



ISBN: 978-93-90547-12-3

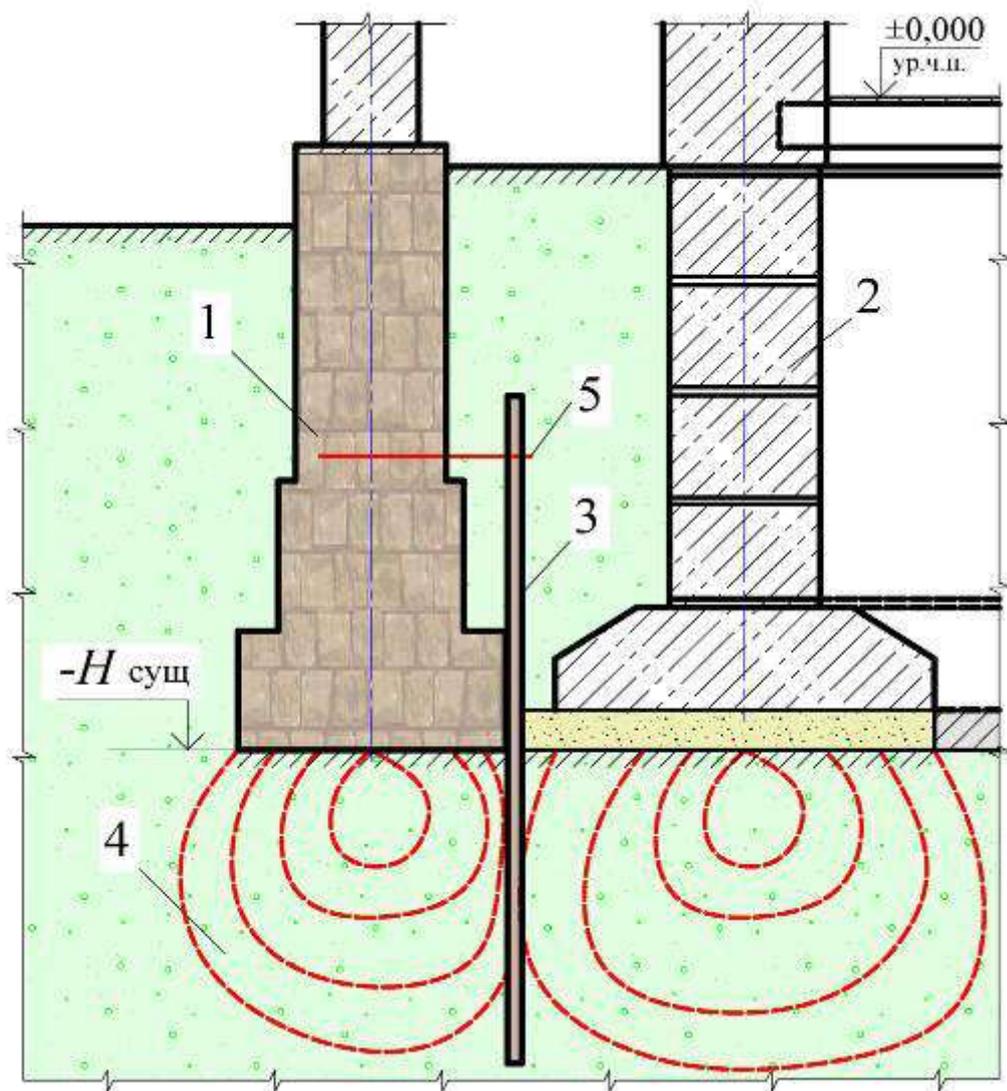
INTERACTION OF FOUNDATIONS ON GROUNDS INCLUDING WATER SATURATED LOSES

Khashim Artikbayevich Riskulov



Published by
Novateur Publication
466, Sadashiv Peth, M.S.India-411030

«ВЗАИМОВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ
НА ОСНОВАНИЯХ, ВКЛЮЧАЮЩИХ
ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ ЛЁССЫ»



Автор: **Хашим Артикбаевич Рискулов** – кандидат технических наук, доцент кафедры «Общепрофессиональных и экономических дисциплин» Алмалыкского филиала Ташкентского Государственного Технического университета.

Рецензенты: **Т.Т.Адиллов** – кандидат технических наук, заведующий кафедры «Общепрофессиональных и экономических дисциплин» Алмалыкского филиала Ташкентского Государственного Технического университета.

Р.Х.Пирматов – кандидат технических наук, доцент заведующий кафедры «Строительство зданий и промышленных сооружений» ТашИИТ.

Монография предназначена для бакалавров и магистров строительных высших учебных заведений, а также инженеров-проектировщиков.

Монография обсуждена и рекомендована к печати 4 ноября 2020 года (Протокол №3) технико-методическим советом Алмалыкского филиала Ташкентского Государственного Технического университета.

АЛМАЛЫК 2022

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	- 4
I. Состояние вопроса о распределительной способности оснований и взаимовлияния фундаментов на них.	
I.1. Теоритические разработки и расчётно-нормативные требования	- 7
I.2. Деформации зданий и сооружений, вызванные взаимовлиянием фундаментов	- 15
I.3. Обзор экспериментальных исследований распределительной способности оснований и взаимовлияний фундаментов	- 19
I.4. Конструктивные мероприятия по снижению взаимодействия фундаментов	- 28
I.5. Задачи исследования	- 30
II. Лабораторные исследования взаимовлияний фундаментов на неоднородных основаниях, включающие толщу водонасыщенного грунта.	
II.1. Конструкция лотка для исследования по водонасыщению оснований	-31
II.2. Методика подготовки и проведения экспериментов в лотке (плоская задача)	- 33
II.3. Результаты экспериментов по особенностям формирования перемещения поверхности грунта за пределами загруженных штампов	- 36
II.4. Взаимовлияние штампов на неоднородных основаниях при их загрузении	- 41
III. Полевые исследования взаимовлияния фундаментов на неоднородном основании.	
III.1. Инженерно-геологические условия экспериментальных площадок	-45
III.2. Методика подготовки и проведения экспериментов оборудование и приборы	- 47
III.3. Особенности развития перемещений поверхности грунта основания за пределами фундамента и деформируемости неоднородного основания	- 57

Ш.4. Взаимовлияние фундаментов на неоднородном основании	- 61
Ш.5. Требования к параметрам и устройству гасящей прорези, снижающей взаимовлияние фундаментов	- 66
IV. Разработка предложений по расчёту распределительной способности неоднородных по водонасыщению оснований и мероприятий по снижению взаимовлияния расположенных на них фундаментов.	
IV.1. Расчёт размеров осадочной воронки неоднородного основания от действия внешней нагрузки с учётом просадок грунта методом конечных элементов	- 68
Заключение	- 74
Список литературы	- 76

ВВЕДЕНИЕ

Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений на лёссовых просадочных грунтах всегда являлось сложнейшей задачей. Известно, что из общего числа аварий сооружений, не менее половины приходится именно на территории, занятые просадочными грунтами.

В Республике Узбекистан и других государствах Средней Азии лёссовые просадочные грунты занимают значительную часть территории. По данным Г.А.Мавлянова 25% всей площади центральных и южных частей Средней Азии, исключая горные цепи и пустыни, сложены лёссовыми отложениями; все оазисы, а следовательно, земли орошаемые покрыты лёссовыми просадочными грунтами.

Природными особенностями лёссовых грунтов являются светло-жёлтый палевый цвет, низкая естественная влажность, наличие видимых невооружённым взглядом макропор, значительное содержание пылеватых частиц (фракций 60–70 %), способность сохранения при естественной влажности вертикального откоса.

Отсутствие в пределах толщи грунтовых вод сохраняет их важнейшее свойство - просадочность. В противном случае в результате увлажнения просадочной толщи промывными или грунтовыми водами и развития в них просадочных явлений лёссовые грунты претерпевают значительные изменения структуры и другие характеристики и поэтому теряют просадочные свойства.

Большой вклад в исследование просадочных лёссовых грунтов внесли: В.М. Абелев и М.Ю.Абелев, Ю.А.Багдасаров, А.А.Григорян, Н.Я.Денисов, Н.М.Кригер, В.И.Крутов, А.А.Мустафаев, Е.Д.Рождественский и др.

Поливной характер земледелия, активное орошение полей, фильтрация из многочисленных каналов и арыков, обилие новых гидроузлов и водохранилищ, утечки из коммуникаций - всё это, в итоге приводит к интенсивному подъёму уровня подземных вод. В Узбекистане отмечено, что во многих районах уровень подземных вод неуклонно поднимается, хотя скорость подъёма в различных районах не одинаковый. В основном её величина 0,4 - 0,6 м/год. Однако в некоторых местах Ферганской долины эта скорость достигла 3 м/год. У такого подъёма уровня подземных вод есть много отрицательных сторон. На двух из них можно остановиться. Во-первых,

в поднимающейся воде происходит растворение ряда солей, обычно входящих в состав грунтов. Насыщенные солями воды агрессивно воздействуют на подземные сооружения и особенно фундаменты, постепенно их разрушая. Это обстоятельство всегда надо учитывать, говоря о долговечности сооружения. Во-вторых, поднимаясь, вода превращает достаточно прочные грунты с модулем деформации $E = 15 \div 18$ МПа в слабые сильносжимаемые с $E = 1 \div 5$ МПа.

Для характеристики поведения такого грунта под нагрузкой, может служить пример ранее строившихся сооружений объекта "Алгоритм" в г.Ташкенте. Там массивные одиночные фундаменты, основанием которых служили водонасыщенные лёссовидные суглинки, под действием собственного веса просели на 12 - 21 см.

В Узбекистане и других соседних республиках поднимающаяся подземная вода занимает одно из двух положений: или выходит на дневную поверхность, или их уровень устанавливается на определенной глубине от неё (в 2 – 3 м).

В первом случае для будущего сооружения образовалось однородное водонасыщенное основание, характерное низкой несущей способностью и повышенной деформируемостью. Например в Бухарской области выход грунтовых вод на поверхность привёл, к заболочиванию территории.

И всё-таки, к сожалению, этот вид основания к настоящему времени изучен недостаточно и требует тщательного исследования.

Во втором случае мы имеем дело с двухслойным основанием или, как его чаще всего именуют, основанием со слабым подстилающим слоем. В лёссовых просадочных грунтах напряжённо-деформируемое состояние таких оснований было предметом изучения Я.Д.Гильмана.

Водонасыщенные лёссовые грунты являются одной из разновидностей большой группы слабых грунтов. Опыт строительства на них показал, что они не поддаются механическому уплотнению, а также химическому закреплению, основанному на проницаемости закрепляющего материала в грунт.

Механическое уплотнение ударным или вибрационным воздействием приводит к расструктурированию грунта и практически полной потере им несущей способности. Химическое закрепление грунта не происходит вследствие его низкой фильтрационной способности и кольматации пор

химическим раствором в месте его нагнетания. По всей вероятности, для однородных оснований, сложенных водонасыщенными лёссовыми грунтами, в целях последующего использования их в качестве оснований сооружений требуется проведение комплекса мероприятий по инженерной подготовке территорий к застройке (отгрузка слоем фильтрующего грунта, дренаи и т.д.).

Есть основания полагать, что для них непригодны в качестве фундаментов висячие сваи, имеющие в этих условиях малую несущую способность. Опыт строительства подтверждает рациональность применения плит (или перекрёстных лент) на водонасыщенных лёссовых грунтах.

Исследования напряжённо-деформационного состояния оснований со слабым подстилающим слоем представленных различными видами грунтов, свидетельствуют о значительном влиянии свойств слабого слоя на общее поведение оснований. Так, в частности, эксперименты выполненные Л.Ф.Сальниковым, Т.Н.Горовой(Зиминой), Н.С.Никифоровой под руководством профессора П.А.Коновалова показали, что если в качестве слабого подстилающего слоя оказывался торф, то распределительная способность такого основания существенно возростала, что заметно отражалось на процессе взаимовлияния фундаментов, устроенных на двухслойном основании.

Вопросы деформирования неоднородных оснований, сложенных лёссовыми грунтами с подстилающим водонасыщенным слоем, аособенно распределительная способность и взаимовлияние фундаментов, устроенных на такого рода основаниях, изучены в недостаточной степени. Между тем, массовое строительство в изучаемом регионе, изменение гидрогеологических условий, возрастание стоимости земли, а как следствие этого стремление к более компактному размещению жилых зданий в малых городах и посёлках, а также цехов и других сооружений на промышленных площадках делает эти проблемы весьма актуальными. Существующие нормативные документы, не содержат достаточно расчётных положений, отражающих специфику поведения этих оснований под нагрузкой. Распространять же на них принципы расчёта, разработанные для широкой совокупности слабых водонасыщенных грунтов (илов, торфов, заторфованных и слабых глинистых грунтов и т.п.) нам представляется неправомерным.

I. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА О РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНОЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ И ВЗАИМОВЛИЯНИЙ ФУНДАМЕНТОВ НА НИХ.

I.1. Теоретические разработки и расчётно-нормативные требования.

Для расчёта дополнительных осадок вблизи загруженных площадей обычно используются методы, основанные на теории линейно-деформируемого полупространства. Как показывает многочисленные исследования, применение этой теории приводит к значительным расхождениям между деформациями по расчёту и данными экспериментов.

Это обстоятельство вызвало широкое использование приближенных, эмпирических и инженерных методов расчёта. Одним из них является метод Б.Н.Жемочкина. В основу рассматриваемого метода положено предположение, что основание, т.е. грунт - есть упругое тело и осадки в каждой точке, в том числе и за пределами загруженного участка - пропорциональны величине давления в данной точке. При действии на основание сосредоточенной силы эпюра осадка поверхности основания имеет, примерно, вид, показанный на рис 1.1.

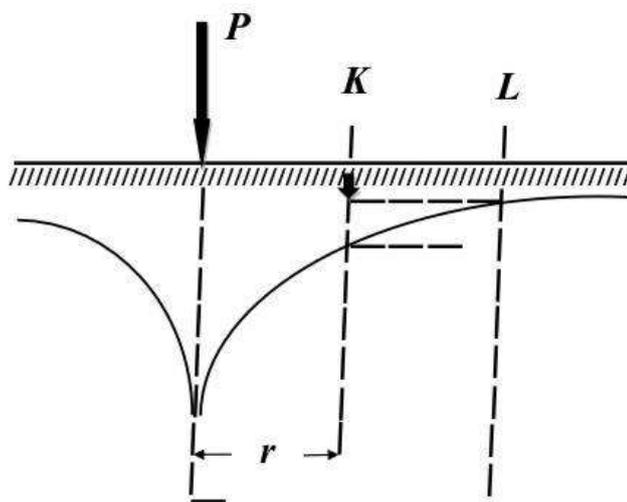


Рис.1.1. Осадок поверхности упругого полупространства от действия сосредоточенной силы.

Осадок какой-либо точки находящейся на расстоянии «X» от сосредоточенной силы, равна:

$$Y = P * f_x$$

Функция f_x для упругого полупространства дана Бусеинеском и для упругой полуплоскости Фламаном.

Метод проф. В.Н.Жемочкина даёт возможность определять осадки и напряжения только в пределах контура фундамента, непосредственно под подошвой фундамента, а не по глубине основания.

КМК 2.02.01-98 рекомендует производить учёт влияния загрузки соседних фундаментов по методу угловых точек, базирующемуся на закономерностях модели однородного линейно-деформируемого полупространства. Поверхность полупространства следует за перемещениями фундамента, причем её осадки постепенно затухают по мере удаления от фундамента, распространяясь в стороны безгранично.

В соответствии с этим методом нормальное давление P_{oz}^c - по вертикали, проводящей через указанную точку определяется алгебраическим суммированием давлений в угловых точках четырёх фиктивных фундаментов равномерно нагруженных давлением по формуле:

$$P_{oz}^c = \sum I^4 P_{oz}^y$$

Вертикальные давления на любой глубине по оси, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов P_{oz}^1 определяются по формуле:

$$P_{oz}^1 = P_{oz} + \sum I^K P_{oz}^c$$

где, K - число влияющих фундаментов.

Метод угловых точек при большом количестве учитываемых фундаментов неудобен. Кроме того, он имеет ряд недостатков, т.к. учитывается, в основном, однородное состояние оснований по глубине, что часто приводит к заниженным значениям давлений, а следовательно и осадок. Грунты основания в методе угловых точек рассматриваются как линейно-деформируемое тело, фундаменты приняты абсолютно гибкими, нагрузка на основание считается равномерно распределенной.

Ранее в строительных нормах и правилах учёт взаимовлияния соседних нагруженных фундаментов проводился в том случае, если соблюдалось условие:

$$K_{\Gamma} \times L_{\Phi} \leq L_{\Gamma}$$

где - L_{Φ} - фактическое расстояние между фундаментами, в см;

K_r - расстояние в см, полученное не специальным графиком (Рис.1.2) в зависимости от P_n в кг/см², действующего по подошве фундамента влияние которого рассматривается и ширина того же фундамента в см;

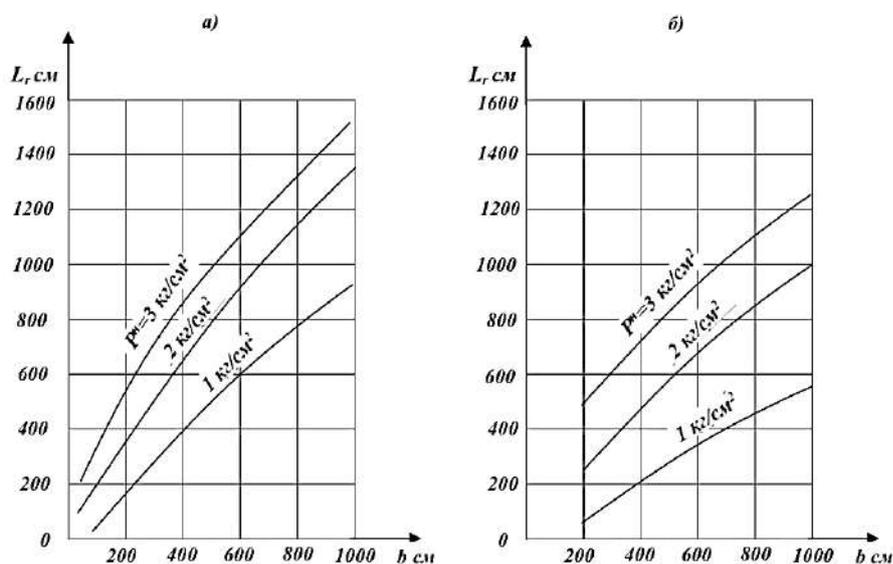


Рис.1.2. График для определения расстояния
 а) для квадратного фундамента;
 б) для прямоугольного фундамента с соотношением сторон $L/b \geq 5$.

Осадок поверхности упругого полупространства от действия сосредоточенной силы.

K_r - коэффициент, определяемый по формуле.

$$K_r = 0,6/\nu \{E-100\} + 1$$

где, E - модуль деформации грунта в кг/см², принимаемый средним в пределах сжимаемой толщи;

0,6 - коэффициент, имеющий размерность.

Не говоря о большой условности предложенного КМК 2.02.01-98 приёма, следует отметить, что он учитывает в основном однородное состояние основания по глубине. В то же время известно, что выделяемые под застройку участки, как правило сложены неоднородными напластованиями.

Влияние соседних фундамента может быть оценено и по методу ограниченной сжимаемой толщи, предложенному Б.И.Далматовым, расчёт осадка проводится по предлагаемым Б.И.Далматовым графикам. Осадок S отдельно стоящего фундамента равен:

$$S = H_{\text{э}} \times \alpha_0 \times P_{\Delta}$$

где, $H_{\text{э}}$ - толщина эквивалентного слоя, дающего под действием сплошной равномерно распределённой нагрузки осадка, равную осадка рассматриваемого фундамента.

α_0 - коэффициент относительной сжимаемости грунта;

P_{Δ} - интенсивность давления в кгс/см².

Понятие эквивалентного слоя впервые введено Н.А.Цытовичем.

После определения осадка фундамента влияние загрузки соседних фундаментов определяется наложением плана фундаментов на график с совмещением центра фундаментов с центром графика (Рис.1.3).

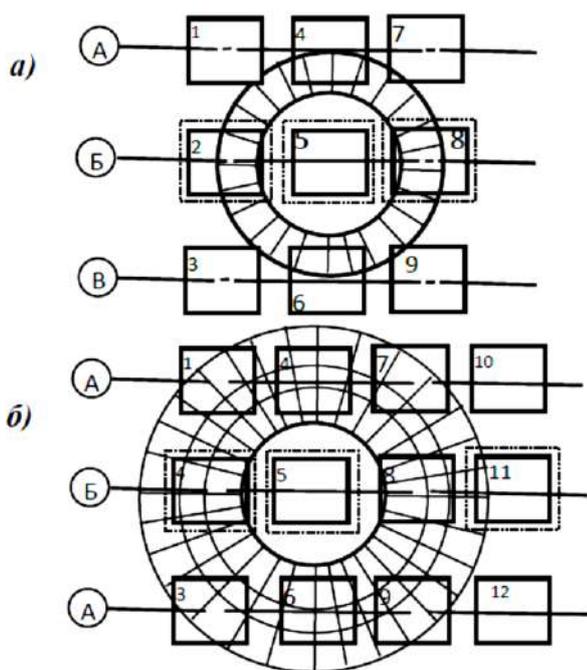


Рис. 1.3. План подошвы фундаментов.

График представляет собой систему концентрических колец загрузка каждого из которых приводит к определённому увеличению толщины эквивалентного слоя. Кольца разделяются лучами, вводящими из центра графика, на 40 долей. Количество долей кольца в пределах контура фундаментов определяет увеличение мощности эквивалентного слоя.

График и план подошвы фундаментов вычерчиваются в одном масштабе. Расстояния между окружностями увеличивается по мере удаления от

центра. Это указывает на уменьшение влияния загрузки соседних площадей на осадку рассматриваемого фундамента.

Для упрощения расчёта подсчитывают не доли колец, а количество центров тяжестей площадок, которые тоже располагаются по концентрическим окружностям. Каждый график строится для определенного значения сжимаемой толщи H и коэффициента бокового расширения M .

Порядок расчёта конечной осадки фундамента с учётом загрузки всех соседних площадей и фундаментов состоит в определении интенсивности давления P_{Δ} по подошве рассчитываемого во всех соседних фундаментах, и установлении характеристик сжимаемости всех слоёв грунта, в вычислении значений условных ширин подошвы фундаментов и т.д.

Б.И.Далматов рекомендует и более упрощённый метод для определения площадей вблизи рассматриваемого фундамента, загрузка которых приведёт к его дополнительному осадку. Если не известно, принимается некоторое значение ρ угла распределения давления в массиве грунта ($\rho = 45^{\circ}$). Линия, проведённая под углом ρ от нижней границы сжимаемой толщи и очертит площадь поверхности.

Приближенный метод решения задач о взаимодействии круглых и прямоугольных в плане фундаментов, лежащих без трения на упругом однородном полупространстве был предложен Е. И. Теплицким.

В основе метода лежит замена объёмной криволинейной эпюры контактных напряжений совокупностью плоскостей (некоторой граненой поверхностью). В пределах каждой плоскости напряжения меняются по линейному закону. Функция контактных напряжений представляется в виде суммы линейных коэффициентов, число которых определяется количеством плоскостей и следовательно, требуемой точностью расчёта.

Б.И.Теплицким указана методика определения величин контактных напряжений и осадков в любой точке под фундаментом для случая равных вертикальных нагрузок на фундаменты.

Необходимо отметить, что метод Е.И.Теплицкого является громоздким и неудобным для практики проектирования.

Г.В.Раскиным разработан приближённый метод расчёта осадок при взаимодействии двух жестких фундаментов на основании конечной толщины. В исследованиях принят метод Б.Н.Жемочкина, который ранее для модели конечного слоя не использовался. Необходимые при этом значения

единичных осадок получены на основе решения К.Маргера - К.Е.Егорова. Максимальное расхождение в рассчитанных величинах осадок одиночного фундамента по этому методу и по решению К.Е.Егорова достигает 11% (при $H/B=0,5$). Однако в целом способ даёт результаты удовлетворительно совпадающие с решениями М.И.Горбунова - Посадова и К.В. Егорова.

Осадок слоя грунта на некоторой вертикали, отстоящей от центра квадратного фундамента со стороной W и загруженного равномерно-распределённой нагрузкой P определяется по формуле:

$$S_{cl} = \frac{W \cdot P \cdot \alpha}{1 + e_0} (F_1 \cdot N_1 - F_2 \cdot N_2)$$

Где, F_1 и N_1 ; F_2 и N_2 - значения параметров F и N в точках на глубинах H_1 и H_2 , соответствующих отметкам залегания кровли и подошвы слоя;

F - корректирующий коэффициент, зависящий от относительной глубины точки осадка, которой определяется и расстояние до центра фундамента (табулирован);

N - параметр для случая нагрузки фундамента сосредоточенной силой P (т.е. число разбиений $n=1$). Приводится в виде графиков для различных величин относительной глубины и относительных координат точки.

Осадки фундамента на слоистом основании находятся как суммы осадок слоёв грунта от действия собственной нагрузки и влияния соседних фундаментов.

Учёт взаимовлияния фундаментов можно провести с помощью графика Ньюмарка. Для пользования этим графиком вычерчивают контуры фундаментов (рис.1.4). Отрезок AB должен в определённом масштабе соответствовать глубине Z , на которой определяются вертикальные напряжения. Точка (это центр тяжести рассчитываемого фундамента), под которой определяется напряжение, совмещается с центром O .

Произведение количества ячеек сетки, покрытых фундаментами, на число влияния (0,001 для данного графика) и на интенсивность нагрузки P даёт вертикальное напряжение от равномерно-распределённой нагрузки. Диаграмма соответствует единичной удельной нагрузке на поверхности. Для каждой глубины необходимо делать отдельный чертёж.

Построение эпюры сжимающих напряжений с учетом загрузки соседних фундаментов может быть осуществлён с учётом предложения С.К.Лапина. Метод угловых точек при большом количестве учитываемых фундаментов неудобен. При равномерном распределении фундаментов по площади и небольшой разнице давлений по их подошвам упрощается построение сжимающих напряжений по глубине. Эпюру P_z можно по глубине разделить на верхний участок, характеризующийся напряжением от рассчитываемого фундамента и нижний участок, характеризующийся действием загрузки всех фундаментов. Все фундаменты, влияние которых требуется учитывать, заменяются эквивалентным условием фундаментов, совпадающим с внешними гранями наиболее удалённых учитываемых фундаментов и с подошвой рассчитываемого фундамента.

Величина дополнительного давления по подошве условного фундамента:

$$P_{dy} = N_y / A_y - P_0$$

где, N_y - нагрузка, передаваемая на условный фундамент, равный сумме всех нагрузок, весу фундаментов и грунта, расположенного в пределах условного фундамента;

A_y - площадь условного фундамента;

P_0 - величина бытового давления.

Наблюдается хорошая сходимость с эпюрами сжимающих напряжений, вычисленных по методу угловых точек.

П.А.Коновалов, А.Я.Финтушал и Т.Н.Зими́на разработали расчётный метод определения перемещений грунта за пределами загруженного фундамента для осесимметричной задачи и трёхслойного основания на основе модели основания конечной толщины. Промежуточный слой в этом основании представлен слабым сильносжимаемым грунтом, а нижний - практически является несжимаемым.

Формула для вычисления осадка W поверхности трёхслойного основания записана ими в следующем виде:

$$W = 2R_p(1 - V_1^2) / E_1 \times K(r)$$

где, R - радиус штампа;

V_1 - коэффициент Пуассона I-го слоя;

E_1 - модуль деформаций I-го слоя;

$K(r)$ - коэффициент, зависящий от параметров схемы слоистого основания, является функцией расстояния от центра штампа.

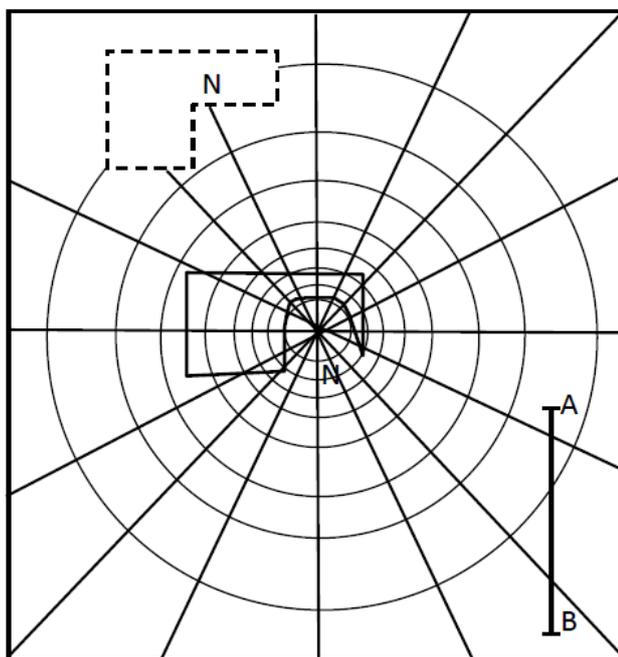


Рис. 1.4. Номограмма Ньюмарка для определения интенсивности вертикального давления в основании сооружения ниже точки.

Как свидетельствуют авторы, прогнозируемая величина осадочной воронки близка к замеренной в натуре (Рис1.5).

Необходимость осуществления реконструкции промышленных предприятий также остро ставит вопрос расчёта влияния вновь возводимых сооружений на осадки и крены фундаментов существующих зданий.

В связи с этим Харьковской Промстройинициативой разработаны специальные рекомендации по расчету взаимовлияния фундаментов на основе метода интегральных дискретных элементов оснований. В расчётной схеме основания в общем случае слой конечной толщины принимается переменным в плане. Непрерывная среда основания идентифицируется системой взаимно сопряжённых вертикальными сдвиговыми силами взаимодействия дискретных конечных или полубесконечных (в плане) элементов.

Дискретные элементы основания описываются взаимно независимыми интегральными параметрами (по Пастернаку) сопротивления.

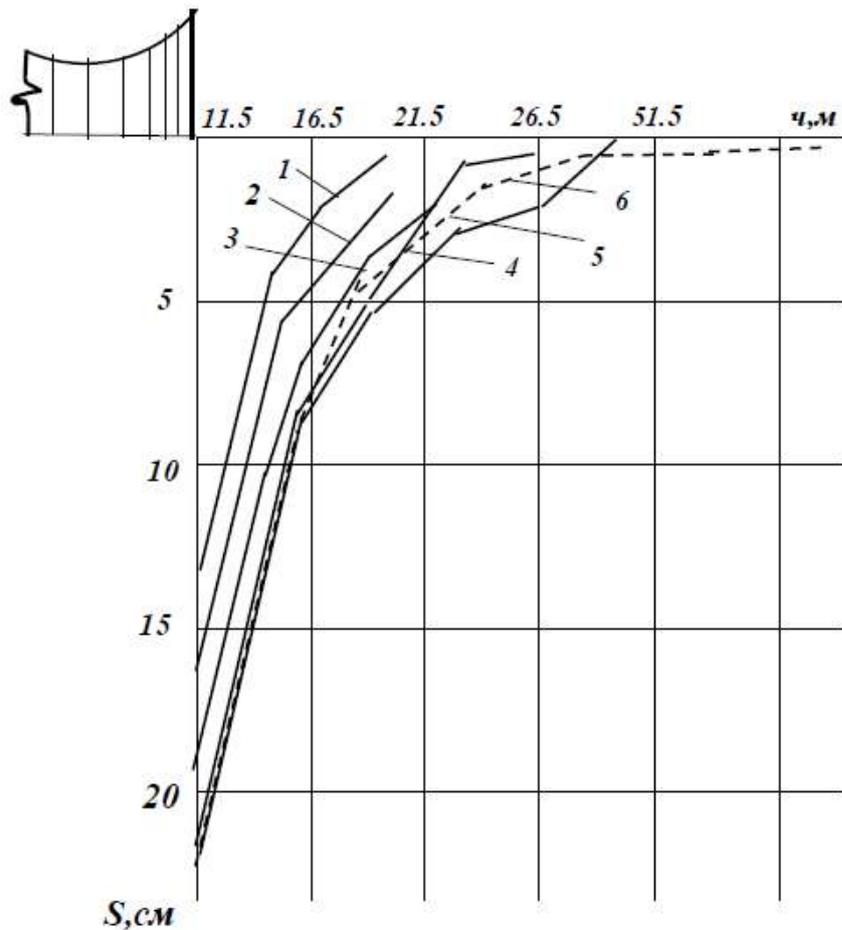


Рис. 1.5. Сравнение экспериментальных и расчётных перемещений поверхности основания за пределами резервуара:

1. Опытная кривая осадка поверхности через сутки со дня полной загрузки резервуара;
2. - то же, через 45 сут;
3. - то же, через 60 сут;
4. - то же, через 98 сут;
5. - то же, через 115 сут;
6. - расчётная осадка поверхности основания параметра $n=4$

Расчёты осадков и кренов существующего фундамента с учётом влияния нового фундамента производятся путём определения суммарной жёсткости основания при сжатии и крене, которые вычисляются по эпюрам преобразованных коэффициентов жёсткости. Типы вновь возводимых фундамента включают ленточные, прямоугольные одиночные, плитные, перекрёстные ленты.

При всей подкупающей детализации расчётов остаётся не совсем убедительная модель основания и возможность её использования для прогноза осадок фундамента неоднородных по глубине оснований.

1.2. Деформации зданий и сооружений, вызванные

взаимовлиянием фундаментов.

Недостаточное внимание к учёту внешнего влияния фундаментов довольно часто приводят к развитию недопустимых деформаций основания. В практике строительства известно много случаев, когда аварийное состояние было обусловлено именно развитием дополнительных деформаций от находящихся вблизи построек.

Особенно часто такие явления наблюдались в районах со слабыми грунтами в основаниях сооружений. В крупных городах возводятся значительное количество сооружений с примыканиями к существующим зданиям. В этом случае дополнительные перемещения имеют максимальную величину и неравномерность.

Ярким примером неправильного учёта взаимного влияния фундаментов основного здания и пристроек является осадок гостиницы "Россия" в Ленинграде.

Строительство гостиницы было начато в 1958 году, введена в эксплуатацию - в 1962 году. Здание гостиницы состоит из десятиэтажного корпуса и четырёх двухэтажных пристроек, отделённых от него осадочными швами. Стены высотной части основаны на широких продольных лентах и поперечных балках, образующих почти сплошную железобетонную плиту. Пристройки на сборных ленточных фундаментах в местах примыкания отделены шпунтовым рядом, погруженный на глубину 3 м. Геологический разрез представлен следующими напластованиями: покровным торфом толщиной 4 м (прорезан фундаментами), ленточными глинами слоем в 2-6 м, подстилаемым малосжимаемой нижней мореной.

По расчёту конечного осадка главного корпуса должен составлять 15 см и поэтому на указанную величину основной части здания был дан строительный подъём. Фактические осадки оказались значительно большими. Наблюдения, которые были организованы кафедрой «Основания и фундаменты» Санкт-Петербургского инженерно-строительного института, показали, что к концу 1964 года полный средний осадок высотной части здания составил 45 см, фундаментов пристроек - от 4,5 до 17,8 см. Обследование показало, что конструкции высотной части не получили видимых деформаций в то время как все четыре пристройки имели значительные повреждения, особенно в местах примыкания к основному зданию.

Наибольшую опасность представляют деформации колонн и консольных балок, которые объединяются:

1) разностью фундаментами наружной стены пристройки и фундаментами под колонны, что привело к перекосу рамы, образованной колонной и балками перекрытия;

2) заземлением конца балки вследствие крена конструкций в сторону высокой части и заклинивания осадочного шва.

Вследствие этих деформаций в бетоне колонн подвальных помещений развивалась сеть трещин, понадобилось устройство железобетонной обоймы.

Следовательно, использование обычных мероприятий и конструкций в виде осадочных швов, консольных пролётов, коротких шпунтовых стенок для примыкания к высотной части здания при осадки последней более 10 см оказалось неэффективным.

На отрицательное воздействие новых пристроек к ранее построенным зданиям указывают в своей работе А.В.Палягин, В.В.Глушков и Ф.К.Лапшин. Как правило, во всех описанных ими случаях повреждению конструкций зданий виной явилось отсутствие в проектах анализа конструктивных особенностей возводимых и существующих сооружений и игнорирование возможностей взаимного влияния фундаментов вообще.

В книге В.И.Рыбакова описывающая случаи проявления неравномерной осадки при строительстве силосных корпусов и зерновые элеваторов в г.Мариуполе.

Проектировщики, опасаясь возможности проявления температурных трещин в железобетонной фундаментной плите (толщиной от 0,7 до 1,5 м) при длине силосного корпуса 60 м запроектировали вместо одного, два рядом стоящих корпуса, каждый из которых опирается на отдельную фундаментную плиту. На расстоянии пяти метров от силосных корпусов была выстроена башня зернового элеватора. Размеры фундаментных плит западного силосного корпуса - 28×33,48 м, восточного - 33,55×33,48 м, зернового элеватора - 15,6×32,0 м; к башне зернового элеватора вплотную примыкает зерносушилка с размерами 7,5×10,3 м.

Грунтовые условия сверху вниз, песок кварцевый мелкозернистый 7,95 м; морские иловатые глины - 18,44 м; галечники - 19,44 м.

Проектная нагрузка на уровне подошвы фундаментов - до 4,0 кгс/см²; сооружение сдали в эксплуатацию в 1933 году.

После загрузки силосных корпусов их осадки резко возросли и сооружения заметно наклонились друг к другу.

К 1940 годам осадки достигли следующих размеров, внешний край западного корпуса дал осадок 52,76 см; край же, примыкающий к восточному корпусу - 73,5 см. Западный корпус в месте примыкания имеет осадок также 73,5 см, а край, близко расположенный к башне - 59,1 см.

Крен обоих силосных корпусов оказался настолько большим, что пришлось подрубать верхнюю часть ж/б конструкций, чтобы избежать разрушения сооружения.

Подобная же картина наблюдалась и с сооружением зернового элеватора в Ленинграде, выстроенного в 1934 году.

А.И.Пилюгин описывает ряд случаев неравномерных осадок отдельных жилых зданий в г. Москве. Все они получили повреждения от постройки вблизи них новых сооружений.

Неблагоприятное воздействие новых зданий на существующие в ряде случаев наблюдалось в г. Риге в районах залегания сильносжимаемых дельтовых и лагунных отложений. Так, в одном из районов к торцу существующего 5 этажного здания был пристроен жилой дом. Новый корпус получил осадок 53-53 см, дополнительный осадок старого здания составил 10-12 мм. Другой жилой дом возводился в две очереди: I очередь - на сваях, прорезающих слой сильно заторфованного грунта, а вторая - на сплошной плите. По боковой поверхности свай в этом случае возникло отрицательное трение вследствие дополнительного уплотнения грунта, и на стенах здания появились на всю высоту трещины с раскрытием до 15 см.

Эти данные подтверждают мнение, что дополнительный осадок существующих зданий часто обусловлена уплотнением слабых грунтов вследствие увеличения напряжений в результате возведения по соседству новых зданий.

И.Ф.Болгов, анализируя данные об осадках реперов вблизи сооружений гидроузлов, установил следующее. На Цимлянском гидроузле, осадки сооружений которого составили 16-20 мм, ширина воронки оседания достигает 600 м; на Куйбышевском гидроузле при осадках сооружений 14-33 мм ширина воронки составила 600-800 м, на Братском - она превышает

Г км. Во всех случаях осадки реперов возрастают с приближением к возводимым сооружениям.

Из зарубежного опыта в этом плане можно указать на следующий пример. При расчёте оснований двух рядом расположенных 12-этажных жилых зданий в г. Сантосе (Бразилия) не было учтено их взаимное влияние, в результате чего здания начали наклоняться одно-к другому с незатухающей скоростью. Грунты на площадке строительства представлены 8-метровым слоем разнозернистых песков, под которым залегает мощный слой сильносжимаемых пластичных глин, фундаменты здания ленточного типа, бетонные. Для ликвидации наклона зданий с внешней стороны каждого из них было пробурено через 2 м по 15 наклонных скважин глубиной 6 м и с обсадными трубами. Из этих скважин ниже обсадных труб очень медленно и в течение длительного времени удалялся грунт. Из этих скважин удалялось 60 кг. грунта ежедневно. Через несколько месяцев измерения показали, что рост крена зданий прекратился.

Г.П.Чеботарёв описывает случай нарушения прочности старого 4-этажного здания, вызванного влиянием осадка смежной территории вблизи нового восьмиэтажного здания. Оба здания были возведены на сваях длиной 7,0 м, заглублённых в глинистый грунт твердой консистенции, ниже которого залегали глины более мягкой консистенции.

Осадок фундаментов нового здания и окружающей поверхности повлекла за собой дополнительный осадок старого и вызвала в его стенах образование трещин с раскрытием до 16 см.

Г,П.Чеботарёв считает, что осадки любого сооружения распространяются далеко за его контур.

Ф.Кеглер и А.Шейдиг приводят несколько примеров взаимного влияния сооружений на их осадки. Объектами наблюдений были ёмкости для шлака и нефти, а также здания, возведённые вплотную и ранее выстроенным. Так в Эдмене два круглых резервуара $d = 14$ м каждой, расположенные на расстоянии 1,5 м, после загрузки наклонились друг к другу. Осадки внешних граней фундаментов составили примерно 50 см, а осадки внутренних краёв достигли 100 см. Многими примерами строительства показано, что взаимное влияние сооружений наиболее существенно проявляется в случаях залегания под ними сильносжимаемых грунтов.

1.3. Обзор экспериментальных исследований распределительной способности оснований и

взаимовлияний фундаментов.

Анализируя передачу грунтами звука, А.Феппель в 1897 г. пришёл к выводу о возможности упругих перемещений в грунте. Для проверки этого вывода на уплотнённый гравийно-песчаный грунт устанавливалась металлическая плита $d = 10$ см, при загрузке которой вблизи неё измерялись вертикальные перемещения поверхности грунта с точностью 0,0001 мм. Сопоставление их величин с рассчитанными по формуле Буссинеска показало, что фактически осадок поверхности грунта убывает быстрее, чем по теории упругости. А.Феппель причиной этого расхождения считал неподчинение грунта закону Гука хотя в его экспериментах осадки изменялись приблизительно пропорционально приложенным нагрузкам. Опыты показали необоснованность теории Винклера. Проведение опытов осложнялось рядом помех, которые впоследствии были исключены учеником А.Феппеля Р.Бастианом в его обширных, тщательно проведённых исследованиях. Круглые и квадратные штампы площадью 550 и 137,5 см² устанавливались на поверхность слоя известнякового песка, подстилаемого на глубине гвийно-щебёночными отделениями. В опытах со штампом 265 мм удельное давление изменялось от 0,027 до 0,127 кг/см² на первых ступенях нагружения моделировались осадки грунта реальных фундаментов.

Л.И.Манвелов и Э.С.Варташевич провели в полевых условиях опыты для уточнения расчётной модели упругого основания, исследования распределительных свойств грунтов, а также для определения характеристик основания по модели П.Д.Пастернака. Широко поставленные эксперименты проводились с круглыми жесткими штампами, диаметром до 200 см на различных грунтах при разной их влажности. Глубина установки штампов принималась от 0 до 150 см. Среднее давление по подошве доводилось до 0,5-0,8 кгс/см². Установлено, что перемещения поверхности грунта за кромкой штампа очень быстро убывают (рис. 1.6), а модель упругого полупространства приводит к завышению этих перемещений. Лучшую сходимость, как пишет Л.И.Манвелов и Э.С.Барташевич, даёт модель с двумя коэффициентами постели, если правильно определена обобщённая упругая характеристика грунта α .

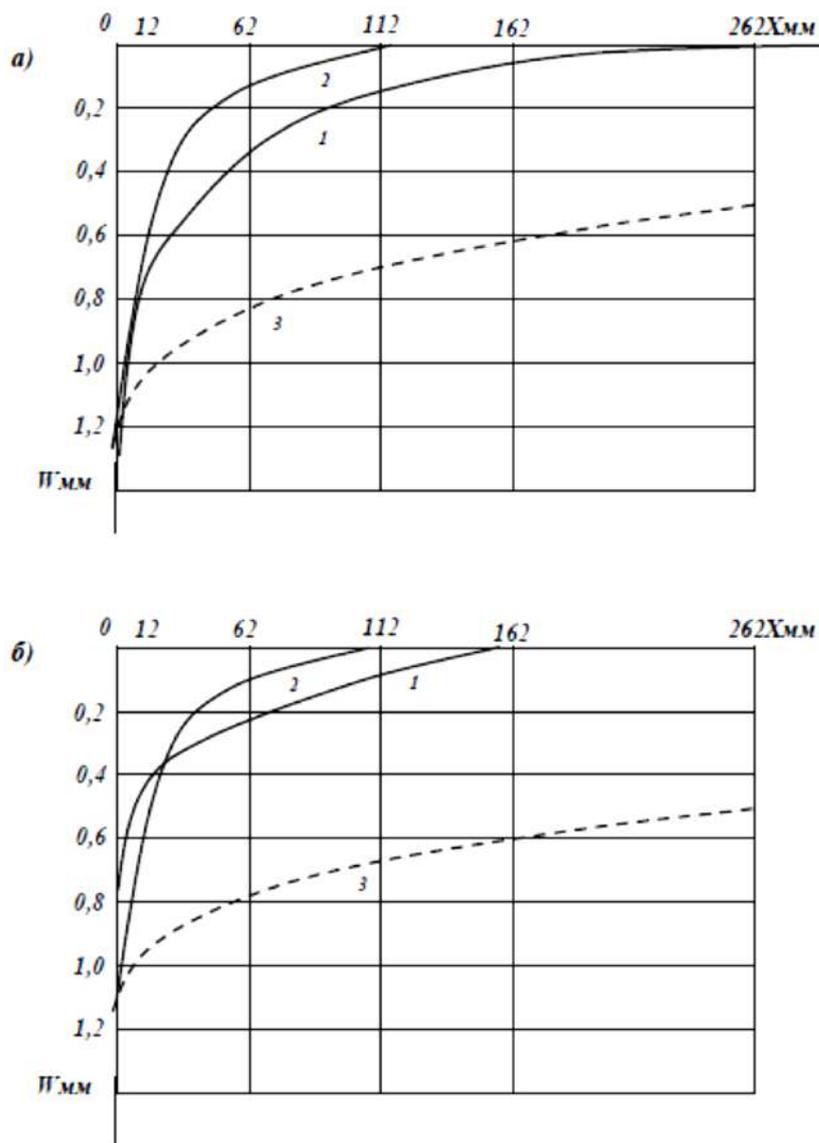


Рис. 1.6. Деформация поверхности пылеватого суглинка при установке штампов на различных глубинах, диаметр штампа $d_{шт} = 716$ мм, давление $p = 0,8$ кг/см²

а- глубина заложения штампа 80 см;

б- глубина заложения штампа 150 см;

1— экспериментальная кривая;

2— кривая по модели основания с двумя коэффициентами постели;

3— кривая по модели упругого полупространства.

И.К.Черкасов при проведении штамповых испытаний придавал большое значение измерениям осадок прилегающей поверхности грунта, им были проведены 2 серии опытов с круглыми штампами, которые для исключения влияния неровностей поверхности грунта бетонировались непосредственно на слое супеси, подстилаемой песками. Перемещения поверхности зафиксированы на расстоянии $2,8 d$ штампа от его центра.

Вертикальный разрыв поверхности основания по краю штампа составляет почти половину от его осадка. При разгрузке осадка окружающей поверхности почти полностью восстанавливалась, лишь вблизи очень слабо проявлялась осадочная деформация. Связь восстанавливающихся деформаций поверхности с нагрузкой на штамп была близка к линейной.

Таким образом, для моделирования осадок грунта нужно, применять давления, при которых исключалось бы врезание штампа в грунт, но т.к. жёсткость штампа иного больше, чем у грунта, такое врезание, вероятно будет наблюдаться всегда. Это означает, что решение теории упругости не соответствует условиям испытаний грунтов жесткими штампами.

Масштабы моделирования, принятие И.И.Черкасовым, достаточно близки к соотношениям, характерным для силовых воздействий на жесткие покрытия аэродромов и дорог. Поэтому основанная на результатах описанных экспериментов модель грунтового основания Черкасова-Клейна применена, главным образом, в аэродромном и дорожном строительстве.

Опытами В.Н.Голубкова, выполненными на просадочных и предварительно замоченных грунтах с помощью штампов со сторонами $71 \times 0,71$ м, нагруженных до $2,3 - 4$ кгс/см², по линиям равной пористости установлены зоны деформаций грунта в основания по глубине и в стороны.

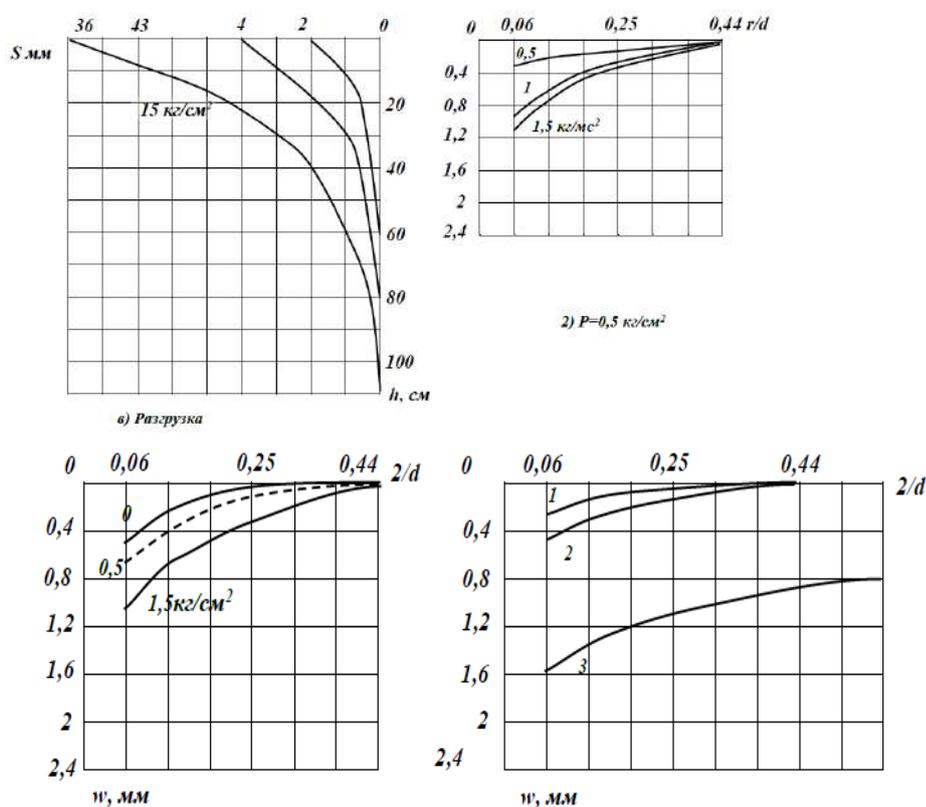


Рис.1.7. Эпюры деформаций поверхности грунта и постоянных перемещений его по глубине основания;

- а* - эпюры постоянных перемещений грунта по глубине основания и штампа $d = 79,8$ см при давлениях 0,5; 1; 1,5 кГ/см²;
- б* - и *в* - эпюры вертикальных деформаций грунта за пределами штампа при загрузке до 1,5 кГ/см² и полной загрузке штампа;
- ч* - расстояние от края штампа в см;
- г* - эпюры вертикальных перемещений грунта за пределами штампа при $p = 0,5$ кГ/см²;
- 1 - деформации измеренные;
- 2 - деформации расчётные по модели упругого полупространства;
- 3 - деформации расчётные по модели основания конечной толщины.

Максимальное распространение деформаций со стороны по его опытам при любой нагрузке не превышало одного диаметра штампа (считая от его кромки). Этот метод позволяет выявить зону уплотнения грунта в пространстве, однако не даёт возможности установить, полное и восстанавливающиеся деформации основания. В других более полных опытах (В.Н.Голубков и другие), было показано, что размеры зоны остаточных деформаций под штампом зависят от его площади, величины давления и модуля общей деформации грунта. Деформации развиваются от подошвы штампа последовательно сверху вниз с глубиной величины вертикальных перемещений быстро уменьшается.

В более плотном грунте размер зоны остаточных деформаций меньше.

П.А.Коновалов с целью изучения распределительных свойств однородного по глубине грунта проводились наблюдения за осадком поверхности оснований представленных супесчаными или суглинистыми разновидностями грунта.

Расчётные деформации, вычисленные по модели упругого полупространства и методу К.Е.Егорова сравнивались с фактическими (Рис. 1.7.). Автором сделан вывод, что зона распространения деформации в стороны однородного оснований в среднем составляет 0,4 диаметра штампа от его кромки. Деформации, вычисленные по методу К.Е.Егорова, по своей величине близки к измеренным и полностью затухают за пределами штампа на расстоянии в 0,5 - 0,7 диаметра штампа.

А.А.Григорян исследовала деформация лёссовых грунтов при замачивании под моделями фундамента различных размеров с помощью фиксаторов. При вскрытии фиксаторов, после испытания она определила границы зоны остаточных деформаций. Под квадратным штампом $1,2 \times 1,2$ м зона остаточных деформаций распространялась за пределы штампа приблизительно на 1/4 его стороны.

Особенности деформаций двухслойных оснований, представленных насыпным песчаным слоем на толще замоченного лёсса изучались в опытах А.П.Почаевца. Отношение толщины верхнего плотного песчаного слоя к стороне квадратного жесткого штампа $b = 34$ см составляло 0,5 ; 1,15 ; 7,0. Кроме того, для сравнения часть опытов велась на однородной основе из предварительно промоленного лёсса. Опытами было установлено, что во всех случаях при любых значениях толщина насыпного слоя и нагрузки, максимальное развитие зоны деформаций не превышало $2b$.

А.И.Работников и Б.М.Ковалёв в полевых условиях определяли зону деформации двухслойного основания системы песок - переотложенная меотическая глина. Для замера послойных деформаций устанавливались глубинные марки в глине - винтовые с диаметром лопасти 22 мм, в песчаной подушке - плоские металлические диаметром 60 мм.

К маркам припаивались стержни, которые для исключения влияния трения заключались в металлические трубки. Для определения размеров зоны деформаций по ширине по оси штампа горизонтальными рядами располагались деревянные фиксаторы. Замер производился стальной рулеткой до условной нулевой отметки - верха реперной доски. Нагрузка штампов осуществлялась ступенями по $0,4 \text{ кгс/см}^2$. Стабилизация осадков от каждой ступени считалась законченной, если её приращения в течение 24 ч не превышало 0,1 мм.

На основе результатов опытов сделаны выводы, что характер формирования сжимаемой зоны и ее размера зависят от плотности верхнего и подстилающего слоёв, модулей деформации составляющих слоёв, размеров фундаментов и величины приложенной нагрузки.

Развитие зоны деформаций в стороны во всех случаях, не превышает половины диаметра штампа от его края.

В.Н.Голубковым и др. проведено исследование размеров зоны деформации в основании дымовой трубы диаметром 6,2 м, возведенной на сильносжимаемых глинистых грунтах. Среднее давление на грунт от фундамента - $0,4 \text{ кгс/см}^2$, полное давление всего сооружения - $1,075 \text{ кгс/см}^2$. Наблюдения велись с начала кладки трубы в течение 150 дней, по 22 маркам, установленным по глубине и на поверхности основания. Кладка трубы продолжалась 87 дней с различными перерывами в работе. На основе анализа опытных данных В.Голубковым сделан вывод, что осадки сооружений на слабых глинистых грунтах появляются с большим опозданием от роста

нагрузки и относительно мгновенные изменения в сторону уменьшения роста нагрузки или ее прекращения не влияют на интенсивность роста деформаций в течение какого-то времени,

За весь период наблюдений общий осадок трубы достиг 7,2 см, глубина зоны уплотнения составила 5,25 м, перемещение поверхности основания зафиксированы на расстоянии от края фундамента трубы до $1/4$ её диаметра.

Интересные материалы приводит в своей работе Ю.К.Ткачев, проводивший наблюдения за осадками ряда зданий в г.Москве: 19-этажного дома в Новых Кузьминках, гостиниц "Националь" и "Интурист", здания Дома связи, каждое из которых имеет фундамент в виде сплошной плиты. Грунты на всех площадках строительства имеют довольно высокий модуль деформации - $300-600$ кгс/см². Наблюдение за осадками велось с начала строительства подземной части в течение двух лет. На объектах заблаговременно были установлены глубинные многоточечные марки для измерения послойных деформаций, плитные марки для выявления прогиба плиты и местных деформаций сравнительно небольших участков плиты, а также поверхностные марки типа Гм- II, Гм-13, Гм-15 для изучения осадков основания на уровне подошвы плиты (осадочная воронка). Данные по деформациям поверхности основания под 19-этажным жилым зданием при среднем давлении под подошвой фундамента - $2,9$ кгс/см² свидетельствуют о следующем. Осадки поверхности зафиксированы на удалении, равном половине ширины плиты от её края. На основе сопоставления расчётных и натуральных данных Ю.К.Ткачёв показывает, что расчёт с использованием модели в виде конечной толщины наиболее реально отображают совместную деформацию фундаментной плиты и сжимаемого основания.

Г.И.Швецов на однородной толще песчаных и глинистых грунтов (в большинстве это был пылеватый, реже мелкий песок, макропористые лёссовые супеси и суглинки) провёл исследования остаточных и восстанавливающихся деформаций поверхности оснований под штампами и окружающей их поверхности. Было установлено, что остаточные деформации грунта проявляются лишь под штампом, в то время как осадки окружающей поверхности являются восстанавливающимися. И фактическое затухание осадок за пределами нагруженной площадки происходит значительно быстрее, чем это предусматривается существующими теоретическими моделями.

Г.В.Раскиным в лотке исследовалось взаимное влияние загрузки двух жестких штампов с размерами $70,7 \times 70,7$ см на однородном слое песка

средней крупности. При разных расстояниях вычисление значения крена превосходили экспериментальные в 1,2 - 2,1 раза, причём с увеличением расстояния между штампами это расхождение возрастало т.е, на песках затухание взаимных кренов происходит быстрее чем по расчёту с использованием методики Г.В.Раскина.

Дальнейшие исследования Г.В.Раскин произвел на основе наблюдений за осадками элеваторов. Проверялась сходимость фактических и рассчитанных продольных кренов. Хорошая сходимость была получена при использовании предложенной им методики, где толщина слоя равна ширине фундаментной плиты.

П.А.Коновалов и Л.Ф.Сальников исследовали напряжённо-деформированное состояние двухслойного основания со слабым подстилающим слоем при действии осесимметричной нагрузке. Эксперименты велись с помощью круглых штампов площадью $A=1000, 5000, 10000 \text{ см}^2$ при действии статической нагрузки.

На основании системы песок-зоторфованный грунт им изучались послойные перемещения, формирование зон деформаций, влияние фактора времени на деформации торфа и осадка штампа при различной нагрузке и толщине верхнего более плотного слоя.

Анализ результатов экспериментов показал, что напряженно-деформированное состояние двухслойного основания зависят от относительной толщины плотного слоя и нагрузки, распространение зоны деформации в стороны составляет примерно три диаметра штампа, осадочная воронка на поверхности за пределами загруженной части близка к расчётной.

- по модели линейно-деформируемого полупространства - при использовании в расчётах значения модуля деформации верхнего слоя.

- по модели основания конечной толщины - при использования в расчётах значения обобщённого модуля деформации. В натуральных условиях развитие воронок оседания при различных напластованиях слабых грунтов в основании в условиях г.Ленинграда изучал А.А.Собенин. Целью его работой было уточнение модели грунтового основания и разработка методики расчёта осадок с учётом загрузки соседних площадей.

Объектами наблюдения А.А.Собенина являлись семь жилых домов постройки 1971-72 г.г. с участками прилегающей к ним территории.

В основаниях располагались слабые глинистые грунты, подстилаемые мореной или песками.

Высотную основу в наблюдениях за осадками зданий и поверхности составляли глубинные, грунтовые и стенные реперы. При наблюдениях использовались трубчатые, винтовые и стержневые марки.

Измеренные осадки поверхности грунта сопоставлялись с рассчитанными по методам эквивалентного слоя Н.А.Цытовича, ограниченной сжимаемой толщи Б.И.Долматова и способу элементарного суммирования, заложенному в КМК 2.02.01-98.

Анализ результатов показал неприемлимость модели линейно-деформируемого полупространства для расчёта вне контура фундаментов. Рассчитанные осадки, как правило, всегда были больше фактических. Большой комплекс работ по изучению распределительной способности заторфованных оснований в полевых и натуральных условиях под воздействием нагрузки от жёстких штампов и гибких днищ резервуаров выполнен Т.Н.Зиминой(Горовой) и П.А.Коноваловым.

Ими наглядно показано, что наличие в основании сильносжимаемого слоя, представленного торфом или заторфованным грунтом, существенно меняет характер и размеры осадочной воронки за пределами загруженного фундамента. Размеры осадочной воронки главным образом зависят от соотношения размеров подошвы фундамента (или размеров загруженной площадки) и верхнего плотного слоя грунта, от отношения модулей деформации верхнего (плотного) и подстилающего (сильносжимаемого) слоев грунта и величины действующей нагрузки. Кроме того их опыты показали, что при соотношении модулей деформации плотного и слабого подстилающего слоев, равным или более 10, распределительная способность основания будет зависеть от глубины залегания кровли сильносжимаемого грунта. По мере удаления её от уровня подошвы фундамента величина осадочной воронки может быть описана тремя хорошо апробированными моделями: Винклера, линейно-деформируемого полупространства и линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

В натуральных опытах с нефтяным резервуаром $D=23,0$ м, при давлении $P=1,2$ кгс/см² на заторфованном основании с соотношением модулей деформации составных слоёв основания равном 8, с учётом консолидации слабого грунта, осадочная воронка затухала на расстоянии диаметра резервуара от его края.

Но натурные эксперименты, как правило, очень сложны и трудоёмки кроме того, в них не всегда можно обеспечить чистоту опыта. Например, чтобы изучить вопрос взаимного влияния фундаментов в зависимости от плотности грунтов, необходимо провести серию опытов при различной плотности, по постоянной ширине фундаментов действующей нагрузки, расстоянию между фундаментами и т.д., то есть исключить влияние всех других факторов.

Поэтому моделирование в лабораторных условиях имеет большое познавательное и практическое значение.

Чаще всего лабораторные исследования проводятся для изучения качественной картины процессов происходящих в массиве грунтов оснований. Для этого одну из стенок лотков выполняют из прозрачных материалов - толстого стекла плексигласа и др.

Используя оптический метод определения напряжений А.И.Пилюгин исследовал качественную картину распределения вертикальных напряжений под моделями близко расположенных ленточных фундаментов. В качестве модели однородного онования А.И.Пилюгин применил желатиновую массу. Эксперименты носили только качественный характер. Количественное соответствие между теорией и экспериментами не рассматривалась. На основе опытов он пришёл к выводу, что характер распределения напряжений в рассматриваемом случае такой же, что и в основании одного фундамента, ширина которого равна суммарной ширине двух соседних фундаментов.

Экспериментальное исследование осадок и кренов односторонне пригруженного фундамента выполнил О.Б.Фиамский в лотке на модели размером 40×40 см, используя в качестве пригрузки двух штампов 10,0×10,0 см. Штампы - модели были заглублены на 20 см, расстояние между ними равнялось 20 см, нагрузка составляла кгс/см². В проведённых опытах толщина слоя суглинка принималась не менее 2,0 м, т.е. моделировалось полупространство. По материалам опытов О.Б.Фиамский приходит к выводу, что дополнительный осадок и крен в 2-2,5 раза превышают вычисленные по действующим тогда строительным нормам и правилам. В то же время, анализируя крен и дополнительный осадок фундаментов построенных в натуре крановых эстакад содействия нагрузки от складированных поблизости сыпучих материалов. О.Б.Фиамский делает вывод о том, что дополнительные осадки меньше вычисленных, а крены лишь незначительно превышают расчётные.

По-видимому, использование в качестве основания сильносжимаемого элювиального суглинка ($E = 28 \text{ кгс/см}^2$), так же малые размеры штампа - модели способствовали появлению обширных зон пластических деформаций в основании модели от действия пригрузки которые и явились причиной такому большому дополнительному осадку и крену.

I.4. Конструктивные мероприятия по снижению взаимодействия фундаментов.

Совершенно очевидно, что при строительстве новых зданий в стеснённых городских условиях удалить их от существующих на безопасное из-за взаимовлияния фундаментов расстояние не представляется возможным. В связи с этой практикой проектирования и строительства выработана большая группа конструктивных мероприятий, позволяющих значительно снизить это воздействие.

Опыт строительства в Санкт Петербурге подтвердил техническую целесообразность использования консольного примыкания (рис. 1.15.) к старым зданиям. Железобетонная стена нового здания может иметь несколько консольных выпусков с вылетом в 6-8 м. Хорошо зарекомендовало себя разделение оснований технологическим шпунтом с погружением его в слой плотных грунтов. При этом удерживающая сила трения в нём должна быть больше силы отрицательного трения.

Только остаётся не ясным вопрос об устройстве шпунтового ограждения в случаях залегания в основании мощных толщ слабых грунтов. Полная прорезка их шпунтовой стеной окажется чрезвычайно дорогим мероприятием. Исследованиями П.А.Коновалова и Р.А.Усманова доказано, что глубину погружения такой стенки в слабый грунт можно значительно ограничить, не ухудшив тем самым работу основания.

Надёжным мероприятием по снижению взаимовлияния фундаментов является использование свайных фундаментов при строительстве нового здания (набивных, винтовых или вдавливаемых в лидерные скважины).

Отечественная и зарубежная практика реконструкции и строительства зданий в стеснённых городских условиях свидетельствует о высокой эффективности применения технологии "стены в грунте".

С её помощью можно устраивать не только стены ограждения, но и подвальные стены нового здания, служащие для него фундаментом, опоры

глубокого заложения любой формы (бареты), воспринимающие большие нагрузки и передающие их на более прочные глубокие слои.

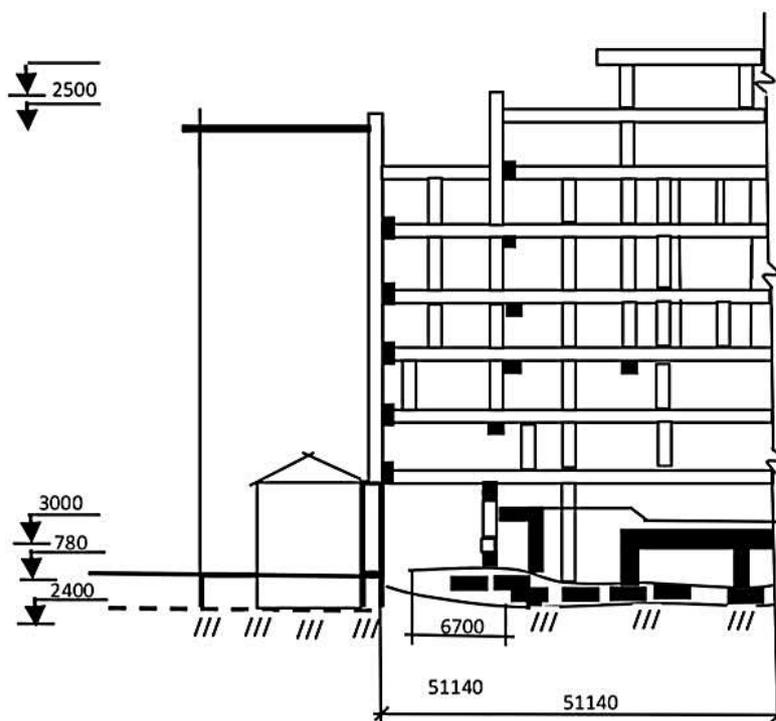


Схема фундаментной плиты здания с консолью

Как правило, в этих случаях влияние нового здания на окружающие эксплуатируемые сооружения оказывается минимальным.

Укрепление грунтов основания любым из подходящим для данных грунтовых условий методом (химическое, термическое закрепление и т.п.) также способствует снижению взаимовлияния фундаментов.

В тех случаях, когда по тем или иным причинам не удаётся использовать ни один из вышеперечисленных способов, обычно прибегают к предварительному усилению конструкций существующих зданий, предусматривают введение увеличенных размеров деформационного шва между возводимым и эксплуатируемым зданием, или, в крайнем случае, проектирует мероприятия, обеспечивающие возможность выравнивания неравномерных осадок окружающих сооружений.

I.5. Задачи исследования.

Приведённые выше теоретические и экспериментальные анализы работы однородных и неоднородных оснований свидетельствуют о том,

что в настоящее время не имеется достаточно надежных исследований, освещающих закономерности деформирования и распределительной способности оснований целиком сложенных или включающих слой водонасыщенного лёссового грунта.

Для достижения поставленной цели необходимо, на основе экспериментальных (лабораторных и полевых) и теоретических исследований деформируемости водонасыщенных лёссовых грунтов решить следующие задачи:

Установить особенности формирования перемещений поверхности лёссового грунта за пределами загруженных ленточных фундаментов;

Исключить взаимовлияние незаглубленных фундаментов на неоднородных по водонасыщению основаниях при их загрузении;

Установить связи между характером изменения давления в поровой воде и деформациями при взаимовлиянии фундаментов;

Разработать предложения по расчёту распределительной способности неоднородных оснований за пределами фундаментов;

Разработать и апробировать конструктивные мероприятия по снижению или полной ликвидации взаимовлияния фундаментов друг на друга.

II. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОВЛИЯНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА НЕОДНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ, ВКЛЮЧАЮЩЕМ ТОЛЩУ ВОДОНАСЫЩЕННОГО ГРУНТА.

II.1. Конструкция лотка для исследования неоднородных по водонасыщению оснований.

Натурные эксперименты, как правило, не позволяют проследить качественную картину процессов, происходящих в грунтовом основании. Для подобных целей применяют моделирование основания в лотках. Однако, в этом случае возникает вопрос о достоверности полученных данных на модели при сравнении их с натурными.

Исследования проведённые в этой области В.В.Соколавским, В.Я.Ярошенко, показали, что напряжённое состояние грунтовых оснований в натуре и на модели являются подобными, если имеют одинаковые граничные условия. Большое значение имеет правильный выбор размеров грунтовой

модели. Известно, что чрезмерное уменьшение размеров штампа и монолита грунта может привести к значительному искажению изучаемого явления. Поэтому размер штампа должен превышать размер минеральных частиц грунтового основания не менее, чем в 10 раз. Размер штампа, через который передаётся нагрузка, определяет размер напряжённой зоны основания. В пределах её не должно сказываться влияние стенок лотка. В связи с этим размер лотка, в котором исследуется работа грунтового основания, должен быть больше штампа по высоте в 2,5 - 3 раза, а по ширине в 5 - 6 раз.

В настоящих исследованиях, учитывая вышеизложенные требования, применялись прямоугольные штампы шириной $b = 6 \text{ см}$, 10 см и был изготовлен специальный лоток. Металлический лоток (рис.2.1.) размером 100x80x20 см. Передняя стенка его выполнена из органического стекла толщиной 16 мм, на которое нанесена размерная сетка 1,0 x 1,0 см. На дно лотка укладываются перфорированные трубки для одновременной подачи воды. Фильтром служил слой гравия толщиной 15 см. Загрузочное устройство представляет собой два рычага, которые крепились к жёсткой металлической раме на разном расстоянии друг от друга. Соотношение плеч рычагов составляет 1 : 8. К ним шарнирно крепились металлические стержни, через которые передавалась нагрузка на штамп. Для уравновешивания веса рычага и стержня предусмотрен контргруз.

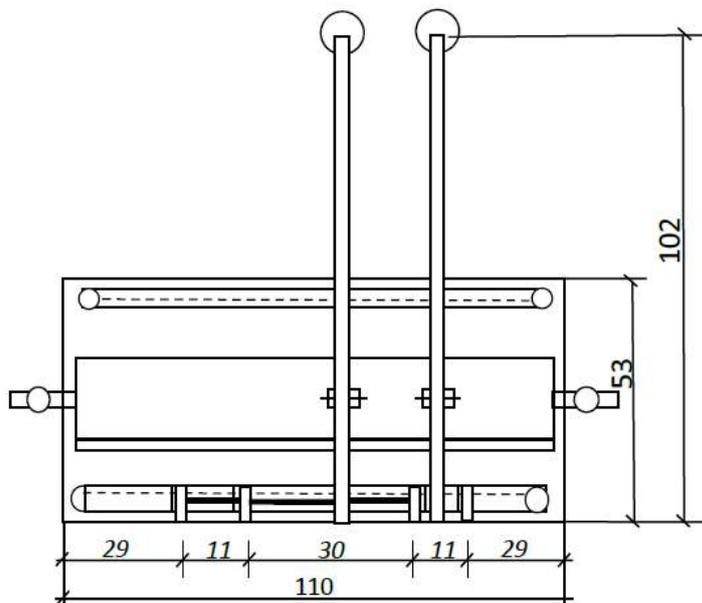
В таблице 1 приведён объём лабораторных исследований.

Таблица 1.

№ опыта	Ширина штампа в см.		Расстояние между штампами	Толщина слоя песка, Н, см	Нагрузка, Р, МПа
	№1	№2			
1	6	6	6	6	0,025 ÷ 0,2
2			12		
3			18		
4			24		
5	6	6	6	12	0,025 ÷ 0,2
6			12		
7			18		

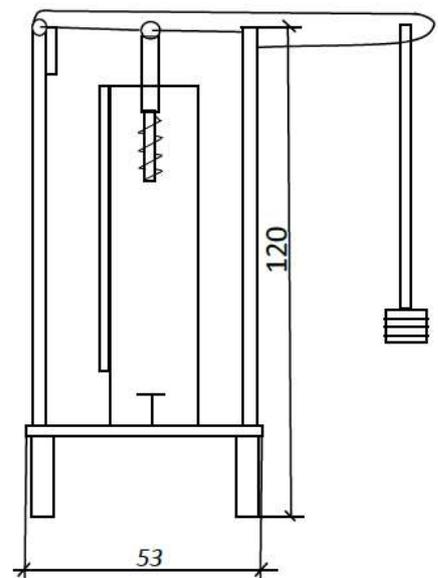
8			24		
9	6	6	6	18	0,025 ÷ 0,2
10			12		
11			18		
12			24		
13	10	10	10	30	0,025 ÷ 0,2
14			20		
15			30		
16			40		
17	10	10	10	20	0,025 ÷ 0,2
18			20		
19			30		
20			40		
21	10	10	10	30	0,025 ÷ x 0,2
22			20		
23			30		
24			40		

План лодка



Вид спереди

Вид сбоку



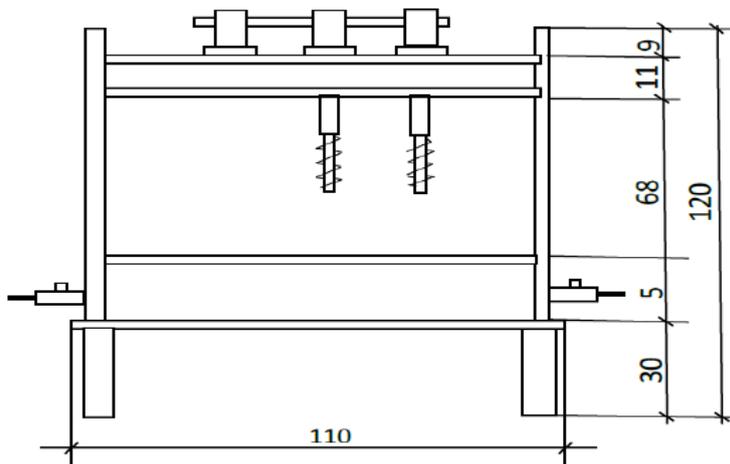


Рис. 2.1. Конструкция металлического лотка.

II.2. Методика подготовки и проведения экспериментов в лотке (плоская задача).

Каждый опыт состоит из двух этапов: подготовка основания и загрузка штампов. При этом замерялись послойные деформации основания, а также деформации поверхности за пределами штампов. Сравнение производится по относительной осадке S/v , при относительных толщинах верхнего плотного слоя H/v , при относительных расстояниях между штампами L/v и относительных давлениях P/v .

Подготовка основания велась гидростатическим способом. В основе подготовки неоднородного основания со слабым подстилающим слоем строго соблюдались следующие требования:

- 1). во всех опытах используются грунты, взятые с одной площадки;
- 2). составные слои грунтового основания в повторных опытах должны иметь постоянные влажность и плотность;
- 3). обстановка эксперимента по возможности была приближена к натурным условиям.

Составными слоями неоднородного основания являлись: верхний слой - песок; подстилающий слой - водонасыщенные лёссовые суглинки, с площадки г.Андижана.

Подготовка основания: На дно лотка насыпается щебень толщиной 15 см, который хорошо фильтрует воду и способствует равномерному водонасыщению вышележащих слоёв. На щебень укладывается прослойка

песка общей толщиной 2,0 - 2,5 см, затем слой лёссового грунта нарушенной структуры толщиной **3 в**, а на него слой песка, требуемой по опыту толщины. Через перфорированные трубки под давлением подавалась вода, покрывающая оба слоя. После водонасыщения основание уплотнялось. Для исключения влияния разной плотности подстилающего слоя на работу неоднородного основания гидроуплотнение его ведётся при постоянной нагрузке, равной весу максимального слоя песка (**3 в**). Для этого на поверхность лёссового грунта укладывалась перфорированная стальная пластина, на которую устанавливается груз равномерно распределённый по всей пластине. Масса максимальной толщины слоя песка создавала нагрузку $P = 0,055$ МПа. При такой нагрузке основание выдерживалось до условной стабилизации 0,1 мм/час, затем производился сброс воды и дополнительная выдержка до условной стабилизации 0,01 мм/сутки. Осадки фиксировались поверхностными марками и индикаторами часового типа (точность 0,01 мм). После этого лёссового слоя снимался груз, пластина, а на его поверхность засыпался песок требуемой толщины (**1 в, 2 в 3 в**), при этом из белого песка через 2 см наносились горизонтальные полосы, позволяющие следить за характером деформации основания под нагрузкой (рис.2.2.). Уплотнение песка производится также гидродинамическим способом.

Готовое основание выдерживалось до условной стабилизации 0,1 мм/сутки. Осадки фиксировались поверхностными и глубинными марками, индикаторами часового типа и прогибометрами системы 6-ПА0 ЛИСИ (точность 0,001 мм). Для снятия сил трения, стекло у штампов скашивалась, передняя стенка перед нагружением штампов в каждом опыте из лотков при помощи режущего кольца отбирались пробы грунта и определялись их физико-механические свойства (таблица 2). Достигались такие значения физико-механических свойств, чтобы расхождения между ними при повторных опытах не превышали 20 – 25 %.

Нагружение штампов: Для каждого опыта использовались одновременно два штампа определённой ширины. Сначала на подготовленное основание устанавливался штамп № 1 и с учётом его веса давалась нагрузка ступенями от 0,0125 МПа до 0,05 МПа. Затем по 0,025 МПа до 0,1 МПа. Каждая ступень выдерживалась до условной стабилизации 0,01 мм/час. Нагрузка в 0,1 МПа для штампа № 1 являлась максимальной и она была постоянна во всех опытах. После затухания осадок загружался (штамп № 2), установленный на расстоянии от штампа № 1 $L=1 в, 2 в, 3 в$, в такой же последовательности до момента когда при постоянной нагрузке наблюдалось резкое приращение осадка (в 2-3 раза

превышающее от предыдущей ступени). Данная нагрузка принималась за предельную. Фиксация осадка штампов производилась от момента приложения нагрузки через 5, 10, 15, 30, 60 минут и далее через один час до условной стабилизации. Послойные перемещения в основании измерялись штангенциркулем относительно исходных линий на смотровом стекле и фотографировались. Каждый опыт проводился с двухкратной повторностью. Для сравнения опыт с подобными параметрами проводился на однородном песчаном основании. Определение зоны распространения деформации по глубине, в стороны, на контакте слоев велось с помощью глубинных марок. Они устанавливались на расстоянии 0,4 см друг от друга до момента уплотнения песчаного слоя. На рис.2.3. приведена схема установки поверхностных и глубинных марок в лотке.

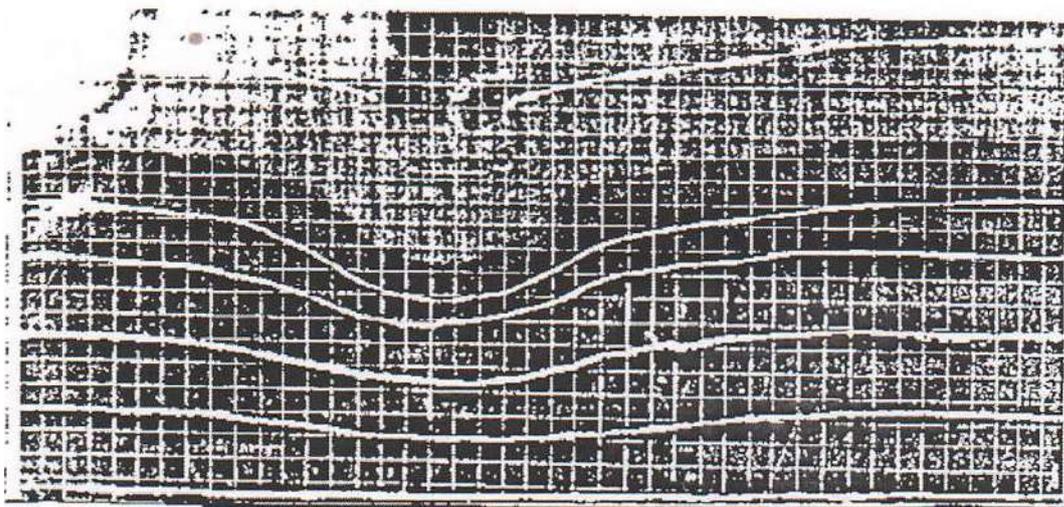


Рис.2.2. Общий вид деформаций неоднородного основания «песок-водонасыщенный лёсс» во время экспериментов в лотке.

II.3. Результаты экспериментов по особенностям формирования перемещений поверхности грунта за пределами загруженных штампов.

При выполнении лабораторных опытов предполагалось:

- исследовать деформации поверхности основания системы - песок - водонасыщенный лёссовый суглинок за пределами штампов и выявить качественную картину влияния слабого подстилающего слоя на распределительную способность неоднородного основания;

- изучить характер распределения послойных деформаций по глубине неоднородного основания в зависимости от величины нагрузок, ширины фундаментов, расстояния между ними, а также толщины верхнего песчаного слоя.

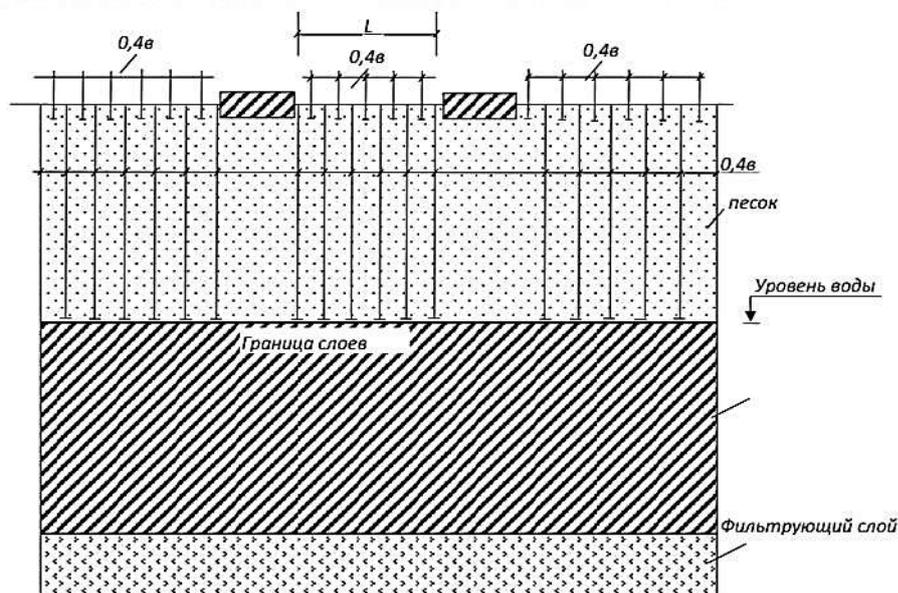


Рис.2.3. Схема установки марок в лотке.

Таблица 2

Осреднённые значения физико-механических свойств грунтов

Вид грунтового основания	Наименование слоёв грунтового основания	Толщина слоёв h, см	Плотность частиц ρ_s , см.	Плотность грунта ρ , г/см	Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³	Влажность ω	Коэффициент пористости, e	Угол внутреннего трения ϕ град	Модуль деформации E, МПа
Однородное	песок	40	2,55	1,81-1,92	1,54-1,7	0,22	0,61	30	10,0
Двухслойное	песок	6-18	2,55	1,81-1,92	1,54-1,7	0,23	0,61	30	10,0
	Лёссовый суглинок	30	2,67	1,72-1,74	1,23-1,27	0,36-0,38	0,86	24	4,2-5,4
Двухслойное	песок	10-30	2,55	1,8-1,9	1,53-1,71	0,22	0,61	30	10,0
	Лёссовый суглинок	30	2,67	1,72-1,74	1,23-1,27	0,36-0,38	0,86	24	4,2-4,4

Деформации в однородном песчаном основании происходят в следующей последовательности. При загрузке однородного основания наблюдался процесс уплотнения, который сопровождался движением частиц грунта, главным образом вниз, и протекал качественно одинаково при различных плотностях грунта. Дальнейшее увеличение качественно характеризовалось поворотом частиц грунта в стороны от направления перемещения фундаментов. Поворот траекторий начинался и затем наиболее интенсивно нарастал у краёв штампа. По мере роста нагрузки происходило формирование ядра, образовывались области сдвигов. Осадка штампов во всём диапазоне нагрузок нарастала плавно и только с момента образования ядра интенсивность её увеличивалась. При окончательном формировании ядра продвижение штампа вниз приводило к расклиниванию окружающего массива грунта и сдвигу его по поверхности скольжения.

По изучению взаимного влияния фундаментов на неоднородном основании в лаборатории было выполнено 12 опытов с двухкратной повторностью. Для сравнения качественной картины деформаций параллельно проводились опыты на неоднородном песчаном основании (3 опыта).

Толщина слоя водонасыщенного лёссового суглинка во всех опытах оставалась постоянной и равнялась 3 в . Относительная толщина песчаного слоя была равной 1 в , 2 в , 3 в . При толщине песчаного слоя в 3 в и нагрузке до 0,2 МПа слабый подстилающий слой не вовлекался в работу и характер деформаций такого основания был аналогичен однородному. Поэтому в дальнейшем толщина слоя песка вместо 3 в была уменьшена до $2,5 \text{ в}$. При толщине песчаного слоя $H = 1 \text{ в}$, $\text{в} = 6 \text{ см}$ при первой же ступени нагрузки $P = 0,025 \text{ МПа}$ глубина сжимаемой толщи достигала слабого слоя. Дальнейшее увеличение нагрузки до $P = 0,05 \text{ МПа}$ приводило к образованию разрывов в вертикальных перемещениях под краем штампа. Это свидетельствовало о нарушении распределительной способности грунтового основания и об уменьшении его влияния на перемещения штампов. Зависимость осадка от нагрузки приобретала криволинейный характер и поэтому дальнейшее загрузке штампа не производилось.

Подобная картина наблюдалась при различных ширинах штампов ($\text{в} = 6 \text{ см}$, $\text{в} = 10 \text{ см}$). Следовательно независимо от размеров площади загрузки основания с толщиной верхнего слоя $H \leq 1 \text{ в}$ ведёт себя близко к модели Винклера. Незначительные перемещения поверхности за пределами штампов охватывали зону равную $0,2 - 0,3 \text{ в}$. При толщине слоя песка

$H = 2 \text{ в}$ (рис.2.4.-а,б) при $P = 0,025 \text{ МПа}$ зона деформации по глубине почти достигла поверхности водонасыщенного слоя, но его влияние на распределительную способность основания ещё не сказывалось. При нагрузке $P = 0,05 \text{ МПа}$ картина деформаций резко изменилась. Теперь значительные вертикальные перемещения привели к оседанию поверхности вблизи себя. Уже при следующей ступени нагрузки $P = 0,075 \text{ МПа}$ ширина зоны деформации составила $2,2 \text{ в}$. Возрастание удельной нагрузки до $0,1 \text{ МПа}$ увеличило ширину зоны деформации до $3,5 \text{ в}$, а вертикальные перемещения поверхности вблизи штампа отмечались уже на расстоянии $1,5 - 2 \text{ в}$ (рис.2.5. и 2.6.).

Таким образом, включение в работу, слабого водонасыщенного слоя даже в малых диапазонах нагрузки с $0,05 \text{ МПа}$ до $0,1 \text{ МПа}$ существенно изменяет распределительную способность неоднородного основания.

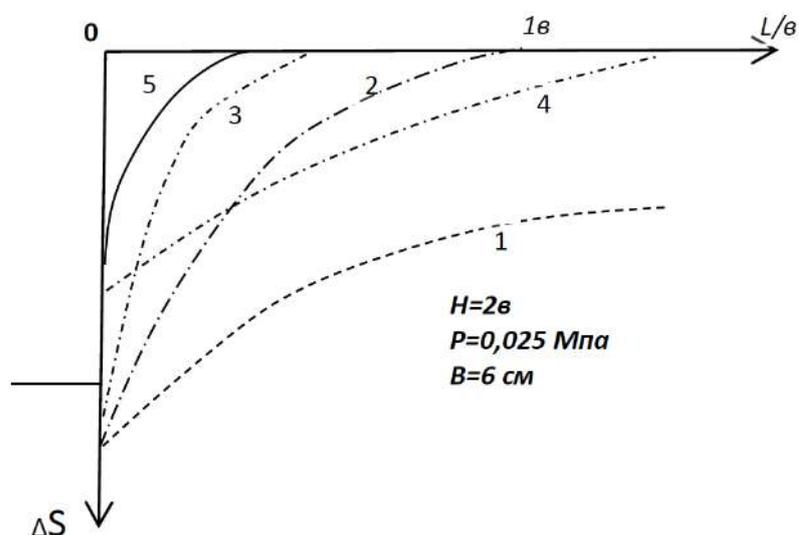


Рис. 2.4.а. Характер развития перемещений грунта за пределами фундамента.

- 1 - расчётные по модели линейнодеформированного полупространства;
- 2 - по модели основания конечной толщины (К.Е.Егорова);
- 3 - по модели Винклера;
- 4 - по модели И. И. Черкасову;
- 5 - экспериментальная кривая.

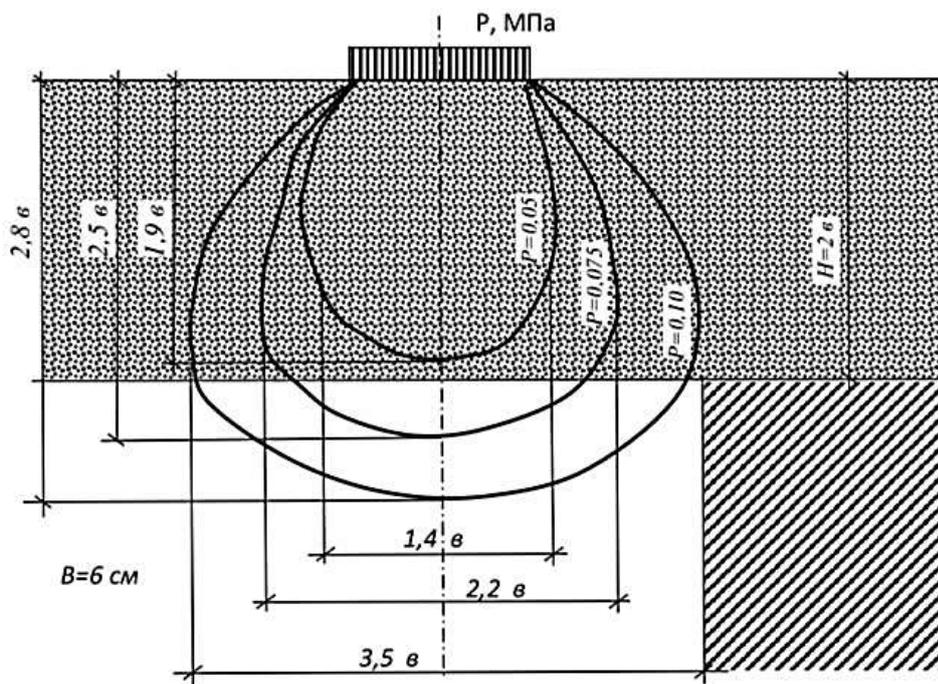


Рис. 2.4. б. Качественный характер развития перемещений в неоднородном основании при давлениях $P = 0,05-0,1$ МПа при $v = 6$ см.

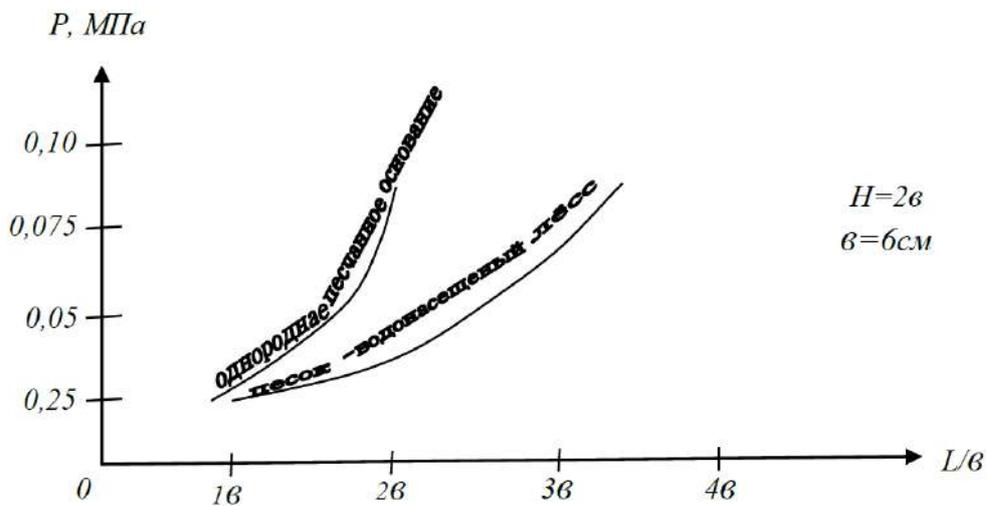


Рис.2.5. Рост ширины осадочной воронки в однородных и неоднородных основаниях при увеличении нагрузки.

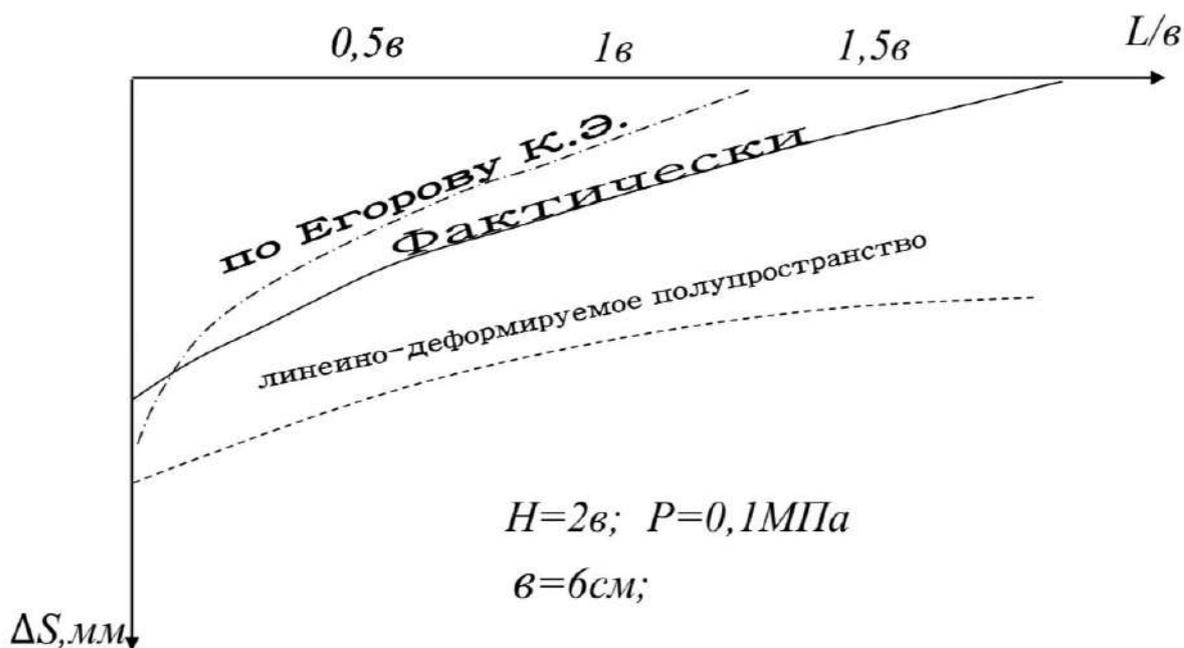


Рис.2.6. Сравнение фактической осадочной воронки неоднородного основания с расчётными величинами по модели основания конечной толщины и линейно-деформируемого полупространства.

II.4. Взаимовлияние штампов на неоднородных основаниях при их загрузении.

При удельной нагрузке на штампе № 1 $P = 0,10$ МПа основание выдерживалось до условной стабилизации $0,1$ мм/сутки. Когда перемещения слоёв затухали, ширина зоны деформации на контакте слоёв к этому моменту составила $4v$. Осадок поверхности песчаного слоя за пределами штампа № 1 затухала на расстоянии до $1,5v$. После достижения условной стабилизации осадка штампа № 1 на расстоянии, равном $3v$ от его края, устанавливался штамп № 2. Нагружение его производится в такой последовательности, что и для первого: $P = 0,025; 0,05; 0,075; 0,10$ МПа далее с интервалов в $0,05$ МПа до предельной нагрузки. Картина послойных деформаций и осадка поверхности не отличалась от описываемой выше для штампа № 1. Предельной оказалась величина $P = 0,19$ МПа (рис.2.7.). При этом прирост глубины ожидаемой толщи не наблюдался с увеличением $P > 0,10$ МПа. Увеличение осадков происходило, в основном, за счёт уплотнения верхних слоёв водонасыщенного лёсса. Зона распространения деформаций в стороны на контакте со слабым слоем при предельной нагрузке составляла $1,5v$ от края штампа № 2. Штамп № 1 дополнительных осадок от нагружения штампа № 2 не получил до самого момента разрушения основания. Таким образом,

www.novateurpublication.com

можно сделать вывод, что при толщине песчаного слоя $H_{п} = 2 \text{ в}$ и расстояние между штампами более 3 в деформированное состояние грунтового основания не зависит от взаимного влияния осадок штампов при любых нагрузках.

При расстоянии между краями штампов $L = 2 \text{ в}$ дополнительный осадок равный $S_g = 0,15 S_x$ наблюдался при нагрузке $P = 0,15 \text{ МПа}$ на второй штамп. Предельная нагрузка при этом составила $P = 0,185 \text{ МПа}$. В опыте зафиксировано вертикальное перемещение центра штампа № I при предельной нагрузке (рис.2.8.). Следовательно при расстоянии между штампами менее 3 в необходимо учитывать взаимное влияние их осадок. При толщине песчаного слоя $H_{п} = 3 \text{ в}$ до момента потери устойчивости основания слабый слой не включался в работу (рис.2.9.). Очевидно, что при таких параметрах неоднородного основания со слабым подстилающим слоем его напряжённо-деформированное состояние похоже на однородное. В связи с этим, для установления более достоверной зависимости влияния песчаного слоя на работу основания в целом были проведены дополнительные испытания при толщине песка $H_{п} = 1,5 \text{ в}$; $H_{п} = 2,5 \text{ в}$.

При толщине слоя песка $H_{п} = 1,5 \text{ в}$ перемещения контактного слоя были зафиксированы на первой стадии загрузки $P = 0,025 \text{ МПа}$. Однако разрушений верхнего слоя и появлений трещин не произошло. При увеличении предельной нагрузки до $0,05 \text{ МПа}$ зона деформации по глубине составила - 2 в , а по ширине - $2,5 \text{ в}$. Нагрузка $P = 0,075 \text{ МПа}$ вызвала увеличение глубины сжимаемой толщи до $2,5 \text{ в}$, а перемещение поверхности контактного слоя зафиксированы на расстоянии в от края штампа. Дальнейшее увеличение удельной нагрузки привело к интенсивному приросту осадка штампа, прорезанию слоя песка кромками штампа и поэтому нагрузка $P = 0,075 \text{ МПа}$ при данных условиях, то есть при толщине песчаного слоя $H_{п} = 1,5 \text{ в}$, была принята условно за предельную (рис.2.10.).

При толщине слоя песка $H_{п} = 2,5 \text{ в}$ перемещения контактного слоя были зафиксированы на третьей ступени нагрузки $P = 0,075 \text{ МПа}$. Ширина зоны деформации на уровне контактного слоя составила 3 в , осадок поверхности основания отмечался на расстоянии $0,3 \text{ в}$ от края штампа. При увеличении удельной нагрузки деформации по ширине распространялись интенсивнее, чем по глубине. Максимальная ордината перемещения по глубине составила $2,7 \text{ в}$, в то время, как ширина деформации при нагрузке $0,2 \text{ МПа}$ составляла на уровне контактного слоя - 6 в , а на поверхности - 5 в

(рис.2.11.). Зона деформации во всех опытах определялись точкой, где перемещения поверхности составляли 0,1 осадки штампа.

а)

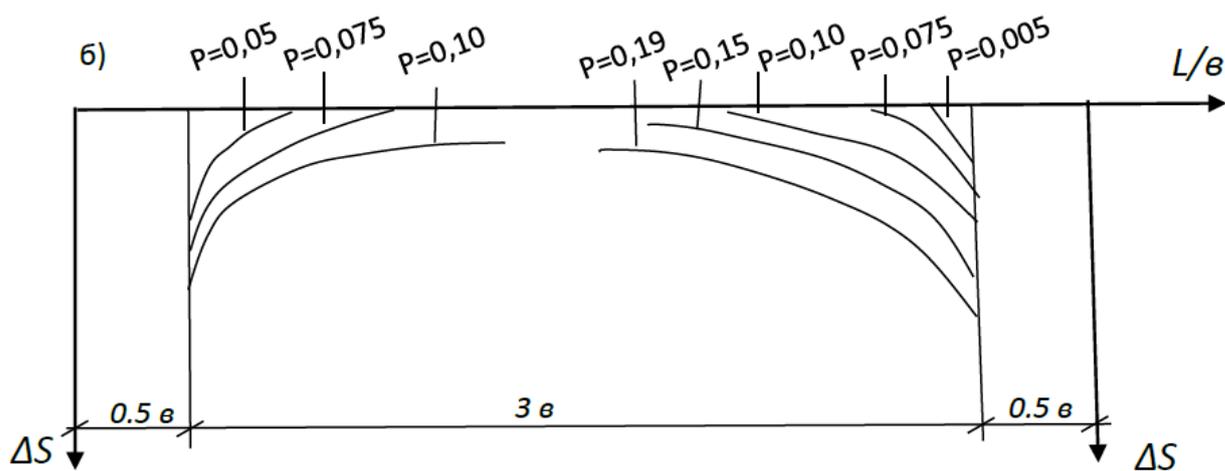
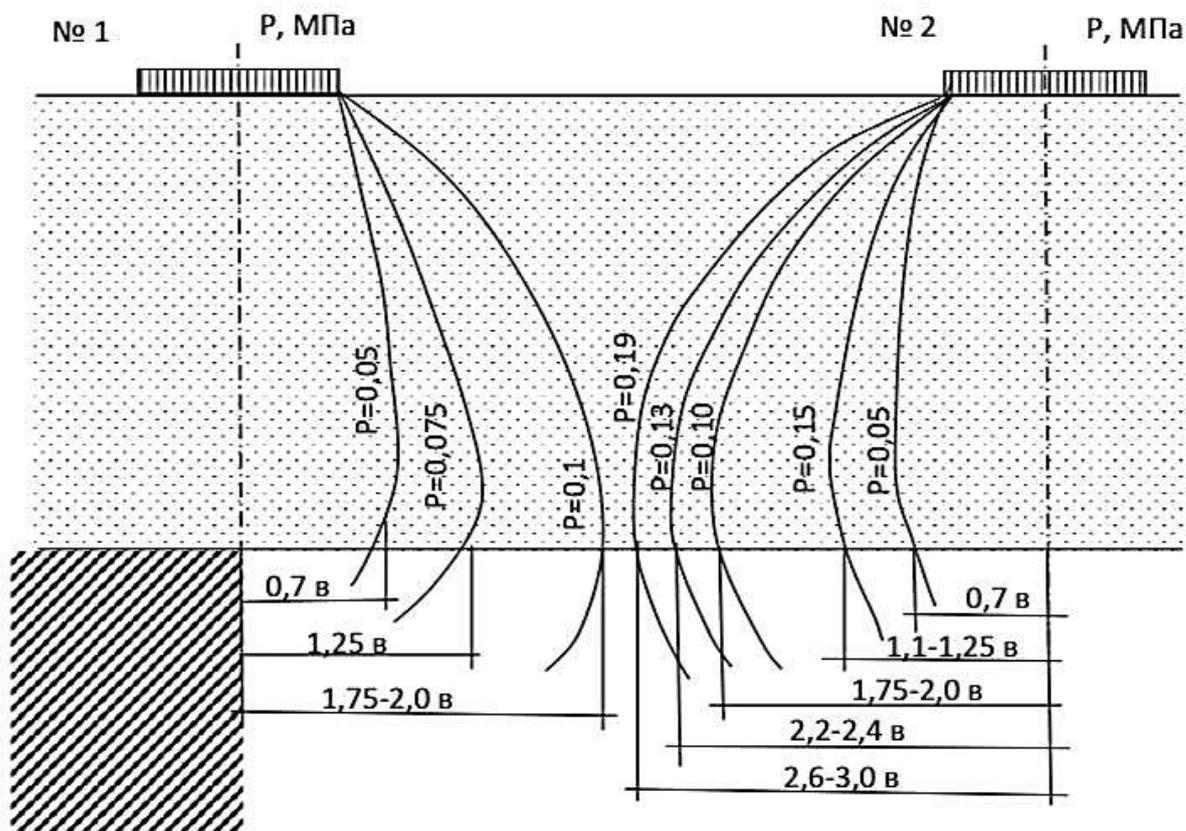


Рис.2.7. Взаимодействие двух штампов на неоднородном основании при расстоянии между их краями

$L=3v$

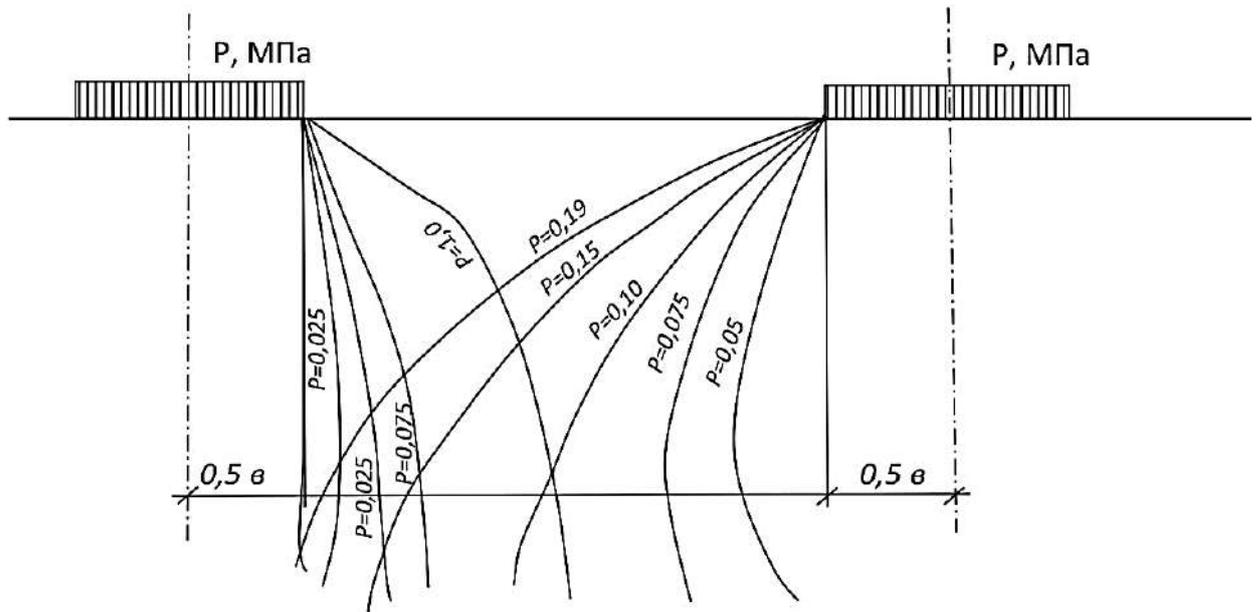


Рис.28. Взаимодействия фундаментов на неоднородном основании при $L=2 в$ в интервале давлений $p = 0,025+0,19$ МПа.

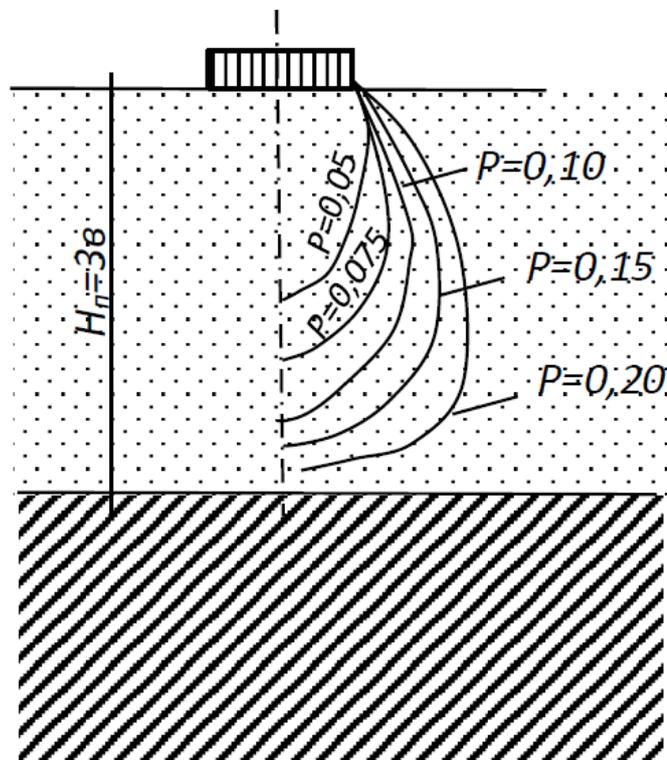


Рис.2.9. Качественная картина распределения перемещений в неоднородном основании при толщине верхнего песчаного слоя $H_n = 3 \text{ в}$ в интервале давлений $p = 0,05+0,20 \text{ МПа}$.

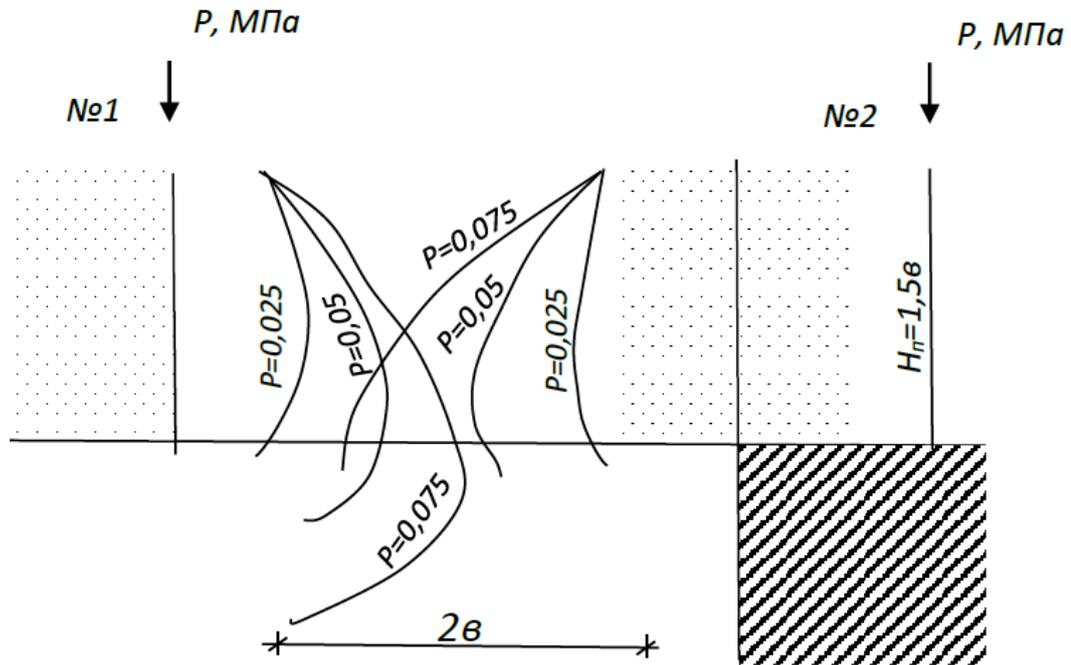


Рис.2.10. Характер распределения перемещений в неоднородном основании штампов, при $L = 2 \text{ в}$, $H_n = 1,5 \text{ в}$ и диапазоне давлений $p = 0,025-0,075 \text{ МПа}$.

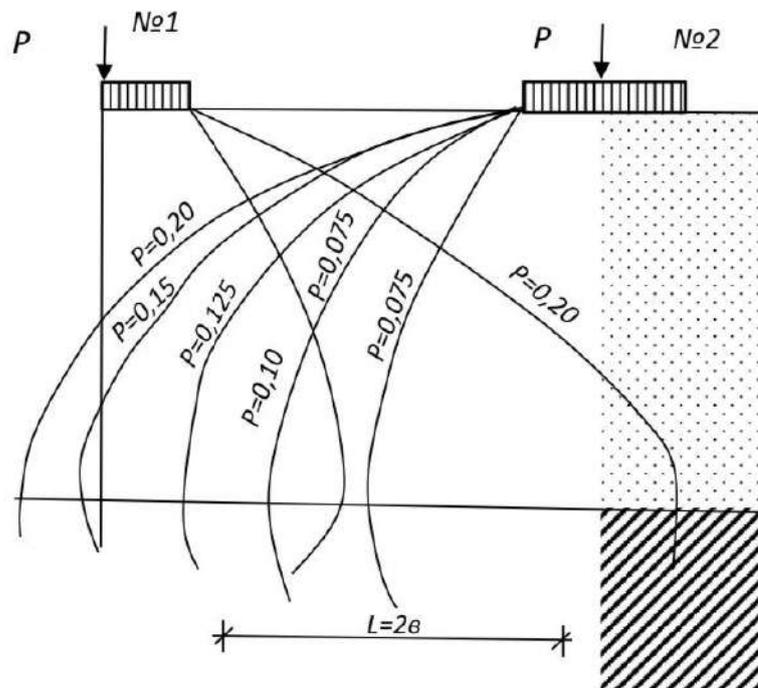


Рис.2.11. Характер распределения перемещений в неоднородном основании штампов, при $L = 2$ в, $H_n = 2,5$ в и диапазоне давлений $p = 0,075-0,20$ МПа.

III. ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОВЛИЯНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА НЕОДНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ

III.1. Инженерно-геологические условия экспериментальных площадок.

В геоморфологическом отношении экспериментальная площадка расположена на II-ой надпойменной террасе реки Кара-Дарья в г.Андижане. В геологическом строении площадки принимают участие аллювиальные верхнечетвертичные отложения, перекрытые сверху почвенно-растительным слоем, толщиной до 0,4 м. В гидрогеологическом отношении экспериментальная площадка характеризуется развитием напорных вод, пьезометрические уровни которых в основном совпадают с зеркалом подземных вод, располагающемся на глубине 1-2 м от дневной поверхности.

Исходя из геологического строения, возраста грунтов, их происхождения, а также результатов полевых и лабораторных испытаний физико-механических свойств грунтов в геологическом разрезе площадки выделяются три инженерно-геологических элемента (ИГЭ):

ИГЭ-1 - суглинки коричневато-серые, мягкопластичные и текуче-пластичные с редкими небольшими включениями суглинков тугопластичных; толщина слоя от 0,9 до 3,1 м.

ИГЭ-2 - суглинки серые текучие с включениями супеси; толщина слоя от 0,8 до 2,0 м.

ИГЭ-3 - галечниково-гравийные отложения с песчано-глинистым заполнителем, средней плотности, с глубины 4,5 м - слабосцементированные.

Определённые физико-механические свойства грунтов для каждого элемента площадки сведены в таблицу 1.

Таблица 1.

№ п/п	Характеристики грунта	ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3
1	Природная влажность - ω , в долях единицы	0,18	0,32	-
2	Плотность грунта, ρ , г/см ³	1,74	1,77	2,0
3	Плотность сухого грунта, ρ_a , г/см ³	1,51	1,34	-
4	Плотность частиц, ρ_s , г/см ³	2,67	2,66	-

5	Пористость, n	43,5	49,6	-
6	Коэффициент пористости, e	0,77	0,98	-
7	Степень влажности, S_r	0,53	0,86	-
8	Число пластичности, I_p	0,15	0,12	-
9	Показатель текучести, I_L	0	0,53	-

Приведённые данные свидетельствуют о том, что однородный слой лёссового суглинка, лежащий на водопроницаемой толще гравийно-галечниковых отложений, длительное время подвергался в нижней части постоянному водонасыщению, что в конечном итоге привело к образованию двух геологических элементов. Верхний из них характеризуется меньшей степенью влажности, чем нижний и твёрдой консистенцией. Подстилающий слой находится по одной группе образцов в мягкопластичном, а по другой - в текучепластичном состоянии.

Экспериментальная площадка была подобрана таким образом, чтобы вышепоименованные напластования грунтов выдержаны в пределах её границ с тем, чтобы в основании парных штампов всегда залегала равная по высоте толща однородных по состоянию грунтов (рис. 3.1.).

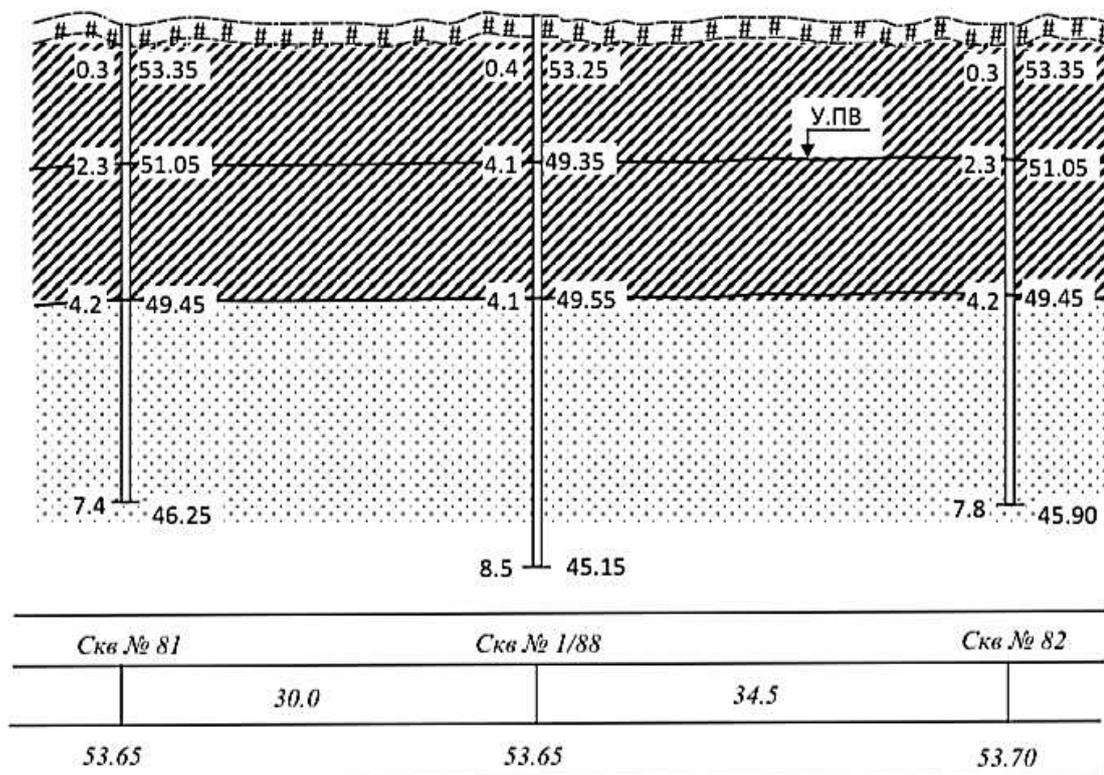


Рис.3.1. Инженерно - геологический разрез опытной площадки.

Отбор грунтов ненарушенной структуры, последующие исследования их физических свойств, а также сдвиговые и компрессионные испытания в соответствии с действующими нормами правилами позволили установить основные физико-механические характеристики верхнего и подстилающего слоев, лёссовых суглинков, слагающих опытную площадку

Значения модулей деформации вычислены по результатам компрессионных испытаний грунтов в интервале давлений $P = 0,1 - 0,15$ МПа.

III.2. Методика подготовки и проведения экспериментов; оборудование и приборы.

Для изучения взаимодействия фундаментов на основаниях, сложенных водонасыщенными лёссовыми грунтами, на описанном выше участке был устроен полигон, представляющий собой террасами нарезанные площадки (рис. 3.2.) шириной 10 м.

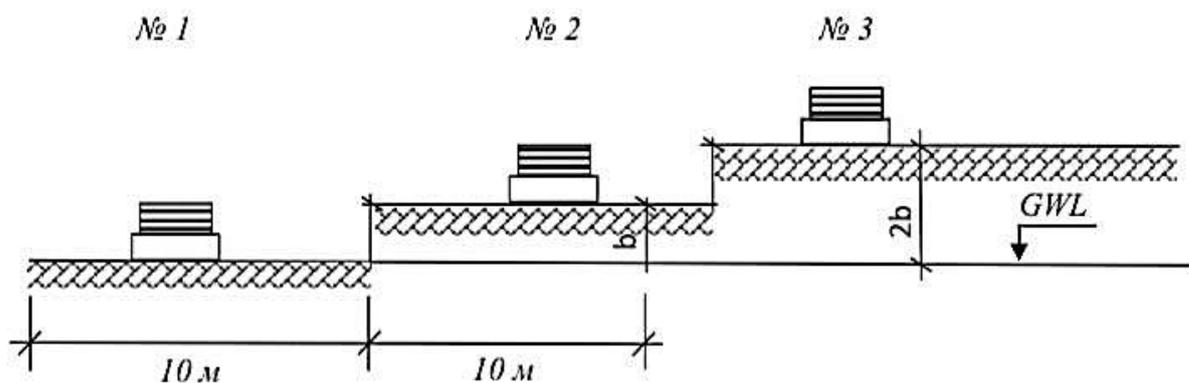


Рис.3.2. Поперечный разрез опытной площадки (схема).

Уровень поверхности первой площадки совпадал с уровнем подземных вод. Уровень поверхности второй площадки превышал уровень первой на $h = b$, где b - ширина принятого в экспериментах штампа. У третьей площадки уровень её горизонтальной поверхности находился на расстоянии $h = 2b$ от уровня подземных вод. Длина каждой террасы составляла 30 м.

Взаимодействие фундаментов моделировалось с помощью бетонных блоков с размерами 2,4 x 0,6 x 0,4 м общей площадью 0,96 м² и

соотношением сторон $l/b = 6$, что приближает работу штампа к работе с основанием ленточного фундамента. Штампы в одной загрузочной установке позволяющей вести исследования основания по методике Д.Е.Польшина - Н.Я.Рудницкого, расположились на расстоянии 5,6 метров между их продольными осями так, чтобы исключить взаимовлияние фундаментов друг на друга. Поверхность грунта предварительно планировалась, а плотное прилегание подошвы штампа к грунтам основания обеспечивалось песчаной подсыпкой толщиной 2-3 см. В качестве грузов, укладываемых краном, использовались железобетонные дорожные плиты размером 6,0 x 2,0 x 0,14 м весом 40 кН (рис. 3.3.).

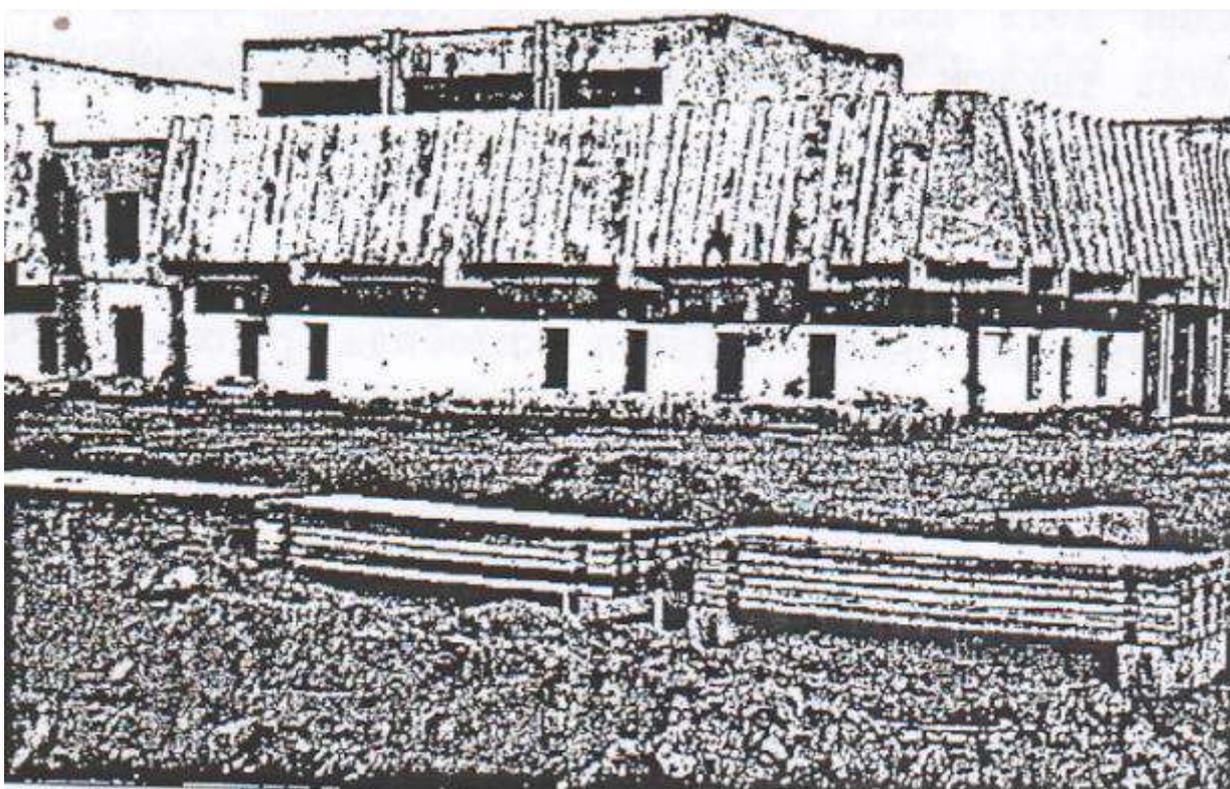


Рис.3.3. Вид на опытную площадку № 2.

Горизонтальность установки проверялась с помощью уровня, либо нивелированием. Использование двух штампов, объединённых загрузочным устройством, позволило получить при одном загрузении данные двух независимых опытов. При загрузении штампов возникал эксцентриситет приложения нагрузки. Для определения действительной величины нагрузки, передающейся на каждый штамп, на последние под первый ряд загружающих плит в некоторых опытах устанавливались динамометры образцовые ДОМС-50.

На площадке № 1, практически целиком сложенной водонасыщенными лёссовыми грунтами было смонтировано три установки, загружающие по два блока-штампа. На площадках № 2 и № 3, представляющих собой двухслойное основание со слабым подстилающим слоем, было смонтировано по 3 установки с расстоянием между соседствующими блоками, равным 2 би3 б. План расположения загрузочных установок на террасах-площадках № 1, № 2 и № 3 показан на рис. 3.3. а.

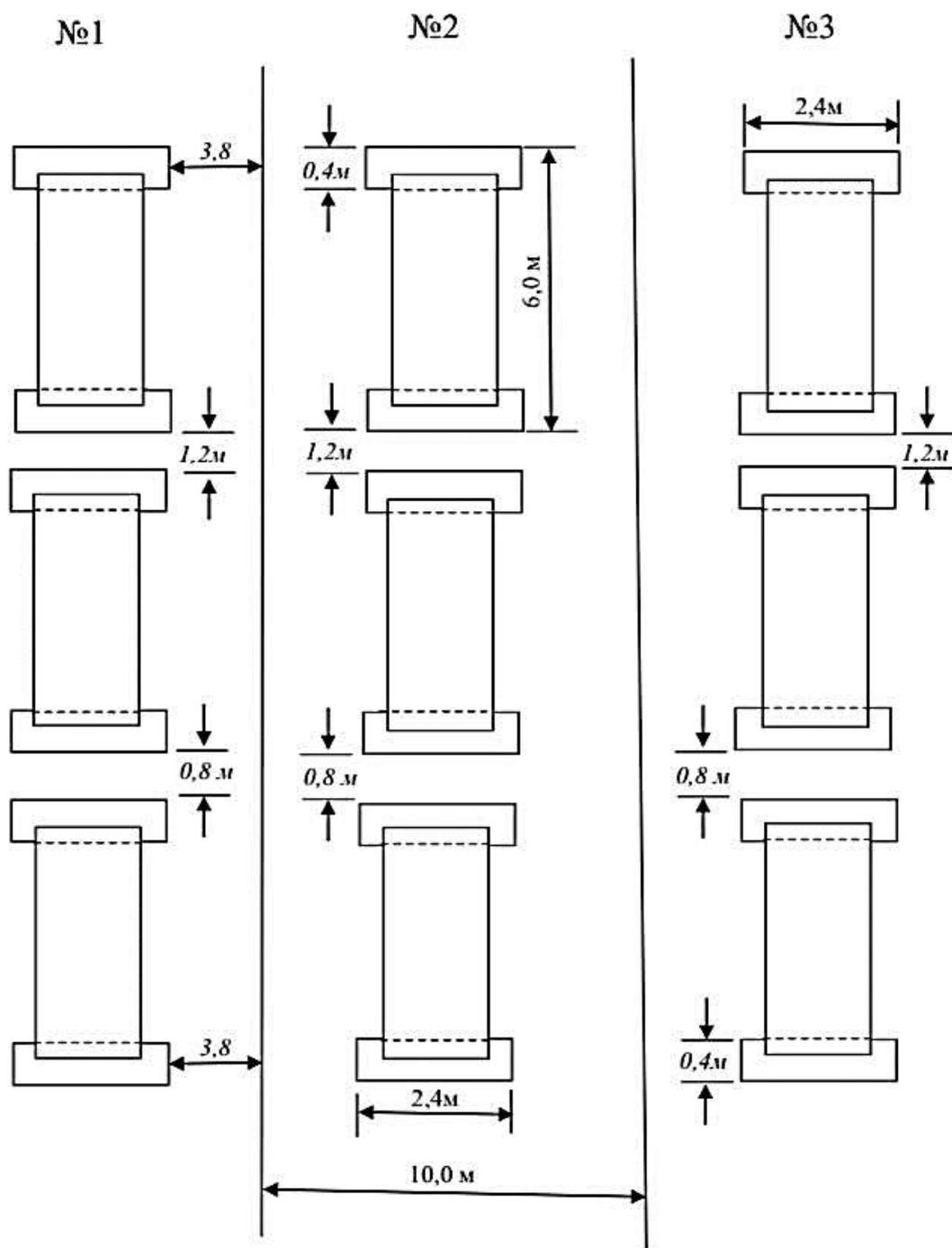


Рис.3.3. а. План опытных площадок (схема).

Для исследования послойных деформаций оснований нами применялись глубинные винтовые марки, которые также широко использовались в опытах Л.Ф.Сальникова и Н.С.Никифоровой.

Марка представляла собой винтообразную лопасть диаметром 80 мм, приваренную к арматурному стержню диаметром 3 мм. На стержень надевалась обсадная трубка диаметром 10 мм, которая предохраняла марку от влияния перемещения грунта в вышележащих слоях (рис.3.4.).

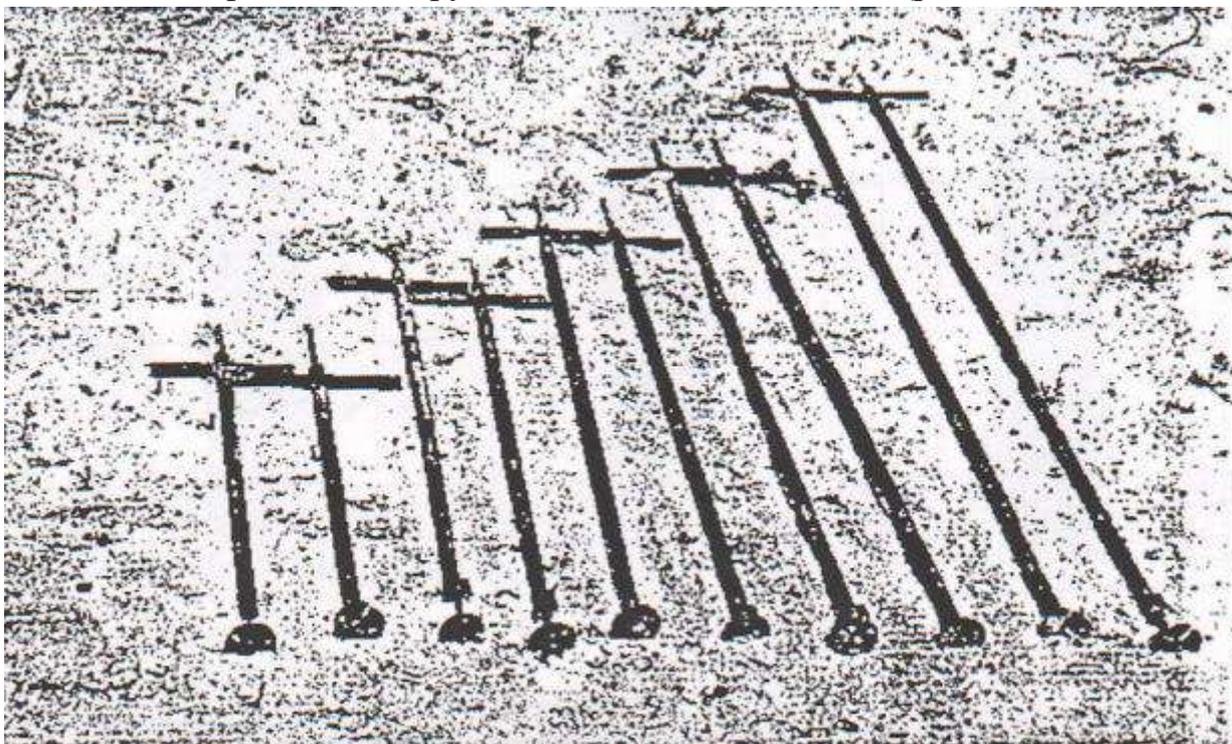


Рис. 3.4. Глубинные марки, применявшиеся в опытах

На стержне имелась насечка для закрепления струны, идущей к прогибомерам системы Егорова. Данные глубинные марки надёжны в работе, хорошо погружаются в грунт на нужную глубину, не нарушая при этом существенно его структуру, а также просты в изготовлении. К преимуществам предлагаемых для использования глубинных марок следует отнести возможность их многократного использования.

Марки устанавливались вдоль контура штампа в пределах средней трети его на глубину (3,0 - 3,5) б через 20-40 см. Кроме того, для выявления процесса развития деформаций по ширине основания под штампом глубинные марки завинчивались на различных расстояниях от оси штампа, обычно не превышающих (2,5-3,0) б. Схема размещения марок под правым штампом принималась отличной от схемы их установки под левым штампом для полного выявления деформируемой зоны грунта. На каждый штамп

требовалось 10-15 глубинных марок. Одна из схем размещения глубинных марок показана на рис.3.5.

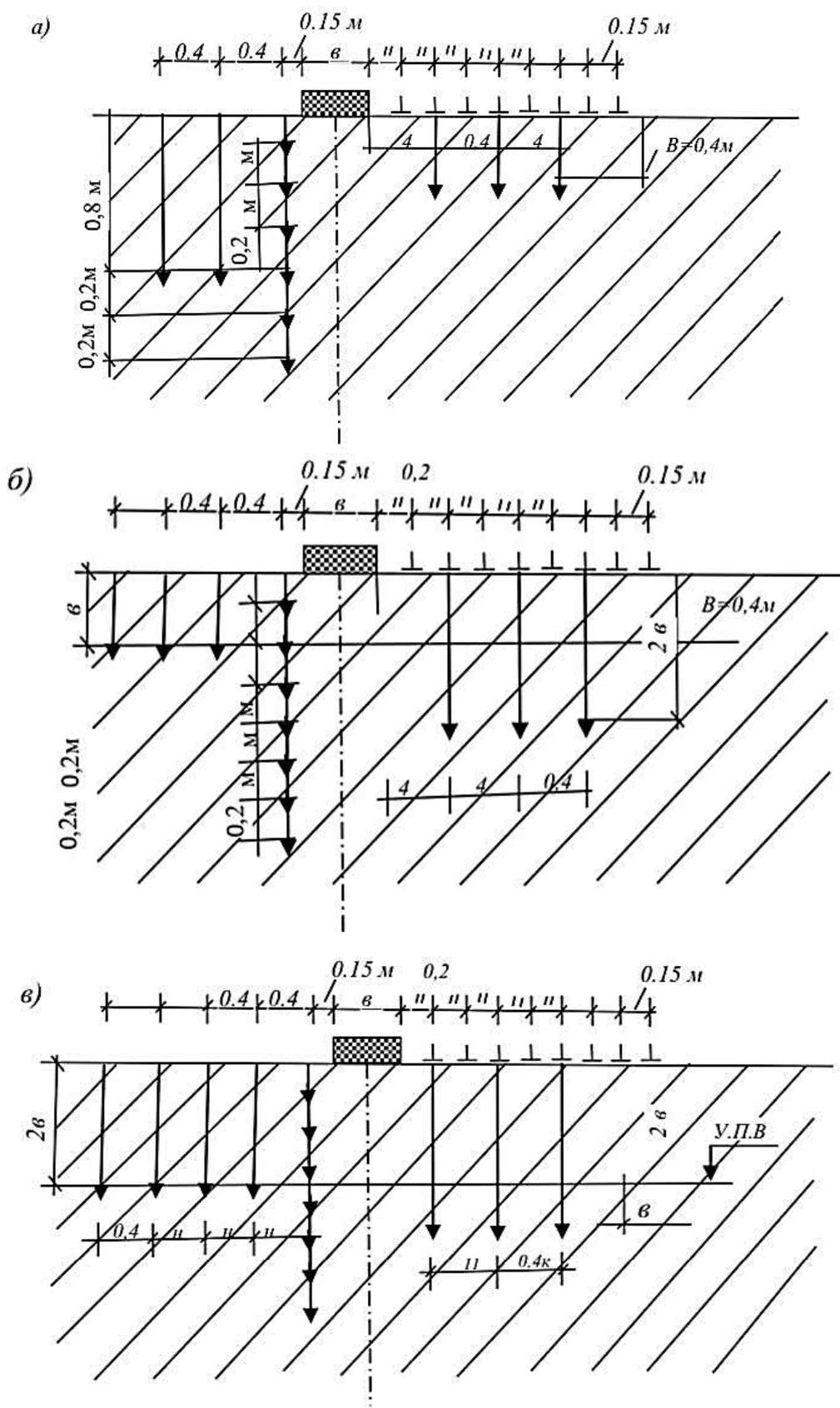


Рис.3.5. Схема размещения глубинных и поверхностных марок в исследуемом основании.

- а) в опытах с водонасыщенным основанием;
- б) в опытах с расположением уровня подземных вод на глубине $h = b$;
- в) в опытах с расположением уровня подземных вод на глубине $h = 2b$.

Для исследования распределительной способности оснований и взаимовлияния фундаментов друг на друга нами применялись поверхностные марки, представляющие собой горизонтальные квадратные или круглые пластины шириной (диаметром) до 40-50 мм, толщиной 2-3 мм со стержнем для фиксации на поверхности грунта. В горизонтальную пластину упиралась ножка индикатора часового типа (ИС и ИП с ценой деления 0,01 мм). Первая марка располагалась у края штампа, остальные через 15-20 см до точки, удаленной от оси штампа на расстоянии равной $(2,5-3,0)b$. Около одного штампа на специальной реперной системе обычно устанавливались 5-10 поверхностных марок (Рис.3.6. и Рис.3.6. а). Марки и приборы в процессе испытаний предохранялись от атмосферных воздействий.

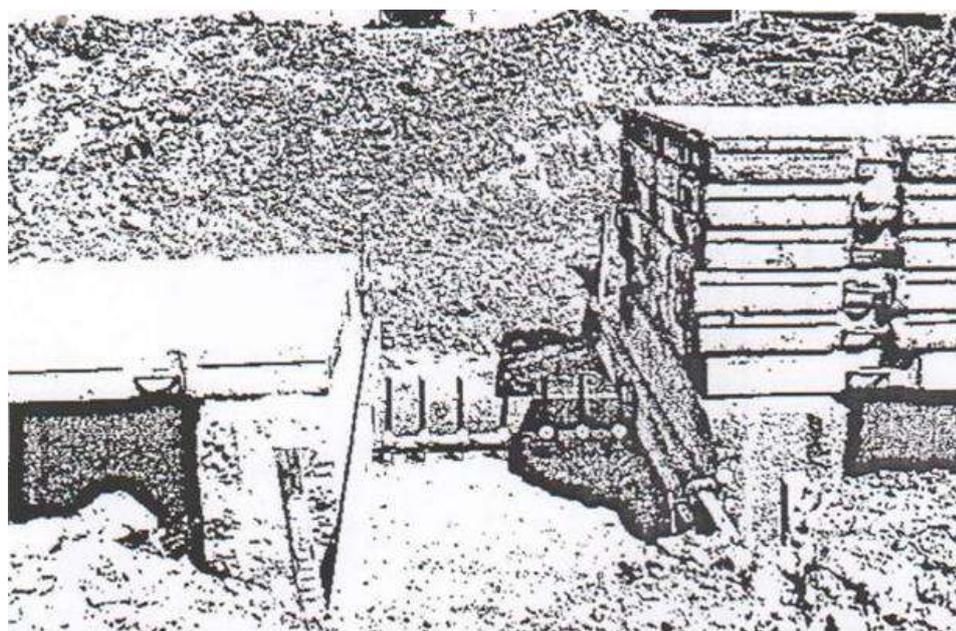


Рис. 3.6. Размещение поверхностных марок между штампами.

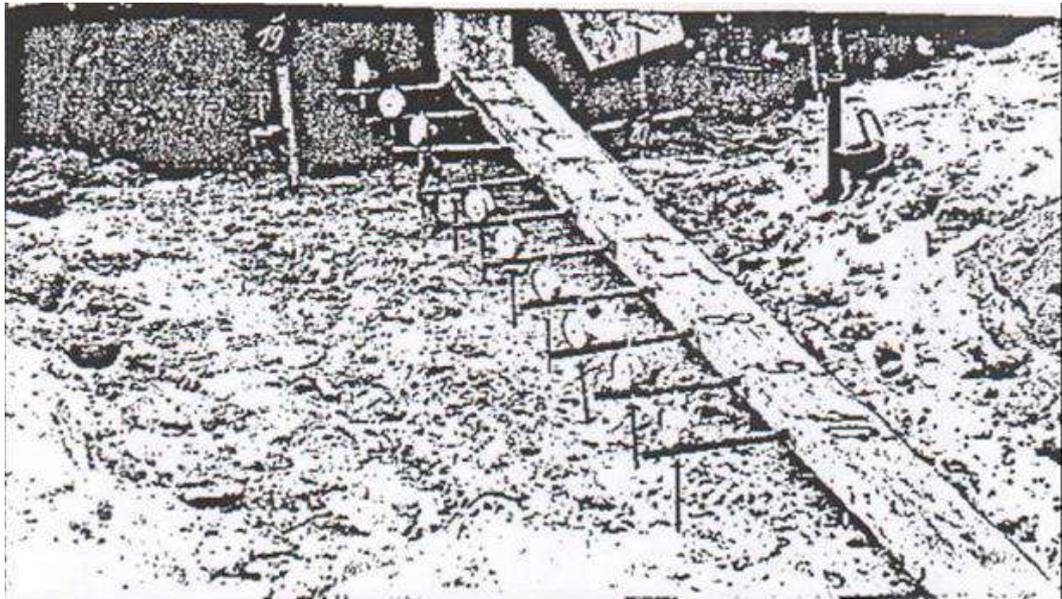


Рис. 3.6. а. Размещение поверхностных марок за пределами штампа.

Струбцины с прогибомерами закреплялись на неподвижном устройстве. Прогибомеры, которые не могли быть установлены непосредственно над глубинными марками, по условиям техники безопасности выводились с помощью системы кронштейнов, роликов и струн за пределы загрузочного устройства. Стойки, к которым крепилось реперное устройство, были удалены от края штампа на расстояние (2,5-3,0) б. Это обеспечивало их неподвижность.

Осадки штампа вычислялись, как среднее арифметическое из показаний четырёх прогибомеров, фиксирующих вертикальное перемещение его угловых точек. Струна для прогибомеров предварительно выдерживалась под нагрузкой в 30 кН в течение двух дней.

Перед началом испытаний стрелка индикаторов и прогибомеров устанавливались на нулевые деления.

Нагрузка в опытах прикладывалась ступенями по 0,02 МПа. Разгрузка велась ступенями, величина которых в два раза превышала величину ступеней нагружения. Последующая ступень нагрузки давалась после практически полного затухания деформаций в грунте основания и наступления условий стабилизации при скорости осадка штампа 0,1 мм/час. То же самое имело место при разгрузке штампов. Отсчёты с прогибомеров и индикаторов часового типа снимались сразу после приложения (снятия) нагрузки, затем через каждые 15 минут в течение первого часа, через 30 мин в течение второго часа, через 1 час в течение последующих двух часов, затем через каждые 2-3 часа до наступления условной стабилизации деформаций уплотнения (разуплотнения).

Поровое давление измерялось специальными датчиками (рис.3.7.).

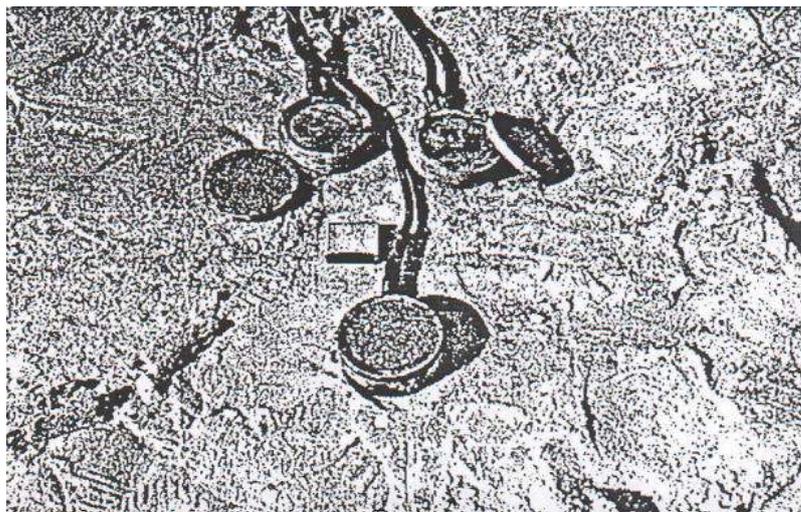


Рис.3. 7. Датчики порового давления.

В круглую металлическую обойму монтировались мессдозы с гидравлическим преобразователем конструкции Д.С.Баранова. Диапазон измеряемых давлений для мессдозы составлял 0-0,4 МПа. Точность измерения напряжений не превышала 0,002 МПа. Погрешность измерения порового давления в среде не более 7-10 %. Сверху на круглую металлическую обойму плотно привинчивалась крышка с пористым камнем, изготовленным из песка с крупностью фракций 0,5-1,0 мм и эпоксидной смолы. Под каждый блок-штамп устанавливались 4-8 датчиков порового давления. Расстояние между ними по высоте составляло 40-60 см, т.е. удовлетворяло требованиям инструкции. Поровое давление регистрировалось с помощью автоматического измерителя деформаций АИД-4-М (рис.3.8.).

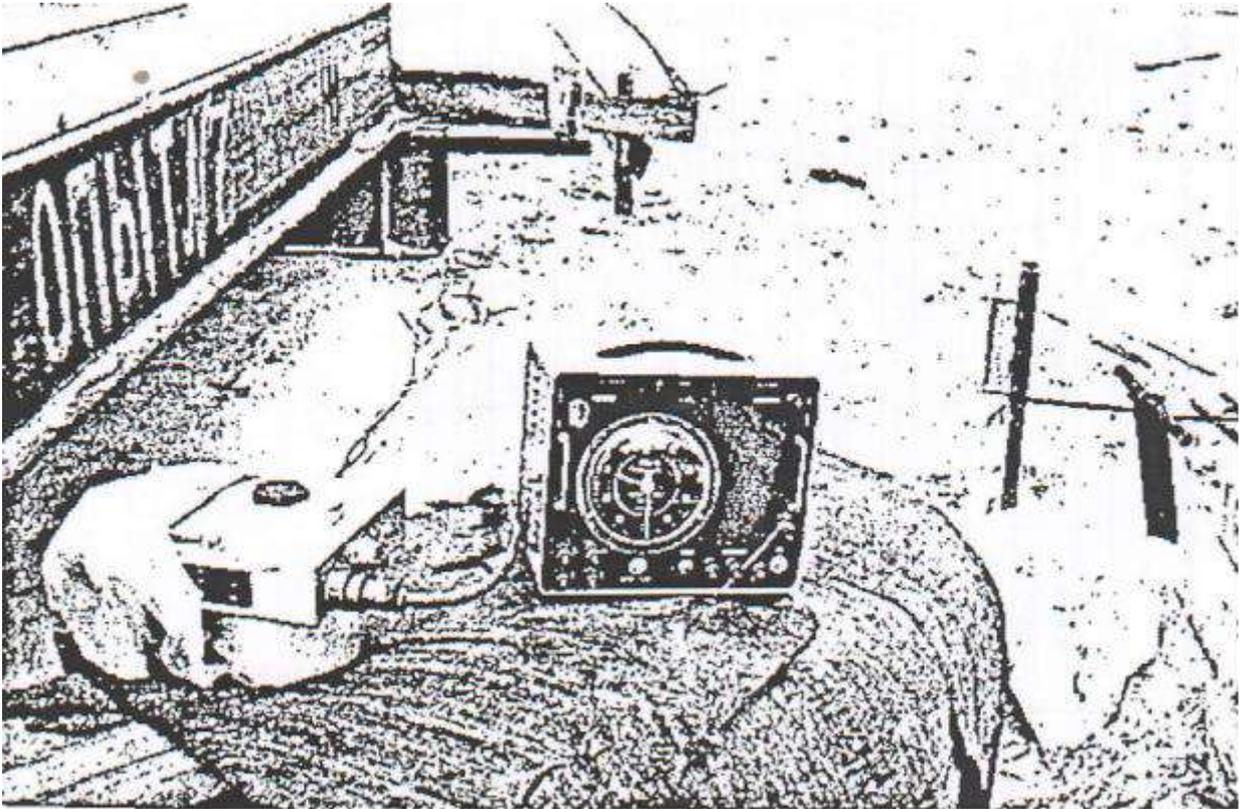
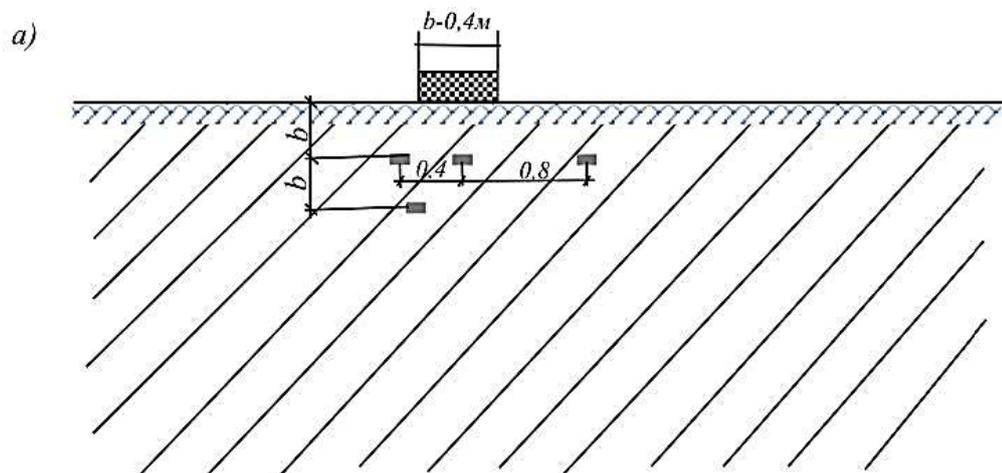


Рис. 3.8. Автоматический измеритель деформаций АИД-4-М.

Отсчёты снимались с той же частотой, что и при измерении осадка штампов. Схема установки датчиков порового давления приведена на рис.3.9.



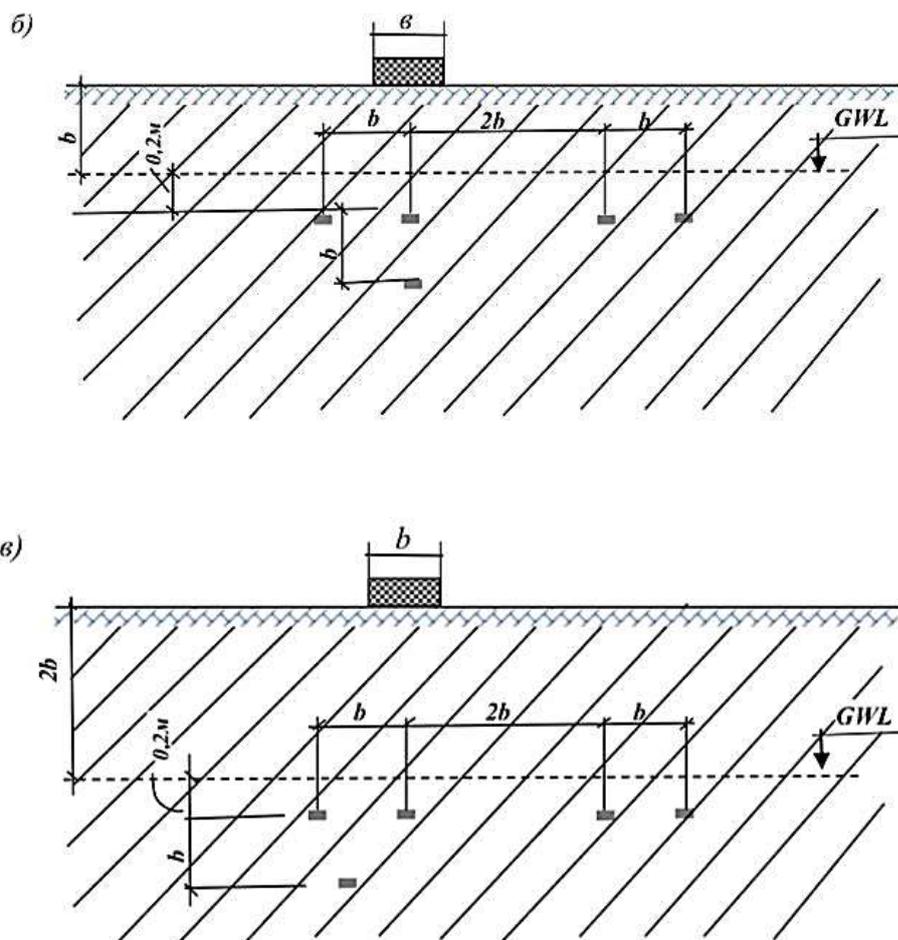


Рис. 3.9. Схема установки датчиков порового давления в исследуемом основании.

- а) в опытах сводонасыщенным основанием;
- б) в опытах с расположением уровня подземных вод на глубине $h = b$;
- в) в опытах с расположением уровня подземных вод на глубине $h = 2b$

Установка в грунт датчиков порового давления производилась следующим образом. В случае установки штампов непосредственно на водонасыщенную толщу лёссового грунта ряд приборов устанавливается ниже дневной поверхности на глубину до 10 см за пределами штампа, а ряд поропьезометров - на глубину до $2b$ (до 0,8 м) вручную путём задавливания. В случаях, когда кровля водонасыщенного лёссового слоя была заглублена от дневной поверхности на $2b$ в верхнем слое проходила скважина, стенку которой предохраняла от основания обсадная труба. По мере установки датчиков порового давления по глубине основания труба приподнималась. В водонасыщенном слое скважина быстро затягивалась оплывающим грунтом. Верхняя сухая часть скважины заполнялась местным грунтом с небольшим

www.novateurpublication.com

последовательным его уплотнением. Для восстановления структуры грунта штампы устанавливались на подготовленное основание через 3-5 суток после размещения в грунте приборов.

III.3. Особенности развития перемещения поверхности грунта основания за пределами фундамента и деформируемости неоднородного основания.

Распределительная способность оснований в значительной степени зависит от деформационных свойств и консистенции грунтов, находящихся в неоднородном основании на контакте со штампом - фундаментом. Достаточно наглядно это было установлено нами в опытах с однородным основанием, когда вся толща грунта в основании была представлена водонасыщенным лёссом ($h = 0$). При росте давления p в диапазоне от 0,06 до 0,1 МПа величина осадочной воронки (L) выросла вдвое (с $0,45 \div 0,55$ б до $1,0$ б). Превышение этого давления и достижение $p = 0,12$ МПа приводит к резкому (до $53 \div 67$ %) возрастанию осадок S штампов (видимо за счёт пластических деформаций).

Однако величина осадочной воронки (L) выросла только на 5 % (см. рис. 3.10., опыты 9 и 12, а также табл. 3).

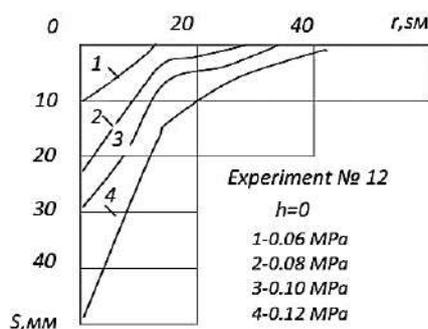
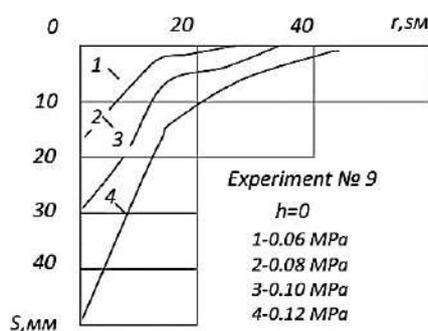


Рис. 3.10. Этюры изменения размеров осадочных воронок при росте давления и изменения глубины залегания кровли слоя водонасыщенного грунта ($h = 0$).

Таблица 3.

№ опытов	Деформационные параметры	Нагрузка, МПа			
		0,06	0,08	0,10	0,12
9	$L, см$	18,2	29,5	39,3	42,2
	$S, см$	11,8	22,4	29,7	45,4
12	$L, см$	22,6	28,1	40,2	43,3
	$S, см$	11,4	18,2	30,1	49,8

Совершенно иной характер формирования осадочной воронки наблюдается нами в опытах с неоднородным основанием, где водонасыщенный слой лёссового грунта был прикрыт сверху слоем лёсса естественной влажности и ненарушенной структуры толщиной $h = \delta$ (опыты № 5 и № 8) и $h = 2\delta$ (опыты № 1 и № 4). Обращают на себя внимание сразу два обстоятельства: при одних и тех же давлениях на уровне подошвы штампов здесь отмечалась меньшая, чем в опытах с однородным основанием осадка S и значительно большая величина осадочной воронки L (см. рис.3.11., опыты № 5 и № 8 и табл. 4., а также рис.3.12., опыты № 1 и № 4).

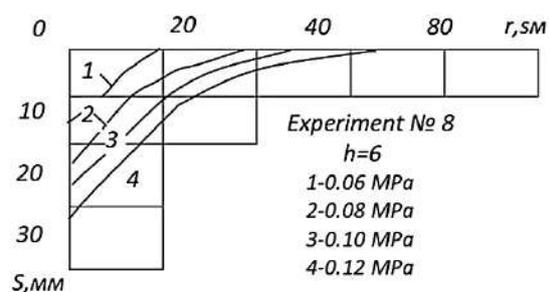
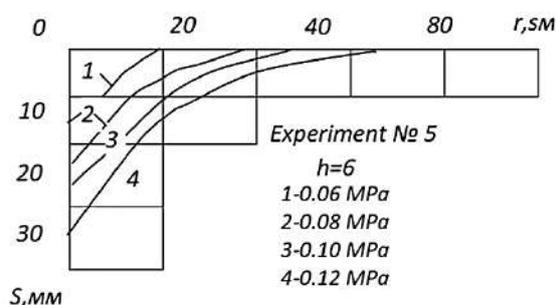


Рис. 3.11. Этюры изменения размеров осадочных воронок при росте давления и изменения глубины залегания кровли слоя водонасыщенного грунта ($h = \delta$).

Таблица 4.

№ опытов	Деформационные параметры	Нагрузка, МПа			
		0,06	0,08	0,10	0,12
5	$L, см$	25,4	41,3	60,2	34,4
	$S, см$	8,9	17,8	26,7	35,5
8	$L, см$	29,5	46,1	71,1	81,3
	$S, см$	8,7	15,5	24,9	33,4
1	$L, см$	56,6	84,2	112,3	128,4
	$S, см$	6,3	13,5	2,6	27,2
4	$L, см$	46,7	81,2	104,8	124,3
	$S, см$	8,1	13,2	19,7	25,2

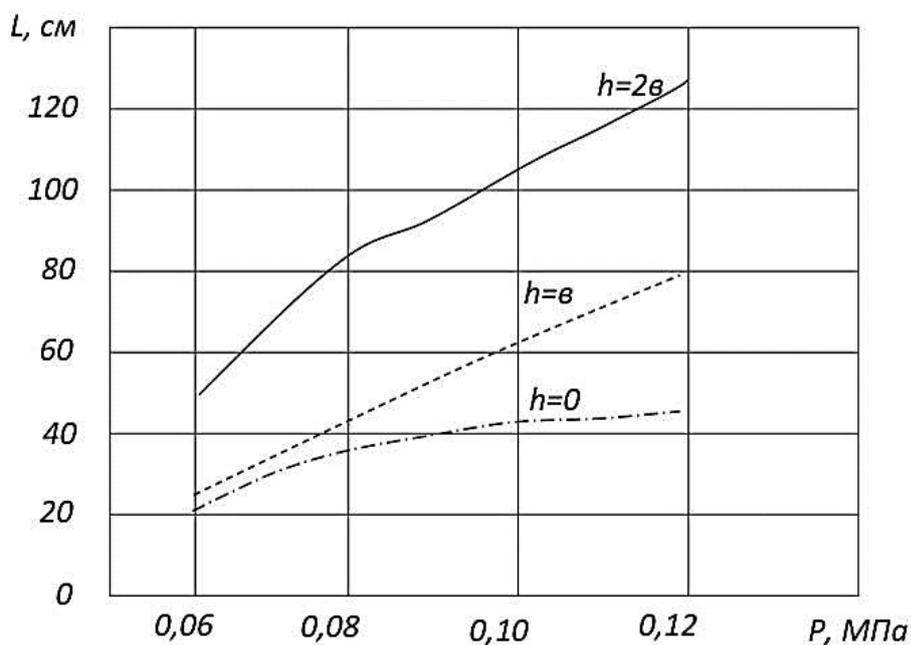


Рис. 3.12. Характер изменения размеров осадочной воронки L при увеличении давления P .

Анализ результатов выполненных экспериментов свидетельствует о том, что заглупление слабого подстилающего слоя, представленного водонасыщенными лёссовыми грунтами, имеющими вдвое меньшее значение

модуля деформации, чем верхний перекрывающий его слой лёссового грунта естественной влажности, приводит:

- к распределительной способности оснований, сложенных лёссовыми грунтами, зависит от положения уровня подземных вод в них, т.е. от того, как оказалась водонасыщенной сжимаемая толща основания; полностью - и основание стало однородным или частично - и основание превратилось в неоднородное, двухслойное.

- в водонасыщенном однородном лёссовом основании возрастание осадочной воронки при росте нагрузки наблюдалось только до давления $P = 0,1$ МПа и не превышало $1,0 \text{ б}$, Дальнейший рост нагрузки приводил к врезанию штампа в грунт, активному возрастанию его осадок и практическому прекращению роста осадочной воронки.

- заглублиение слабого водонасыщенного слоя относительно дневной поверхности к увеличению распределительной способности неоднородного основания при $h = \text{б}$ в $1,5 \div 1,8$ раза, а при $h = 2 \text{ б}$ - в $2,7 \div 2,9$ раза, к уменьшению величины осадокштампов и к более пологому развитию осадочной воронки за пределами штампов.

- сравнение экспериментально замеренных осадочных воронок со значениями, рассчитанными по моделям упругого полупространства и основания конечной толщины, показало, что осадку поверхности однородного водонасыщенного основания лучше всего описывает модель основания конечной толщины. Для неоднородного основания лучше подходит модель упругого полупространства, хотя теоретически затухание осадка по ней происходит в бесконечности.

- размеры сжимаемой толщи по глубине основания находились в прямой зависимости от расположения кровли водонасыщенного слоя грунта. При $P = 0,06 \div 0,12$ МПа и $h = 0$ глубина сжимаемой толщи находилась в интервале $(1,5 \div 2,0) \text{ б}$, что меньше расчётной в $2 \div 3,5$ раза. При $h = \text{б}$ в том же интервале давлений снимаемая толща возросла до $(1,7 \div 3,0) \text{ б}$ и была в $1,5$ раза меньше расчётной.

- в верхней зоне однородного водонасыщенного основания равной ширине фундамента, формировалось более 70 % деформаций. По мере понижения уровня кровли слабого грунта до $h = \text{б}$ эта концентрация в той же зоне снижалась до 58 %, а при $h = 2 \text{ б}$ - до 50 %.

- поровое давление на различных глубинах однородного и неоднородного оснований также фиксировали возрастание распределительной способности основания по мере понижения уровня кровли слабого водонасыщенного грунта.

- главной причиной прироста осадка фундаментов в условиях стабилизировавшихся деформаций является прирост в их основании поровых давлений.

III.4. Взаимовлияние фундаментов на неоднородном основании.

Проведённые нами полевые эксперименты на площадке, представленной однородной толщей лёссовых грунтов, показали, что на таких основаниях воронка при максимально возможных для них нагрузках $P = (0,10-0,12)$ МПа, как правило, была равна ширине фундамента b и только в редких случаях её превышала. Учитывая незначительную распределительную способность оснований, целиком сложенных водонасыщенными лёссовыми грунтами, все серии опытов на площадке велись нами только на неоднородных основаниях.

Кроме того, очень ограниченную информацию дали опыты, в которых исследовалось воздействие процесса загрузки фундамента на деформации незагруженного фундамента при различных расстояниях между ними. Отсутствие какой-либо пригрузки на блоках-фундаментах не позволяла им последовательно осаживаться по мере выхода под их подошву осадочной воронки. Кое-где блоки кренились, но их деформация не отражала характера поверхности осадочной воронки.

Поэтому, оставив без серьёзного анализа эту группу экспериментов, мы исследовали взаимовлияние загруженных фундаментов на неоднородном основании при различных расстояниях между ними.

По сути дела опыты осуществлялись с двумя типами неоднородных оснований, когда кровля водонасыщенной толщи находилась на глубине $h = b$ и $h = 2b$. В каждом опыте, кроме того, рассматривались случаи, когда расстояние между загруженными фундаментами было равным $l = 2b$ и $l = 3b$. Диапазон давлений был таким же, как и в предыдущих опытах $P = 0+0,12$ МПа.

Рассмотрим первую группу опытов, проводившуюся на неоднородном основании при $h = b$, и расстоянии между краями фундаментов, равном $l = 2b$. Методика загрузки фундаментов заключалась в следующем. Зная особенности формирования осадочной воронки в различных условиях как по уровню залегания грунтовых вод, так и по нагрузкам, левый фундамент №1 (если смотреть по нашим схемам) сразу загружался нагрузкой $P = 0,08$ МПа и выдерживался до полной стабилизации осадок. При этом тщательно велась фиксация процесса формирования осадочной воронки и положение соседнего фундамента №2. Затем до той же нагрузки догружался фундамент №2, фиксировалась его осадочная воронка, а затем и дополнительные

перемещения осадочной воронки фундамента №1 при их слиянии в промежуточной зоне. После стабилизации перемещений от загрузки фундамента №2, очередной ступенью загружался фундамент №1 и порядок работ повторялся.

Наиболее чётко взаимовлияние фундаментов отмечалось при расстоянии между ними $l = 2 b$ и $P_1 = P_2 = 0,12$ МПа. Несмотря на то, что при таком положении уровня подземных вод в грунте распределительная способность его не очень высока, загрузка соседнего фундамента на 5-8 % увеличивает стабилизирующий осадок ранее загруженного фундамента. Форма осадочной воронки становится куполообразной. Раздвижка их на расстояние $l = 3 b$ полностью снимает взаимовлияние. Во всяком случае, имеющимися достаточно точными приборами его зафиксировать при нагрузках до $P = 0,02$ МПа не представилось возможным (см.рис.3.13.).

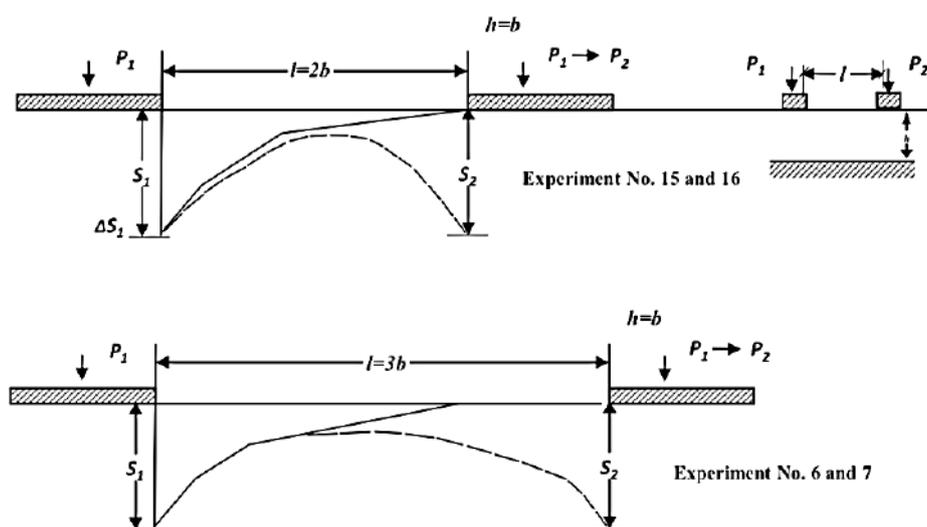


Рис. 3.13. Характер изменения осадочной воронки, вследствие взаимовлияния фундаментов на неоднородном основании при различных расстояниях между краями фундаментов, давление $P=0,12$ МПа и $h=2b$;

----- стабилизировавшиеся осадки;

_____ прирост осадок при взаимовлиянии фундаментов.

Более явно взаимовлияние выразилось в неоднородном основании при $h = 2 b$. Здесь дополнительный осадок отмечался как при $l = 2 b$, так и при $l = 3 b$. Так, в частности, при расстоянии между фундаментами $l = 2 b$ приращение осадка фундамента №1 в следствие загрузки фундамента №2 составляло 17-20 % от его первоначальной осадки. Иначе говоря, в случае, если расчётная величина осадка фундамента №1 близка к предельной, по требованиям КМК 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений на территории Республики Узбекистан, то строительство вблизи

него сооружения (фундамент №2) сделает осадок фундамента №1 недопустимой и его надо будет или усилить или приспособлять здание к сверхнормативным перемещениям. Форма осадочной воронки осталась куполообразной.

При изменении расстояния между фундаментами до $l = 3b$ дополнительного осадка за счёт взаимовлияния составило 6-8 % от ранее стабилизировавшегося осадка, т.е. уменьшилось, но осталось ещё существенной (см.рис.3.14.).

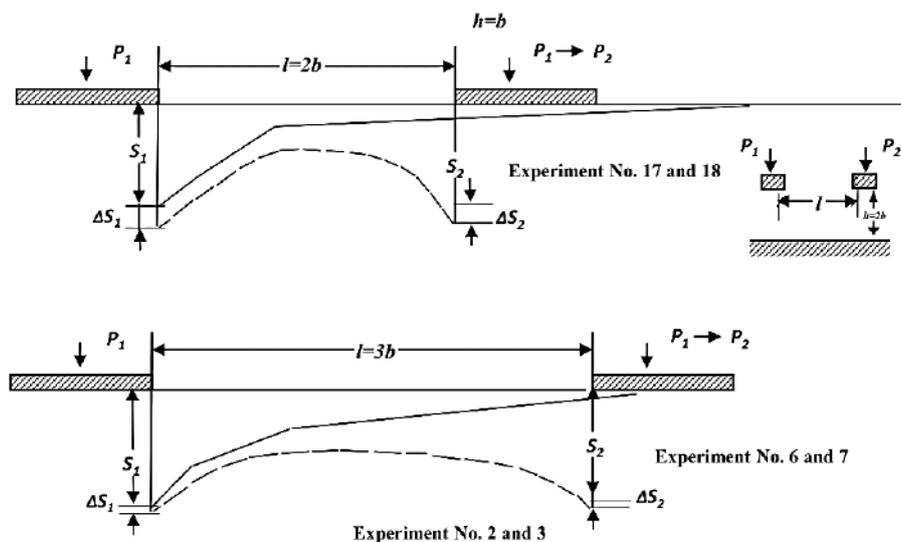


Рис. 3.14. Характер изменения осадочной воронки, вследствие взаимодействия фундаментов на неоднородном основании при различных расстояниях между краями фундаментов, давление $P=0,42$ МПа и $h=2b$;

- стабилизировавшиеся осадки;
- прирост осадок при взаимовлиянии фундаментов.

Экспериментально удалось установить, что главной причиной прироста осадка фундамента в условиях стабилизировавшихся деформаций является прирост в их основании поровых давлений, величина которых была замерена в процессе загрузки фундаментов (см.рис. 3.15.).

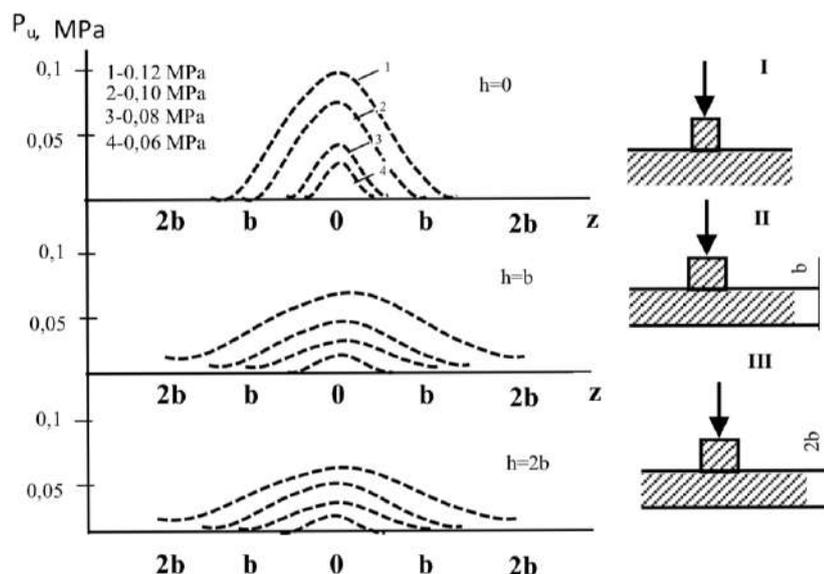


Рис. 3.15. Распределение порового давления в основании с различным заглублением водонасыщенного слоя.

Анализируя последовательно результаты выполненных экспериментов, можно сделать следующие выводы:

- в тех случаях, когда осадочная воронка при взаимодействии фундаментов пересекала обрез фундамента и распространялась под его подошву, наблюдался прирост осадка фундаментов от 5 до 20 % её стабилизировавшейся величины;

- у жёстких фундаментов наблюдался явно выраженный крен в сторону загружаемого фундамента;

- осадочная воронка во всех случаях взаимодействия фундаментов (при $l = 2b$ и $3b$) увеличивалась по глубине, даже если на самих фундаментах это взаимодействие не сказывалось вообще;

- приращения осадок поверхности грунта по вертикальным сечениям в зеркально противоположных точках не всегда равны даже при равных давлениях на уровне подошвы взаимодействующих фундаментов, что можно объяснить некоторой неоднородностью грунта и, может быть, точностью фиксации перемещений (рис. 3.16.).

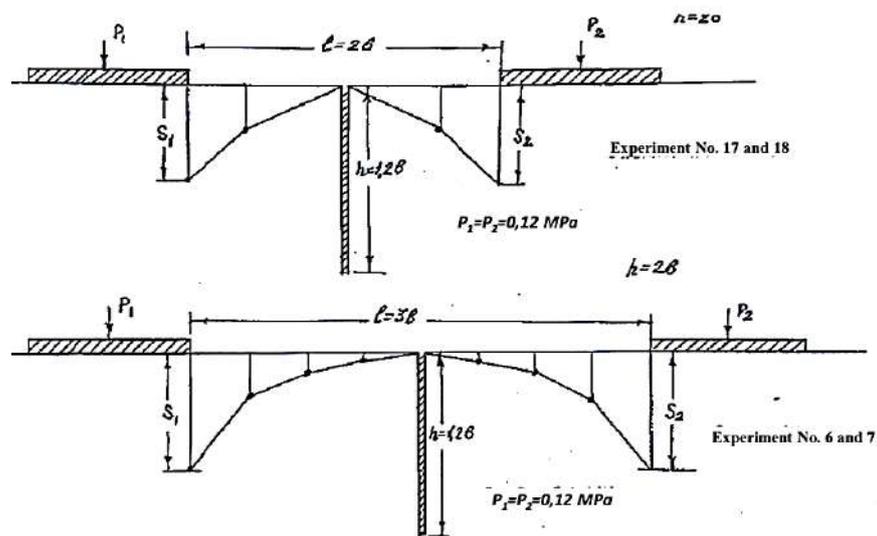


Рис. 3.16. Влияние вертикальной прорези на распределительную способность неоднородных оснований.

III.5. Требования к параметрам и устройству гасящей прорези, снижающей взаимовлияние фундаментов.

Устройство гасящих прорезей в натуральных условиях, по нашему мнению, должно производиться в соответствии с проектом, которым расчётным путём установлено недопустимое взаимовлияние фундаментов. В проекте организации строительства работы по устройству гасящих прорезей следует приурочивать к моменту разбивки контуров зданий в плане или сразу же после устройства их фундаментов. Ширина прорези принимается равной $\beta = 0,2 \div 0,3$ м (в зависимости от барового траншеекопателя, траншейного звдкавателя и п.п.). Для этой цели может оказаться пригодным также штанговый гидравлический грейдер конструкции ОКБ Главмонтажстроя Минтрансстроя и ВНИИОСП с шириной выработки в плане 0,4 м и длиной захвата 2,5 м.

Глубина гасящей прорези h в натуральных условиях должна быть: для ленточных, одиночных и плитных фундаментов $h > 0,25 v$, где v - ширина пятна застройки.

При проектировании новых зданий в стеснённых условиях уже сложившихся построек следует минимально заглублять в грунт подвальные помещения в местах примыкания к существующим зданиям, разместив их при необходимости в более удалённых частях здания.

Горящая прорезь, простирающаяся ниже уровня подземные вод, должна выполняться захватками в 2,0÷2,5 м с одновременным заполнением полости несвязным дренирующим материалом. В качестве дренирующего материала рекомендуется использовать; шлак, песчано-гравийную смесь и т.д.

Весь комплекс работ по устройству одной горящей прорези должен быть завершен за сутки. Если есть причины оставить горящую прорезь незаполненной дренирующим материалом на более длительный срок, то в целях: предотвращения от обрушения стенок траншей её следует залить тиноотропным глинистым раствором (на основе бентонитовых глин или местных глинистых грунтов с соответствующими химическими добавками). В таком случае в целях техники безопасности траншея должна быть ограждена по всей длине с обеих сторон, а в мостах рабочих переходов установлены мостики с боковым ограждением.

Заполнение дренирующим материалом прорезей, залитых тиксотропным раствором, должно производиться по технологии подводного бетонирования методом перемещающейся трубы, когда дренирующая водонасыщенная сыпучая масса засыпается на дно траншеи через специальную трубу с уширением или бункером поверху.

Отличие от метода подводного бетонирования в нашем случае будет заключаться в том, что конец трубы не заглубляется на дне и дренирующий материал, а располагается на её поверхности, чтобы не препятствовать выходу из неё материала.

IV. РАЗРАБОТКА ПРЕДЛОЖЕНИЙ ПО РАСЧЁТУ РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНОЙ СПОСОБНОСТИ НЕОДНОРОДНЫХ ПО ВОДОНАСЫЩЕНИЮ ОСНОВАНИЙ И МЕРОПРИЯТИЙ ПО СНИЖЕНИЮ ВЗАИМОВЛИЯНИЯ РАСПОЛОЖЕННЫХ НА НИХ ФУНДАМЕНТОВ.

IV.1. Расчёт размеров осадочной воронки неоднородного основания от действия внешней нагрузки с учётом просадок грунта методом конечных элементов.

При повышении уровня подземных вод в основании, сложенном просадочным грунтом, начиная с некоторой глубины бытовое давление в замоченном просадочном грунте превышает начальное давление просадки $R_{\text{нач.}}$. Таким образом, начиная с некоторой глубины грунт проседает, теряя

свои просадочные свойства и превращаясь в обычный слабый грунт, т.е, основание становится двухслойным: верхний слой - непросевший грунт, нижний слой - просевший грунт. При передаче на основание дополнительного давления от фундамента начальное просадочное давление превышает и в верхнем слое. Образуется дополнительная зона просадки, нижней границей которой служит граница нижнего и верхнего слоев (просевшего и непросевшего грунта), верхней границей служит уровень подземных вод (верхняя граница замоченного грунта). Боковые границы этой области начинаются на краях фундамента и асимптотически приближаются к нижней границе. Боковые границы лежат на пересечениях изобар вертикальных напряжений в массиве грунта от дополнительного давления и изобар бытового давления в грунте. При этом суммы значений, соответствующих этим изобарам, должны быть равны в точках пересечения начальному просадочному давлению. На рис.4.1. показаны границы дополнительных зон просадки при различных значениях $P^{np}_{нач.}$.

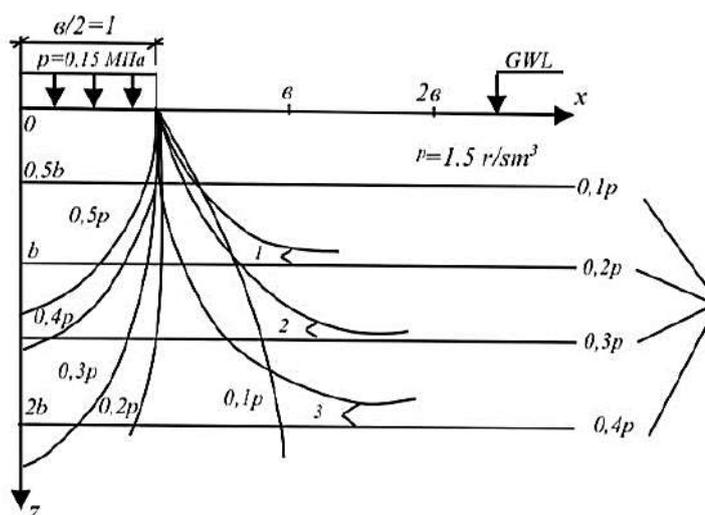


Рис.4.1. Определение границ дополнительной просадочной области:

1. - границы дополнительной просадочной области при $P^{np}_{нач.}=0,2 P$;
2. - границы дополнительной просадочной области при $P^{np}_{нач.}=0,3 P$;
3. - границы дополнительной просадочной области при $P^{np}_{нач.}=0,4 P$.

При построении этих границ приняты следующие допущения: основание рассматривается как упругое однородное полупространство, фундамент рассматривается как гибкий штамп - это допущение основано на том, что изобары вертикальных перемещений в упругом однородном полупространстве для гибкого и жесткого штампов существенно отличаются друг от друга лишь в зоне непосредственно под

подошвой фундамента и близко к ней. В описываемом случае рассматриваются изобары напряжений $0,5 P$ и ниже, где это различие существенно меньше.

На рис.4.2. представлена расчётная схема решаемой задачи конкретными численными данными

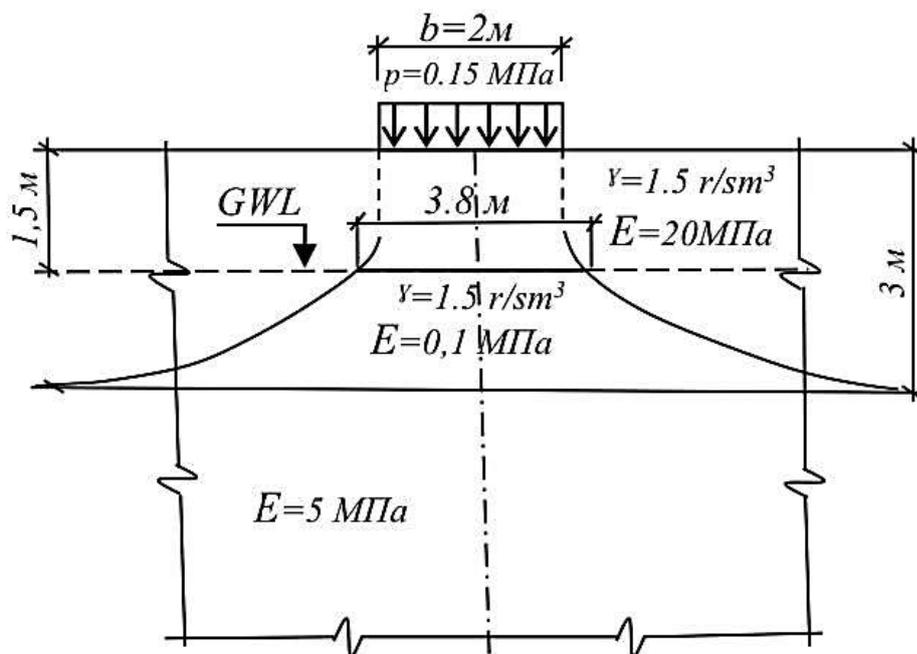


Рис.4.2. Расчётная схема, основания с дополнительной просадочной областью.

При этом дополнительная зона просадки построена для $P_{\text{нач.}}^{\text{пр.}} = 0,3 P$. Числовые данные используемые при решении задачи являются условными, так как в нашу задачу входит не расчёт осадка конкретного основания, а выявление некоторой закономерности изменения осадочной воронки поверхности основания, сложенного просадочным грунтом, при учёте дополнительной зоны просадки от внешней нагрузки. С целью упрощения построений и расчётов значения удельных весов верхнего слоя и дополнительной зоны просадки приняты одинаковыми, т.е. без учёта взвешивающего действия воды ниже уровня подземных вод, так как по мере просадки удельный вес грунта увеличивается.

Расчёт основания производился методом конечных элементов (МКЭ). Для моделирования при расчёте МКЭ процесса просадки модуль деформации дополнительной зоны просадки принимался равным $0,1\text{ МПа}$, т.е. в 50 раз меньше модуля деформации нижнего слоя и в 200 раз меньше модуля деформации верхнего слоя, т.е. деформативность просадочной области значительно превышает деформативность остального массива грунта, что

имеет место в натуре. Критерием назначения модуля деформации дополнительной зоны просадки является вычисляемая по данным расчёта относительная просадочность $B_{пр}^p$ этой зоны. В рассматриваемом случае $B_{пр}^p$ составила 0,0723. Модуль деформации дополнительной зоны просадки меньше устанавливаемого методом итераций. То есть сначала назначается модуль деформации E , потом производится расчёт. Далее по данным расчёта вычисляется $B_{пр}^p$, сравнивается с имеющей место в натуре $B_{пр}^p$, уточняется E и так далее.

Осадок поверхности основания складывается из перемещений точек нижнего слоя, верхнего слоя и зоны просадки от дополнительного давления и из перемещений точек верхнего слоя и зоны просадки от бытового давления на зону просадки и собственного веса грунта зоны просадки. При этом во втором случае нижний слой не перемещается, т.к. действующее на него бытовое давление не изменилось.

В соответствии с этим были построены две расчётные схемы МКЭ, соответствующие этим двум случаям, мысленно отделённым друг от друга в расчётных целях. Расчёт вёлся для треугольных элементов первого порядка, т.е. внутри каждого элемента деформации и напряжения постоянны.

Переход от расчётной схемы задачи и расчётной схемы МКЭ осуществлялся при следующих условиях. Области ограничивались в горизонтальных направлениях расстоянием 10 ширин фундамента от его краев, где напряжения достаточно малы и ими можно пренебречь. Граничные условия в узлах боковых вертикальных границ расчётной области - шарнирно-подвижные опоры, не дающие возможности перемещаться в горизонтальном направлении.

Расчётная область для второго из рассматриваемых случаев согласно исходным посылкам ограничена снизу нижней границей верхнего слоя, подвергающегося в этом случае деформациям. Граничные условия в узлах нижней границы расчётной области - шарнирно-неподвижные опоры.

Для первого из рассматриваемых случаев нижняя граница расчётной области была выбрана на глубине 6 ширин фундамента, где вертикальные напряжения под центром фундамента для упругого полупространства по строительным нормам и правилам составляют приблизительно 0,1 р, т.е. деформации и напряжения на такой глубине столь незначительны, что введение жёсткого подстилающего слоя не должно существенно изменить напряжённо-деформированное состояние рассматриваемого основания. Проверка этого условия после расчёта показала, что вертикальное напряжение под центром фундамента от приложенной к нему нагрузки 0,15 МПа на глубине 12 м без учёта дополнительной зоны просадки

(т.е, когда E в этой области равнялся E в первом слое и равнялся 20 МПа) оказалось равным 0,021 МПа. По КМК это значение равняется 0,016 МПа. Таким образом, введение жёсткого подстилающего слоя не существенно повысило напряжение на нижней границе расчётной области по сравнению с напряжениями на этой же глубине для бесконечного полупространства. Граничные условия узлов нижней границы рассматриваемой расчётной области- шарнирно-неподвижные опоры.

Сравнение решений с учётом и без учёта дополнительной зоны просадки проводится для одной и той же расчётной области, поэтому её ограничение по глубине не сказывается на это сравнение. Однако, приведённые выше рассуждения позволяют считать возможным распространение полученных из решения выводов на область, не ограниченную по глубине.

Для первого расчётного случая нагрузка, действующая на фундамент прикладывается в виде узловых сил к элементам фундамента; для второго расчётного случая узловые силы прикладываются к зоне просадки. Такая упрощённая схема передачи бытового давления так же является допущением. Кроме того, расчёт по второму случаю идёт с учётом веса грунта просадочной зоны.

Результаты осадка поверхности исследуемого основания за пределами фундамента с учётом и без учета дополнительной зоны просадки (т.е. когда

основание состоит из двух слоёв: просевшего нижнего и непросевшего верхнего) представлены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1.

Осадки поверхности основания с дополнительной просадочной областью.

Расстояние от точек поверхности до центра штампа, м	1,0	1,15	1,5	1,9	2,35	3,5	5,0	7,0	9,5	13,0	16,5
Осадок поверхности, см	18,472	17,667	16,325	14,762	12,994	8,727	4,468	2,047	0,713	-0,0486	-0,308

Таблица 2.

Осадки поверхности основания без дополнительной просадочной области.

Расстояние от точек поверхности до	1,0	1,15	1,5	1,9	2,35	3,5	5,0	7,0	9,5	13,0	16,5
------------------------------------	-----	------	-----	-----	------	-----	-----	-----	-----	------	------

центра штампа, м											
Осадок поверхности, см	4,816	4,447	4,026	3,672	3,343	2,621	1,851	1,084	0,470	0,0350	-0,139

Отрицательные значения, осадок в таблицах означают перемещения поверхности, направленные вверх. Сравнительный анализ этих результатов представлен графиками (рис.4.3. и 4.4.).

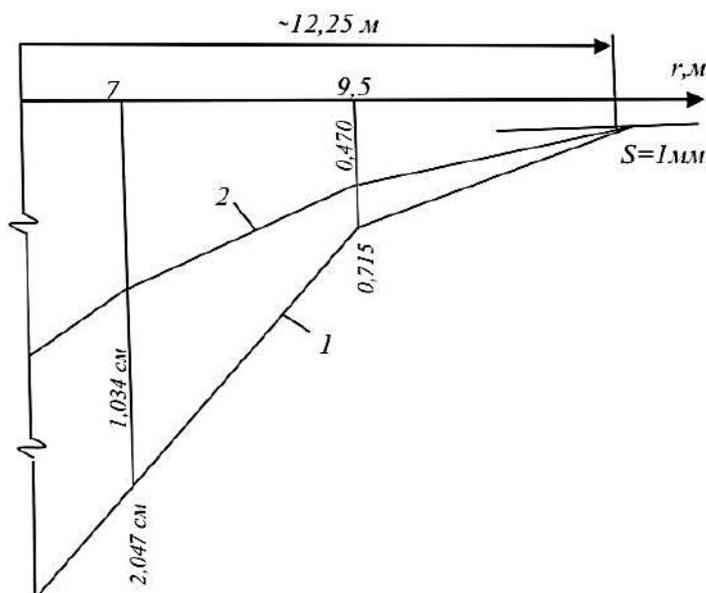


Рис. 4.3. Кривые осадок поверхности основания, за пределами штампа.

1. - с дополнительной просадочной областью;
2. - без дополнительной просадочной области.

На рис.4.3. изображены графики осадка поверхности основания с учётом и без учёта дополнительной зоны просадки. Как видно из графиков, хотя осадок фундамента в первом случае (график 1) гораздо больше осадка фундамента во втором случае (график 2), тем не менее радиус осадочной воронки поверхности (осадочная воронка ограничена осадком поверхности равной 1 мм) в обоих случаях одинаков и равен приблизительно 12,25 м для рассматриваемых исходных данных. Это объясняется тем, что, как видно из графиков на рис.3 теоретически более жёсткое основание, каким является основание без дополнительной зоны просадки (график 2) распространяет относительную осадка поверхности штампа на большее расстояние, чем более слабое основание, каким является основание с дополнительной зоной просадки (график 1). То есть отношение S_r/S_R (где S_r -осадок поверхности на расстоянии от центра штампа, S_R - осадок поверхности у края штампа) для

графика 1. на рис.4 убывает с ростом r , начиная с некоторого r_1 , быстрее, чем для графика 2. на рис.4.4.

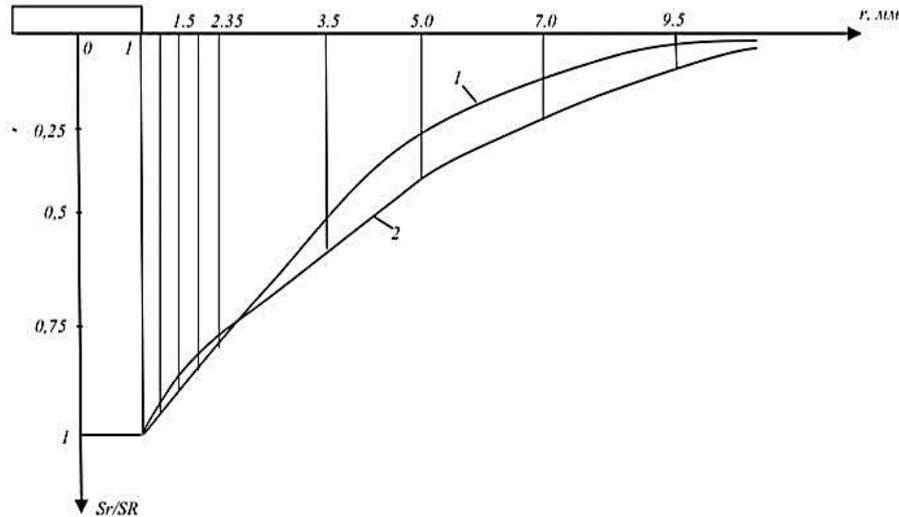


Рис.4.4. Зависимость относительной осадки поверхности основания от расстояния до центра штампа.

- 1. – основание с дополнительной просадочной областью;
- 2. - основание без дополнительной просадочной областью.

Таким образом, большие осадки основания с просадочной областью затухают с увеличением расстояния от центра штампа быстрее, чем меньшие осадки основания без просадочной области и тем самым, достигают определённого минимального значения приблизительно на одинаковом расстоянии от фундамента.

На основе рассмотренного примера можно сделать вывод, что появление дополнительной просадочной области при приложении внешней нагрузки на основание, сложенное просадочным лёссовым грунтом, существенно не меняет ширину осадочной воронки поверхности по сравнению с обычным двухслойным основанием, включающем просадочную и непросадочную области.

Так как в лабораторных и полевых экспериментах не представляется возможность выявить роль просадок в лёссовом просадочном грунте в формировании размеров осадочной воронки, полученные материалы имеют большое практическое значение.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Распределительная способность оснований, сложенных лёссовыми грунтами, зависит от положения уровня подземных вод в них, т.е. от того, как оказалось водонасыщенной сжимаемая толща основания; полностью - и основание стало однородным или частично - и основание превратилось в неоднородное, двухслойное.

В водонасыщенном однородном лёссовом основании возрастание осадочной воронки при росте нагрузки наблюдалось только до давления $P=0,1$ МПа и не превышало $1,0 \text{ в}$. Дальнейший рост нагрузки приводил к врезанию штампа в грунт, активному возрастанию его осадок и практическому прекращению роста осадочной воронки.

Заглубление слабого водонасыщенного слоя относительно дневной поверхности приводило к увеличению распределительной способности неоднородного основания при $h=v$ в 1,5-1,8 раза, а при $h=2v$ в 2,7-2,9 раза, к уменьшению величины осадок штампов и к более пологому развитию осадочной воронки за пределами штампов.

Сравнение экспериментально замеренных осадочных воронок со значениями, рассчитанными по моделям упругого полупространства и основания конечной толщины, показало, что осадок поверхности однородного водонасыщенного основания лучше всего описывает модель основания конечной толщины. Для неоднородного основания лучше подходит модель упругого полупространства, хотя теоретически затухание осадок по ней происходит в бесконечности.

Размеры сжимаемой толщи по глубине основания находились в прямой зависимости от расположения кровли водонасыщенного слоя грунта. При $P=0,06 \div 0,12$ МПа и $h = 0$ глубина сжимаемой тощи находилась в интервале $(1,5 \div 2,0)v$, что меньше расчётной в 2 ÷ 3,5 раза. При $h = v$ в том же интервале давлений снимаемая толща возросла до $(1,7 \div 3,0) \text{ в}$ и была в 1,5 раза меньше расчётной.

В верхней зоне однородного водонасыщенного основания равной ширине фундамента, формировалось более 70% деформаций. По мере понижения уровня кровли слабого грунта до $h = v$ эта концентрация в той же зоне снижалась до 58%, а при $h = 2v$ - до 50%.

Поровое давление на различных глубинах однородного и неоднородного оснований также фиксировали возрастание распределительной

способности основания по мере понижения уровня кровли слабого водонасыщенного грунта.

Главной причиной прироста осадка фундаментов в условиях стабилизировавшихся деформаций является прирост в их основании поровых давлений.

Прирост осадок фундаментов (от 5 до 20% её стабилизировавшейся величины) происходил в тех случаях, когда осадочная воронка при взаимовлиянии фундаментов пересекала обрез фундамента и распространялась под его подошву.

Для неоднородных по водонасыщению оснований разработан расчёт размеров осадочной воронки с учётом просадок грунта от действия внешней нагрузки методом конечных элементов.

В целях снижения или полного снятия взаимовлияния фундаментов на водонасыщенных лёссовых основаниях разработано конструктивное решение в виде гасящей прорези с заполнением её крупнозернистым несвязным грунтом. Такое решение отличается от известных экономичностью и высокой эффективностью.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах. Стройиздат, 1986-431с.

2. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. - М, Стройиздат, 1983-248с.

3. Абелев Ю.М. Осадки высотного здания, возведённого на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, материалы совещания по строительству на слабых водонасыщенных грунтах, Таллин, 1985, -282-284с.

4. Архипов Н.Ф. Исследования эффективных давлений и деформаций уплотнения в основании штампов на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, Дис.канд.техн.наук, М., 1971 - 205 с.

www.novateurpublication.com

5. Ахмедов Д.Д., Коновалов П.А., Федоровский В.Г. Расчёт осадок фундаментов на водонасыщенных лёссовых грунтах с учётом структурной прочности, Труды института ВНИИОСП, 1988, вып.90 - 97-102 с.

6. Багдасаров Ю.А., Рабинович И.Г. и др. Развитие методов устройства и конструкций фундаментов в вытрамбованных котлованах на просадочных грунтах. В кн. Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах. Тезисы докладов с сообщений Всесоюзной конференции (Волгодонск), М.,1984, 56-58 с,

7. Безволев С.Г. Нелинейный расчёт одномерной консолидации водонасыщенного вязкого грунта. Автореферат дис.канд.техн.наук, М.1990 - 25 с.

8. Болгов И.Ф. Деформации земной поверхности при строительстве крупных гидротехнических сооружений. Гидротехническое строительство, 1969, № II, II-13 с.

9. Волштянский М.П. Экспериментальные исследования напряжений в неоднородной сыпучей среде, Основания, фундаменты и механика грунтов, 1962, №6., 11-13 с.

10. Бурханов А.С. Особенности деформаций водонасыщенных лёссовых грунтов при повышенных давлениях, Диссертация на соискание учёной степени к.т.н., ВНИИОСП, 1990г.

11. Венгер К. Строительство жилых домов на сильносжимаемых глинистых грунтах в Таллине, Материалы Всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных грунтах, Таллин, 1965, 318-322 с.

12. Вилков И.М. Вопросы теории и практики расчёта двухслойных и трехслойных оснований. Диссертация к.т.н., М., 1964. 135 с.

13. Винокуров Е.Ф. Исследования напряжённо-деформированного состояния неоднородных и слоистых грунтовых оснований. Тр.ИЗиА БССР, Минск, 1977, вып. 16, 3-10 с.

14. Вотяков И.Ф. О дополнительной осадке зданий, вызванной влиянием фундамента примыкающего здания. Основания, фундаменты и механика грунтов № 1. 1961.

15. Вотяков И.Ф. Напряжённое состояние оснований и методы расчёта осадок близко расположенных фундаментов. Учеб.пособие, Гомель, 1969, 3с.

16. Гельдфанбейн А.М., Шелест Л.А., Фиш А.М. О некоторых особенностях процесса деформирования грунтового основания. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971, № 6, 9-10 с.

17. Гильман Я.Д., Косаренко Г.И., Дотан С.В. Возведение фундаментов на лёссовых грунтах. Рекомендации по производству работ. Рово на/д, Ростовск.кн.изд-во, 1985, 46 с.

18. Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г., Шевченко М.И., Расчёт осадок и прочности оснований зданий и сооружений. Киев, Будивельник, 1977, 208 с.

19. Горовая Т.Н. К расчёту взаимовлияния фундаментов на сильносжимаемом основании. В кн. Тезисы докладов на Всесоюзном научно-техническом совещании, Строительство на слабых водонасыщенных грунтах, Одесса, 1975.

20. Голубков В.Н. Исследование зоны уплотнения в основании опытных штампов. Основания, фундаменты и механика грунтов 1959, №2, 16-18 с.

21. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.В., Шеховцев С.С. Полевые исследования зоны деформации в лёссовых основаниях. Известия ВУЗов Строительство и архитектура, 1963, №4, 28-32 с.

22. Голубков В.Н., Колесников Л.И., Боленков В.П. Экспериментальное исследование размеров зоны деформации в основании дымовой трубы. В кн. Основания, фундаменты и подземные сооружения, вып.2, М., Изд-во "Высшая школа", 1967, 34-36 с.

23. Григорян А.А., Кулачёнок В.Г. Полевые исследования деформаций просадочного грунта под опытными штампами. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1965, №3, 7-8 с.

24. Далматов Б.И. Расчёт оснований и сооружений по предельным состояниям, "Высшая школа", 1960.

25. Далматов Б.И., Сотников С.Н. Осадка гостиницы "Россия". Материалы Всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных грунтах. Таллин, 1965, 290-294 с.

26. Денисов Н.Я. Строительные свойства лёсса и лёссовых суглинков. Гос.изд/во строит, лит-ры, М., 1951, 135 с.

27. Демкин В.М., Копейкин В.С. Расчет нелинейно-деформируемого многослойного основания, в кн. Исследования по бетону и железобетону. Сб.научн. тр. ЧПИ. Челябинск, вып. 193, 93-100 с.

28. Егоров К.Е. Определение конечной осадки прямоугольного фундамента. "Строительная прянигленность", 1941, РЗ, с. 17-19.

29. Егоров К.Е. Распределение напряжений и перемещения в основании конечной толщины. Сб. НИИОСП, Госстройиздат, 1981, 42-63 с.

30. Гримов В.Е. Натурные измерения порового давления при строительстве инженерных сооружений на слабых грунтах. В кн. Вопросы проектирования и строительства земного полотна на слабых грунтах. Сб. научн.тр. Всесоюзного Дер. НИИ, М, 1976, вып.91, 48-52 с.

31. Жемочин Б.Н., Сеницын А.П. Практические методы расчёта фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Ванклера. Изд. 2-е, М., Госстройиздат, 1962, 239 с.

32. Инструкция по эксплуатации тензорезисторной мессдозы с гидравлическим преобразователем, ЦНИИЗК ин.В.Н.Кучеренко, 1970, 26 с.

33. Кодрянова Р.М. Экспериментальные исследования зависимости размеров зоны деформации от структурной прочности водонасыщенных лёссовых грунтов, Автореферат дисс. канд.техн.наук, Одесса, 1969, 23 с.

34. Коган Б.И. Напряжения и деформации многослойных покрытий. Тр.ХАДИ, Харьков. Изд-во Харьковского Гос.Университета, 1958, вып.14, 33-46 с.

35. Коновалов П.А. Закономерности деформирования оснований, сложенных заторфованными грунтами. Автореферат докторской дисс., М., ВНИИОСП, 1982, 48с.

36. Коновалов П.А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах. М.,Стройиздат, 1980, 160 с.

37. Коновалов П.А. Распределительные свойства грунтов основания. Сб.трудов НИИОСП. Основания, фундаменты и подземные сооружения. №59, 1969, СИ, 1970, I62-I67 с.

38. Коновалов П.А. Водонасыщенные лёссовые грунты как основания сооружений. В кн. Лёссовые просадочные грунты как основания зданий и

сооружений. Тезисы к Всесоюзной научно-практической конференции. Барнаул, 1990, 44-50 с.

39. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий, 2-е издание, М, Стройиздат, 1988, 287 с.

40. Коновалов П.А., Сальников Л.Ф. Экспериментальное исследование деформаций оснований со слабым подстилающим слоем. Нефтепромысловое стр-во, 1973, № 6, 3-4 с,

41. Коновалов П.А., Усманов Р.А. Исследование деформаций сильносжимаемых оснований гибких штампов и резервуаров. В трудах УН Дунайской конференции по механике грунтов и фундаментостроению т.11, М., ПЭМ ВНИИС Госстроя СССР, 1983, 74-78 с.

42. Коновалов П.А., Финтушал А.Я., Зимина Т.Н. Расчёт осадки поверхности многослойного основания за пределами штампа (осесимметричная задача) Труды ВНИОСП Механика грунтов и расчёты оснований и фундаментов по предельным состояниям, выпуск №82, М., ПЭМ ВНИИС Госстроя СССР, 1984, 50-57 с.

43. Коновалов П.А., Финтушал А.Я., Рискулов Х.А. Определение характера оседания поверхности от действия внешней нагрузки на основание, сложенное просадочными грунтами. Сб.трудов ВНИОСП №83, Основания и фундаменты на структурно-неустойчивых грунтах. ПЭМ ВНИИС, 1987, 42-48 с.

44. Корсунский М.В. Приближённый метод определения вертикальных смещений дорожной одежды и распределения давлений на подстилающий грунт в условиях пространственной задачи. В кн. Исследование прочности дорожных одежд. М., Автотрансиздат, 1959, 261-299 с.

45. Кравцов Г.И. Исследование напряжённо-деформированного состояния увлажнённого лёссового основания в условиях осесимметричной задачи. Автореферат канд.дисс, 1969, МИСИ.

46. Кригер Н.М, Лёсс. Формирование просадочных свойств. М, Наука, 1986, 132 с.

47. Крутов В.И. Расчёт фундаментов на просадочных грунтах. К., СИ, 1972, 176 с.

48. Лапшин Ф.К., Потапов С.Н., Исаев А.М, О причинах деформаций существующих зданий в связи со строительством соседних. Там же - 9-13 с.

49. Манвелов Л.И, Барташевич Э.С. О выборе расчётной модели упругого основания. Строительная механика и расчёт сооружений, 1961, М, №4, 14-18 с.
50. Марченко А.С. Морские портовые сооружения на слабых грунтах. М., Транспорт. стр-во, 1976, 192 с.
51. Мирзаев А.Г. Прогноз напряжённно-деформированного состояния массивов лёссовых грунтов при увлажнении. Автореферат канд. дисс., М., 1982, МИСИ.
52. Мустафаев А.А. Расчёт просадки лёссовых грунтов в условиях напряжённного основания. В сб. Вопросы прочности и деформируемости грунтов, Изд. АЭНИИ, Баку, 1996, 71-83 с.
53. Никифорова Н.С. Исследование особенностей деформирования неоднородных намывных оснований. Дисс. на соискание учёной степени канд.тех.наук., М., ВНИИОСП, 1981, 209 с.
54. Никишин В.С., Шапиро Г.С, Задачи теории упругости для многослойных сред, - М., Наука, 1973, 132 с.
55. Пилюгин А.И. Анализ явлений дополнительных осадок фундаментов от давления на грунт соседних фундаментов. Дисс. на соискание учёной степени к.т.н., У., МЖИ, 1946.
56. Пилягин А.В., Глушков В.Е. Деформации ранее построенных зданий при возведении пристроек. В кн. Устройство фундаментов и принятий в жёстких условиях строительства, Л., ЛДНТП, 1983, 23-26 с.
57. Пилягин А.В. Анализ деформаций ранее выстроенных зданий при возведении пристроек. Там же, 14-18 с.
58. Полищук А.И. Экспериментальные исследования в натуральных условиях напряженно-деформированного состояния оснований под жёсткими штампами (на примере маловлажных, влажных лёссовых грунтов), Дисс. канд.техн.наук, М, 1979, 194 с.
59. Польшин Д.Е., Рудницкий Н.Я. Использование сборных железобетонных конструкций для определения сжимаемости грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1960, №2, 27-28 с.

60. Почаевец А.П. Исследование деформаций основания в случае слабого подстилающего слоя. Дисс. на соискание учёной степени к.т.н., М., НИИЩСП, 1965.

61. Работников А.И., Ковалёв В.М. О формировании зоны деформаций в двухслойном основании. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970, №1, 21-22 с.

62. Раскин Г.В. Взаимодействие фундаментов на основании конечной толщины, Дисс. на соискание учёной степени к.т.н., М, НИИОСП, 1972.

63. Резников В.Л. Напряжённо-деформируемое состояние грунтового основания, рассматриваемого как двухслойная среда под ленточными фундаментами. Автореферат канд. дисс., МИСИ, 1978.

64. Рекомендации по расчётам осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния вновь пристраиваемых зданий и сооружений. Харьковский Промстрой НИИпроект Госстроя СССР.М., Стройиздат, 1987.

65. Рисулов Х.А., Джумаев К.М. Взаимовлияние ленточных фундаментов на слабых водонасыщенных лёссовых грунтах. Тезисы к Всесоюзной научно-практической конференции. Кн.2 Теория и методы расчёта оснований и фундаментов, часть I, Бартаул,1990.

66. Рождественский Е.Д. Физико-механические свойства лёссовых грунтов Узбекистана. Изд.АН УзССР. Ташкент.,1960, 270 с.

67. Садэтова Э.М. Экспериментальные и теоретические исследования динамики просадочных деформаций в основаниях сооружений. Автореферат, Л., ЛПИ, 1979.

68. Сальников Л.Ф. Экспериментальные исследования работы оснований со слабым подстилающим слоем под действием осесимметричной нагрузки. Дисс. канд.тех.наук. М.,1973, 186 с.

69. Симагин В.Г. Особенности проектирования и возведения фундаментов около существующих зданий. Петрозаводск, Гос.Университет, 1983, 55 с.

70. Собенин А.А. Осадки поверхности грунта за пределами загруженной площадки. Автореферат дисс. канд. тех .наук. Л., 1974.

71. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Воздействие фундаментов в условиях стеснённой строительной площадки. Л., ЛДНТП, 1984, 27 с.

72. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений Л., Стройиздат, 1986, 96 с.

73. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. Изд.АН СССР, 1942, 207с.

74. КМК 2.02.01-98 Основание зданий и сооружений на территории Республики Узбекистан.

75. Тейлор Д. Основы механики грунтов. М, Госстройиздат, 1969, 596с.

76. Теплицкий Е.И. Взаимодействие штампов на основании. Дисс. на соискание уч. степени к.т.н., М., МЖИ, 1957.

77. Ткачёв Ю.К. Экспериментальные исследования деформаций сплошных фундаментных плит и сжимаемого основания. Дисс. на соискание учёной степени к.т.н., М., НИРЮСП. 1972.

78. Тугаенко Ю.Ф., Хуторянский Б.А. Некоторые результаты полевых исследований деформаций в многослойных основаниях фундаментов. В кн. Основания, фундаменты и механика грунтов. Тез.докл., III-Всесоюзного совещания. Киев, 1971, 64-69 с.

79. Указания по устройству фундаментов около существующих зданий и сооружений. Л., Ленинжпроект, 1980, 56с.

80. Фиамский О.Б. Экспериментальные исследования осадок односторонне пригруженных фундаментов. Сборник Исследование работы оснований и фундаментов промышленных зданий и сооружений, Свердловск, 1969, 18-19 с.

81. Фиамский О.Б. Осадки односторонне пригруженных фундаментов по данным натурных наблюдений. Там же. 19-20 с.

82. Хакимов Х.Р. Экспериментальные исследования деформаций оснований. Гидротехническое стр-во, 1939, №9,-с.28-32.

83. Хакимов Х.Р. Экспериментальное исследование мощности несущего слоя основания (сжимаемой толщи). Сб. №9 трудов ВИОС, ОНТИ, 1938, 17-23 с.

84. Ханкельдиев М.М. Исследования напряжённо-деформированного состояния оснований из влажных лёссовых грунтов под жёстким штампом. Автореферат канд. дисс., М, 1981.

85. Цытович Н.А. Вопросы теории и практики строительства на слабых глинистых грунтах. Слабые глинистые грунты. Таллин, 1985, 5-17 с.

86. Цытович Н.А. Механика грунтов. Госстройиздат, 1983, 636 с.

87. Цытович Н.А. Теория и практика фундаментостроения, Стройиздат, 1954, 47-51 с.

88. Чеботарев Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. М., Стройиздат, 1968, 312 с.

89. Черкасов М.И. Механические свойства грунтовых оснований. М, Автотрансиздат. 1958, 156 с.

90. Черкасов М.И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве. М, Транспорт. 1976, 247 с.

91. Швецов Г.И. Сравнение фактических деформаций поверхности грунтовых оснований с расчётами. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1961, №3, 3-4 с.

92. Фанисо З.А. О применимости штамповых опытов для определения сжимаемости слабых глинистых пород. Сб.Инженерные изыскания для строительства. Вильнюс, Изд-во Моклас, 1975, 67-74 с.

93. Ярошенко В.А. О моделировании осадок фундаментов на песчаных основаниях. Тр. МИИТ Механика грунтов, основания и фундаменты, Госстройиздат, 1959, 16-17 с.

94. Bastian R. Das Elastische Verhalten der Heisbettung und ihres Untergrundes-Organ fur die fortschritte des Eisenbahn wesons, Neue Folge, XLIII Band, Ergänzungsheft, 1006/

95. Burmister D.M. General theory of streasos and displacements In lagered system. Journ. Appl.Phys. 16(50), 1945,p.296-302.

96. Darragh Robert D. Controlled water tests to preload tank foundations. Soil Mechanics and Foundation Division/ September, 1964, sm 5, part 1.

97. Gibson R.E. Some results concerning displacements and stresses in a nongomogeneous elastic half-space, Geotechnique. 1967, № 17, p.58-67.

98. Krisek R.I. Kondner R.L. Settlement response caused by footing groups. Journal of the Soil Mech. and Found.Div., SMS,1964.
99. Renman A.G. Foundation for storage tanks on reolaimed land at Teesmouth. Proc. Inst. Civil Engrs. 1967, May 37.
100. Schultze E. Muhs H. Bodenuntersuchungen fur ingenie-urbauten. Springer-Yerlag. Berlin (Heidelberg). New-York, 1967.
101. Ward W.H. Burland J.B. and Gallois R.E. Geotechnical Assesswent of a state at Mundford, Norfolk For a Large Proton Accelerator. Geotechnicgue, 1968, №18, p,399-431.
102. Расулов Х.З. Грунтлар механикаси, замин ва пойдеворлар Ташкент, Ўқитувчи, 1993.
103. КМК 1.03.05.97 Положение о проектировании и строительстве экспериментальных объектов в Узбекистане.
104. Кучкаров Р.О. Замин ва пойдеворлар. Ташкент, 2003.