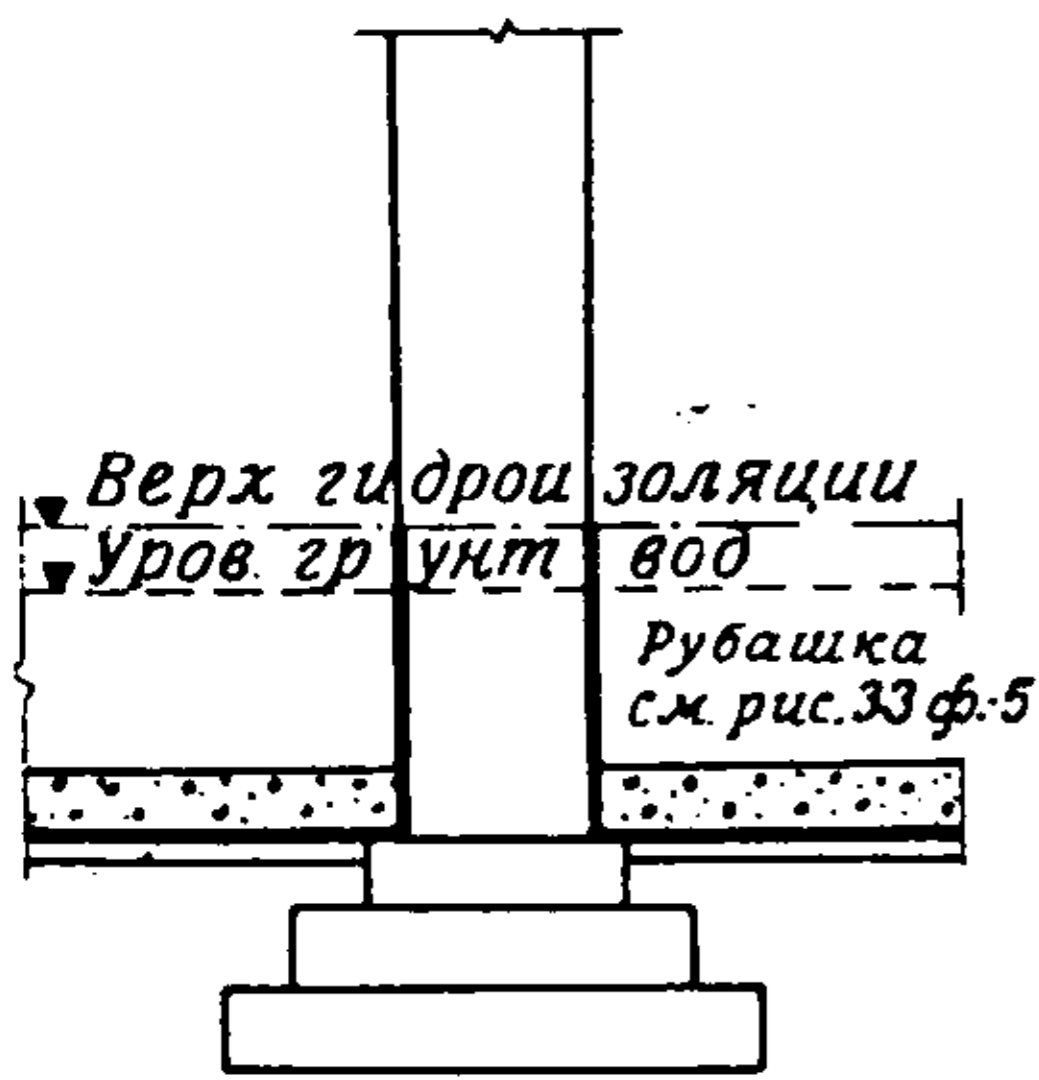
Разрез 3-3

Фиг.5 Вариант 1. Изоляция у трубы. Боров поднят над изоляцией. Рекомендуется



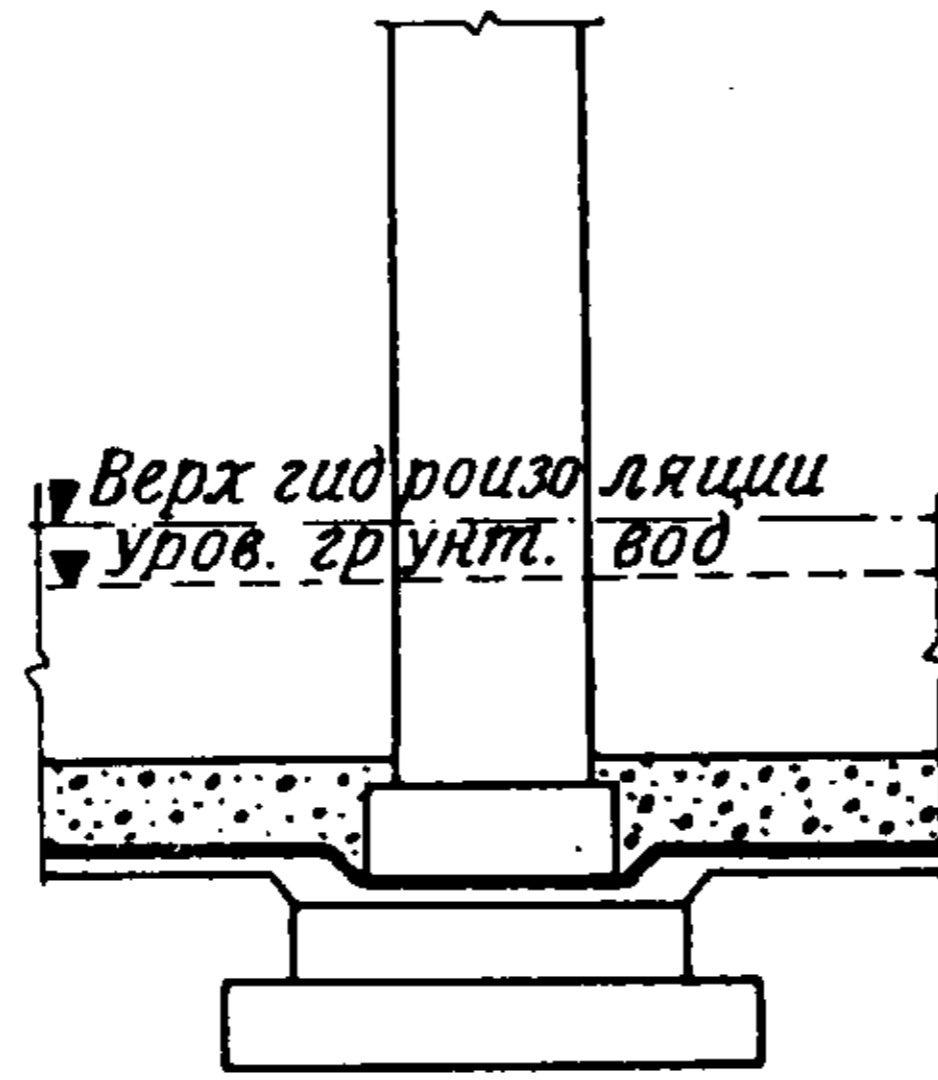
Разрез 4-4

Фиг.6 Вариант 2. Изоляция у трубы. Боров прямой. Необходимы водонепроницаемые швы. Не рекомендуется.



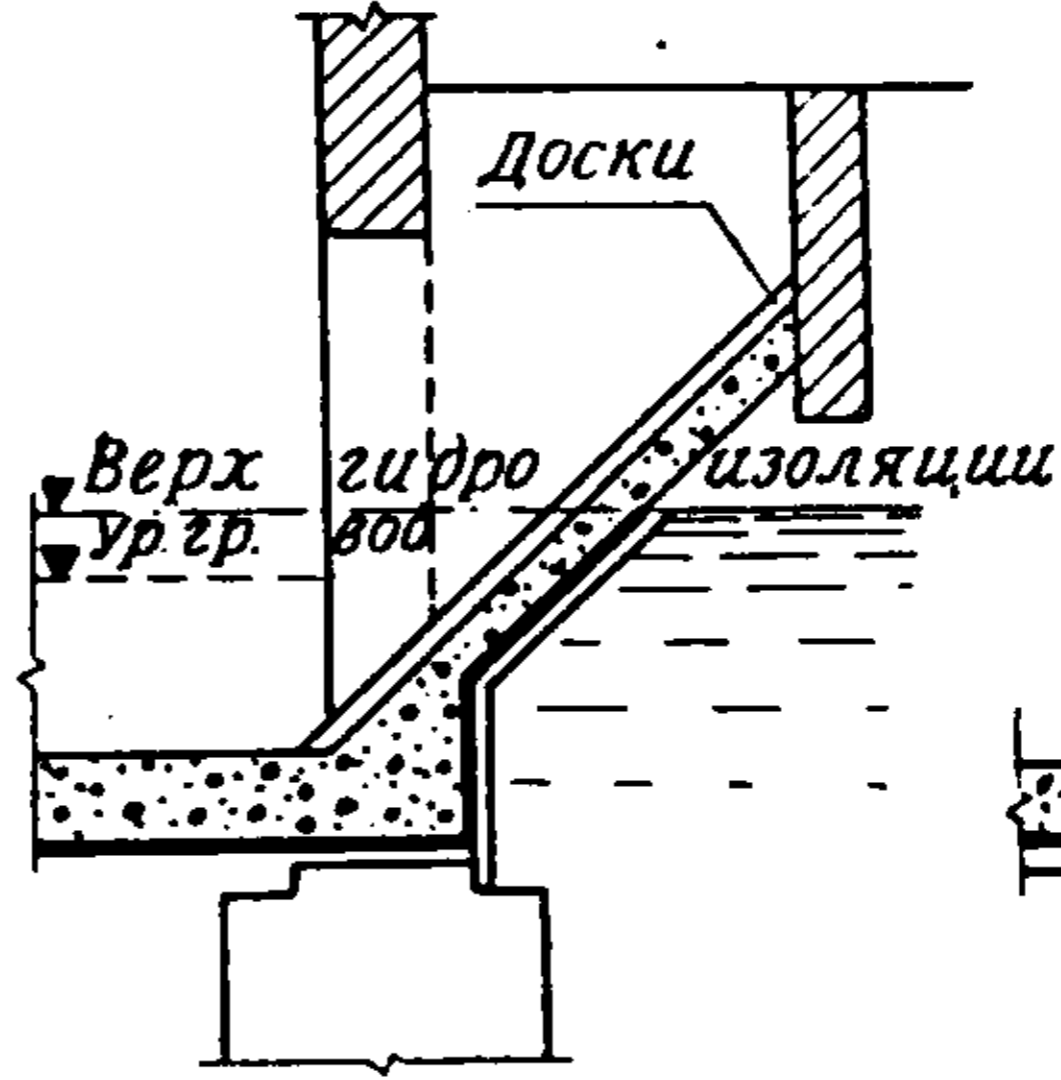
Разрез 5-5

Фиг.7 Первый вариант Гидроизоляция колонны



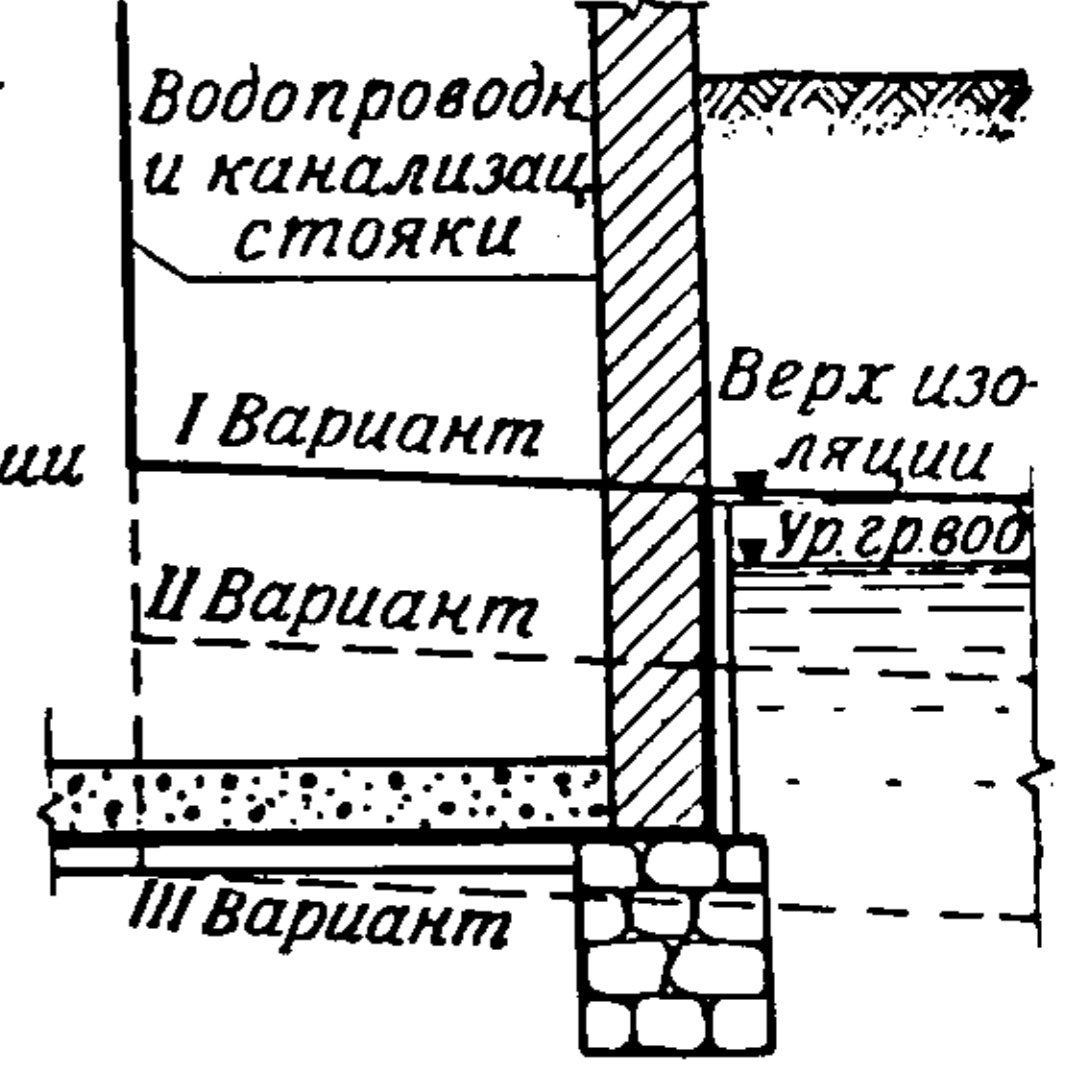
Разрез 5-5

Фиг.8 Второй вариант Гидроизоляция колонны



Разрез 6-6

Фиг.9 Гидроизоляция люка для угля



Разрез 7-7

Фиг.10 Варианты горизонтального отвода канализации

Рис. 27. Проект гидроизоляции подвала

материалов на неорганической основе (гидроизол, борулин). В полу изоляция наклеивается на подготовку из тощего бетона толщиной 10—15 см.

Снаружи изоляция наклеивается на выровненную раствором поверхность, защищается кладкой из кирпича-железняк в $\frac{1}{2}$ кирпича на цементном растворе 1 : 4 и обкладывается слоем мятой жирной глины толщиной в 25 см (рис. 28, фиг. 2). Конструкция замка при глинистых грунтах при напоре от 0,2 до 0,8 м показана на фиг. 2 Г.

При напорах более 0,80 м толщина нагрузочного слоя оказывается чрезмерной, и потому давление воды передают на стены через специальную железобетонную конструкцию. Тип конструкции выбирается по экономическим соображениям (путем сравнения вариантов) и зависит от величины напора и расстояния между стенами подвала. При напоре от 0,8 м до 1,25 м обычно возможно устройство плоской плиты (рис. 28, фиг. 3).

При песчаных грунтах плита должна бетонироваться после окончания осадки и может быть заземлена непосредственно под стены подвала (рис. 28, фиг. 3 Д). При глинистых грунтах этого делать нельзя, так как при осадке стен плита была бы разрушена давлением грунта. Поэтому в этом случае рядом со стенами проектируют по всему периметру железобетонные стенки, верх которых подымают на 0,40—0,60 м выше уровня грунтовых вод (рис. 28, фиг. 3 Е). Эти стенки монолитно соединяются с плитой пола, образуя вместе с ним внутренний, независимый от стен, *обратный кессон*.

При напорах более 1,25 м проектируют плиту по металлическим или железобетонным балкам (рис. 26, фиг. 2 и рис. 28, фиг. 4 Ж) или обратный кессон (рис. 28, фиг. 4 Ж). При напорах свыше 1,25 м и при больших пролетах между стенами следует облегчить конструкцию, закрепив балки в промежутке между стенами в землю с помощью специальных якорей (рис. 26, фиг. 2). При глинистых грунтах возможно применение конструкции, изображенной на рис. 28 (фиг. 43), в виде обратной безбалочной плиты, надежно заделанной под стенами; плита садится вместе со стенами. Для возможности осадки под плитой оставляют зазор.

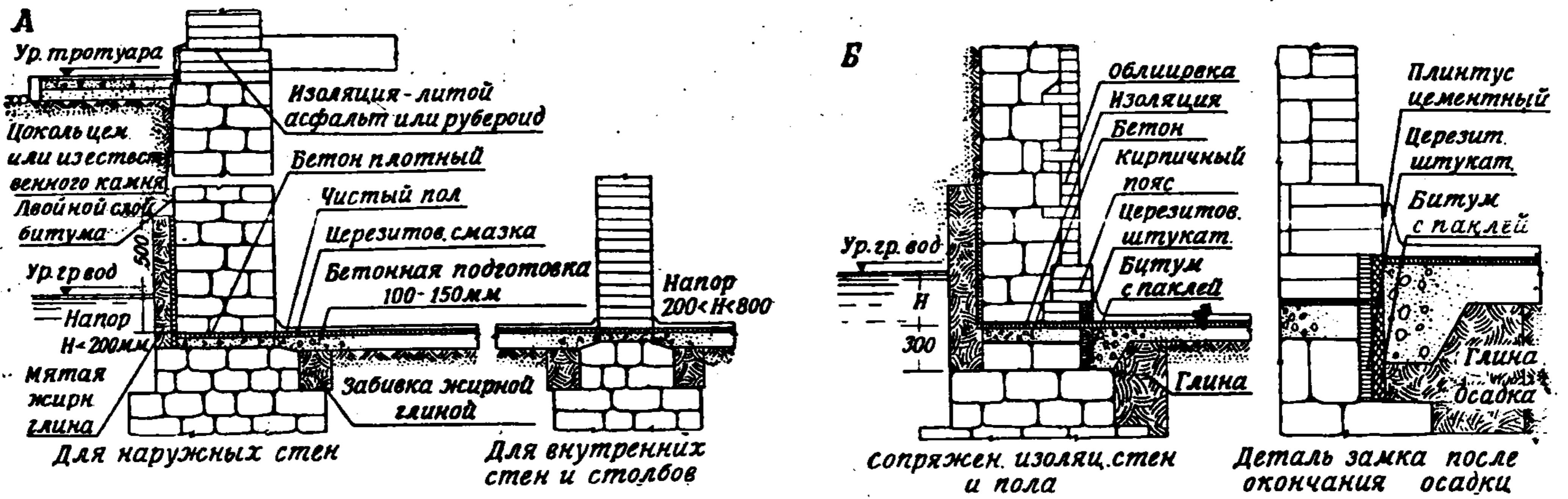
При напорах от 0,8 до 2,0 м изоляционный ковер делается из трех слоев руберойда (гидроизола) на клебемассе. При больших напорах изоляционный ковер должен быть четырехслойным.

ДЕТАЛИ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ. Надежность оклеечной изоляции обеспечивается тщательным устройством стыков руберойда и правильной наклейкой ковра в местах перегиба; при сгибе руберойда под прямым углом он ломается, поэтому в углах для наклейки руберойда должны делаться выкружки из бетона или раствора радиусом 10—15 см (рис. 29, фиг. 1 и 2).

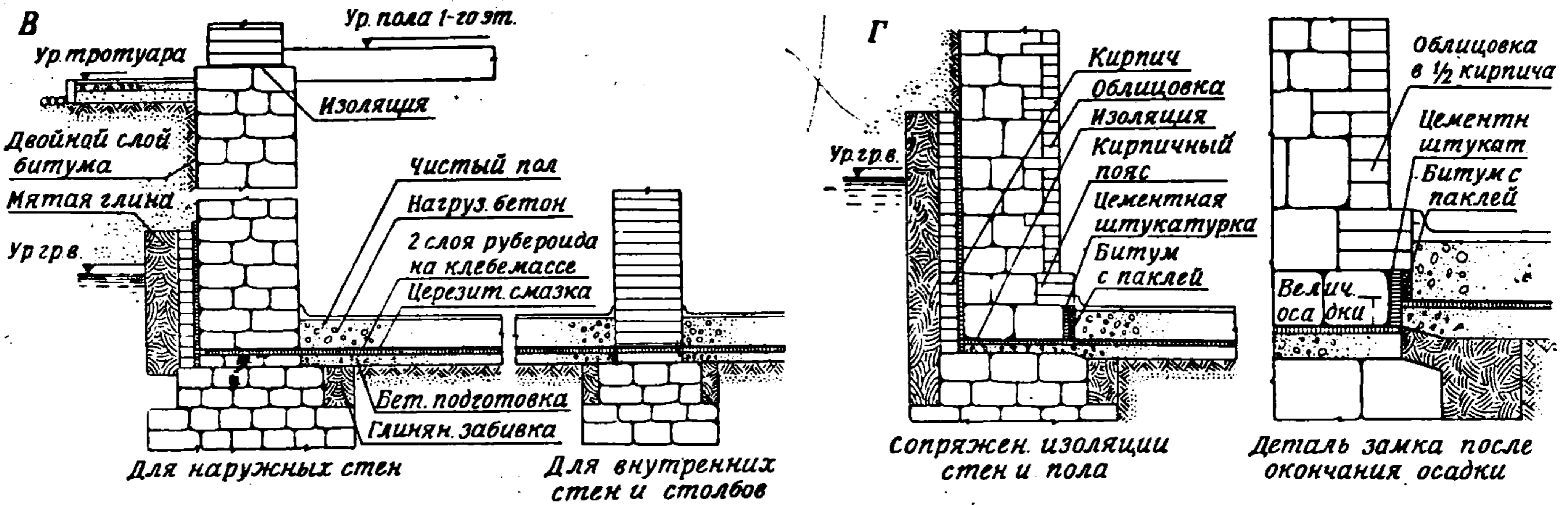
Если изолируемый подвал разрезается осадочными или температурными швами, то они должны сохранять водонепроницаемость и при разной осадке частей здания.

На рис. 29, фиг. 4 показаны конструкции таких швов. В полу изоляционный ковер укладывается непрерывно, но у шва делается плавный выгиб, заполненный битумом с паклей и трубкой из пергамина. При деформации пола трубка несколько сплющивается, что предохраняет ковер от разрыва. Непроницаемость вертикальных швов может быть достигнута только с помощью листов из нержавеющей металла (меди, цинка и т. д.). Этим листам придается форма, позволяющая им при осадке фундаментов деформироваться без разрывов.

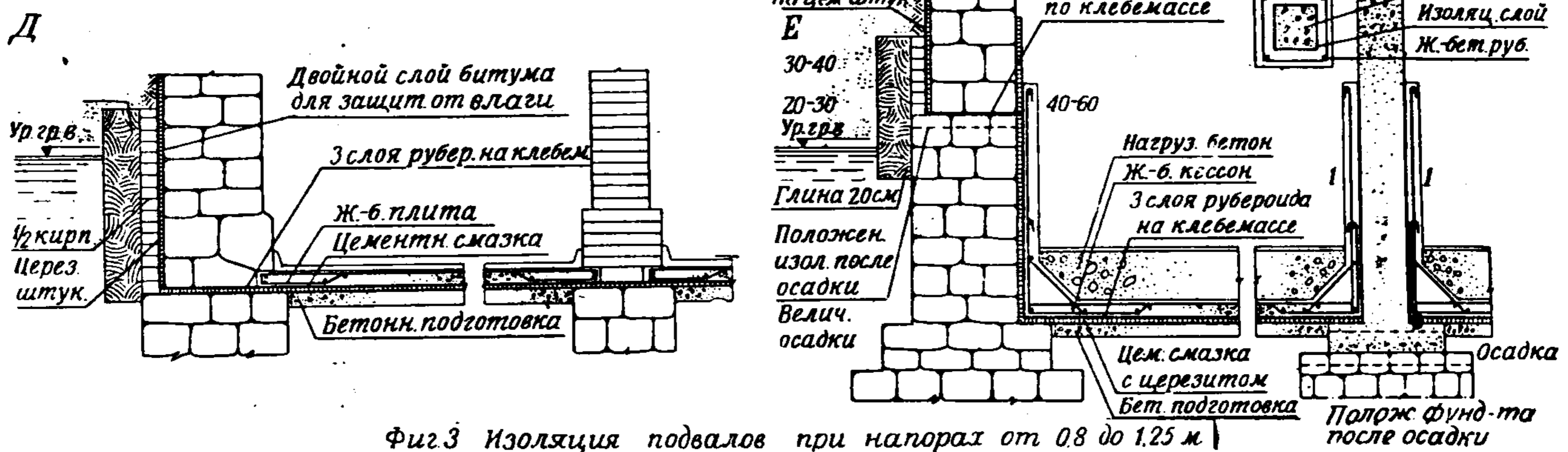
Если в изолируемом подвале устраиваются холодильные устройства или котлы отопления, то изоляция должна быть предохранена от разрушающего действия температуры. Для этого марка битума должна быть выбрана в соответствии с температурой (стр. 92). Под котлами, около топок и в местах прохода горячих газов, по бетонной подготовке следует укладывать термоизоляционный слой из диатомовых камней (рис. 29, фиг. 3). Боровы, дымовые трубы, горячие паропроводы, прилегающие к изолируемым стенам, должны быть обложены 1—2 слоями листового асбеста.



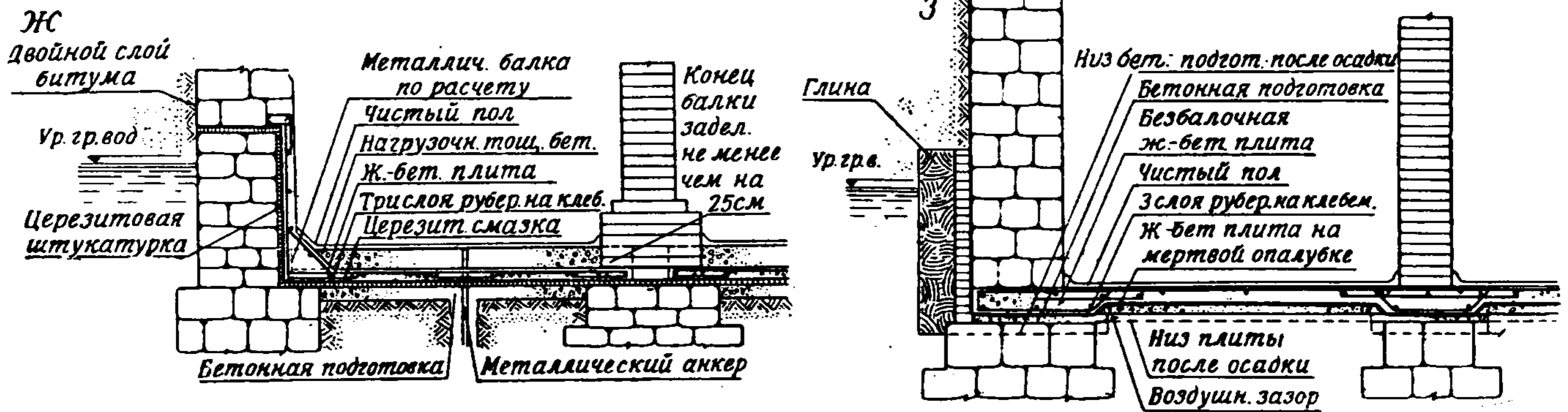
Фиг. 1 При напорах менее 200 мм.



Фиг. 2 При напорах от 200-800 мм.



Фиг. 3 Изоляция подвалов при напорах от 0.8 до 1.25 м.



В песчаных грунтах

В глинистых грунтах

Рис. 28. Защита подвалов от затопления водой

УСТРОЙСТВО ИЗОЛЯЦИИ В СУЩЕСТВУЮЩИХ ПОДВАЛАХ. Выше указывалось, что вертикальную изоляцию наиболее целесообразно располагать снаружи стены. Однако при устройстве изоляции в существующем подвале это большей частью оказывается невыполнимым. В таком случае изоляционный слой наклеивают на выровненную штукатуркой внутреннюю поверхность стен и пола, а для восприятия напора внутри устраивают железобетонную рубашку в виде обратного кессона. Чтобы удержать кессон от всплытия, его закрепляют в специальной борозде, которую пробивают в стене подвала. Соединение кессона со стенами подвала может также производиться с помощью хомутов или анкеров, имеющих форму ласточкина хвоста. Около колонн делают изоляцию, закрепляя ее железобетонной рубашкой (рис. 29, фиг. 5).

ЗАЩИТА ОТ АГРЕССИВНЫХ ВОД. Как уже было отмечено (стр. 11), наличие некоторых примесей делает воду *агрессивной*, т. е. способной разрушать бетоны и растворы. Чем больше количество этих примесей, тем сильнее вода разрушает цемент, тем больше степень ее агрессивности. В табл. 15, составленной по нормам, разработанным совещанием по коррозии бетона при Академии наук СССР, степень агрессивности указана в зависимости от того, какой цемент (и бетон) разрушается данной водой. В соответствии с этим различают:

- 1) неагрессивную воду, которая не разрушает цемента (цементные растворы);
- 2) слабо-агрессивную воду, которая разрушает обычный портланд-цемент (растворы), но не разрушает раствора (бетона) с пуццолановыми добавками (сиштофф, трасс и т. п.);
- 3) средне-агрессивную воду, разрушающую бетоны (растворы) с добавками, но не разрушающую бетонов (растворов) на пуццолановых цементах заводского изготовления;
- 4) сильно-агрессивную воду, разрушающую всякий бетон.

Степень агрессивности воды легко может быть установлена по таблице при наличии химического анализа воды. В каждом анализе прежде всего должна быть указана так называемая *временная* (бикарбонатная) *жесткость* в немецких градусах ¹. Это первый и самый важный показатель агрессивности, так как под влиянием углекислоты, которая имеется в любой природной воде, в поверхностном слое бетона образуются соли, растворяющиеся в воде тем скорее, чем меньше ее жесткость. Поэтому всякая вода, имеющая временную жесткость менее 2°, считается весьма агрессивной (остальные степени см. стр. 103, табл. 15, строку 1), даже если количество вредных примесей меньше, чем указано в следующих строках таблицы.

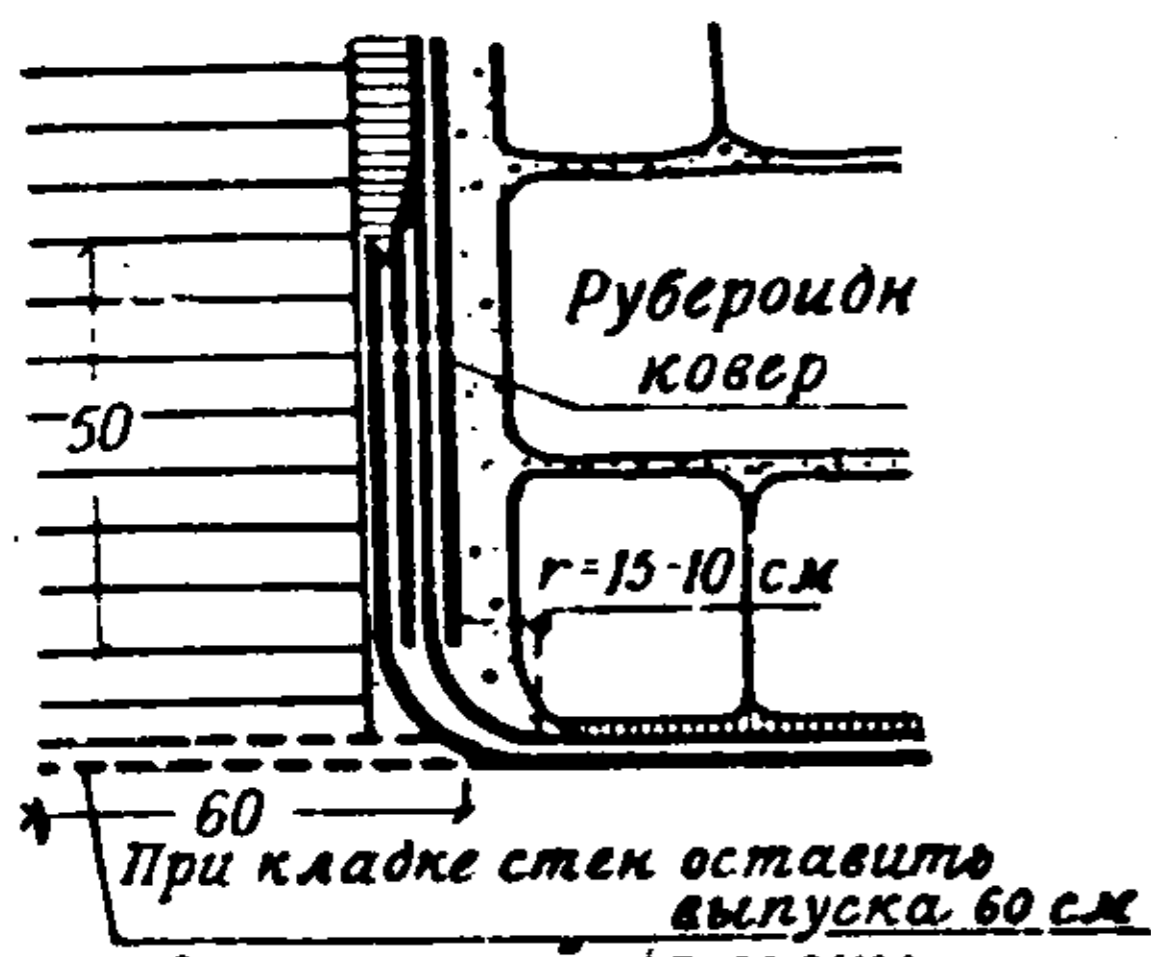
Другим показателем агрессивности является величина так называемого *водородного показателя* pH, который, как правило, в неагрессивной воде должен быть больше 7 (табл. 15, строка 2).

Если в воде отсутствуют хлор (Cl) и свободная углекислота (CO₂), а количество солей Mg и Na не превышает 60 мг/л и имеется SO₄, то такая вода является сравнительно чистым раствором гипса и агрессивность ее определяется исключительно количеством SO₄ в литре воды (табл. 15, строка 4).

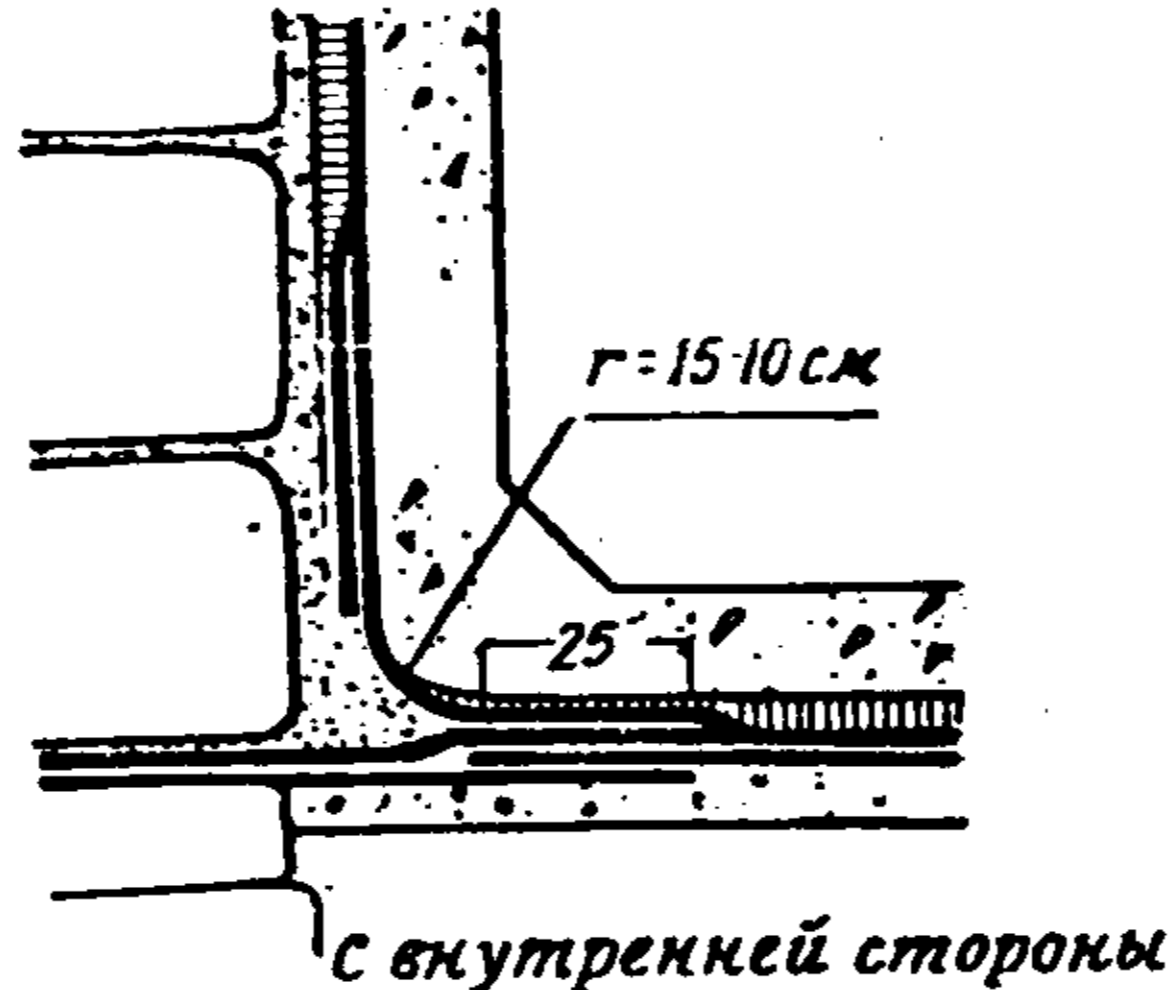
Степень агрессивности сильно загрязненной воды, при наличии свободной углекислоты (CO₂), сульфатов (SO₄), хлоридов (Cl) и других примесей, определяется по графе 5 табл. 15, в зависимости от совокупного количества этих примесей.

Наличие аммиака, азотной и азотистой кислоты всегда делает воду весьма агрессивной (графа 3).

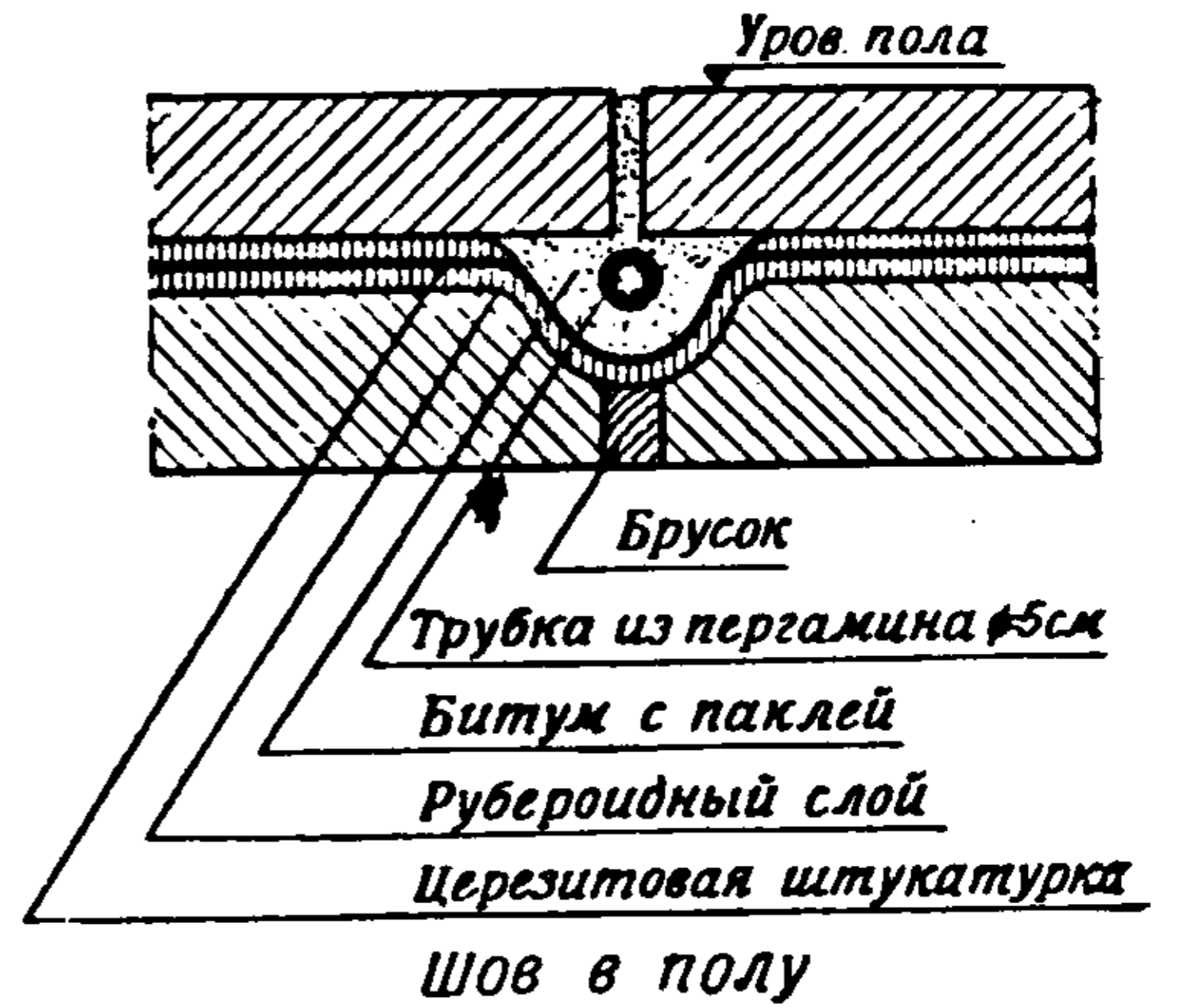
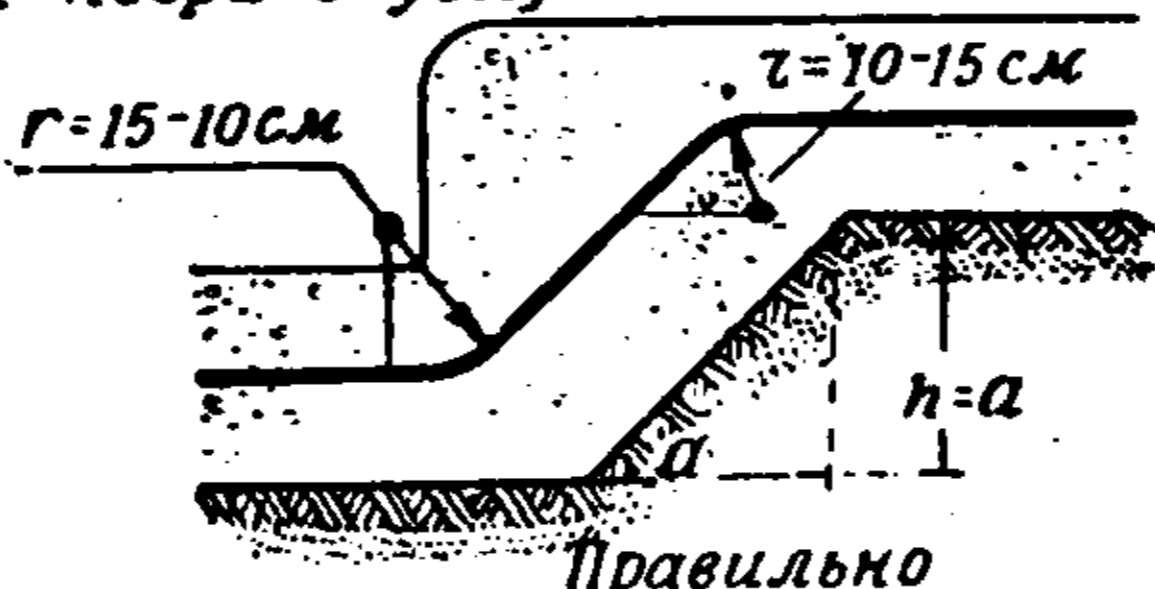
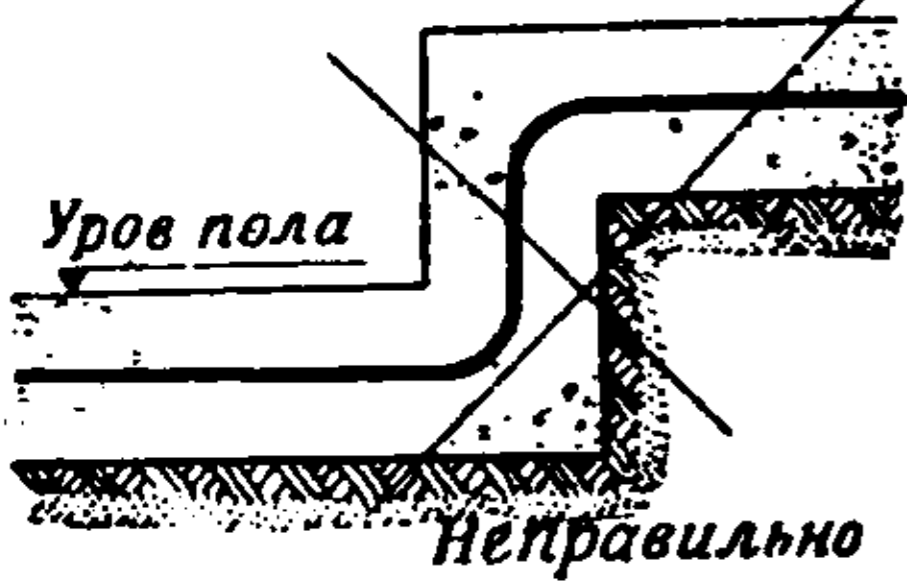
¹ Объяснение химических терминов можно найти в «Трудах» упомянутой комиссии по коррозии бетона при Академии наук.



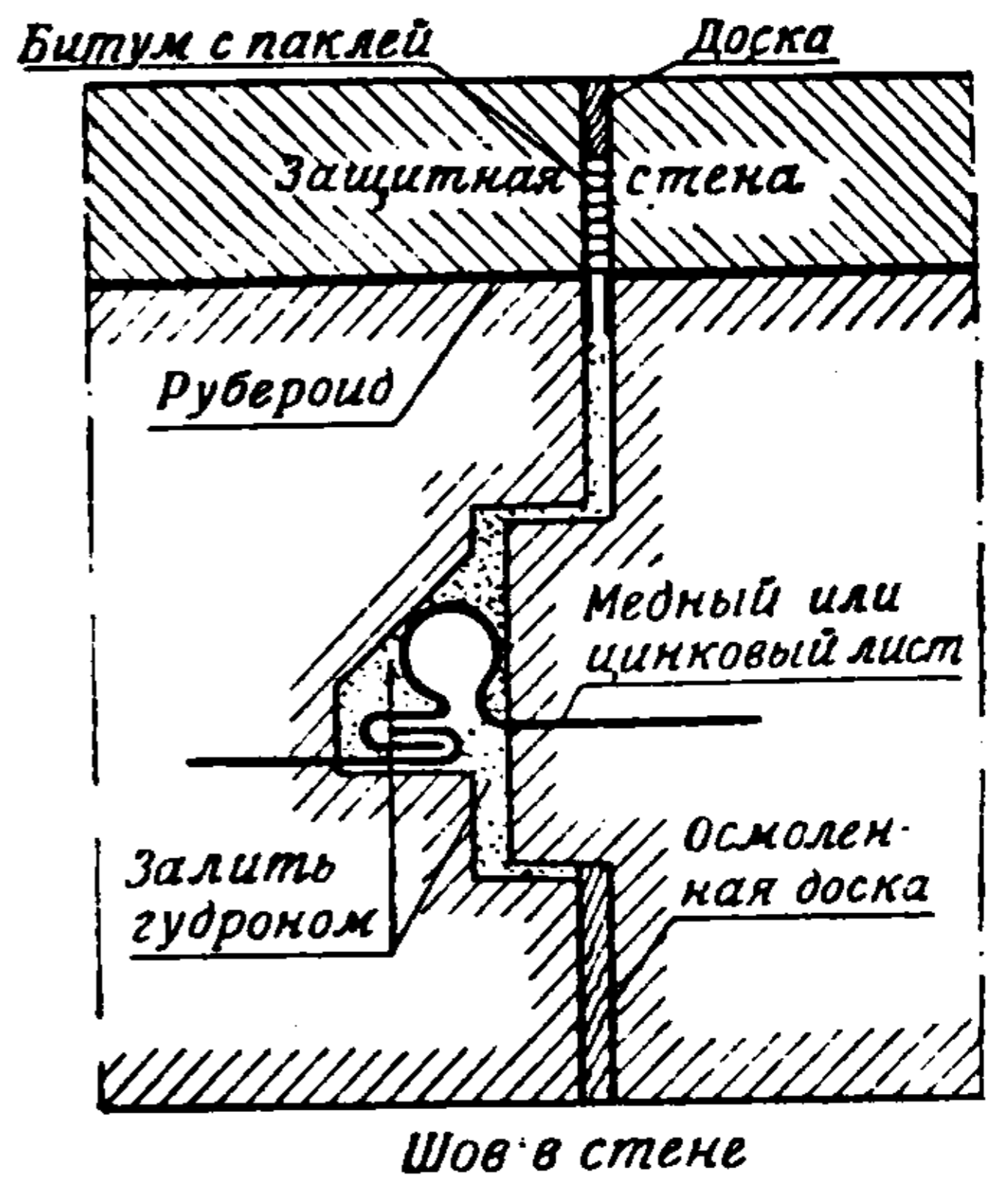
Фиг. 1 Деталь примыкания ковра в углу



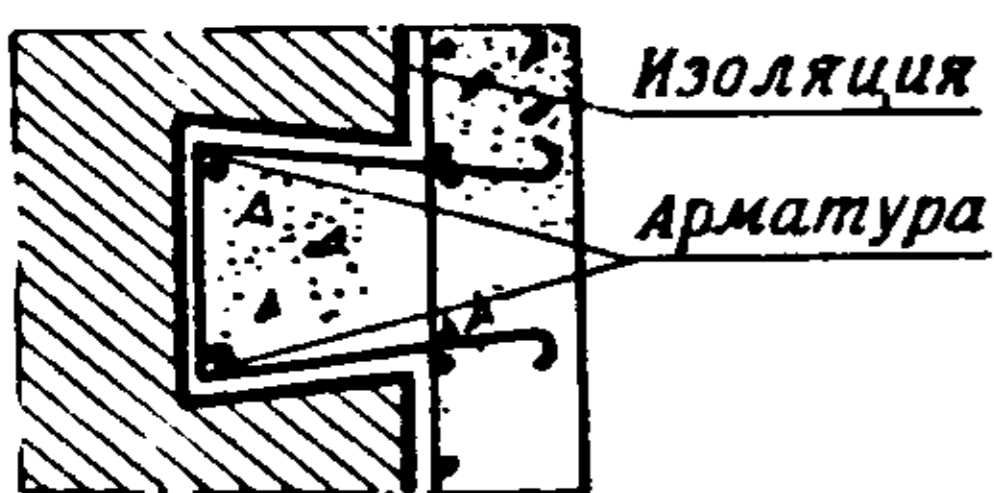
Фиг. 2 Укладка рубероидного ковра в местах перегиба



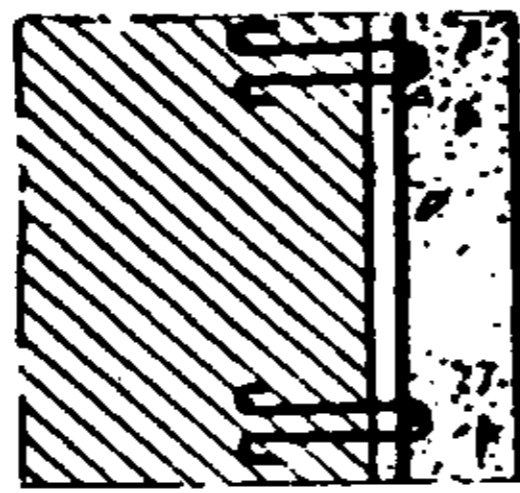
Фиг. 3 Предохранение изоляционного ковра от высокой температуры у котлов и труб



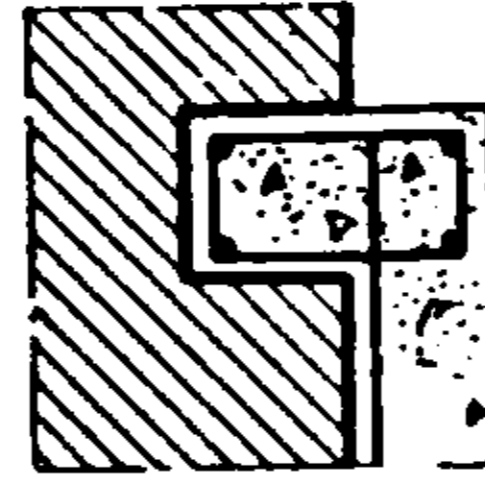
Фиг. 4 Деформационные швы



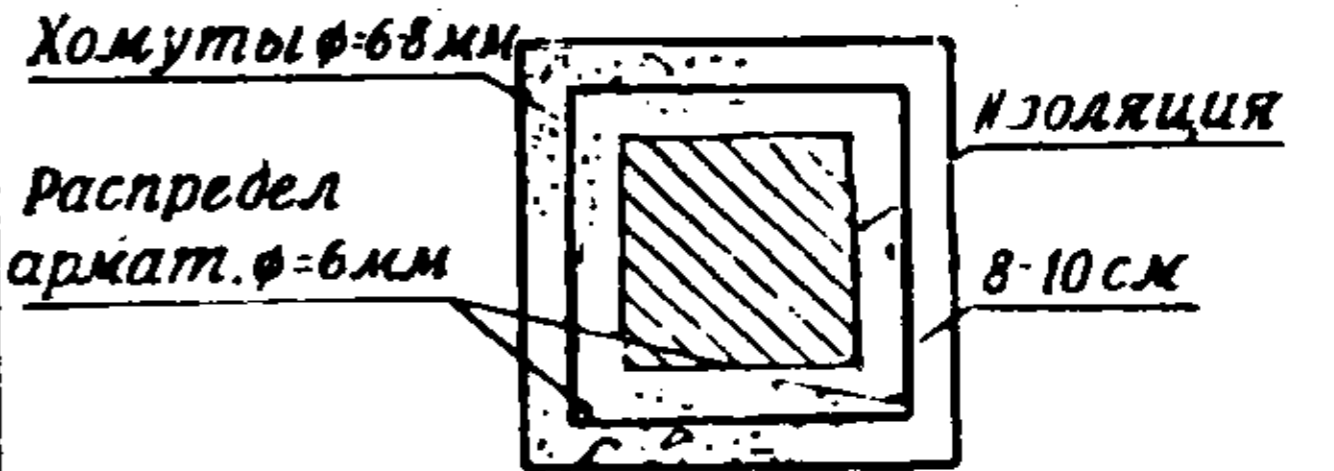
План ребра в виде ласточкина гнезда



Закреплен хомутами к стене

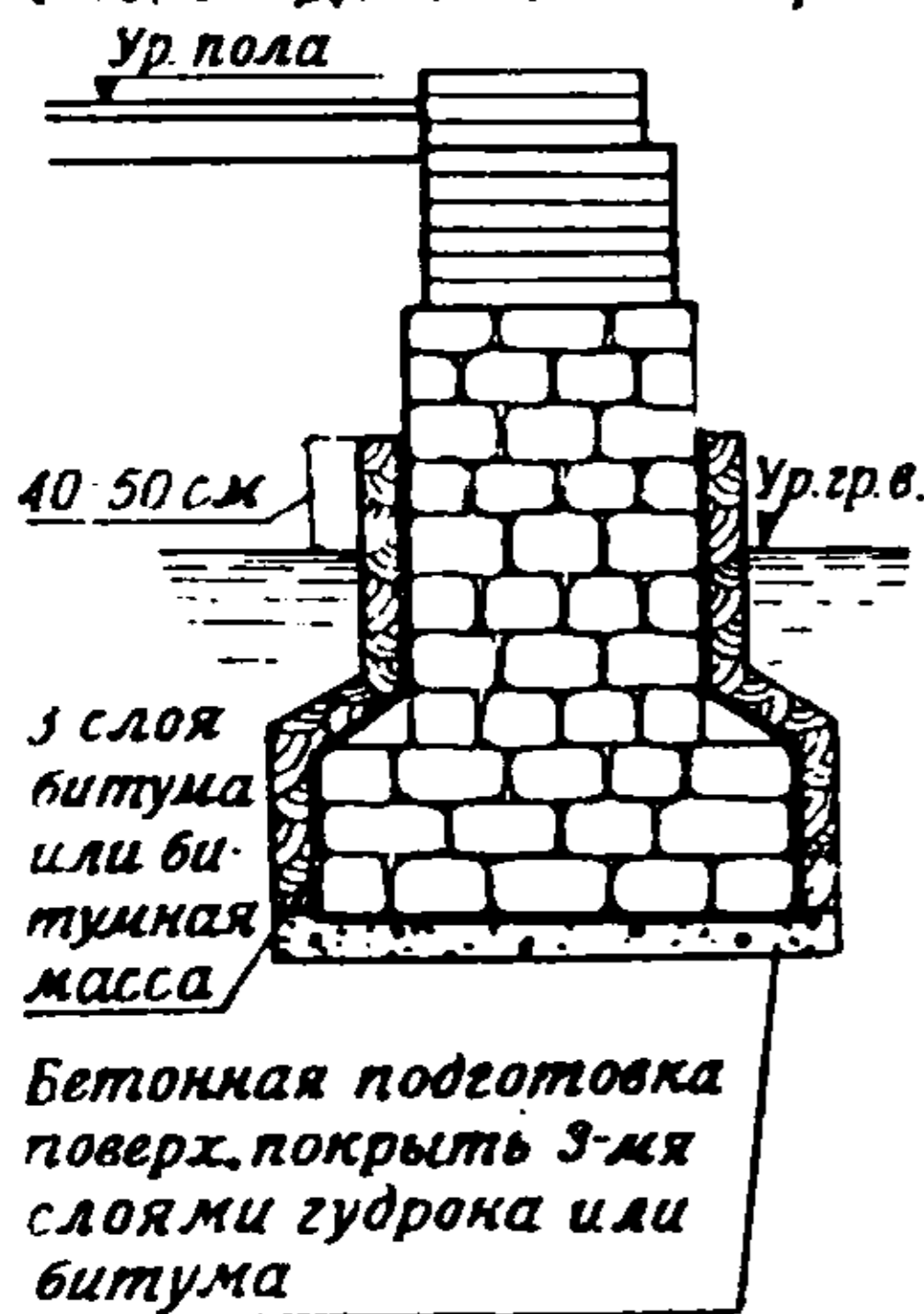


Закрепление кессона в борозде

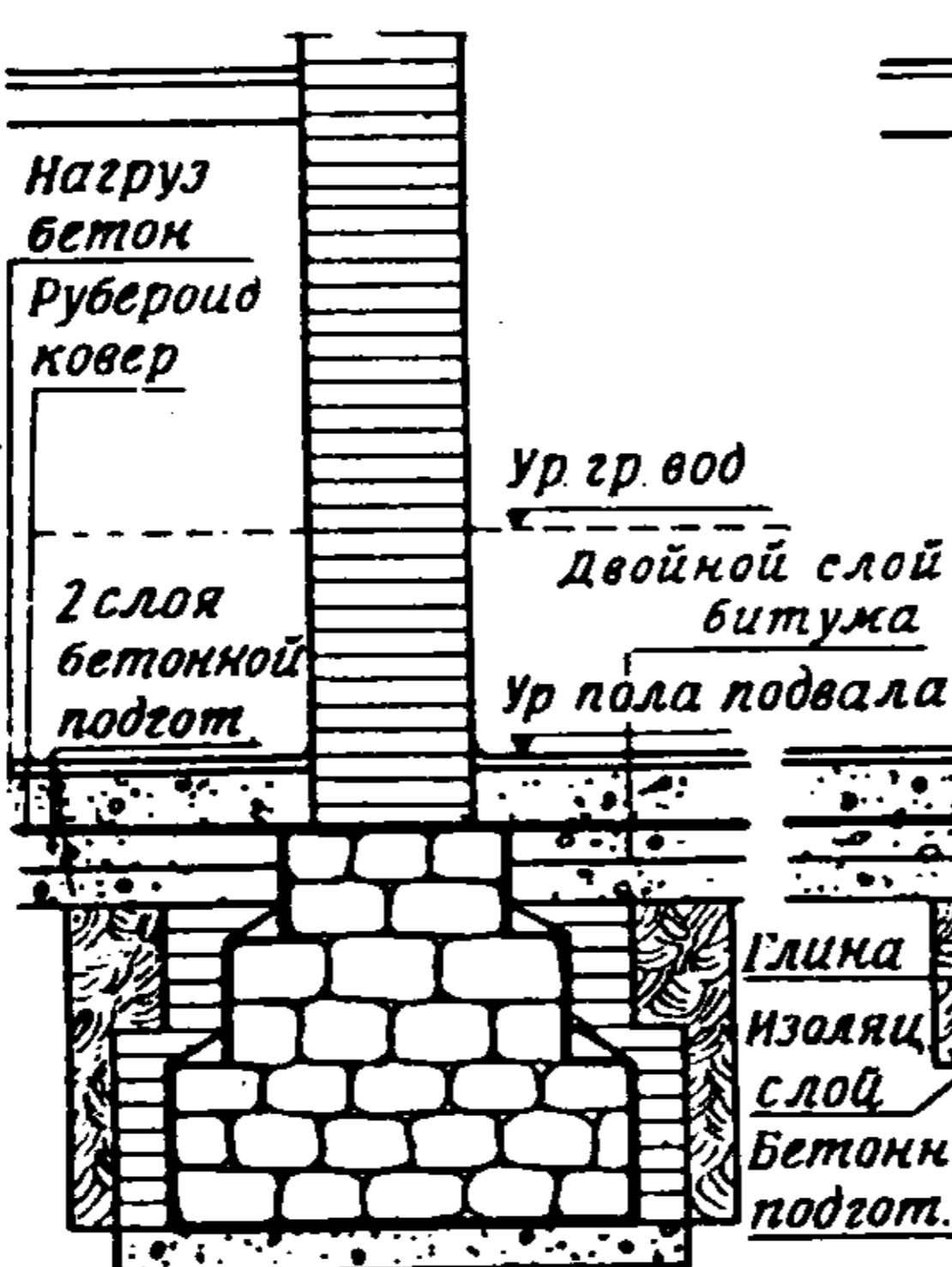


План ж-б рубашки для укреплен. изоляции у столба

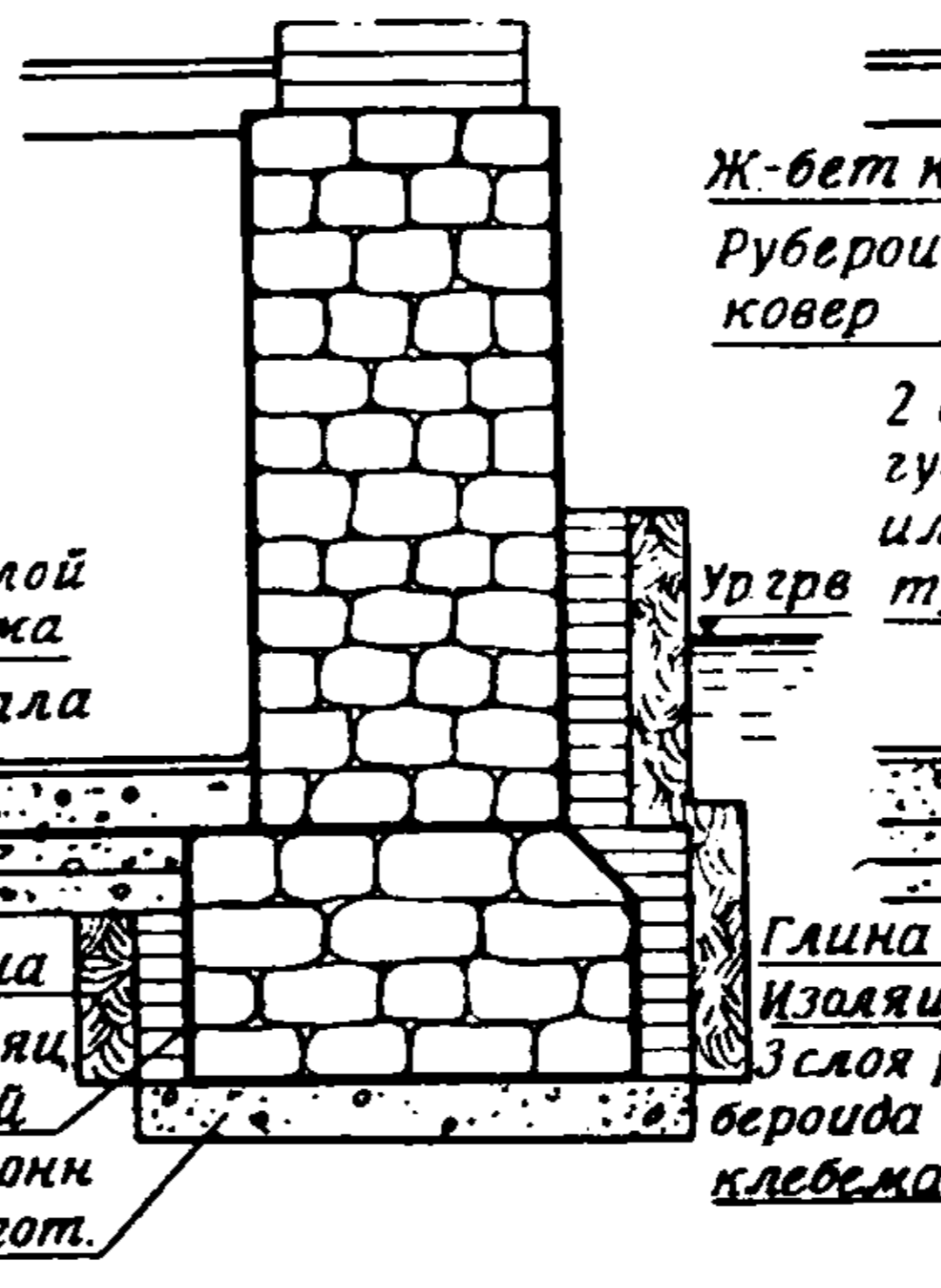
Фиг. 5 Детали закрепления ж-бет рубашки к стенам существующих подвалов



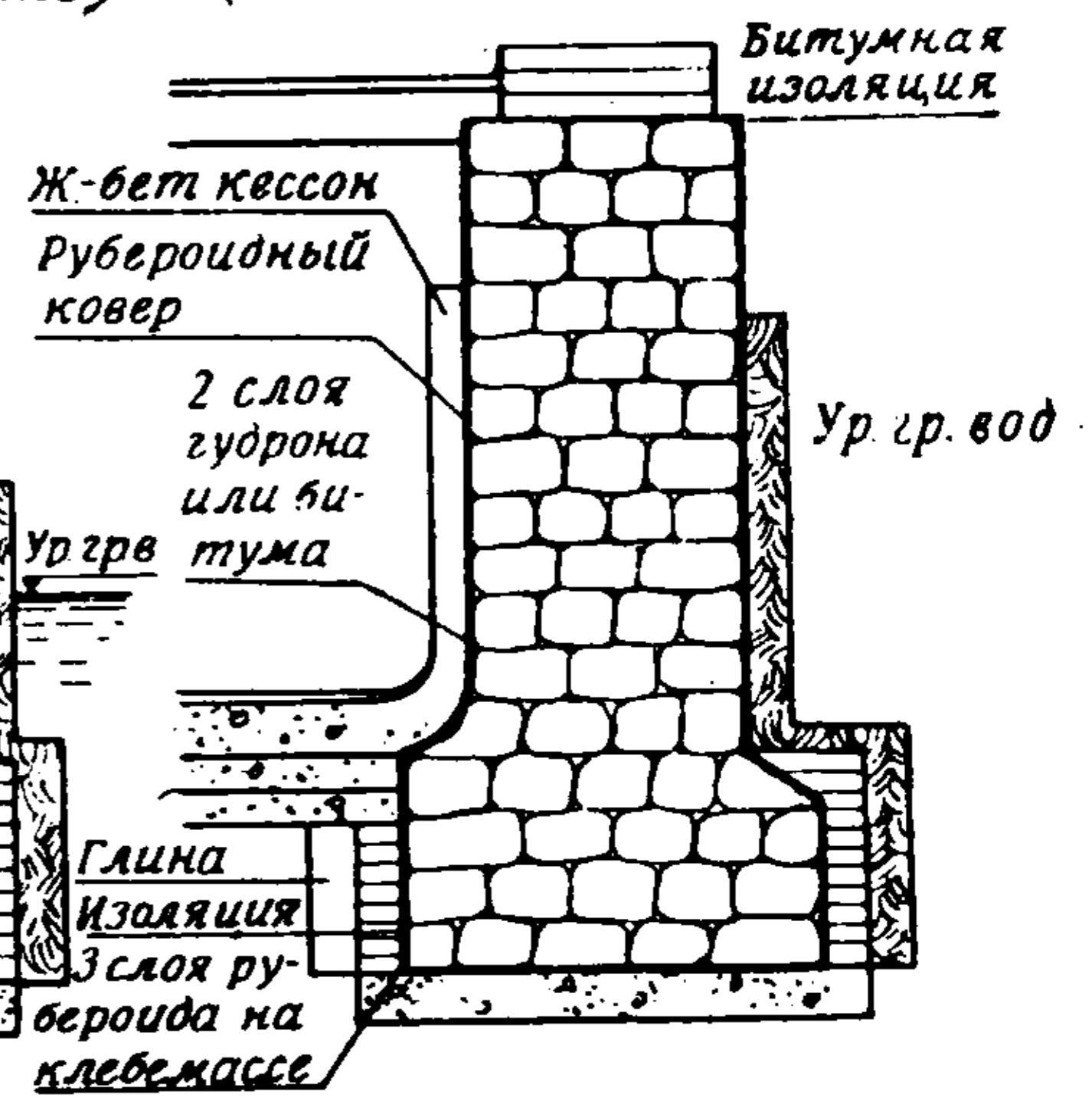
Безподвального здания



Под внутренней стеной подвала



Под наружной стеной подвала



При жел.бетонном кессоне в подвале

Фиг. 6 Защита фундаментов от агрессивных вод

Рис. 29. Детали гидроизоляции

Меры защиты фундаментов выбираются в зависимости от степени агрессивности воды. При слабо- и средне-агрессивных водах наиболее правильным и экономичным является применение соответствующих агрессивности воды сортов цемента (пуццолановый, шлаковый и т. д.) или добавок (при слабо-агрессивных водах).

При сильно агрессивных водах, разрушающих и специальные цементы, все части фундаментов должны быть изолированы от непосредственного соприкосновения с водой посредством оболочки из битумных материалов, описанных выше, или слоем специальных химически стойких составов — *флюатов*. На рис. 29, фиг. 6 показаны примеры устройства подобной изоляции тех частей фундаментов под столбы и стены, которые при обычной изоляции подвала остаются в воде.

Изоляционный слой должен быть уложен как с боков, так и снизу под подошвой фундамента. Для этого по дну котлована делается подготовка из тощего бетона. Если агрессивность воды настолько велика, что и этих мер оказывается недостаточно, то фундаменты снаружи облицовывают клинкером на битуме или на специальном кислотостойком растворе.

ГЛАВА ТРИНАДЦАТАЯ

ПОДВАЛЫ

ОСНОВНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ. В здании могут быть устроены этажи, пол которых заглублен ниже спланированной поверхности земли. Если пол заглублен в пределах от 0,75 до 1,20 м, то этаж называется *полуподвальным* (*цокольным*). При заглублении более 1,20 м этаж называется *подвальным*. Подвальные и полуподвальные этажи в зданиях используются главным образом для хозяйственных целей: в них располагают котельные центрального отопления, склады магазинов, прачечные, мастерские и т. д. Для сообщения с подвалом, кроме соответствующих маршей в лестничных клетках (см. «Лестницы», стр. 518), часто приходится предусматривать непосредственные выходы наружу.

Отверстия, предназначенные для транспортирования грузов, оборудуются наклонными плоскостями, называемыми *спусками*. Для освещения подвалов в их наружных стенах делают окна, опущенные обычно ниже поверхности грунта (тротуара), а перед окнами — углубления, называемые *световыми приемками*.

ОСВЕЩЕНИЕ ПОДВАЛА. Освещение и проветривание подвала будут наилучшими при ленточном окне и открытом непрерывном приемке достаточной ширины (рис. 30, фиг. 1, 2, 3). Однако такие приемки затрудняют доступ к зданию и потому осуществимы только в зданиях, расположенных во дворе. Они могут быть ограждены кирпичной, бутовой (фиг. 3 Б) или железобетонной стенкой (фиг. 3 А) или в целях экономии сделаны с одернованными откосами и железобетонным лотком (фиг. 1 и 2). Последний прием требует значительно большей свободной территории.

Отвесные подпорные стенки, ограждающие непрерывные приемки, подвергаются действию горизонтального давления грунта. Устойчивость свободно стоящих подпорных стен, как известно из строительной механики, обеспечивается исключительно их собственным весом. Если им придан профиль, показанный на фиг. 3 Б, то сечение их может приниматься по табл. 16 (графа 3).

Для облегчения сечения стенки приемка верхний край ее можно упереть распорками в устойчивые стены здания. При достаточно частом расположении

Таблица 15

Показатели степени агрессивности вод

Степень агрессивности		Неагрессивные	Слабо-агрессивные	Средне-агрессивные	Сильно-агрессивные			
Характеристика материалов для фундаментов		Допустимо применение любых портланд-цементов	К портланд-цементу обязательно прибавление пуццолановых добавок	Обязательно применение пуццоланового портланд-цемента или шлака-портланд-цемента марки «250»	Обязательна битумная изоляция всех частей фундаментов			
Показатели химического анализа								
1	Временная (бикарбонатная) жесткость в немецких градусах	$>6^\circ$ при соблюдении норм следующих граф	$\leq 6^\circ$ $>4^\circ$ даже если количество примесей менее указанного в следующих графах	$\leq 4^\circ$ $>2^\circ$	$<2^\circ$			
2	Водородный показатель pH при временной жесткости 6—24° при временной жесткости больше 24°	>7 $>6,7$		<7 $<6,7$ Степень агрессивности зависит от количества кислот				
3	Соли азотистой, азотной кислот и аммиак	Отсутствуют	—	Имеются следы	Имеются хотя бы в незначительном количестве			
4	В сравнительно чистой воде, если отсутствуют хлор (Cl) и свободная CO_2 , а количество $\text{Mg} + \text{Na} < 60$ мг/л, допускается содержание SO_4	<250 мг/л	>250 <375 мг/л	>375 <750 мг/л	>750 мг/л			
5	В загрязненной воде при наличии SO_4 , Cl, CO_2 и других примесей допускается содержание SO_4	<1000 мг/л	≥ 1000 <1500 мг/л	≥ 1500 <3000 мг/л	>3000 мг/л			
При условии, если количество свободной CO_2 меньше указанного в таблице →		Если количество MgO меньше половины CaO		Если количество MgO больше половины CaO			При наличии свободной CO_2 применение пуццоланового цемента не дает преимуществ перед обычным	При любом количестве SO_4 , если количество свободной CO_2 больше количества, указанного в таблице
		Сумма SO_4 и Cl в мг/л						
		<300 мг/л	≥ 300 <600	≥ 600 <1000	<300 мг/л	≥ 300 <600	<600 >1000	
Временная жесткость в немецких градусах.								
6—12		20	18	15	—	—	—	
12—16		40	39	34	20	18	15	
16—20		70	62	55	40	39	34	
20—24		110	90	80	70	62	55	
24—30		150	120	100	110	90	80	

распорок стенка работает, как вертикальная балка на двух опорах. Толщины таких стен приведены в табл. 16, графе 2.

Таблица 16
Размер a по низу подпорной стенки (в м)

Высота стенки (в м)	Профиль по рис. 33, фиг. 1	Профиль по рис. 30, фиг. 3Б
2,0	0,55	0,95
2,5	0,70	1,15
3,0	0,90	1,35
3,	1,10	1,55
4,0	1,35	1,70
4,5	—	1,90

Сечение стенки может быть сильно облегчено, если ее сделать наклонной под углом 60° в сторону грунта (рис. 32, фиг. 6). Толщина наклонных стенок при глубине до 2,0—2,5 м может быть сделана в один кирпич.

При больших глубинах может оказаться целесообразным устройство стенки из железобетона. Их делают с ребрами, опертыми в стену подвала (рис. 30, фиг. 3 А), или наклонными в сторону грунта, чтобы уменьшить давление и облегчить сечение (рис. 31, фиг. 4).

На рис. 30 (фиг. 2) показана весьма рациональная комбинация свободного земляного откоса с железобетонным лотком. На рис. 31 (фиг. 3 и 2) изображена оригинальная стенка¹ весьма легкого сечения. С помощью горизонтальной шпоры K она внецентренно опирается на фундаменты колонн; при этом момент от собственного веса прямка относительно точки K уравнивает момент от давления грунта на стенку прямка.

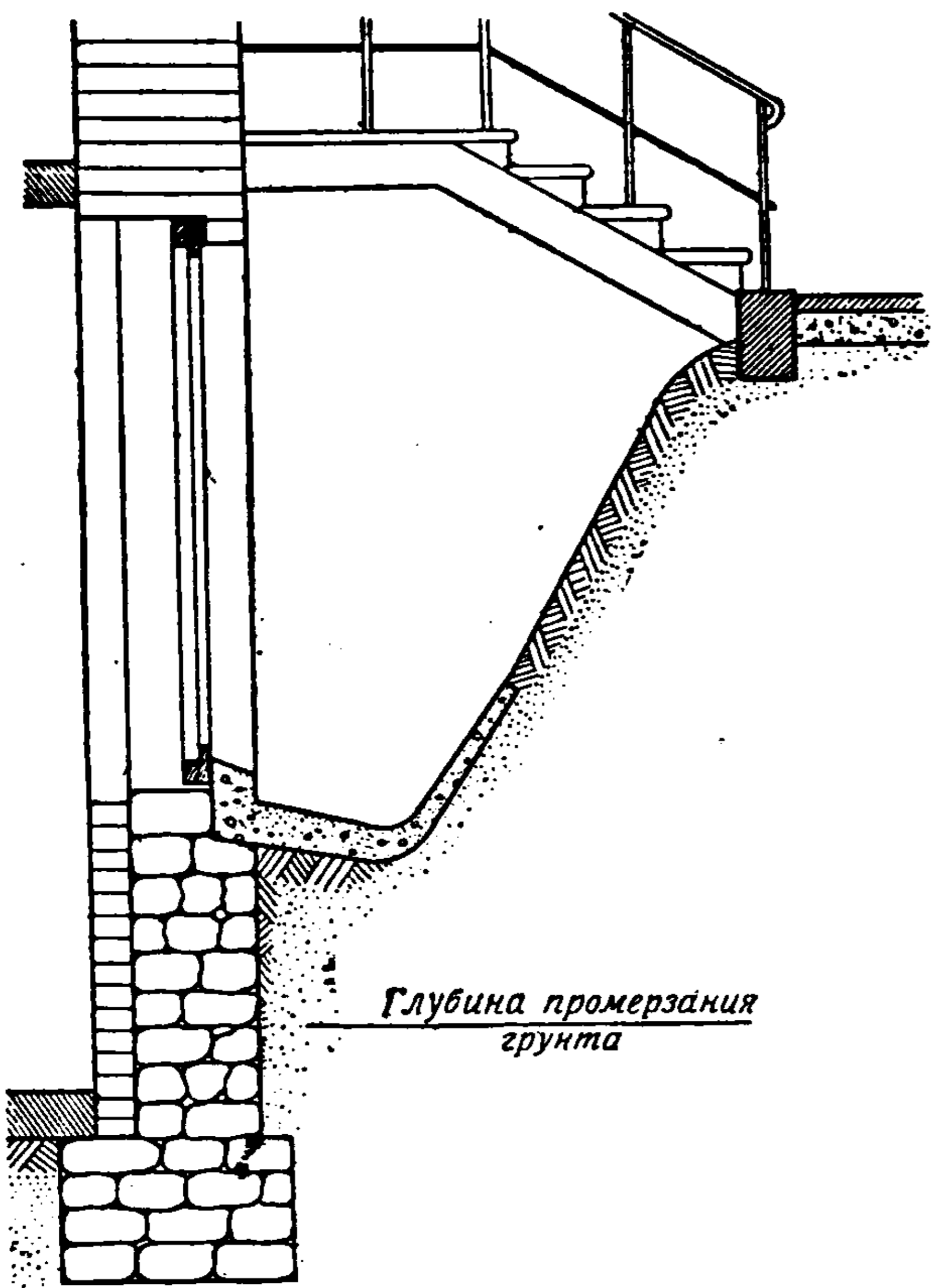
При устройстве в подвале отдельных небольших окон, у каждого из них делают отдельный прямок, который, имея небольшие размеры в плане, может быть огражден легкой кирпичной стенкой (рис. 32, фиг. 5). Такие стенки работают под давлением грунта на изгиб, как горизонтальные равномерно нагруженные балки. Предельные расстояния между опорами для стенок различной толщины из кирпича на цементном растворе даны в табл. 17.

Таблица 17
Предельные расстояния между опорами кирпичных стенок (в м)

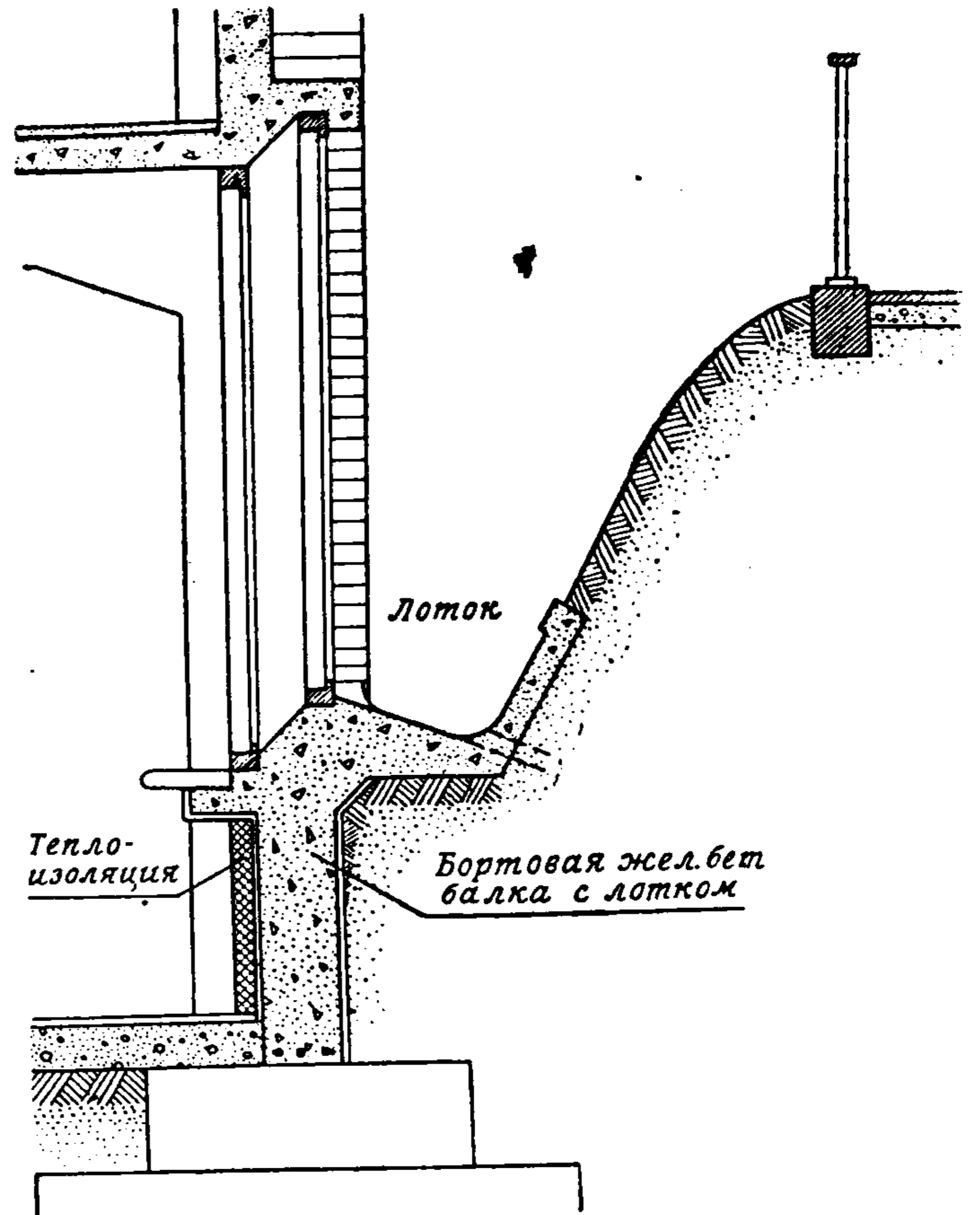
Толщина стены в кирпичах	Глубина прямка (в м)		
	1,0	1,5	2,0
$\frac{1}{2}$ кирпича	0,65	—	—
1 кирпич	1,35	1,10	0,95
$1\frac{1}{2}$ кирпича	2,00	1,70	1,45
2 кирпича	2,65	2,20	1,95

Стенки прямков, в зависимости от конструкции и величины прямка, могут быть основаны на консолях, выпущенных из фундаментов здания (рис. 32, фиг. 5), или на особых фундаментах. В последнем случае глубина фундаментов от пола прямка должна быть не менее глубины промерзания или под ними

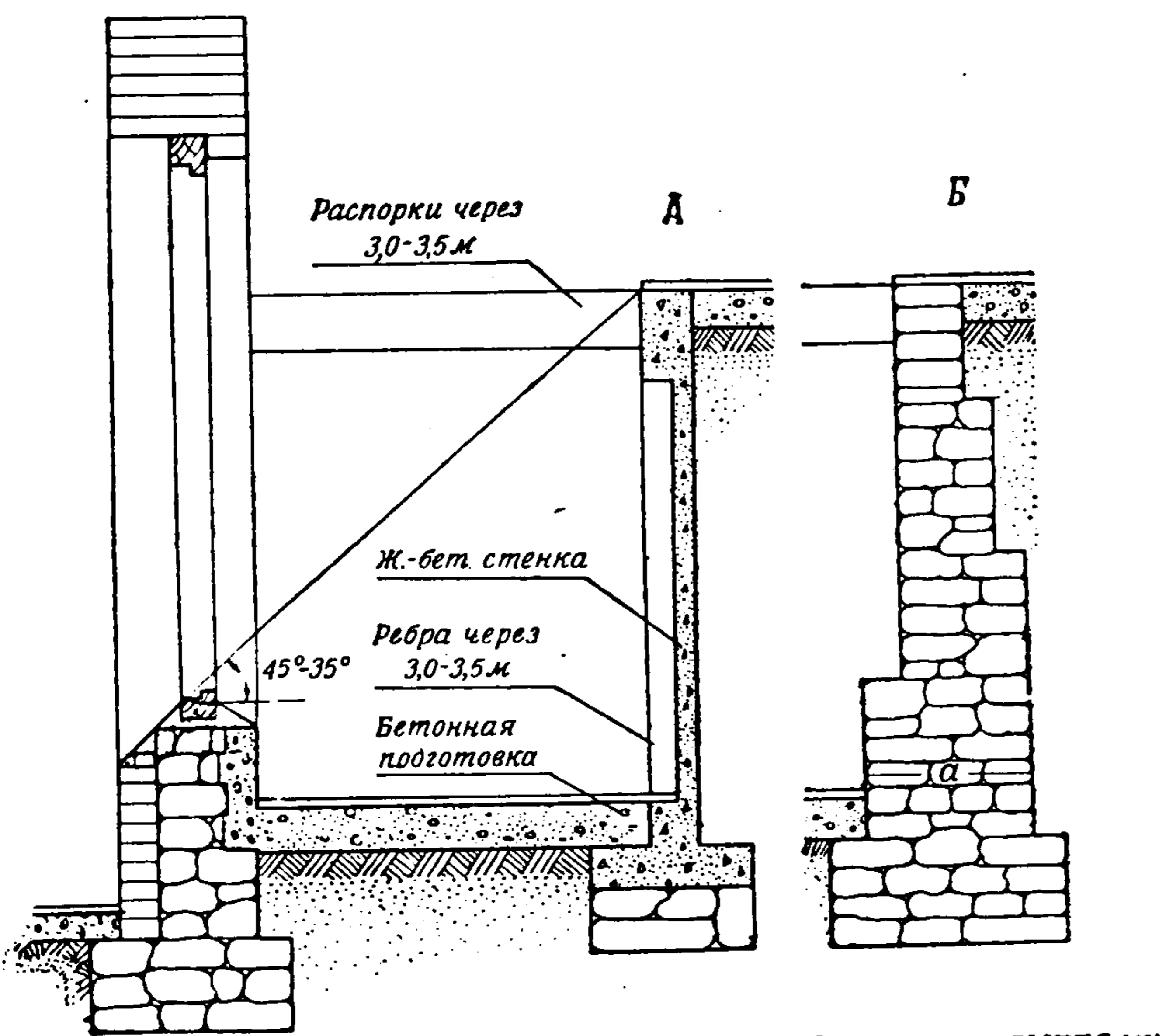
¹ Выполнена в здании Московского архитектурного института по проекту профессора А. Ф. Лёлейт.



Фиг. 1 Открытый приямок с земляным откосом

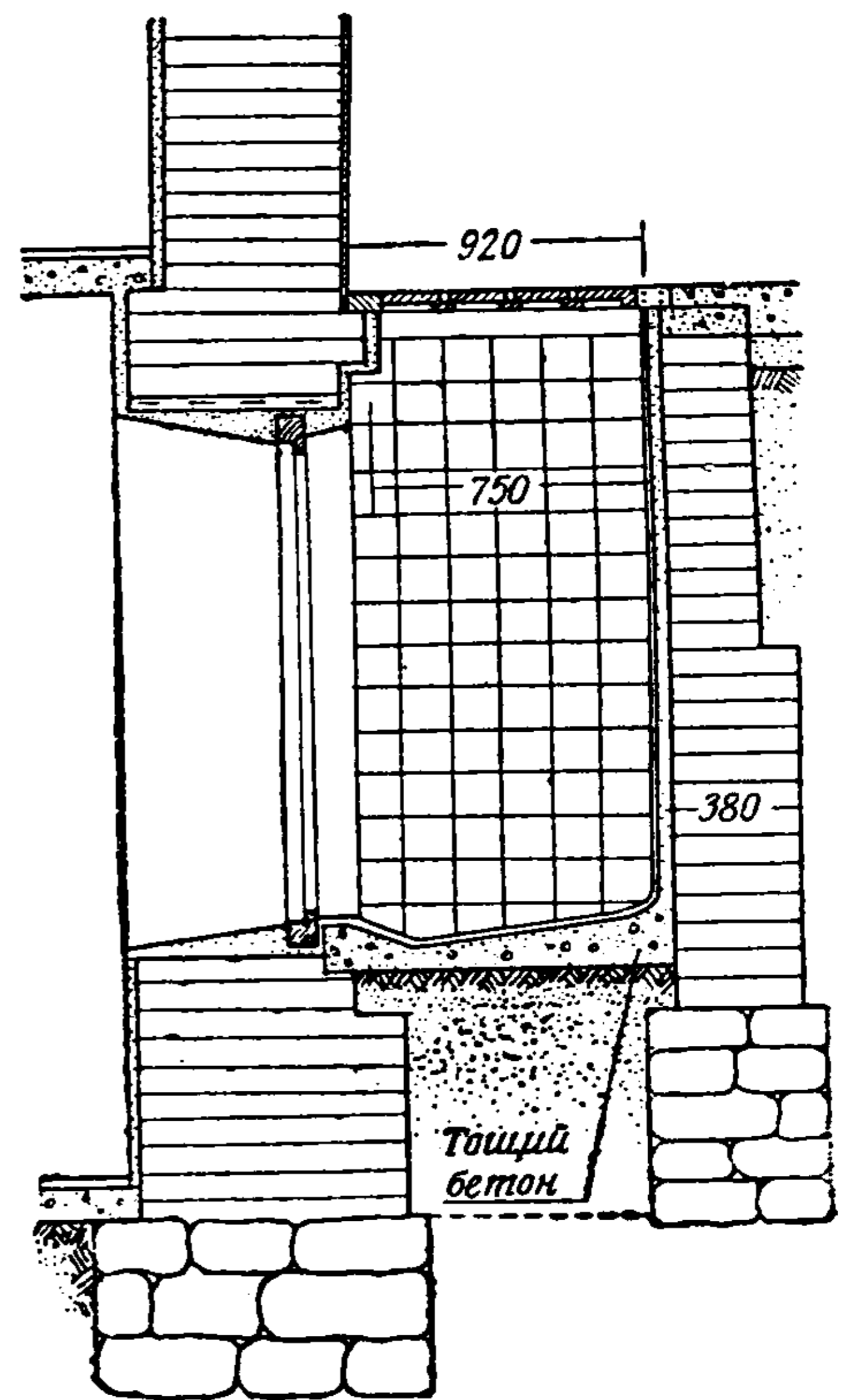


Фиг. 2 Также в зданиях с каркасом



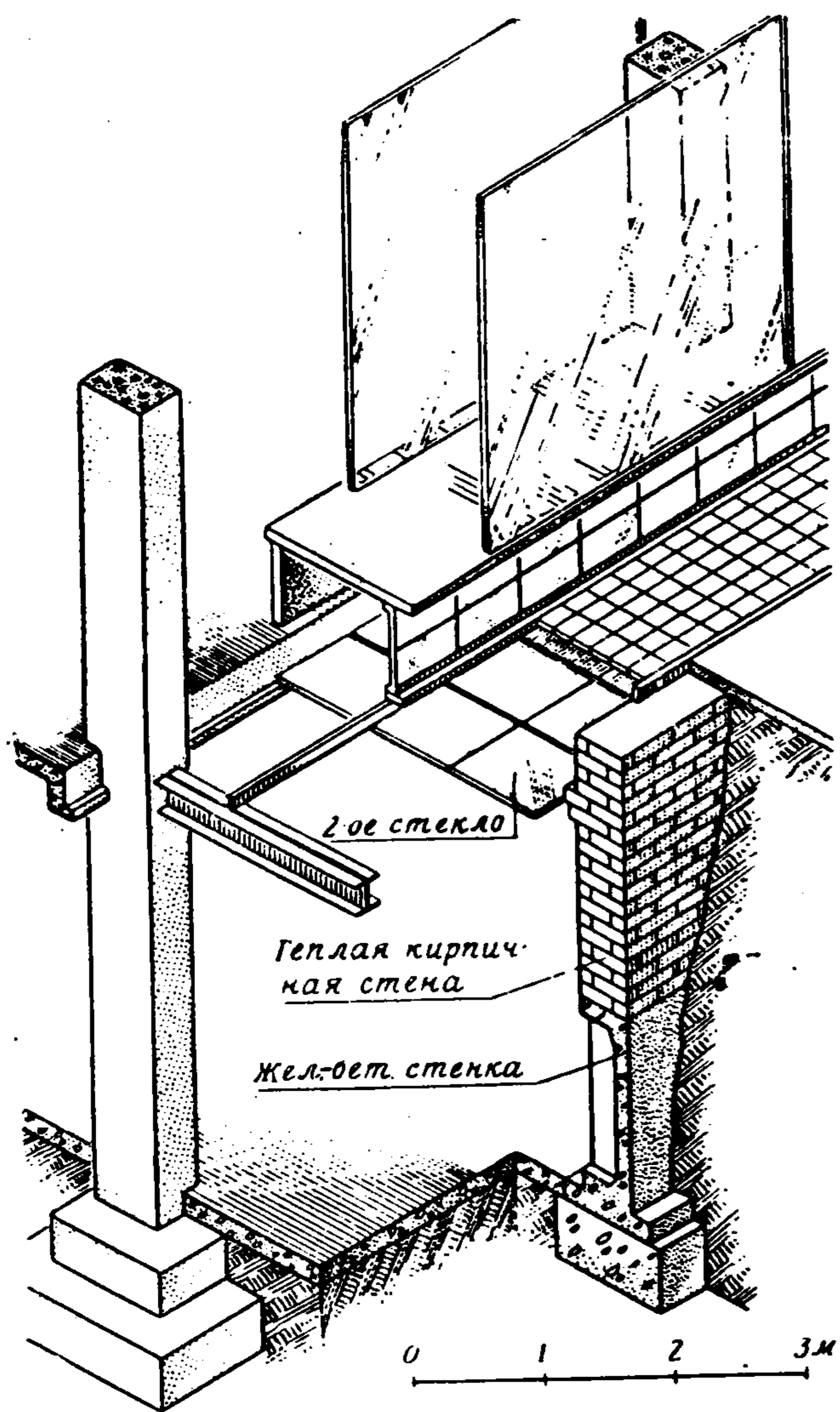
с железобетонными стенками с бутовыми стенками

Фиг. 3 Открытые приямки

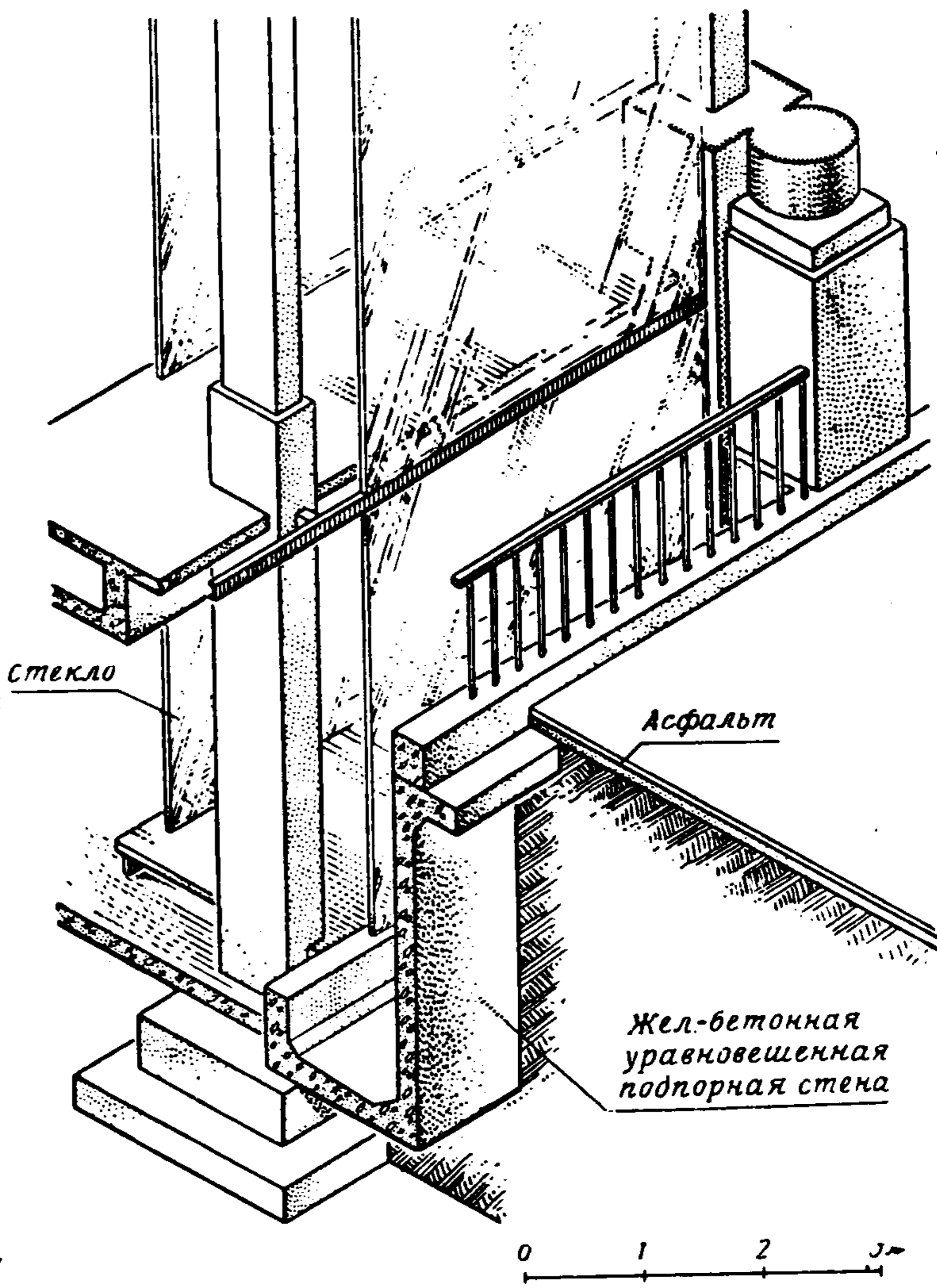


Фиг. 4 Световой приямок с иллюминатором

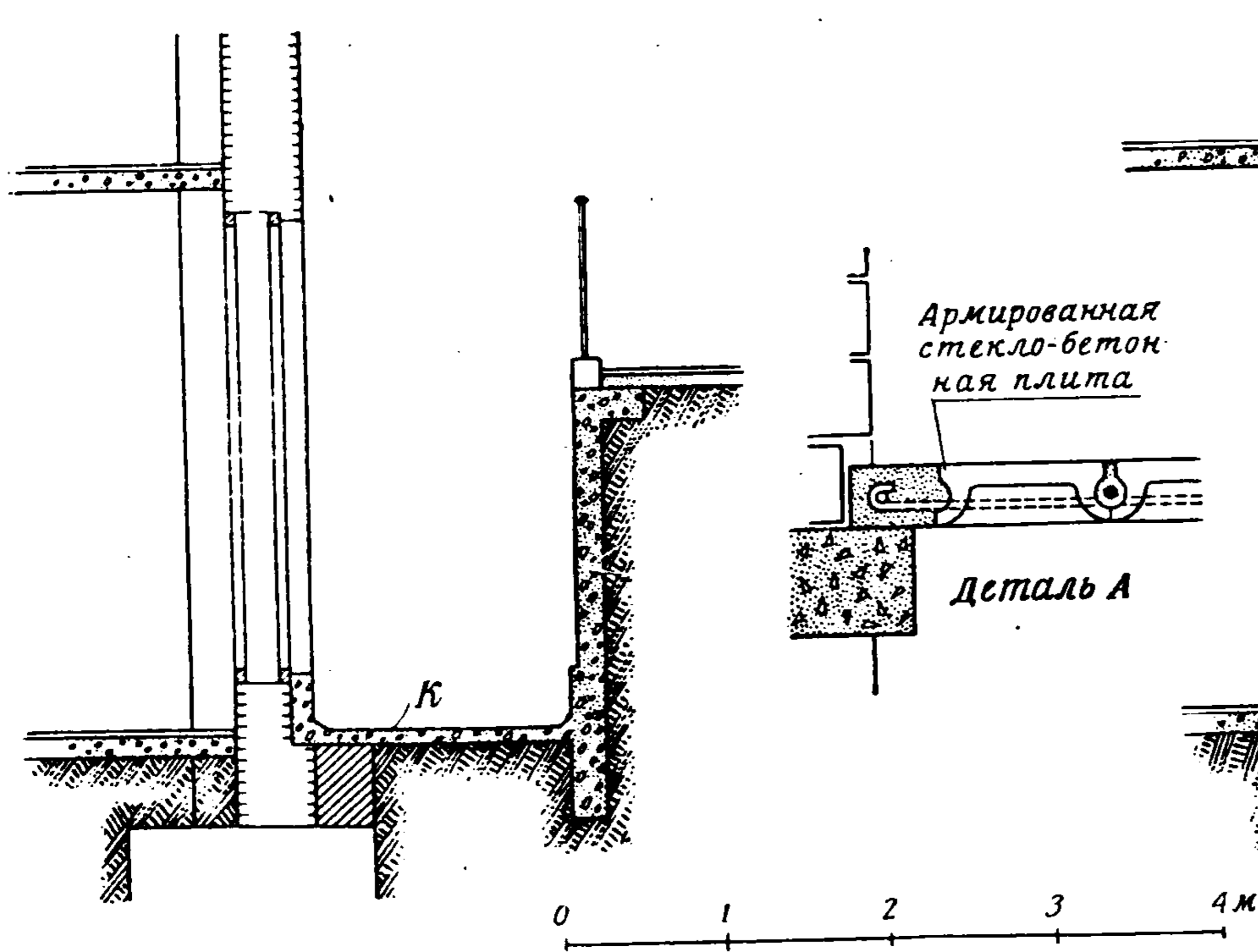
Рис. 30. Световые приямки



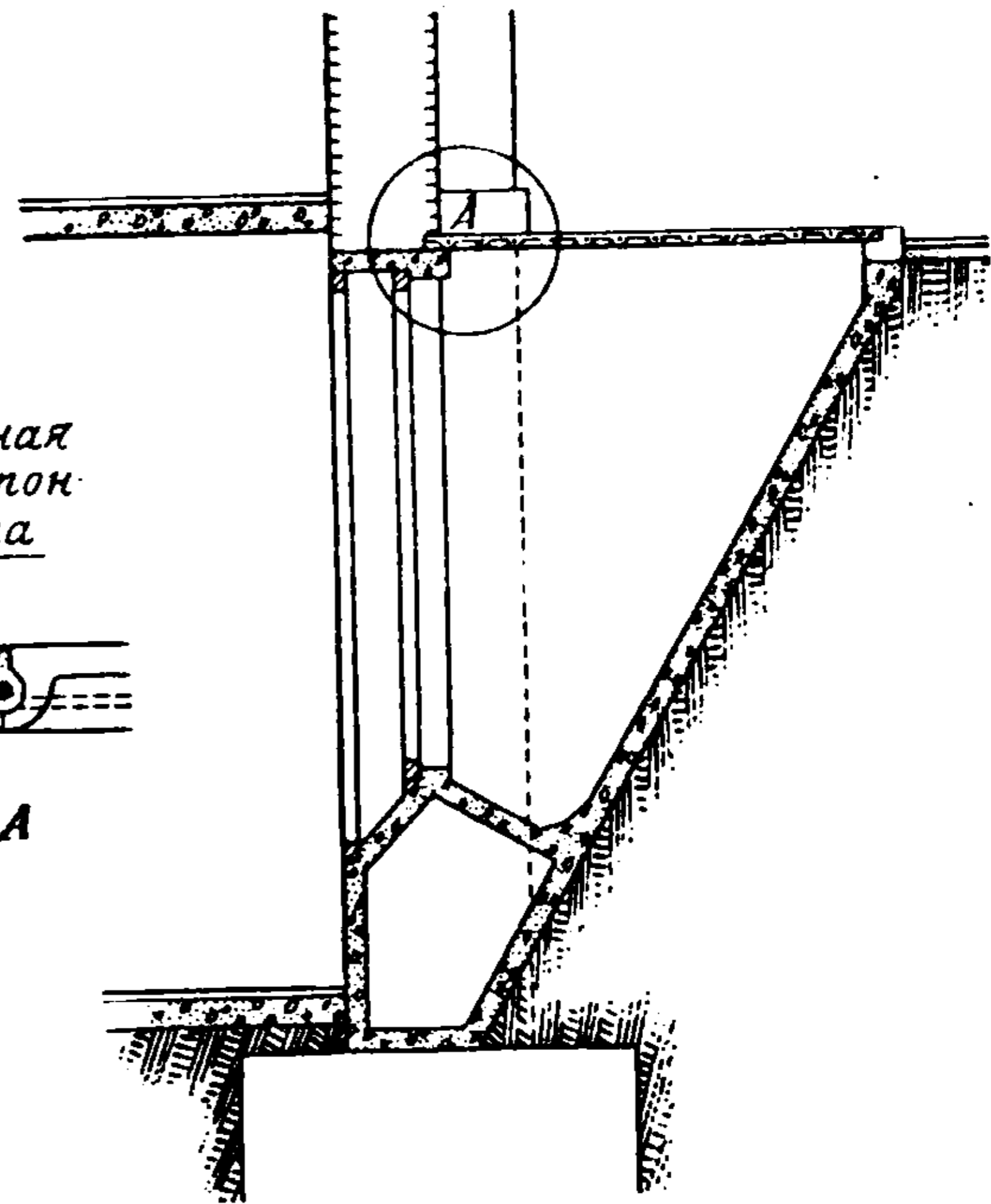
Фиг 1 утепленный приямок



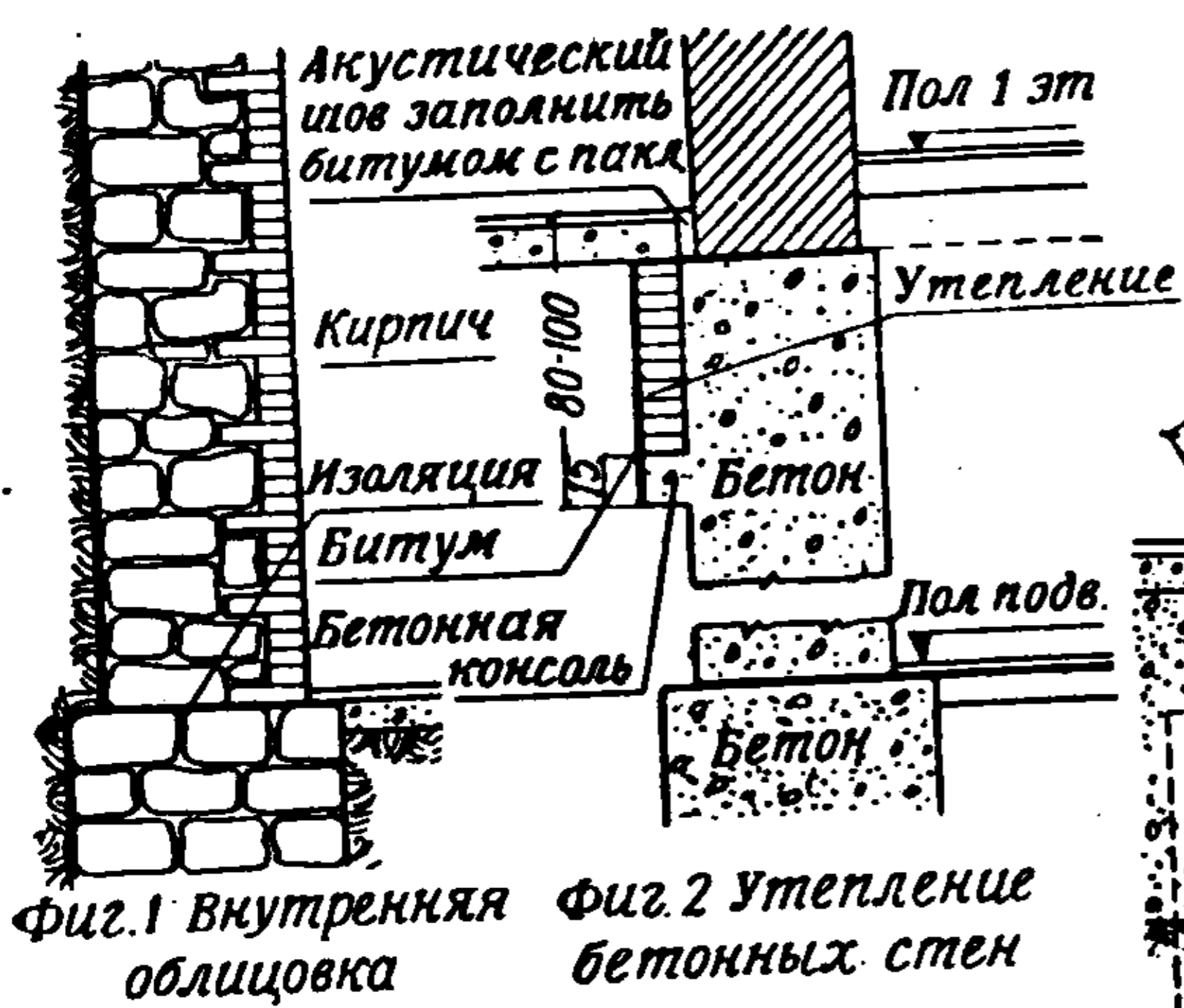
Фиг 2 открытый приямок с жел-бет стенкой и магазинной витриной



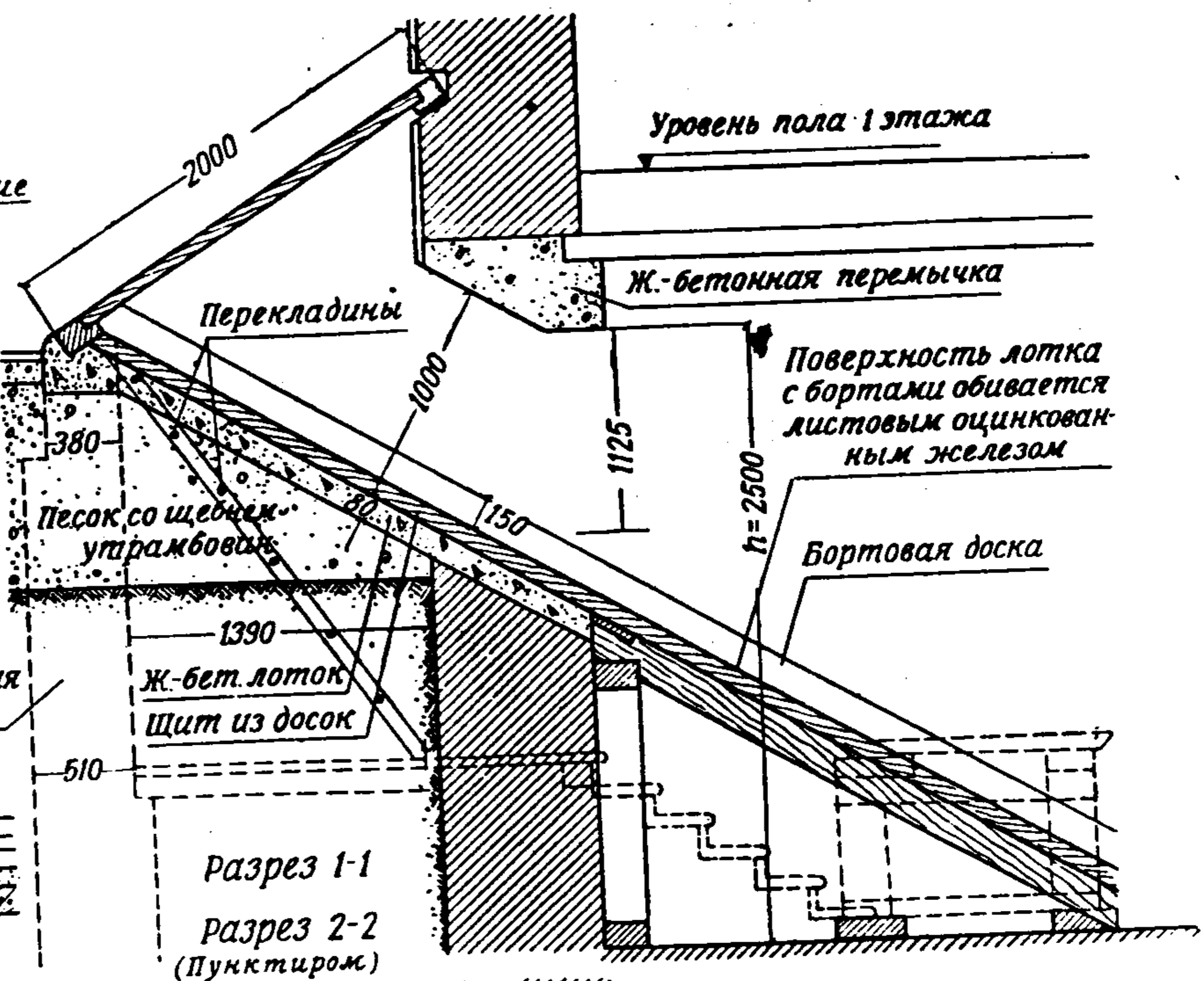
Фиг 3 Уравнивающая подпорная стенка



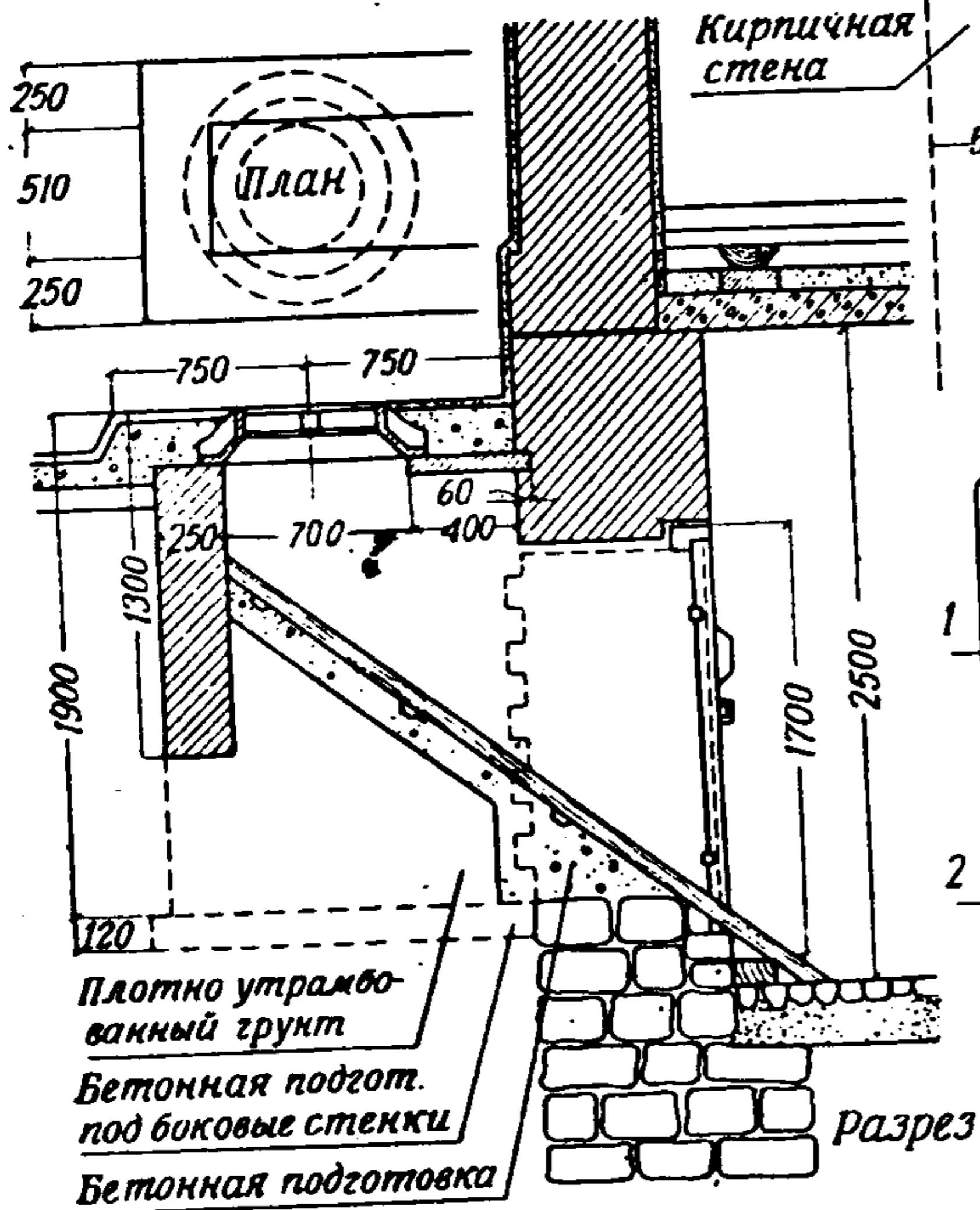
Фиг 4 Наклонная жел-бет стенка



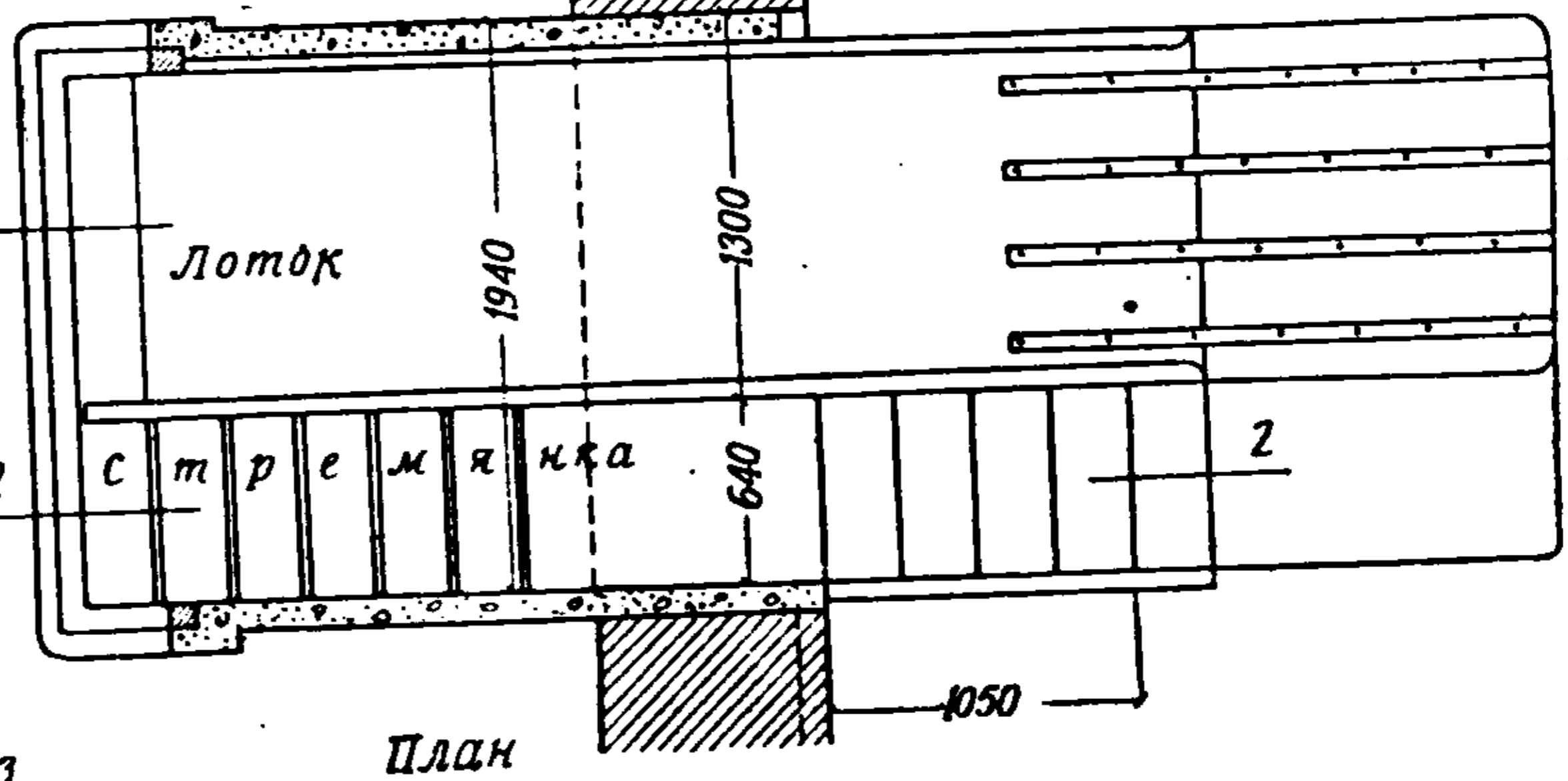
Фиг. 1 Внутренняя облицовка



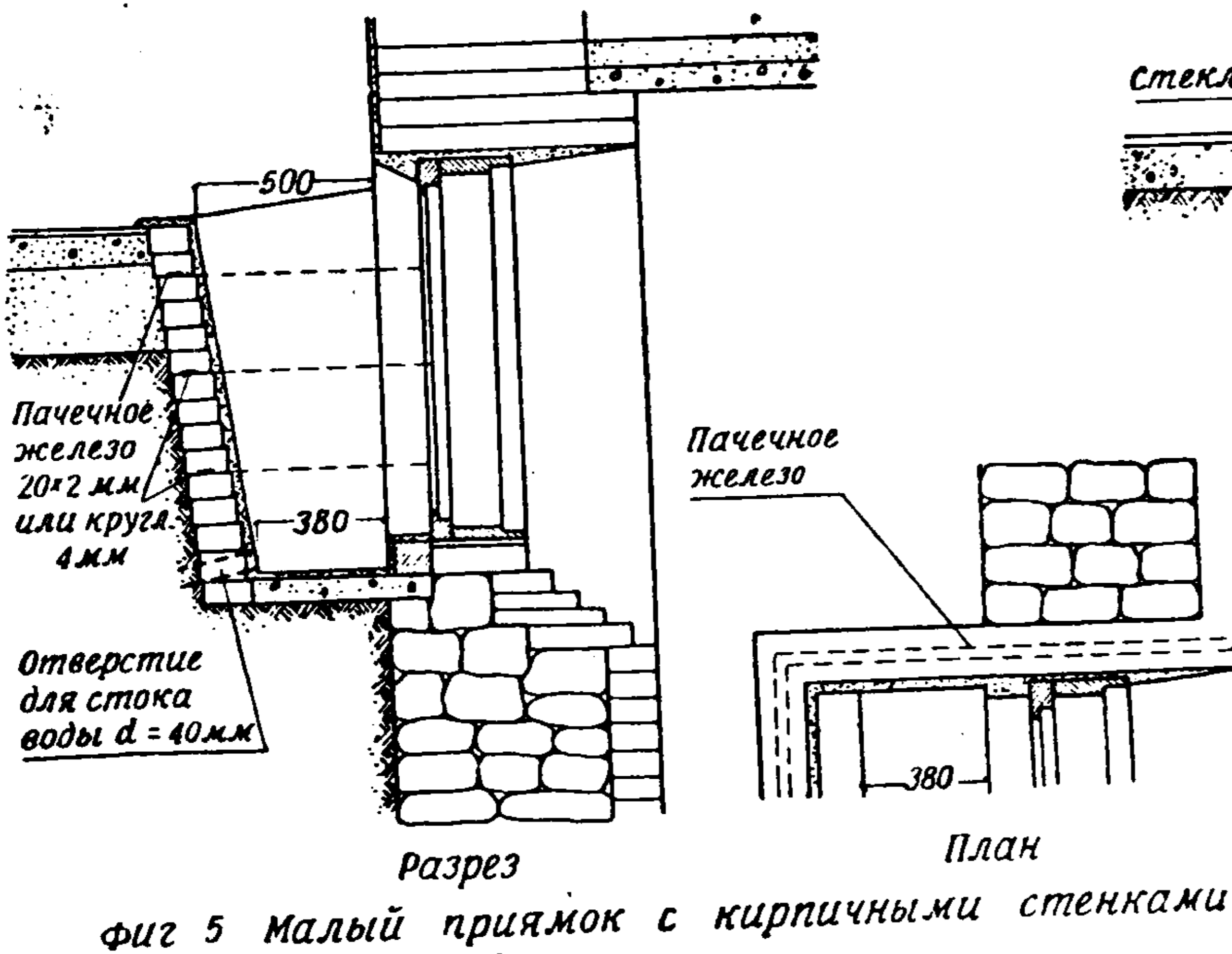
Фиг. 2 Утепление бетонных стен



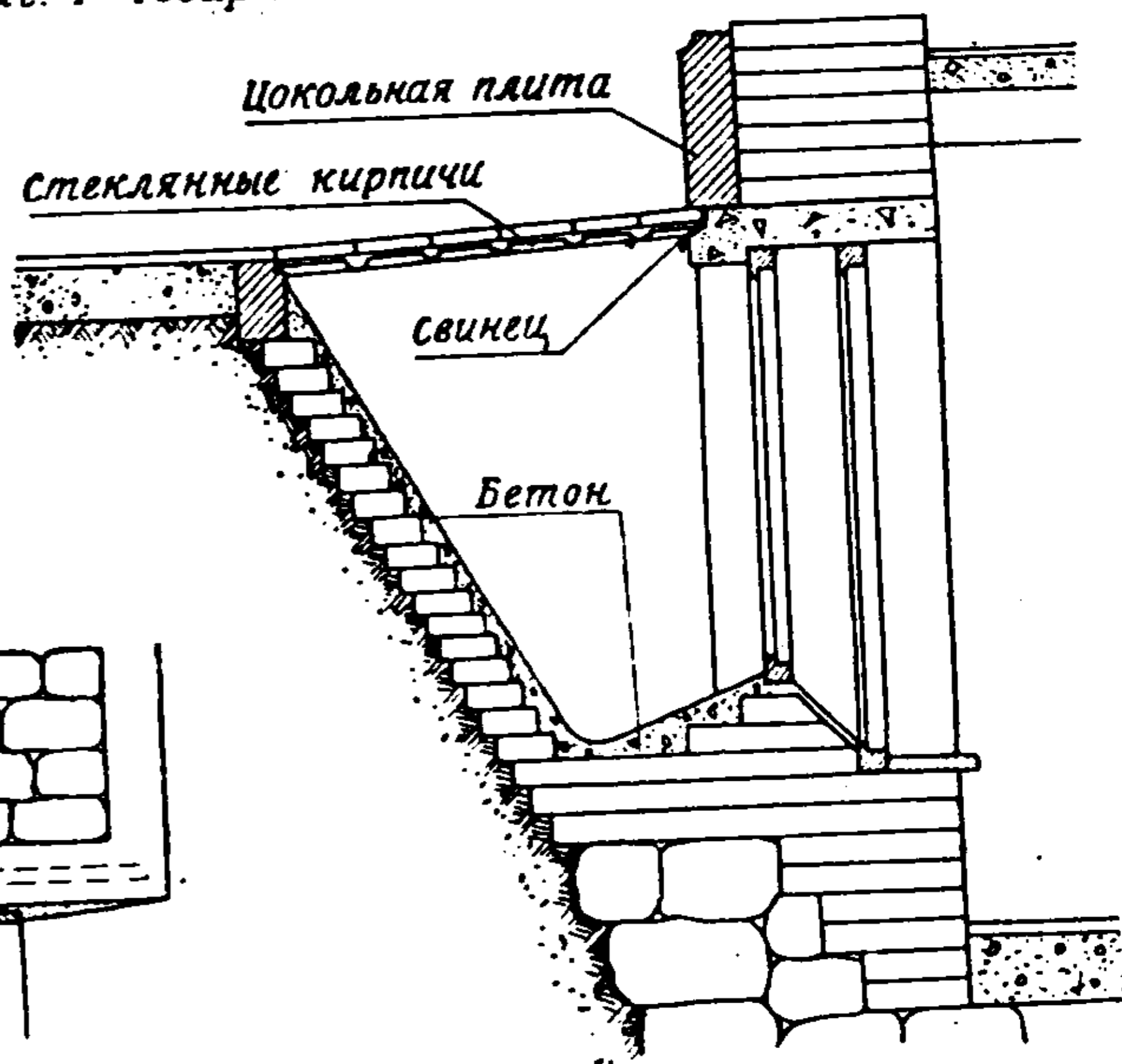
Фиг. 3 Люк для угля



Фиг. 4 Товарный люк



Фиг. 5 Малый приямок с кирпичными стенками



Фиг. 6 Приямок с наклонной кирпичной стенкой

Рис. 32. Детали подвалов

должны быть устроены песчаные подушки. При наличии приямков фундаменты здания должны быть заложены ниже их дна на глубину не менее глубины промерзания (рис. 30, фиг. 1). Открытые приямки сверху должны быть ограждены горизонтальной решеткой или барьером (рис. 31, фиг. 2).

Если приямки выходят на городскую улицу, то они должны быть закрыты сверху иллюминаторами¹ (рис. 30, фиг. 4; рис. 31, фиг. 4; рис. 32, фиг. 6). При этом проветривание и освещение подвала, конечно, значительно ухудшаются. Для улучшения освещения отраженным светом стенки приямка окрашивают в белый цвет или облицовывают глазурованными плитками. Стоимость закрытых приямков больших размеров довольно велика, и в некоторых случаях целесообразно утеплять их и присоединять к подвалу, увеличивая таким путем его площадь.

Приямок, присоединенный к подвалу магазина, изображен на рис. 31, фиг. 1. В 1-м этаже между стойками железобетонного каркаса расположены большие витрины, поднятые над тротуаром на 0,5—0,7 м. Под витринами в цоколе сделано вертикальное ленточное окно, значительно улучшающее освещение подвала. Стенка приямка отодвинута от линии колонн и выполнена внизу из железобетона, вверху — из кирпича (теплая). Выступающая перед витринами часть приямка перекрыта двойным остеклением, уложенным на систему стальных балок, опертых на стенку приямка и на колонны. Верхнее остекление выполнено из иллюминаторного стекла, а нижнее — из обыкновенного.

ПРИСТРОЙКИ К ПОДВАЛАМ. В некоторых случаях подвал не может вместить всех вспомогательных помещений, необходимых для нормальной эксплуатации здания. В этом случае рядом с подвалом под землей может быть устроена пристройка, в которой размещаются помещения, не нуждающиеся в прямом освещении, например для угля (рис. 33, фиг. 1). Стены такой пристройки должны быть обязательно отрезаны от основных осадочными швами, ввиду большой разности в нагрузках. Эти стены воспринимают главным образом горизонтальное давление земли. Вследствие наличия железобетонного перекрытия считают, что стены работают как однопролетные вертикальные балки, опертые на перекрытие и пол. Размеры их могут приниматься по графе 2 табл. 16.

Сверху пристройка перекрыта несгораемым (обычно железобетонным) перекрытием, опертым на основную и подпорную стенки (по пролету 4,30 м). Так как эти стены будут иметь разную осадку, то балки перекрытия должны быть однопролетными.

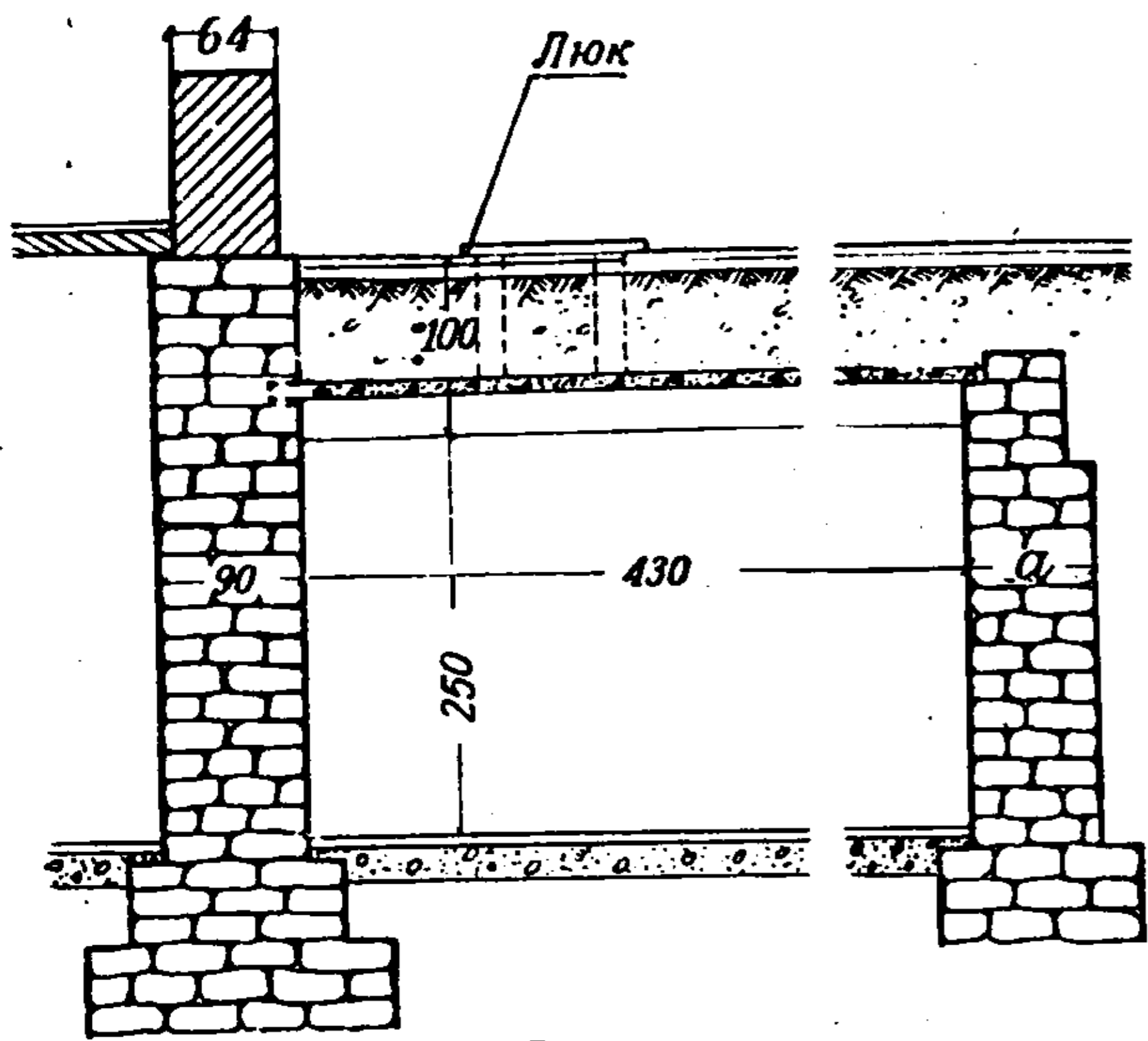
НАРУЖНЫЕ ВХОДЫ И СПУСКИ В ПОДВАЛ. Входы для людей устраиваются в виде наружных одномаршевых лестниц, помещаемых в особых приямках, примыкающих к наружным стенам зданий и окруженных подпорными стенками (рис. 33, фиг. 2).

Для защиты от атмосферных вод и снега эти приямки покрываются легкими крышами в виде навесов или пристроек. У нижней части приямка должен быть устроен дренаж и трап для отвода воды.

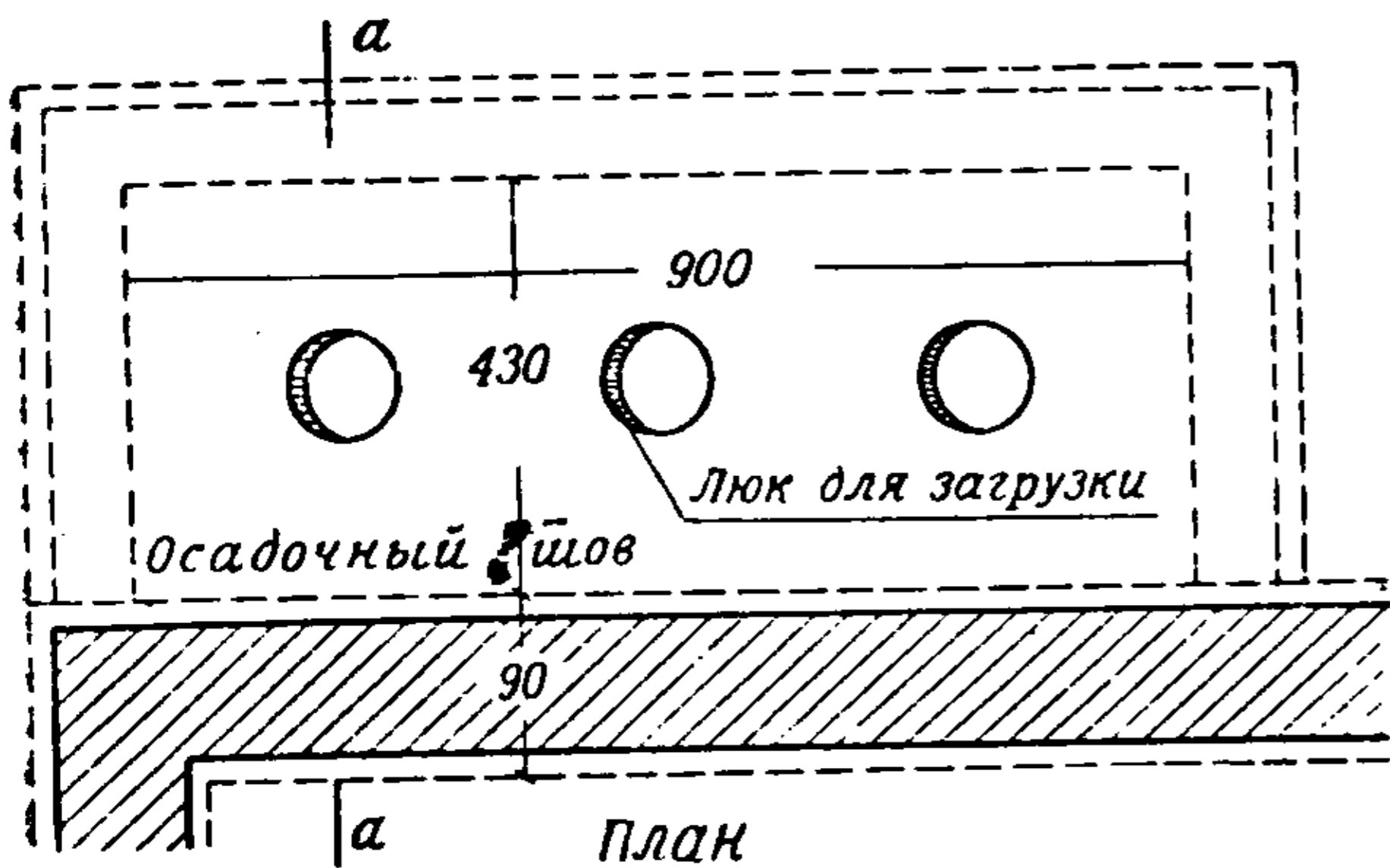
Если вход предназначен для транспортировки грузов, то его располагают по направлению движения груза и устраивают в виде наклонной плоскости — спуска. На рис. 32, фиг. 3 изображен упрощенный спуск, который применяется для загрузки котельной углем, а на рис. 32, фиг. 4 — спуск со стремянкой, предназначенный для загрузки товаров в подвалы магазинов.

ДЕТАЛИ СТЕН ПОДВАЛА. Внутренняя поверхность стен подвала обычно облицовывается кирпичом (в кирпичных зданиях) или бетонными камнями на гравии (в зданиях со стенами из теплого бетона или бетонных камней).

¹ Для остекления их применяются различные типы литых стекол, армированных проволокой или имеющих специальную форму и обладающих благодаря этому большой прочностью.



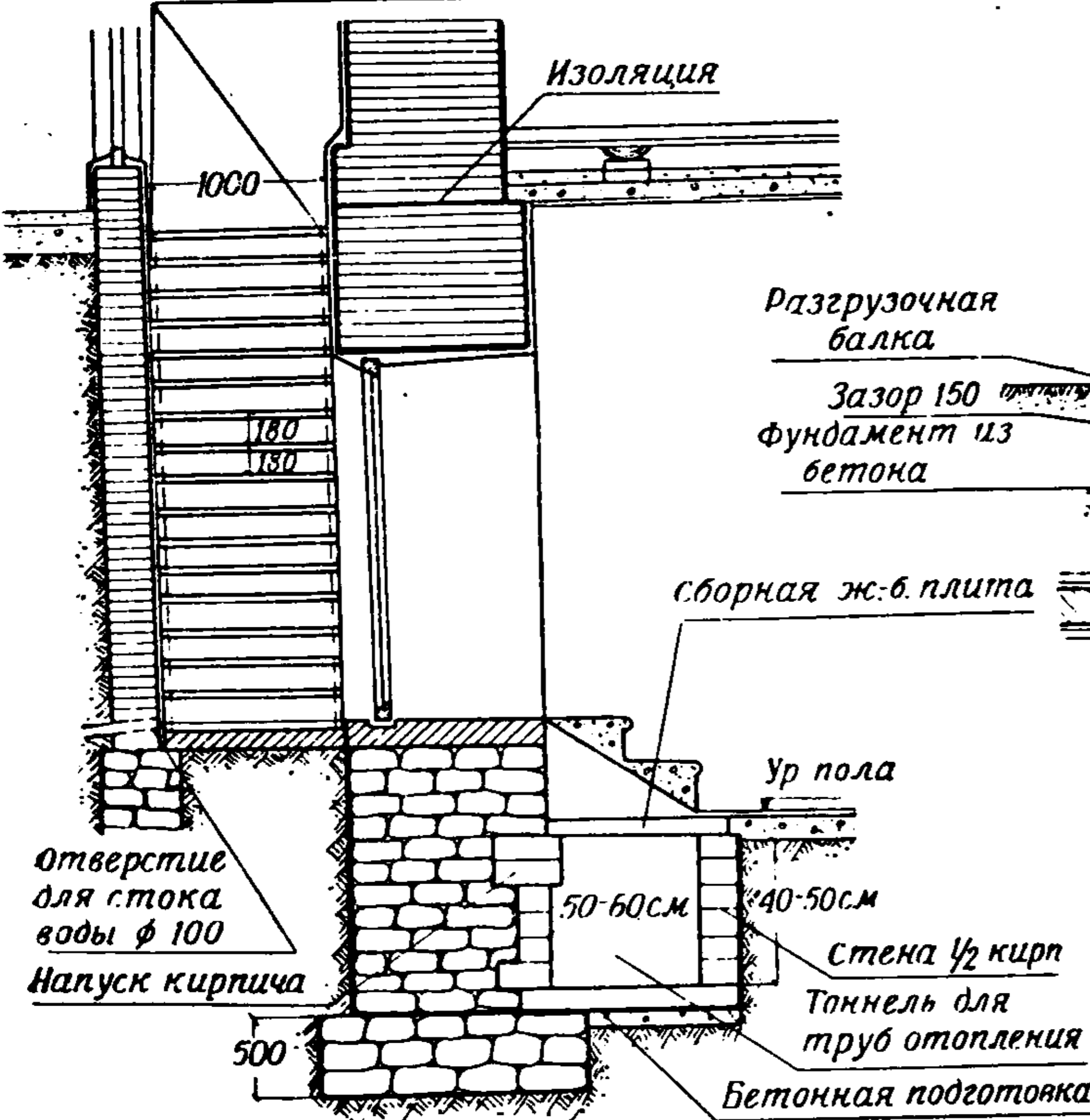
Разрез а-а



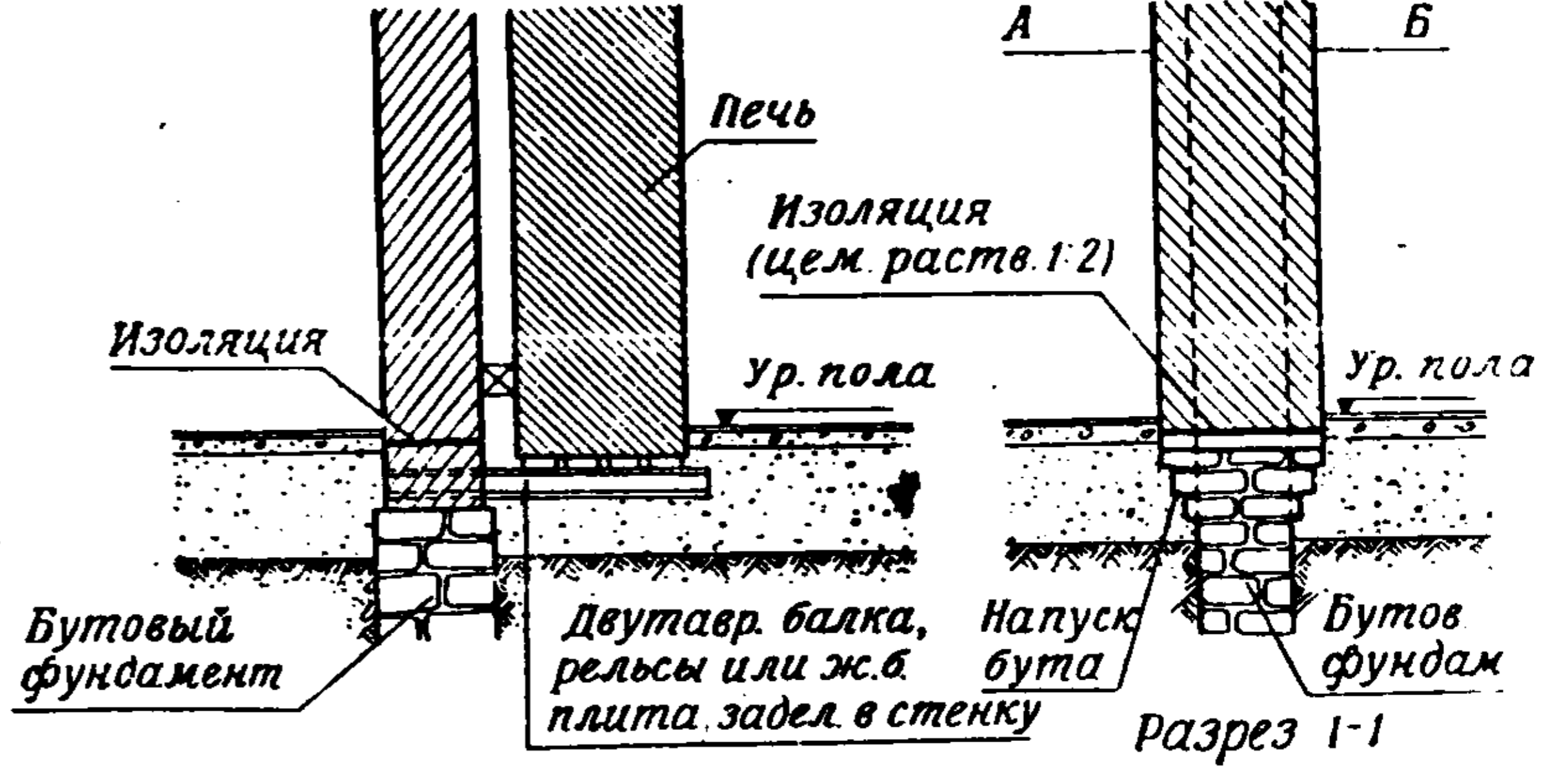
План

Фиг. 1 Выносная угольная

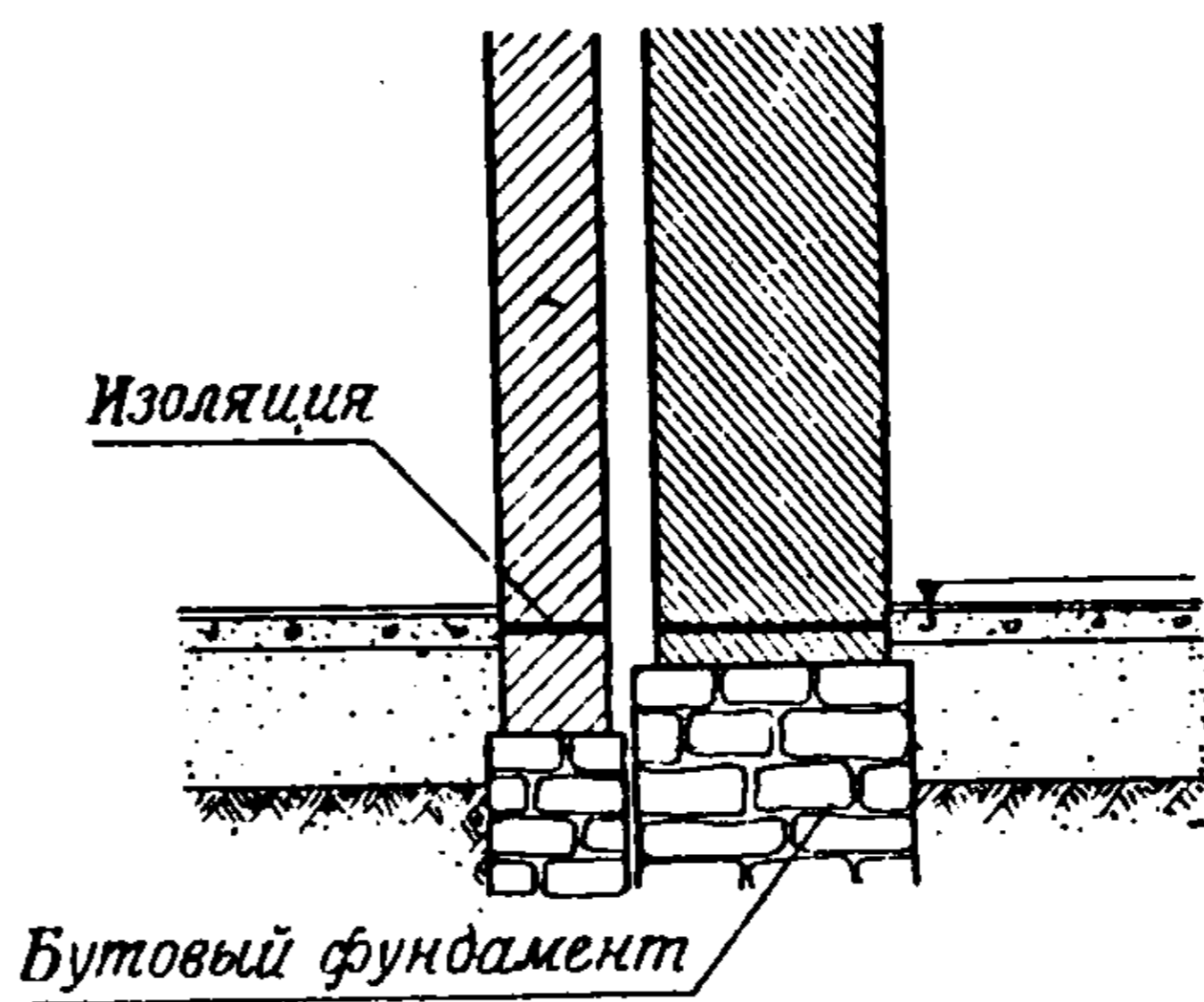
Уступ для укладки ступеней



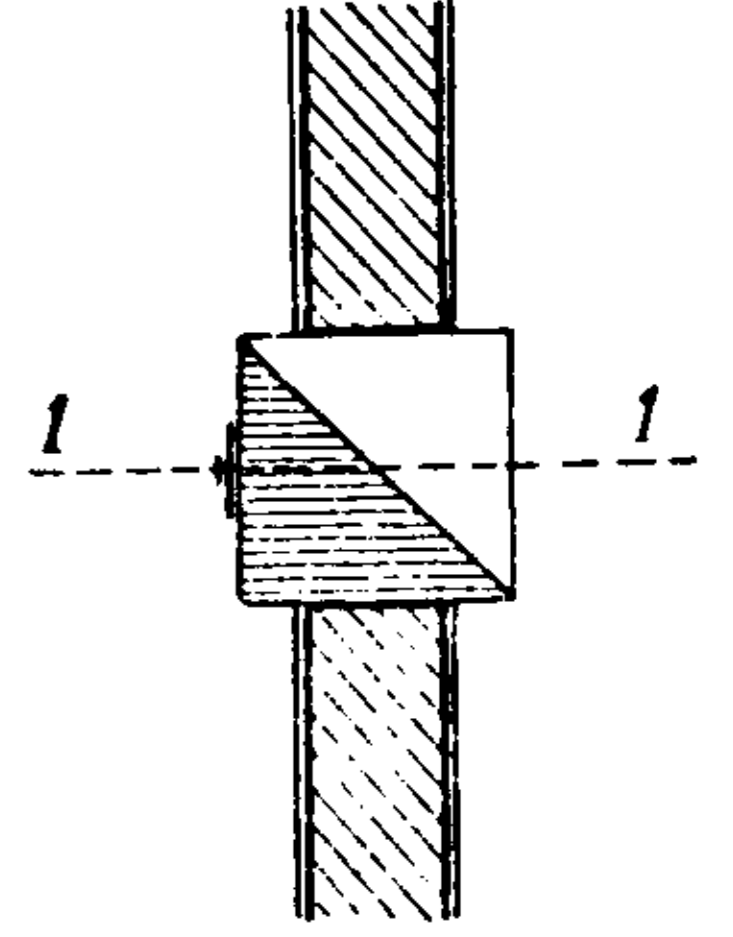
Фиг. 2 Сход в котельную



Фиг. 3 Печь на железных балках

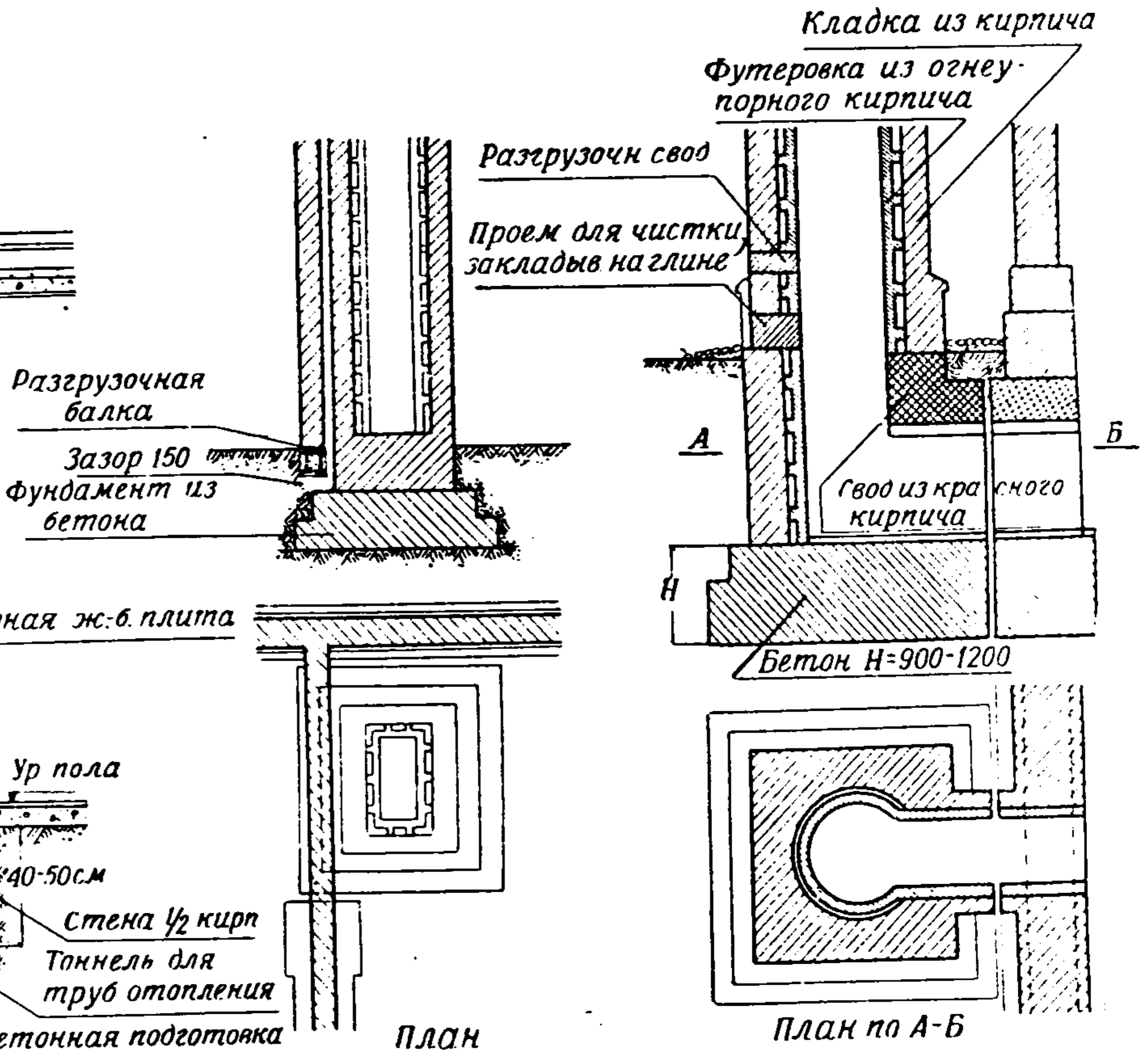


Фиг. 4 Печь на независимом фундаменте



План по А-Б

Фиг. 5 Проемная печь на уширении фундамента



Фиг. 6 Фундамент под трубой находящейся в здании

Фиг. 7 Фундамент под трубой, находящейся вне здания

Рис. 33. Детали котельных и фундаменты под печами

Облицовка делается толщиной 12 см с перевязкой через 4—5 рядов (рис. 32, фиг. 1). Проемы и отверстия также облицовываются кирпичом. Только во второстепенных помещениях (угольные и т. п.) стены кладут из бута с подбором и околкой поверхности. Бетонные стены изнутри не облицовываются. При толщине в 0,9—1,0 м бетонные стены промерзают и должны быть снаружи утеплены стенкой в $\frac{1}{2}$ кирпича (рис. 32, фиг. 2) или шлаковой осыпкой. Изоляция должна быть опущена на 0,8—1,0 м ниже уровня тротуара.

Движение по улицам транспорта создает сотрясения и толчки в грунте, а, следовательно, и в фундаментах зданий. Такое же действие могут оказывать колебания фундаментов под моторами и вентиляторами, которые часто устанавливаются в котельных центрального отопления, и т. п.

В целях изоляции фундаментов от уличных шумов бетонная подготовка тротуара должна быть отделена от фундамента *акустическим швом* (рис. 32, фиг. 3) — сквозной по всему фронту фундамента щелью шириной в 2—3 см, заполняемой битумизированным войлоком, паклей и т. д.

Иногда рядом с фундаментом выводят сплошную железобетонную или кирпичную стенку, оставляя разрыв между ней и фундаментом на всю высоту незаполненным и образуя так называемый *акустический разрыв*. Этот второй прием, однако, дорог и потому может иметь применение только при повышенных требованиях к звукоизоляции.

Для устранения передачи вибрации фундаменты оборудования отделяются от подготовки пола упругими прокладками из двух-трех слоев руберойда без клебемассы.

ФУНДАМЕНТЫ ПОД ТРУБАМИ И ПЕЧАМИ. Дымовые трубы центральных котельных должны быть отрезаны от смежных стен и фундаментов сквозным осадочным швом (рис. 33, фиг. 6 и 7).

Проемные отопительные печи, незначительно выступающие из плоскости стен, основываются на расширении стенового фундамента (рис. 33, фиг. 5). При больших вылетах их основывают на консольных стальных балках или железобетонных плитах или закладывают на независимых фундаментах (рис. 33, фиг. 3).