

ПОЙТА П.С.

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА
ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ**

Брест 2004

УДК 624.1
ББК 38.58
П 47

Рецензенты:

Лысов В.П. – доктор технических наук, профессор Белорусского национального технического университета

Никитенко М.И. – кандидат технических наук, доцент, зав. кафедрой геотехники и экологии в строительстве Белорусского национального технического университета;

П.С. Пойта

П 47 Строительные свойства искусственных оснований.– Брест: издательство БГТУ.– 2004.– с. 174.

ISBN 985–6584–75–2

Рассмотрены теоретические основы расчета технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками. Исследованы свойства песчаных и пылевато-глинистых грунтов после уплотнения, выявлены закономерности изменения плотности сухого грунта, параметров прочности и деформируемости во времени. Изучены физико-механические свойства намывных песчаных грунтов, приведены результаты натурных испытаний фундаментов на намывных основаниях. Разработана методика расчета фундаментов на намывных и уплотненных тяжелыми трамбовками основаниях.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, строителей и студентов строительных специальностей.

Печатается по решению Совета Брестского государственного технического университета.

УДК 624.1
ББК 38.58

ISBN 985–6584–75–2

© Пойта П.С., 2004
© Брест. Издательство БГТУ, 2004

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	6
ГЛАВА 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР МЕТОДОВ УСТРОЙСТВА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ С ПОМОЩЬЮ ГИДРОНАМЫВА И УПЛОТНЕНИЯ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ.....	8
1.1. Свойства намывных песчаных грунтов и их изменение во времени.....	8
1.2. Теоретические исследования параметров поверхностного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками.....	13
1.3. Экспериментальные исследования уплотнения грунтов ударными нагрузками за рубежом.....	19
1.4. Методы определения технологических параметров уплотнения грунтов.....	22
ГЛАВА 2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НАМЫВНЫХ ГРУНТОВ ЮГО-ЗАПАДНОЙ ЧАСТИ БЕЛОРУССКОГО ПОЛЕСЬЯ...	27
2.1. Взаимосвязь гранулометрического состава намывных и карьерных грунтов.....	27
2.2. Физико-механические свойства намывных грунтов, имеющих возраст 0,5...5,0 лет.....	35
2.3. Уплотнение намывных песков во времени.....	42
2.4. Изменение модуля деформации намывных оснований в зависимости от их "возраста".....	46
2.5. Сопrotивление сдвигу намывных песчаных грунтов.....	52
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ПРЕРЫВИСТЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И НАМЫВНЫХ ОСНОВАНИЙ.....	57
3.1. Инженерно-геологические условия экспериментальной площадки.....	57
3.2. Методика испытаний железобетонных ленточных фундаментов.....	61
3.3. Опытные данные увеличения разрыва между плитами прерывистых фундаментов.....	63
3.4. Особенности совместной работы намывных песчаных оснований и прерывистых фундаментов.....	67
3.5. Результаты испытаний прерывистых ленточных фундаментов.....	71

3.6. Анализ напряженно-деформированного состояния оснований под прерывистыми фундаментами.....	73
ГЛАВА 4. РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ИНТЕНСИВНЫМИ УДАРНЫМИ НАГРУЗКАМИ.....	78
4.1. Особенности применения метода уплотнения грунтов интенсивными динамическими нагрузками.....	78
4.2. Определение оптимального диаметра трамбовки.....	80
4.3. Влияние физико-механических свойств грунта на размеры трамбовки.....	83
4.3.1. Взаимосвязь между требуемой плотностью сухого грунта и диаметром трамбовки.....	83
4.3.2. Анализ влияния модуля деформации грунтов природного сложения на диаметр трамбовки.....	85
4.3.3. Изменение мощности уплотняемого слоя в зависимости от диаметра трамбовки.....	86
ГЛАВА 5. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЗОНЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ.....	89
5.1. Выбор оптимального размещения точек уплотнения грунта тяжелыми трамбовками.....	89
5.2. Определение оптимального расстояния между точками уплотнения грунта тяжелыми трамбовками.....	94
5.2.1. Влияние глубины отпечатка и диаметра трамбовки на величину расстояния между точками трамбования.....	99
5.2.2. Влияние угла наклона секущей на величину расстояния между точками трамбования.....	101
5.2.3. Анализ изменения расстояния между точками удара трамбовки от глубины уплотняемой толщи, исходной и требуемой плотности сухого грунта.....	104
5.2.4. Влияние глубины отпечатка на величину расстояния между точками удара трамбовки.....	106
5.3. Уплотнение грунтов по многоэтапным схемам.....	109
ГЛАВА 6. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	112

6.1. Инженерно-геологические условия строительных площадок.....	112
6.2. Выбор методики и технологических параметров уплотнения грунтов.....	116
6.3. Пробное уплотнение грунтов опытной площадки.....	125
ГЛАВА 7. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ УДАРНЫМИ НАГРУЗКАМИ.....	130
7.1. Понижение поверхности грунта при ударах трамбовки....	130
7.2. Физико-механические характеристики грунтов после уплотнения.....	137
7.3. Распределение плотности сухого грунта в пределах уплотненной толщи грунта.....	140
ГЛАВА 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ.....	149
8.1. Особенности проектирования фундаментов мелкого заложения на намывных основаниях.....	149
8.2. Проектирование уплотнения грунтов интенсивными ударными нагрузками.....	151
8.3. Проектирование фундаментов мелкого заложения на уплотненных тяжелыми трамбовками грунтах.....	154
ЛИТЕРАТУРА.....	158

ВВЕДЕНИЕ

Развитие промышленного и гражданского строительства в современных условиях приводит к необходимости освоения весьма сложных в инженерно-геологическом отношении территорий. Проведенный анализ балансов земель многих городов Беларуси [9, 80] показывает, что для них характерно наличие огромных пойменных территорий, составляющих в ряде случаев 40 % всей городской площади, которые, по существу, почти не использовались для застройки, имеют низкую балльность и не представляют большой сельскохозяйственной ценности. Однако использование таких территорий возможно только после проведения мероприятий по инженерной подготовке. Во многих случаях требуется отсыпка грунта мощностью до 5,0 м. Если учесть, что на пойменных территориях широко распространены, в строительном отношении, слабые грунты, то мощность искусственно возведенных отложений достигает 8,0..10,0 м. Решение вопросов инженерной подготовки приводит к дополнительным затратам на подготовку оснований. И эти затраты тем больше, чем выше мощность искусственных отложений. Следует иметь в виду, что наиболее рациональные и надежные решения при строительстве на таких грунтах могут быть получены только на основе комплексного учета специфических особенностей насыпных грунтов, конструкций проектируемых зданий и сооружений, условий их эксплуатации.

Практикой отечественного и зарубежного опыта, доказано, что наиболее рациональными способами поднятия отметок застраиваемых территорий являются гидронамыв и уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками. В результате создается новое основание, используемое при проектировании и строительстве зданий и сооружений.

Инженерная подготовка территорий с помощью средств гидромеханизации имеет ряд преимуществ в сравнении с другими способами, ибо она позволяет объединить в единый технологический процесс разработку грунта в карьерах, его транспортировку на строительную площадку, укладку грунта в основание. При наличии современных средств и карьеров для разработки грунта, способ гидромеханизации является более предпочтительным в сравнении с другими способами (последовательная укладка грунта с последующим уплотнением катками, виброуплотнение и др.). Однако же в тех случаях, когда на строительной площадке залегают слабые грунты (песчаные, пылеватоглинистые и др.), либо отсутствуют карьеры, пригодные для их разработки средствами гидромеханизации, то наиболее экономически выгодным спо-

способом подготовки оснований является уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками.

Эффективность применения ударного уплотнения газосодержащих грунтов никогда не вызывала сомнения. Что касается уплотнения водонасыщенных грунтов, то к использованию ударного трамбования многие исследователи относились скептически. Впервые эффективность уплотнения тяжелыми трамбовками водонасыщенных толщ продемонстрировал Л. Менард [166].

Следует отметить, что на практике применяют два метода ударного уплотнения: уплотнение плитами, создающими слабые и средние ударные нагрузки (масса 2.4 т), и интенсивное ударное уплотнение, при котором энергия одиночного удара многократно выше, чем при традиционном трамбовании (масса до 200 т).

Использование двух отмеченных выше методов подготовки оснований позволяет получить качественное основание практически в любых инженерно-геологических условиях. Вместе с тем, успешное применение этих методов возможно при наличии достоверных данных о составе карьерных грунтов, инженерно-геологических условиях строительной площадки, технологических параметрах намыва и уплотнения (фракционирование грунта, отмыв пылеватых и глинистых фракций, масса, форма, размеры трамбовки, расстояние между центрами откосов намыва и кратерами и т.д.). При всем многообразии исследований интенсивных методов подготовки грунтовых оснований они, как правило, выполнены в гидротехническом строительстве при возведении плотин, дамб. В большинстве случаев полученные зависимости имеют экспериментальный характер и требуют проверки для конкретной строительной площадки. Выявление общих закономерностей, описывающих механизм уплотнения грунтов, определение параметров искусственных оснований, позволяющих качественно спроектировать фундаменты зданий и сооружений, решение технологических вопросов уплотнения грунтов является важным и актуальным.

ГЛАВА 1

АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР МЕТОДОВ УСТРОЙСТВА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ С ПОМОЩЬЮ ГИДРОНАМЫВА И УПЛОТНЕНИЯ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

1.1. Свойства намывных песчаных грунтов и их изменение во времени

В последние годы все больший размах приобретает строительство гражданских и промышленных объектов в сложных инженерно-геологических условиях. По масштабам освоения "бросовых" земель ведущее место в практике градостроительства занимают города, где застройка произведена на намывных грунтах - Санкт-Петербург, Киев, Омск, Архангельск и др. Одним из самых экономичных и эффективных способов выполнения земляных работ при наличии необходимых водных и энергетических ресурсов является гидромеханизированный намыв, позволяющий объединить в единый производственный процесс разработку, транспортирование и укладку грунта. Вторым весьма эффективным способом является интенсивное ударное уплотнение грунта с помощью тяжелых трамбовок. Мощность намывного слоя составляет в среднем 3-4 м. Намыв грунта в большинстве случаев проводится на слабые естественные отложения, представленные, как правило, рыхлыми песчаными грунтами, пылевато-глинистыми грунтами с высоким показателем текучести J_L , заиленными, заторфованными грунтами, илами, торфами. В связи с этим, прежде, чем осуществить намыв на такой территории, необходимым является выполнение комплекса работ по уплотнению слабых грунтов. Следовательно, важными являются сведения о свойствах "искусственных" отложений, их изменении во времени.

Исследованию свойств намывных отложений посвящено довольно большое число работ. В 1935 г. проводились исследования намывных грунтов как оснований сооружений во ВНИИГе при намыве территории парка культуры и отдыха имени С.М. Кирова в г. Ленинграде. К исследованию физико-механических свойств намывных грунтов следует отнести работы, выполненные в институтах ВОДГЕО (опытный участок в г. Подольске), ГИПРОКОКС (отвалы гидроразрезов в Кировоградской и Московской областях) и др. [55, 57]. Выполненные работы были посвящены, главным образом, определению физико-механических характеристик грунтов: плотности сухого грунта, плотности частиц грунта, влажности, пористости, гранулометрического состава, модуля деформации. Считалось, что прочность песков определяется,

главным образом, их крупностью и плотностью. Вместе с тем, многолетний опыт строительства свидетельствует о том, что строительные свойства намывных грунтов со временем существенно улучшаются [9, 32, 54, 55, 65, 66]. Это обстоятельство было установлено давно, но действующие нормы [129] объясняют улучшение характеристик свойств намывных грунтов лишь их самоуплотнением. В качестве ориентировочных сроков самоуплотнения "планомерно возведенных песчаных насыпей", включая и намывные сооружения, нормы [98, 129] определяют период от 0,5 до 2,0 лет. Однако как показывают исследования процесса уплотнения намытых песков в телах гидротехнических сооружений [21, 36, 53, 56, 87], улучшение строительных свойств намытых песков во времени не может быть объяснено исключительно их самоуплотнением.

В 1955 г. при динамическом зондировании аллювиальных кварцевых песков до и после нарушения их структуры впервые установлено существование в песках сцепления упрочнения [55].

В последующие годы процесс формирования водостойкого сцепления упрочнения в искусственно намытых песках и его положительное влияние на повышение динамической устойчивости, модуля деформации и сопротивления грунта сдвигу был прослежен многими учеными [9, 17, 22, 47, 48, 57, 67, 68, 77, 84, 92, 134, 141].

По данным Н.Я. Денисова [46, 48], процесс самоуплотнения намывных мелких и средней крупности песков в основном заканчивается в течение первого месяца после намыва. Плотность и влажность песка остаются неизменными, в то же время его прочность и сопротивление сжатию значительно возрастают. Возникновение развивающегося во времени сцепления упрочнения между зернами намытых песков обусловлено протеканием сложных физико-химических процессов, в частности, появлением гелевых пленок кремнекислоты [46, 87].

Подробное изучение упрочнения намывных песков во времени было выполнено М.И. Хазановым [146]. Исследования изменения их деформационных свойств во времени, проведенные штамповыми испытаниями, показали, что сжимаемость намывных оснований находится в непосредственной зависимости от времени намыва. С увеличением "возраста" намытого песка осадка штампа уменьшается. При обобщении результатов исследований по динамическому зондированию было установлено, что более плотная укладка песка и неоднородность его состава способствуют более интенсивному упрочнению во времени; насыщение песка водой

снижает интенсивность упрочнения. Был сделан вывод о том, что наибольшей интенсивности процесс упрочнения достигает примерно к 2–3 годам после намыва, а затем постепенно затухает (3–5 лет) и в дальнейшем (после 5 лет) становится малозаметным.

К вопросу изучения намывных грунтов обращался И.Я. Русинов [126], который провел большие работы по исследованию физико-механических свойств намывных песков, используемых в качестве насыпей на аэродромах.

Исследования упрочнения намывных песков методом динамического зондирования были проведены Гидропроектом в 1959–1960 г.г. на русловой плотине Волжской ГЭС им. XXII съезда КПСС [53]. На основании статистической обработки данных была получена зависимость между временем намыва и числом ударов молота N , необходимым для погружения стандартного зонда на глубину 10 см. Для маловлажных песков при плотности сухого грунта

$$\rho_d = 1,57 - 1,59 \text{ т/м}^3, \quad N = 0,89 t + 8,84, \quad (1.1)$$

где t – время после окончания намыва, месяцы.

Исследования динамической устойчивости показали, что для свеженамытых песков, для которых показатель упрочненности Π , определяемый отношением сопротивления песка забивке зонда через время t после окончания намыва к сопротивлению зондированию этих же песков в первые 10 дней после намыва, равен единице, разжижение при взрыве носит интенсивный и часто "катастрофический" характер. По мере упрочнения песка интенсивность разжижения уменьшается, и при $\Pi \geq 3$ разжижение практически невозможно.

Было подчеркнуто, что формирующиеся структурные связи являются водостойкими. Повышение дисперсности и плотности песка приводит к увеличению интенсивности его упрочнения, а водонасыщение песка тормозит его упрочнение. Однако процесс упрочнения наблюдается не во всех видах намывных песков. Так, в гравелистых неоднородных песках намывной в воду песчаной подушки основания Читинской ГРЭС заметного упрочнения выявлено не было.

В.Н. Маслов и П.И. Гордиенко [36, 84] предложили графические способы прогнозирования распределения гранулометрического состава грунта при намыве. Вопросами плотности и устойчивости намывных плотин занимались В.А. Мелентьев, Н.П. Колпашников, Б.А. Волнин и др. [21, 52, 66, 71, 87, 94, 122, 154].

Е.Ф. Винкуров [9] отмечает, что почти все исследования качества намывных грунтов производились применительно к намыву гидротехнических и дорожных сооружений. Намыв грунта под промышленные и гражданские сооружения отличается специфическими особенностями, связанными с возможностями намыва при больших удельных расходах пульпы и откосах значительной протяженности.

В последнее время значительное количество работ посвящено исследованию физико-механических свойств намывных грунтов, используемых в качестве оснований фундаментов различных зданий и сооружений.

Под руководством М.Н. Гольдштейна [33] были проведены исследования устойчивости деформаций оснований и фундаментов сооружений на площадках в г. Киеве и г. Днепропетровске. Был сделан вывод, что намывные грунты имеют высокую однородность, при этом $\rho_s = 1,55 - 1,60 \text{ т/м}^3$.

Исследования, проведенные в г. Нижнем Новгороде под руководством И.В. Финаева [143, 144], позволили сделать вывод, что намыв из карьеров, сложенных крупными аллювиальными песками, позволяет получить намывные грунты как надежное основание. При мощности намыва 5,0 м подстилающие грунты не попадают в пределы сжимаемой толщины, осадка их протекает дозольно быстро.

С.А. Слюсаренко и Г.П. Степаненко [127, 128] отмечают, что намывные основания г. Киева представлены преимущественно однородными песками средней крупности и мелкими. М.Ф. Новиков [94] рекомендует для оснований, сложенных намывными песками, несколько увеличить величину расчетного давления.

Анализ результатов определения физико-механических свойств намывных оснований приводится в работах Е.Ф. Винокурова, А.С. Карамышева, В.А. Кузьмицкого, Ю.В. Феофилова и др. [3, 9, 27, 77, 85, 141].

Однако исследования характера уплотнения и упрочнения намывных грунтов дают весьма противоречивые результаты. На динамику формирования этих процессов оказывали влияние прежде всего гранулометрический состав и морфология зерен, технология намыва, условия дренирования и сама конструкция намывной толщи.

В работе И.В. Дудлера и А.Н. Юдина [54] указывается, что основное уплотнение намывных песков заканчивается к концу стадии начального уплотнения, наступающей в зависимости от указанных выше факторов через 1,0 – 2,0 года.

Г.И. Домрачев [52], исследуя физико-механические свойства намывных песков через 4–8 месяцев после окончания намыва, приходит к выводу,

что плотность песков во времени практически не меняется.

Исследования закономерностей формирования свойств намывных грунтов при возведении водохранилищных плотин распластанного профиля [59] показали, что стабилизация их фильтрационного уплотнения на оси и в промежуточной зоне обычно не превышает 2,0 – 3,0 месяцев.

Е.Ф. Винокуров, А.С. Карамышев и др. [9] отмечают, что влажность намывного грунта практически стабилизируется в течение месяца после окончания намыва, а процесс уплотнения является более длительным во времени.

Н.С. Никифорова [92] отмечает, что намывные пески по прошествии определенного времени после намыва не уступают по плотности сложения грунтам естественного происхождения и превосходят насыпные пески по строительным свойствам.

Вместе с тем, при практически постоянной плотности намывного грунта наблюдается его упрочнение во времени. Процессы упрочнения значительно повышают прочность, несущую способность, динамическую устойчивость.

Исследования, выполненные С.Л. Слюсаренко, Г.П. Степаненко и М.А. Глотовой на ряде объектов в г. Киеве [128], свидетельствуют об интенсивном возрастании модуля деформации намывных отложений. У песка средней крупности, намывного на аллювиальные пески, модуль деформации за год возрастает в 1,5–2,5 раза. По данным Н.С. Никифоровой, проводившей аналогичные исследования с намытыми мелкими и пылеватыми песками Тюменской области, модуль деформации за 4,0 года с момента намыва увеличился в 2,0 раза.

И.В. Дудлер и А.Н. Юдин [54] отмечают, что со временем существенно повышается прочность и несущая способность намывных грунтов, в 1,5–2,0 раза и более возрастает их модуль деформации. Изучение прочности и сжимаемости намывных грунтов на разновозрастных участках Копетдагской плотины свидетельствует об увеличении в 2,5–3,0 раза сопротивления динамическому зондированию с увеличением срока отстоя с 0,2–0,8 года до 2,5–8,7 лет. При этом угол внутреннего трения грунта во времени не менялся, модуль деформации увеличился с 8,0 до 17,0 МПа.

Исследования, выполненные в ИСиА Госстроя БССР [141], позволили получить корреляционную зависимость между углом внутреннего трения φ и сопротивлением грунта динамическому зондированию Pg , имеющую вид

$$\varphi = \sqrt{4,762Pg + 757,14}. \quad (1.2)$$

Также был сделан вывод о том, что механические свойства намывных грунтов приобретают почти стабилизированное значение через 4,0-5,0 лет после окончания намыва.

Исследования несущей способности 4-х метровых свай, забитых в намывные пески, показывают, что через 2,0 месяца после намыва расчетная нагрузка составила 360 кН и достигла 400 кН в песке "возрастом" более 6,0-месяцев [9].

Таким образом, анализ литературных данных показывает, что с увеличением давности намыва, несущая способность намывных песков увеличивается, а их деформируемость уменьшается, что объясняется прочностью вновь формирующихся структурных связей. Однако распространение таких данных на другие случаи, идентичность которых с литературными установить не представляется возможным, может быть допущено лишь для ориентировочной оценки интересующих свойств намывных песков при схожести основных факторов, таких, как гранулометрический состав намывного грунта, технология намыва и др. Получению расчетных характеристик намывных песков, характера их уплотнения и упрочнения в каждом конкретном случае должны предшествовать соответствующие исследования.

1.2. Теоретические исследования параметров поверхностного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками

Важное значение в изучении поверхностного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками имеют работы Ю.М. Абелева, М.Ю. Абелева, В.И. Крутова, Ю.К. Зарецкого, В.Б. Швеца и др. [1, 2, 5, 7, 19, 25, 29, 42, 60, 62, 88, 96, 99, 123, 130, 133, 136, 148, 155, 156, 158, 162]. На основе экспериментальных данных был установлен затухающий характер зависимости осадки трамбуемой поверхности от числа ударов и предложено в качестве показателя достаточности уплотнения определять "отказ". В.Б. Швец разработал рекомендации для оптимального выбора параметров трамбуемых плит, основанные на прямо пропорциональной зависимости между диаметром трамбовки и толщиной уплотняемого слоя при неизменном удельном статическом давлении на грунт. Н.Я. Хархута [147] предлагает вычислять максимальное напряжение на поверхности грунта при соударении с трамбовкой из уравнения количества ее движения путем замены интегрального члена линейной функцией времени удара. Но в этом случае не

учитываются деформационные свойства грунта, а лишь интенсивность его нагружения.

Л.Р. Ставницером [132, 133], на основе экспериментальных данных, получена формула для определения глубины уплотняемой зоны связных грунтов

$$h_0 = 1,1B_{min} \frac{w}{w_0} \left(1 - e^{-3,7 \frac{i}{i_p}} \right), \quad (1.3)$$

где: i и i_p – соответственно удельный импульс трамбовки и предельный удельный импульс;

B_{min} – минимальный размер трамбовки в плане, м;

w и w_0 – соответственно естественная и оптимальная влажность грунта.

Л.М. Бобылевым предложены эмпирические формулы для определения напряжений и продолжительности соударения трамбовки со слоем грунта, толщина которого не превышает $1,5 D$, где D – диаметр трамбовки. Использование этих формул затруднено, так как грунт считается линейно-деформируемой средой, свойства которой учитываются модулем деформации и двумя коэффициентами, определяющими закон распределения напряжений в грунте и влияние скорости трамбовки. Для установления значений этих коэффициентов требуется проведение опытов с различными грунтами [7, 23].

В работах Д.Д. Баркана и О.Я. Шехтер [4] "точечные" методы приобрели практически удобную и достаточно строгую форму при решении задачи об остаточных осадках фундамента при ударе и поверхности грунта при трамбовании. Были получены уравнения для определения минимальных скоростей удара, при которых возможно уплотнение грунта. Исследована зависимость значений этих скоростей от статического давления плиты на грунт. Но применение этих уравнений затруднено тем, что необходимо экспериментально установить значения предельного динамического давления на грунт, при котором не образуются остаточные деформации, и исследовать его зависимость от физико-механических свойств грунтов.

Вопросам теоретического исследования распространения плоских продольных волн в упругопластической среде посвящены работы Х.А. Рахматулина, Г.М. Ляхова, С.С. Давыдова, Б.И. Дидука, В.В. Хлыстова и др. [43, 49, 79, 90, 100, 124, 149, 166]. Авторами получены различные решения, по-

звolyающие оценить в значительной степени поведение грунтов при действии динамических нагрузок. Однако в ряде случаев либо не были рассмотрены случаи ударного нагружения поверхности грунта [43], либо полученные решения являются приближенными, так как плотность грунта принимается постоянной при интегрировании уравнений движения [49, 50], либо принимаемые модели пластического газа применимы к грунту только при очень больших давлениях [125].

В наиболее общем виде модель грунта как сжимаемой упруго-пластической среды предложена С.С. Григоряном [42]. Основное ее отличие от моделей теории пластичности состоит в том, что объемная деформация не считается упругой и ее распространение определяется соотношением

$$P = f_i(\rho) \text{ при } \frac{dP}{dt} \geq 0; \quad (1.4)$$

$$P = f_p(\rho, \bar{\rho}) \text{ при } \frac{dP}{dt} < 0; \quad (1.5)$$

где $P = \frac{1}{3} \sigma_{ij}$ ($i=1, 2, 3$);

ρ – плотность грунта, г/см³;

t – время, сек;

P – наибольшее давление, достигнутое при нагружении.

Была также принята независимость функций f_u и f_p от скорости деформирования, а также условия пластичности в виде

$$J_2 = \frac{1}{2} S_{ij}; \quad S_{ij} = f(P); \quad (1.6)$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} + \rho \delta_{ij}, \quad (1.7)$$

где σ_{ij} – компоненты тензора напряжений;

δ – единый тензор;

f – монотонная неубывающая функция.

При рассмотрении задачи об ударном уплотнении грунтов в одномерной постановке С.С. Григорян использовал приближенный метод, предполагающий сохранение постоянного значения деформации грунта за ударной волной в области разгрузки, что позволило свести краевую задачу к интегрированию обыкновенных дифференциальных уравнений.

Необходимо отметить, что принятые С.С. Григорьяном гипотезы о вторном нагружении и о независимости диаграммы динамического сжатия грунта от скорости деформации нуждаются в дальнейшей проработке с целью их совершенствования и приведения в более полное соответствие известным экспериментальным данным.

В работах В.В. Соколовского и Л.Е. Малверна [131, 167] была принята более общая реологическая модель, в основе которой скорость изменения напряженного состояния среды определяется как функция от превышения действующего динамического напряжения над статическим $f(\varepsilon)$ при той же деформации:

$$E \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \Phi[\sigma - f(\varepsilon)], \quad (1.8)$$

где $f(\varepsilon) = \sigma_s$ – предел текучести материала.

Недостаток предложения В.В. Соколовского и Л.Е. Малверна заключается в том, что невозможно описать процесс образования пластических деформаций при мгновенном ударе.

Общим недостатком выполненных теоретических исследований [167] является то, что возможность применения предложенных решений нуждается в подтверждении экспериментальными данными, так как сходимость теоретических и практических данных весьма незначительная.

Задача о распределении остаточных деформаций по глубине грунтового основания при заданной на его поверхности кратковременной нагрузке рассматривалась Д.Д. Барканом, Н.М. Герсевановым, Б.И. Дидуком, Г.М. Ляховым и другими исследователями [4, 31, 49, 50, 79, 164, 171].

Зависимость между сжимающими динамическими напряжениями σ и деформация θ для большинства грунтов в неводонасыщенном состоянии и при отсутствии бокового расширения выражается кривой, показанной на рис.1.1.

Важнейшим фактором, обуславливающим поведение среды при распространении волн сжатия, является знак второй производной функции

$\sigma = f(\theta)$. Если $\frac{d^2 \sigma}{d\theta^2} < 0$ (участок OAB), то более высокие напряжения распространяются с меньшей скоростью, и профиль волны растягивается во времени. При этих условиях невозможно распространение возмущений, созданных каким-либо внешним источником. Если $\frac{d^2 \sigma}{d\theta^2} > 0$ (участок BCD), то с

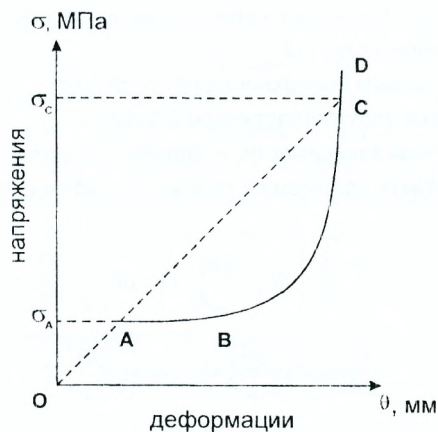


Рис 1.1 Вид диаграммы $\sigma - \theta$ неводонасыщенного грунта при динамическом сжатии

ростом напряжений скорость их распространения увеличивается, т.е. происходит образование ударной волны. Это означает, что наличие точки перегиба функции $\sigma = f(\theta)$ обуславливает существование различных форм волн сжатия в грунте в зависимости от величины максимального давления. В то же время, характер диаграммы " $\sigma - \theta$ " является слишком сложным для того, чтобы было целесообразно аппроксимировать ее при динамических расчетах непрерывной кривой. Кроме того, свойства грунтов менее стабильны и однородны, чем свойства большинства других сред, поэтому нет необходимости в тщательном подборе кривой, так как естественный разброс результатов следует ожидать весьма значительным.

Задача об ударе жестким штампом по полупространству, занятому сплошной средой с упруго-пластическими свойствами, в общей постановке является весьма сложной. Л.Р. Ставницер [132], заменив деформируемое полупространство более простой расчетной схемой и используя методы одномерной динамической теории пластичности, получил относительно удовлетворительные результаты. При этом были сделаны следующие допущения:

- направление удара совпадает с продольной осью выделенного столба;
- в процессе деформирования справедлива гипотеза плоских сечений;

- поперечные деформации невозможны из-за взаимодействия с соседними столбами грунта;
- трение по боковым поверхностям отсутствует;
- грунт является упруго-пластической средой.

Им были получены зависимости, позволяющие получить напряжения и скорости в месте контакта ударяющей массы с поверхностью грунта:

$$\sigma(0, t) = \frac{b_0 A_2}{2 A_1} \left[\beta F \left(\frac{g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) - \alpha F \left(\frac{\xi g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) \right], \quad (1.9)$$

$$v(0, t) = \frac{b_0}{2 A_1} \left[\beta F \left(\frac{g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) + \alpha F \left(\frac{\xi g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) \right] - \frac{\omega}{A_1} \sigma_s, \quad (1.10)$$

где $\sigma_{cm} = \frac{mg}{S}$;

m и S – масса и площадь основания ударяющего тела, которое по отношению к грунту считается абсолютно жестким;

g – ускорение силы тяжести;

$$\xi = \frac{\alpha}{\beta};$$

$$\alpha = \frac{A_2 - A_1}{A_2}; \quad \beta = \frac{A_2 + A_1}{A_2};$$

$$\omega = \frac{A_0 - A_1}{A_1};$$

A_0, A_1, A_2 – скорости при различных значениях t .

Однако следует иметь в виду, что полученные зависимости справедливы лишь до момента времени, превышающего время пробега пластической волны на время обратного пробега отраженной упругой волной области остаточных деформаций.

Более того, полученные решения не оказывают влияние на величину и закон распределения остаточных деформаций, расчет которых является конечной целью данной задачи.

Следует отметить, что с ростом скорости удара существеннее сказывается несоответствие принятой расчетной схемы действительному поведению грунта, что при больших скоростях приводит к завышению расчетных осадок.

Таким образом, обзор выполненных теоретических исследований показывает, что надежные простые методы оценки деформирования грунта при уплотнении тяжелыми трамбовками отсутствуют. Имеющиеся решения позволяют весьма приближенно определить деформированное состояние грунта при действии ударных сжимающих нагрузок. При этом для использования теоретических решений необходимо экспериментальное определение некоторых констант грунта, входящих в исходные уравнения состояния.

1.3. Экспериментальные исследования уплотнения грунтов ударными нагрузками

Интенсивные ударные нагрузки, сочетающие большую массу трамбовки и высокую скорость удара, начали использоваться при устройстве котлованов трамбованием [20, 76], а также при уплотнении просадочных грунтов [1, 73, 93, 137, 153]. Несколько позже, в начале 70-х годов, интенсивное динамическое уплотнение используется для устройства оснований, обладающих высоким водонасыщением. Полученные французской фирмой "Менард Групп" [157] результаты, как и все последующие данные об этом способе уплотнения водонасыщенных грунтов, долгое время дискутировались по ряду причин.

Первая причина – это существующее представление о водонасыщенном грунте как о практически несжимаемой под воздействием кратковременных нагрузок среде. Это представление основано на допущении, введенном К. Терцаги [135], о несжимаемости поровой жидкости. Тем не менее, это допущение правомерно лишь для ограниченного класса задач, т.е. оно было использовано для решения задач консолидации грунта при небольших (в сравнении с ударными) нагрузках. При объяснении динамической консолидации Л. Менард указывает, что реальные грунты практически никогда не достигают полного водонасыщения [160, 166].

При высоких давлениях, возникающих в условиях интенсивного динамического уплотнения, сжимаемость жидкости совместно с микропузырьками газа становится одним из основных факторов, влияющих на изменение состояния грунта. И содержание газа в порах грунта оказывает наиболее существенное влияние на деформируемость грунта при больших динамических нагрузках. Важную роль газа в процессе сжимаемости водонасыщенных грунтов выявили Г.М. Ляхов, П.Л. Иванов и др. [60, 61, 79, 166].

По данным [61], содержание газа в порах грунтов, даже залегающих ниже уровня подземных вод, редко занимает объем менее 1,0..3,0 % порового пространства. И для снижения содержания газа менее 0,5 % необходимы специальные условия. Так, например, компрессионное сжатие водонасыщенного грунта с типичным для него свободным поровым пространством 1,0..3,0 % не позволяет достигнуть сжатия грунта более чем на 0,3..1,0 %. Но по результатам уплотнения грунта с помощью ударных нагрузок сжатие грунта составляет 1,0..3,0 %. Это несоответствие является второй причиной дискуссии о достоверности полученных результатов с применением динамической консолидации водонасыщенных грунтов.

Другие причины были порождены самими сторонниками технологии, получившей название "динамическое уплотнение" в противовес так называемому уплотнению водонасыщенных грунтов статической пригрузкой.

Впервые интенсивное ударное уплотнение грунтов было применено в 1969 году фирмой "Менард" (Франция) при уплотнении на морском побережье намывной площадки мощностью 4,0..8,0 м, намытой на участке морского дна, сложенного песчано-суглинистыми грунтами мощностью 15,0..20,0 м с линзами сильносжимаемого ила. Динамическое уплотнение грунта было применено вместо устройства фундаментов на сваях длиной 30,0..35,0 м. Суммарная осадка от статической пригрузки и динамического уплотнения вызвала общее понижение поверхности на 70,0 см. Несущая способность основания повысилась более чем на 200 % (это в 7 раз превысило эффект от применения статической пригрузки). В результате стало возможным применение обычных фундаментов мелкого заложения, и давление на грунт составило 0,3 МПа, а конечные осадки зданий не превысили 1,0 см. В данном случае уплотнение грунтов достигалось за один этап [166].

В 1970 г. фирма "Менард" приступила к целенаправленной разработке и внедрению технологии интенсивного уплотнения грунтов, и к 1974 году эта технология была использована при подготовке оснований более чем на 100 объектах [166].

В частности, в качестве примера интенсивного динамического уплотнения грунтов в несколько этапов служат работы по подготовке основания завода сборных железобетонных конструкций в г. Борансьюр-Уаз (Франция). Проектом было предусмотрено строительство ряда корпусов завода на площади 3,4 га. Строительная площадка в геологическом отношении с поверхности до глубины 9,0 м была представлена глинами, суглинками с низкой несущей способностью. Ниже, на глубине 16,0..18,0 м, залегали отложе-

ния выветренного мела. Уплотнение грунтов проводилось в два этапа по зонам. Для уплотнения применяли трамбовку массой 12,5 т, сбрасываемую с высоты 10,0..12,0 м. Осадка поверхности в результате уплотнения составила 65,0..80,0 см. Сопротивление грунтов сдвигу увеличилось в 2 раза, а осадки фундаментов были уменьшены в 5,0..10,0 раз [166].

Отказ от применения методов интенсивного динамического уплотнения привел бы к необходимости статической пригрузки основания с целью необходимости стабилизации деформаций. Однако в этом случае осадки основания под действием массы только здания достигли бы 10,0 см. Предельное сопротивление сдвигу составило бы только 0,1 МПа. Применение свайных фундаментов не решило бы проблему осадок автодорог, складских площадок [60].

Важным преимуществом технологии интенсивного ударного уплотнения перед другими методами подготовки оснований является возможность совместного уплотнения слабого сильносжимаемого основания и насыпи (либо ее части), что в значительной степени облегчает производство работ в болотистой местности, поймах равнинных рек и в других подобных случаях, когда несущая способность естественного основания недостаточна для принятия нагрузки от возведенной насыпи [60].

При строительстве насыпи автострады в Австрии [166] динамической консолидации были подвержены насыпь высотой 7,0 м и основание, сложенное на глубину 14,0 м пылевато-глинистыми грунтами с прослойками песка, торфа и органического ила. Ожидаемые осадки основания от собственного веса насыпи оценивались в несколько метров и не могли быть предотвращены традиционным способом уплотнения грунтов. Динамическая консолидация проводилась с поверхности насыпи сбрасыванием груза массой 25,0 т с высоты 20,0 м. Было выполнено 7 этапов уплотнения во времени. Окончательная осадка поверхности насыпи достигла на некоторых участках 3,0..4,0 м. В первые 2 года эксплуатации автострады осадка составила около 30,0 см, причем неравномерность ее по длине трассы была незначительна.

В 1971 году при устройстве взлетной полосы аэропорта Найс (Франция) динамическая консолидация грунтов была осуществлена сбрасыванием 10-тонного груза с высоты 10,0 м. Общая осадка основания составила 50,0..100,0 см, а несущая способность увеличилась в три раза [169].

При строительстве аэропорта в Сингапуре [170] основанием здания аэровокзала и других сооружений послужила насыпь из разуплотненных

иловатых глин мощностью 5,0..8,0 м, подстилаемая такими же грунтами естественного залегания. Улучшение в результате уплотнения (плиту массой 15,5 т сбрасывали с высоты 25,0 м) свойств грунта основания позволило возвести обычные фундаменты, передающие давление до 0,25 МПа. После уплотнения модуль деформации на глубине 2,5 м увеличился в 2,0 и более раза, а на глубине 10,0 м – в 1,3 раза.

Более сложное инженерно-геологическое строение имело основание нескольких зданий на другом участке этого аэропорта. Разуплотненные илы и глины мощностью 4,0..6,0 м здесь подстилались 4,0..5,0-метровым слоем заторфованных глин с высоким содержанием растительных остатков. Ниже, на глубине 8,0..10,0 м и более, залегали иловатые и глинистые грунты. Основная проблема состояла в предварительной консолидации слоя заторфованных глин и повышении несущей способности основания под подошвой фундамента не ниже, чем до 0,1 МПа. После уплотнения характеристики заторфованных грунтов изменились: на глубине 4,0..4,5 м плотность повысилась с 1,49 до 1,82 г/см³; коэффициент пористости снизился с 1,72 до 0,65; сцепление возросло с 12,4 кПа до 46,6 кПа. Заметное улучшение этих показателей наблюдалось на глубине от 8,0 до 9,0 м.

1.4. Методы определения технологических параметров уплотнения грунтов

При производстве работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками необходимо тщательно контролировать соблюдение следующих технологических параметров: массу трамбовки, размеры днища, высоту сбрасывания, расстояние между центрами отпечатков трамбовки, число этапов и интервалы времени между повторными этапами уплотнения.

Наиболее важные из них, как отмечает Ю.К. Зарецкий и М.Ю. Гарицелов [60], – это высота сбрасывания трамбовки, расстояние между отпечатками и интервал времени между повторными этапами уплотнения.

Действующие в настоящее время различные нормативные документы по поверхностному уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками [121], а также сведения, имеющиеся в технической литературе [44, 91, 163, 169], не содержат никаких рекомендаций по выбору высоты сбрасывания трамбовок для достижения требуемого результата. В связи с этим, такие параметры, как масса трамбовки, ее размеры в плане, высота сбрасывания выбираются произвольно. А это неизбежно приводит к удорожанию строительства. В то

же время учет закономерностей динамического уплотнения грунтов позволяет при одних и тех же энергетических затратах принимать такой вариант, при котором достигается наибольший эффект.

Исследованиями Л.Р. Ставницера, Л.М. Бобылева [7, 132] установлено, что применение трамбовок наибольшей массы при минимальном числе ударов с одной и той же скоростью приводит к наиболее эффективным результатам. Увеличение массы трамбовок позволяет получить требуемую осадку поверхности грунта с меньшими трудовыми затратами и дает более равномерное распределение плотности по глубине уплотняемой толщ грунта. Кроме того, требуемое качество уплотнения достигается при меньшем числе ударов трамбовки, что сокращает сроки производства работ.

Упомянутое выше условие минимума энергии, затрачиваемой на достижение требуемого результата при ударном уплотнении грунтов, позволило Л.Р. Ставницеру [132] разработать методику определения оптимальных размеров трамбовки.

Оптимальную площадь основания трамбуемой плиты, имеющей заданную массу и высоту сбрасывания, определяют по формуле

$$A = KR \frac{M}{\Delta_{тр}},$$

где M – масса трамбовки;

$\Delta_{тр}$ – полное понижение поверхности трамбуемого грунта, обеспечивающее достижение необходимой плотности и достаточной глубины уплотняемого слоя;

K – коэффициент, характеризующий неупругие свойства грунтов при повторных нагружениях;

R – коэффициент, зависящий от деформационных свойств грунта и скорости удара трамбовки.

Для определения коэффициентов K и R необходимо проведение испытаний на опытном участке грунтового основания, подлежащего уплотнению. Более того, для определения коэффициента R необходимы полевые испытания трех различных трамбуемых плит. Совершенно очевидным является то, что по результатам испытаний подбираются приблизительные размеры трамбовки, требующие дальнейшего уточнения. Различие инженерно-геологических условий на участке уплотнения грунтов тяжелыми

трамбовками ставит под сомнение оперативность опытных работ по определению коэффициентов K и R .

Прогноз глубины уплотнения H тяжелыми трамбовками в зависимости от двух параметров удара впервые был дан Л. Менардом [166]:

$$H = \alpha \sqrt{Mgh}, \quad (1.11)$$

где Mgh – энергия одиночного удара, т·м;
 g – ускорение свободного падения, м/сек²;
 α – эмпирический коэффициент, (м/т)^{1/2};
 M – масса трамбовки, т;
 h – высота сбрасывания, м.

Ю.К. Зарецкий и М.Ю. Гарицелов [60] отмечают, что более естественно определять предельную глубину уплотнения H как расстояние, на котором достигается требуемое в данном случае улучшение свойств грунта, и, следовательно, глубина уплотнения определяется в зависимости от предъявляемых к нему требований.

В ряде случаев выбор типа трамбующей установки (рис. 1.2) приводит к неоднозначному решению. Изменение коэффициента α в весьма значительных пределах $0,45 \leq \alpha \leq 1,0$ затрудняет правильный выбор необходимого значения. По данным исследований на Загорской ГАЭС, изменение предельной глубины уплотнения от 4,0 до 9,0 м, в зависимости от выбранного критерия, соответствует диапазону изменений коэффициента α от 0,27 до 0,60.

Разнообразие факторов, влияющих на предельную глубину уплотнения, дополняют физико-механические свойства грунтов, условия их залегания, а также неучтенные технологические параметры: число ударов по одному следу, расстояние между отпечатками, число этапов повторного уплотнения и др. В данном случае затруднено также оперативное корректирование технологических параметров на стадии производства работ с изменением свойств грунтов, условий уплотнения и предъявляемых к нему требований по качеству уплотнения.

Б.И. Далматов, Н.Н. Морарескул, В.Г. Науменко [45] для определения мощности достаточно уплотненного слоя грунта рекомендуют применять формулу:

$$h_{yn} = Kd_{mp}, \quad (1.12)$$

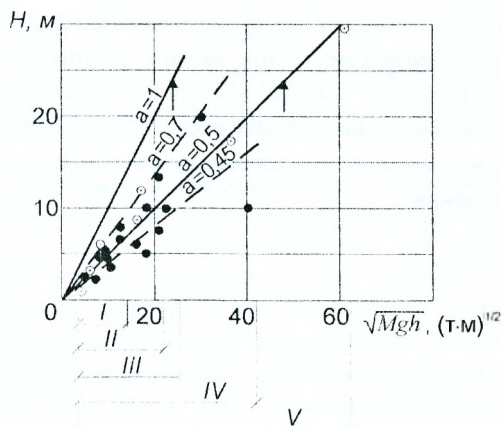


Рис. 1.2 Изменение глубины уплотнения от энергии одиночного удара по данным [60, 160]: ● - преобладают несвязные грунты; ○ - илстые грунты и гравий; ↑ - глубина зоны уплотнения не определена. Рекомендуемые трамбующие установки: I – на базе драглайна Э-2503; II – на базе экскаваторов ЭКГ; III с трамбовкой 25 т; IV, V – с трамбовками 40 и 200 т, Франция

где $d_{гр}$ – диаметр рабочей поверхности трамбовки, м;

K – коэффициент, принимаемый при уплотнении: песка – 1,55, супеси – 1,45, пылевато-глинистых грунтов – 1,0, 1,2.

Следует отметить, что здесь уже даны рекомендации по выбору массы трамбовки. Она должна быть такой, чтобы удельное статическое давление трамбовки на грунт составляло не менее 20 кПа.

В соответствии с [60], уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками производится путем свободного сбрасывания с высоты 4-40 метров трамбовок массой от 5 до 200 т и диаметром 1,4..4,0 м. Аналогичные подходы к выбору технологических параметров изложены в работах [23, 45, 62, 98].

Очевидно, что при подходах, изложенных выше, невозможно принципиально оценить прогнозируемые контрольные значения параметров грунтов, необходимую глубину уплотнения, не прибегая к анализу изменения состояния грунтового массива в режимах интенсивного ударного уплотнения. Затруднено также оперативное корректирование на стадии производства работ технологических параметров при изменении свойств грунтов, условий уплотнения, требуемого качества уплотнения. В связи с этим, практическое применение технологии и рациональных методов производства работ тре-

бует разработки аналитических основ интенсивного ударного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками, в том числе с учетом прогноза состояния грунтов после уплотнения, выбора контролируемых параметров грунта, обоснование их значений при ведении работ в промышленном и гражданском строительстве, назначение и корректировки основных технологических параметров уплотнения.

ГЛАВА 2

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НАМИВНЫХ ГРУНТОВ ЮГО-ЗАПАДНОЙ ЧАСТИ БЕЛОРУССКОГО ПОЛЕСЬЯ

2.1. Взаимосвязь гранулометрического состава намывных и карьерных грунтов

Грунты, используемые для намыва территорий, должны удовлетворять ряду требований: небольшое удаление от карт намыва, допустимая расчетная глубина залегания, их обводненность или возможность обводнения и др. Но основным показателем степени пригодности карьерных грунтов для намыва территорий является гранулометрический состав, являющийся важнейшей предпосылкой качества намывного грунта. В связи с этим были выполнены работы по изучению гранулометрического состава карьерных грунтов Юго-Западного региона Белорусского Полесья [83].

Для намыва территории Южного района г. Бреста проектом инженерной подготовки, выполненным Государственным институтом проектирования предприятий речного транспорта "Укрпироречтранс" было предусмотрено три карьера (участки А, Б, В), показанные на рис. 2.1 и расположенные на левобережной террасе реки Мухавец. Осредненные показатели гранулометрического состава карьерных грунтов приведены в таблице 2.1 и их физико-механические характеристики в таблице 2.2.

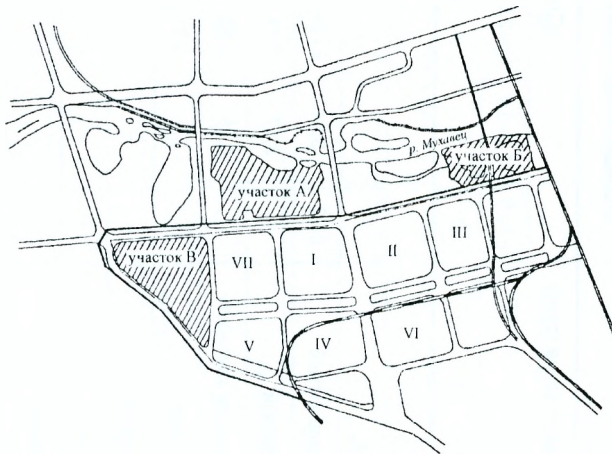


Рис. 2.1 Схема Южного района г. Бреста:
I-VII – проектируемые микрорайоны

Таблица 2.1

Осредненный гранулометрический состав карьерных грунтов

Наименование грунта	Содержание частиц в % по массе, размером, мм									
	>10,0	10,0÷5,0	5,0÷2,0	2,0÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,005	<0,005
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
участок А										
Песок:										
гравелистый	0,22	13,84	25,34	22,69	28,71	7,14	0,61	0,59	0,46	0,40
крупный	–	2,17	7,11	49,36	28,64	8,74	1,80	1,03	0,72	0,43
средней крупности	–	0,15	3,92	21,44	40,26	26,39	3,78	1,69	1,32	1,05
мелкий	–	–	0,32	5,46	31,28	53,16	7,09	1,63	0,74	0,33
пылеватый	–	–	–	7,28	23,72	33,28	19,97	11,24	2,97	1,54
Супесь	–	–	–	4,12	9,37	20,86	28,24	22,29	4,32	10,80
Суглинок	–	–	–	2,55	5,34	11,06	16,32	43,42	5,17	16,14
Глина	–	–	–	2,04	2,56	5,19	15,03	31,13	7,62	33,34

Окончание таблицы 2.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Участок Б										
Песок:										
средней крупности	–	0,32	2,38	19,6	41,33	25,17	4,95	3,84	1,81	0,60
мелкий	–	–	0,62	5,36	28,52	55,04	7,23	2,25	0,55	0,43
пылеватый	–	–	–	4,68	19,12	40,24	27,12	6,20	1,45	1,19
Супесь	–	–	–	5,22	11,30	30,23	28,95	15,24	2,90	6,16
Суглинок	–	–	–	2,16	3,14	8,28	35,29	23,17	10,20	17,76
Глина	–	–	–	2,31	5,43	10,76	5,12	20,11	16,94	39,33
Участок В										
Песок:										
средней крупности	–	–	1,26	20,68	43,75	27,26	4,26	2,16	0,58	0,05
мелкий	–	–	–	5,64	28,92	53,28	5,84	3,15	1,97	1,20
Супесь	–	–	–	–	0,94	1,27	26,15	54,92	6,90	9,82

Таблица 2.2.

Физико-механические характеристики карьерных грунтов

Наименование грунтов	Плотность грунта ρ , т/м ³	Плотность частиц грунта ρ_s , т/м ³	Естественная влажность W , %	Плотность сухого грунта ρ_d , т/м ³	Коэффициент пористости e	Влажность на границе текучести W_L , %	Число пластичности I_p , %	Показатель текучести J_c	Угол внутреннего трения ϕ , град	Удельное сцепление C , МПа	Модуль общей деформации E , МПа	Влажность на границе раскатывания W_p , %
Песок гравелистый	2,08	2,66	22,0	1,70	0,56	—	—	—	39,0	—	56,0	—
Песок крупный	2,06	2,66	21,0	1,70	0,56	—	—	—	38,0	—	48,0	—
Песок средней крупности	2,04	2,66	24,0	1,65	0,61	—	—	—	34,0	0,00 1	44,0	—
Песок мелкий	1,97	2,66	27,0	1,55	0,72	—	—	—	30,0	0,00 2	23,0	—
Песок пылеватый	1,94	2,66	29,0	1,50	0,77	—	—	—	28,0	0,00 4	17,0	—
Супесь	2,01	2,67	21,0	1,66	0,61	22,0	4,0	0,75	23,0	0,00 5	13,0	18,0
Суглинок	1,96	2,70	21,0	1,62	0,67	31,0	12,0	0,167	22,0	0,27	17,0	19,0
Глина	1,93	2,72	26,0	1,53	0,78	44,0	20,0	0,1	19,0	0,04 5	18,0	24,0

Анализ данных, полученных автором по результатам отбора проб грунта из шурфов и скважин, а также материалов изысканий, полученных "Укргипроречтрансом", показывает, что изучаемые карьеры поймы реки Мухавец на глубину до 7,1±15,4 м сложены светло-серым песком, преимущественно средней крупности. В отдельных местах встречены линзы мелких и гравелистых песков. Их мощность колеблется в пределах 0,3±0,7 м.

Песчаные грунты на глубине 7,1 – 15,4 м подстилаются моренными супесями и суглинками с редкими включениями гравия. Для каждой разновидности карьерного грунта построены кривые гранулометрического состава, представленные на рис. 2.2.

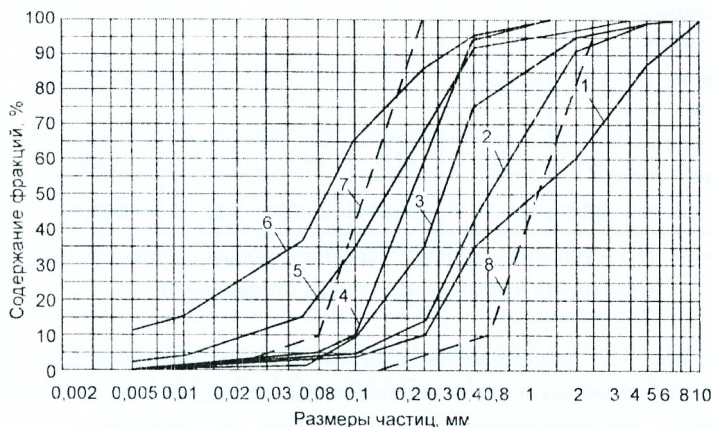


Рис. 2.2 Кривые гранулометрического состава карьерных грунтов: 1 – песок гравелистый; 2 – песок крупный; 3 – песок средней крупности; 4 – песок мелкий; 5 – песок пылеватый; 6 – супесь; 7,8 – линии, ограничивающие область применения карьеров для намыва территорий для жилищного строительства

Процентное содержание каждой из фракций устанавливалось как среднее арифметическое не менее чем 14 определений. При этом коэффициент вариации по определяющим фракциям не превышает 11,7 %. Обобщенные данные о карьерных грунтах приведены в табл. 2.3.

Анализ результатов исследований показывает, что карьерные грунты в основном представлены песком мелким и средней крупности. Содержание глинистых и пылеватых фракций с размером частиц менее 0,05 мм составляет 15,75 %. Коэффициент неоднородности изменяется в пределах от 3,15 до 6,00.

Таким образом, пользуясь классификацией карьеров, предложенной в работе [66], карьеры р. Мухавец можно отнести к первой группе. Грунты этих карьеров характеризуют кривые гранулометрического состава, расположенные в основном в области песчаных фракций (рис. 2.2).

Таблица 2.3

Обобщенные данные о карьерных грунтах

Показатели	Наименование грунтов						
	глина	суглинок	супесь	песок пылеватый	песок мелкий	песок средней крупности	песок крупный
Толщина слоя, м	0,2÷2,3	0,3÷2,4	0,3÷3,7	1,5÷3,0	1,2÷4,8	0,6÷14,2	0,2÷4,8
Среднеарифметическое значение толщины слоя $H_{ср}$, м	1,6	1,1	0,8	2,3	4,1	7,3	2,2
Повторяемость слоя n , %	0,7	8,1	21,8	11,4	25,1	28,5	4,4
Hn	1,12	8,91	17,44	26,22	102,91	208,5	9,68

Примечание: Hn – условная единица, характеризующая фактическое содержание вида грунта в исследуемой толще отложений [9].

На рис. 2.3 представлены диаграммы гранулометрического состава карьерных и намывных грунтов для различных площадок России и Республики Беларусь. Их сравнительный анализ показывает определенную закономерность взаимосвязи карьерного и намывного грунта. Содержание фракции менее 0,1 мм для карьеров различных площадок составляет в основном 18,0 – 38,0%. Содержание частиц размером 0,25 – 0,1 мм колеблется в пределах 40,0 – 50,0 %. Диапазон содержания частиц крупнее 0,25 мм более широкий – от 12,0 до 50,0 %. Результаты определения гранулометрического состава грунтов, намывных из этих карьеров, показывают, что содержание фракции с размером частиц менее 0,1 мм не превышает в основном 8,0 %, т.е. меньше в 2,2 – 4,8 раза. Значительно увеличился диапазон изменения процентного содержания частиц размером 0,25 – 0,1 мм – 35,0 – 65,0 %.

Содержание частиц размером менее 0,1 мм для карьеров г. Бреста составляет 22,0 %, содержание частиц размером 0,25 – 0,1 мм – 41,0 %. Это указывает на то, что карьеры поймы р. Мухавец по своему составу аналогичны карьерам г. Гомеля, ряду карьеров г. Киева, г. Харькова и других районов.

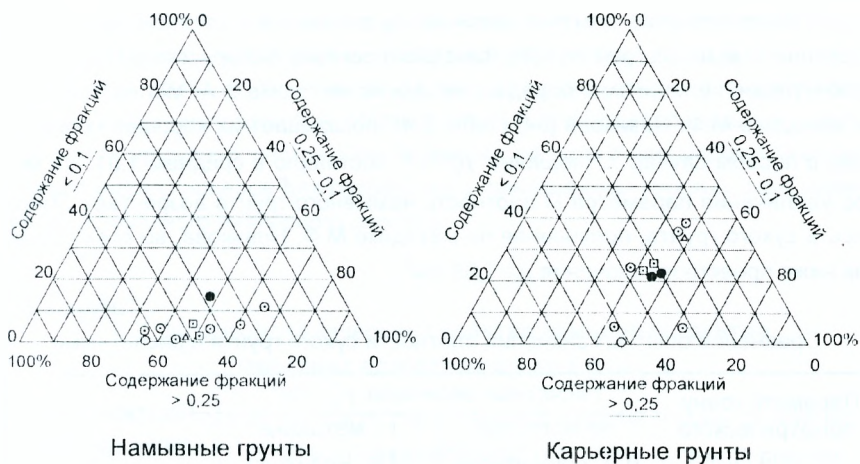


Рис. 2.3 Диаграммы гранулометрического состава:

- – карьерные и намывные грунты площадок г. Киева; □ – то же г. Гомеля;
- △ – Салтыковского массива г. Харькова; ● – г. Днепропетровска;
- ◇ – г. Архангельска

Опыт намыва земляных сооружений [87] и подготовки территорий под строительство [66] показал, что плотность намывного грунта зависит не только от гранулометрического состава карьерных грунтов, но и от морфологии песчаных зерен, технологии намыва. Для оценки плотности намывных оснований используется методика В.А. Мелентьева [87], согласно которой величина ρ_d несвязного грунта определяется неоднородностью гранулометрического состава и формой зерен. М.Ф. Новиков, А.И. Огурцов и другие [61, 94, 95, 154] предложили не учитывать форму зерен, а плотность намывного грунта определять по эмпирическим формулам в зависимости от технологических факторов намыва и параметра гранулометрического состава Π , определяемого по формуле

$$\Pi = d_{50} \frac{d_{90}}{d_{10}}, \quad (2.1)$$

где d_{50} – диаметр частиц, меньше которого содержится 50% частиц по весу;
 d_{90} – диаметр частиц, меньше которого содержится 90% частиц по весу;
 d_{10} – диаметр частиц, меньше которого содержится 10% частиц по весу

Сопоставление опытных величин ρ_d , полученных автором при исследовании намывных грунтов Юго-Западного региона Белорусского Полесья, с расчетными величинами, определяемыми по методике В.А. Мелентьева [87] и методике М.Ф. Новикова [94] (табл. 2.4), показывает их хорошее совпадение в первом случае. Отношение ρ_d^{on} / ρ_d^p составило в среднем 1,01. По мере увеличения параметра Γ плотность намывного грунта возрастает. Плотность сухого грунта, полученная по методике М.Ф. Новикова, во всех случаях ниже проектного значения $\rho_d=1,58 \text{ т/м}^3$.

Таблица 2.4

Сравнение опытных значений плотности сухого грунта с расчетными

Параметр гранулометрического состава Γ , мм	Расчетные величины ρ_d^p , т/м ³		Опытные величины ρ_d^{on} , т/м ³
	по методике В.А. Мелентьева	по методике М.Ф. Новикова	
1	2	3	4
1,1	1,61/0,98	1,53/1,04	1,59
1,7	1,62/1,00	1,53/1,06	1,62
2,5	1,63/0,99	1,54/1,05	1,62
4,8	1,64/1,01	1,54/1,08	1,66
3,3	1,63/1,01	1,54/1,07	1,65
7,6	1,66/1,01	1,55/1,08	1,68
2,4	1,63/1,02	1,54/1,08	1,67
8,7	1,67/1,05	1,55/1,14	1,76
7,2	1,65/1,01	1,54/1,08	1,67
1,9	1,62/1,05	1,54/1,07	1,65
2,8	1,63/1,00	1,54/1,06	1,63
8,2	1,66/1,03	1,55/1,10	1,71
4,5	1,64/0,99	1,54/1,06	1,63
6,0	1,64/1,02	1,54/1,09	1,68
1,5	1,62/1,01	1,53/1,07	1,64
8,5	1,66/1,05	1,55/1,13	1,75
7,0	1,65/1,02	1,54/1,10	1,69
6,5	1,65/0,99	1,54/1,06	1,63

Примечание: 1. Опытные значения ρ_d^{on} определены как среднеарифметические не менее трех частных значений.
 2. В числителе указана расчетная величина ρ_d^p , в знаменателе ρ_d^{on} / ρ_d^p .

Изучением формы зерен было установлено, что аллювиальные пески поймы р. Мухавец можно оценить баллом окатанности от 2 до 3.

Таким образом, полученные данные свидетельствуют о возможности использования методики В.А. Мелентьева [87] для предварительной оценки плотности намывных песков Юго-Западного региона Белорусского Полесья и пригодности карьеров для разработки с применением простых схем намыва безэстакадного пионерного способа.

2.2. Физико-механические свойства намывных грунтов, имеющих возраст от 0,5 до 5,0 лет

Физико-механические свойства намывных грунтов поймы р. Мухавец изучались автором в полевых и лабораторных условиях.

Результаты определения гранулометрического состава намывных песков для различных точек как по глубине, так и по площади показывают, что намывная толща в основном сложена песками средней крупности (рис. 2.4). В 8,0 % образцов встречаются пески мелкие и крупные. Пески пылеватые встречаются только в 2 % образцов, поэтому их распространение на исследованной намывной территории считается эпизодическим, и при оценке состава намывного грунта они во внимание не принимались [34].

Сравнительный анализ гранулометрического состава намывных грунтов исследуемого района и площадок г. Гомеля показывает его довольно существенное различие. По данным А.С. Карамышева [67, 68], намывные основания площадок г. Гомеля в 59 % сложены мелкими песками и лишь в 33% - песками средней крупности. В 6,0% образцов встречены пески пылеватые и крупные.

Результаты определения плотности грунта, плотности сухого грунта, природной влажности и модуля деформации приведены в таблице 2.5. Статистическая обработка результатов исследований проводилась в соответствии с рекомендациями [8, 64].

Проведенные исследования распределения плотности намывного грунта по глубине шурфов показали, что плотность сухого грунта несколько увеличивается с глубиной в пределах от 1,51 - 1,60 т/м³ до 1,70 - 1,80 т/м³ (рис. 2.5). Однако у поверхности поймы наблюдается некоторое её уменьшение. Е.Ф. Винокуров [9] объясняет это явлением аккумуляции пылеватых и глинистых частиц при намыве в эрозионных понижениях рельефа поймы, обусловленную снижением скорости потока пульпы из-за шероховатости поверхности подстилающих намывную толщу грунтов.

Таблица 2.5.

Физико-механические характеристики намывных грунтов

Наименование грунта	Плотность грунта, г/см ³	Плотность сухого грунта, г/см ³	Влажность, %	Коэффициент пористости	Модуль деформации, МПа		
					E_{k_1} (0,1÷0,2)	E_{k_2} (0,2÷0,4)	$\frac{E_{min} \dots E_{max}}{E_{cp}}$
Песок средней крупности	1,83...2,16	1,69...1,82	17,3...22,1	0,45...0,57	15,7	25,6	30,0...42,5
	2,03	1,75	19,9	0,53			35,0
Песок средней крупности	1,68...1,89	1,59...1,67	2,8...8,3	0,60...0,70	10,1	17,0	15,7...26,6
	1,85	1,62	5,0	0,67			22,2
Песок мелкий	1,71...2,03	1,61...1,77	4,8...16,1	0,62...0,70	12,7	14,4	-
	1,89	1,70	10,2	0,64			

Примечание: в числителе – пределы изменения, в знаменателе – среднее значение.

В последней графе – результаты штамповых испытаний намывных грунтов

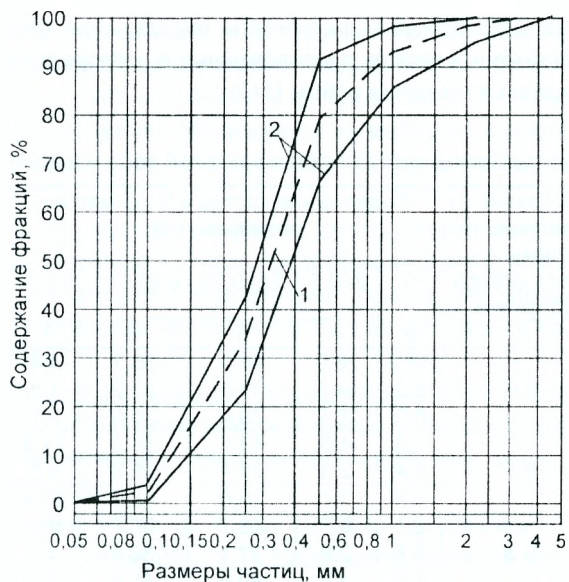


Рис. 2.4 Гранулометрический состав намывных грунтов:
1 – средний; 2 – границы изменения

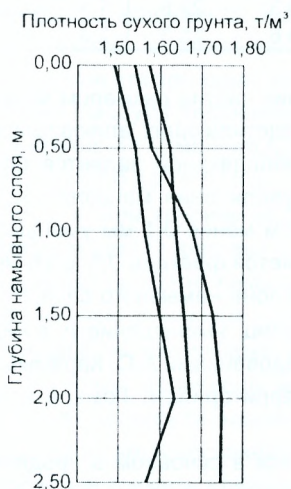


Рис. 2.5 Изменение плотности сухого грунта по глубине намывного слоя

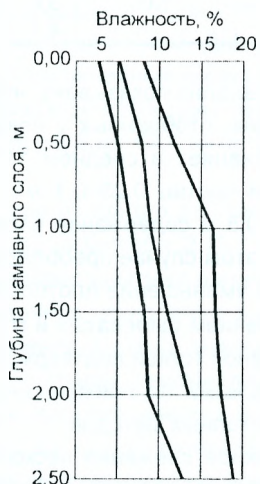


Рис. 2.6 Изменение влажности грунта по глубине намывного слоя

В таблице 2.6 приведены результаты определения гранулометрического состава намывных песков, расположенных в непосредственной близости у поверхностных отложений поймы [140].

Таблица 2.6

Гранулометрический состав песков в нижней зоне намывного слоя

Вид грунтовых отложений	Расстояние от поверхности поймы до места отбора проб грунта, м	Содержание частиц в % по массе, размером, мм					Суммарное содержание фракций
		>2	2÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	<0,1	
1	2	3	4	5	6	7	8
пойменные	0,0	10,2	28,0	48,3	36,1	4,4	наибольшее
		6,2	14,1	33,0	26,2	1,8	наименьшее
		8,3	20,7	39,4	30,9	2,7	среднее
намывные грунты	0,1	1,3	4,6	43,7	56,3	14,3	наибольшее
		0,4	2,3	32,4	39,8	9,6	наименьшее
		0,7	3,7	36,6	48,7	11,5	среднее
	0,3	2,1	8,7	48,7	50,7	10,6	наибольшее
		0,8	2,9	37,1	36,4	4,1	наименьшее
		1,3	4,6	40,9	40,6	7,8	среднее
	0,5	7,0	12,1	56,6	46,4	6,5	наибольшее
		2,4	5,2	35,1	30,3	2,3	наименьшее
		3,7	7,8	46,4	36,2	3,7	среднее
	1,0	7,2	10,8	57,2	40,6	5,2	наибольшее
		3,0	5,6	34,3	22,8	1,1	наименьшее
		4,1	8,0	48,6	25,3	2,8	среднее

Их анализ показывает, что содержание частиц размером менее 0,1 мм в образцах, отобранных у поверхности подстилающих аллювиальных песков, составляет в среднем 11,5 %. Преобладающей является фракция с размером частиц 0,25–0,1 мм. По мере увеличения мощности намывного слоя до 0,5 м содержание частиц размером менее 0,1 мм уменьшается до 3,7 %. В этом случае преобладающей является фракция 0,5–0,25 мм. Таким образом, уменьшение плотности в нижней зоне намывного слоя обусловлено скоплением пылеватых и глинистых частиц. Уменьшение ρ_c в нижней зоне намывной толщи подтверждается исследованиями А.С. Карамышева [67], выполненными на поименно-намывных территориях г. Гомеля с помощью радиоизотопных методов.

Рыхлое сложение песков наблюдается в основном в пределах полуметровой глубины от поверхности. Влажность песков по глубине шурфов увеличивается с 2,0 – 1,4 в пределах метровой толщи до величины 6,0 – 18,0 на глубине 1,5 – 2,0 м (рис. 2.6).

Таким образом, намытая толща грунтов исследуемого района представлена песками средней крупности, средней плотности и плотными. На отдельных же участках встречены и рыхлые пески. Наличие участков с песками рыхлого сложения объясняется не выбором той или иной технологии намыва, а ошибками, допущенными на определенных этапах производства работ.

По плотности сложения намывные грунты различных площадок г. Бреста, г. Гомеля, г. Могилева, г. Киева представлены в основном песками средней плотности и плотными. Пески рыхлого сложения на намывных территориях г. Бреста составляют не более 7,0 %, а на площадке Оболонь г. Киева до 15 % [127, 128].

Модуль общей деформации, определенный в интервалах давлений 0,2 – 0,4 МПа, по результатам компрессионных испытаний для песков средней плотности изменяется в пределах 10,0 – 23,0 МПа, а для плотных песков $E=21,0 – 27,5$ МПа.

Для установления связи между модулем деформации и плотностью построены графики $E=f(e)$ (рис. 2.7). Полученное таким образом корреляционное поле характеризуется уменьшением величины модуля деформации E с ростом коэффициента пористости.

Обобщенные результаты испытаний намывных грунтов, с давностью намыва от 4 до 5,0 лет, статической нагрузкой в полевых условиях представлены на рис 2.8. Зависимость $S=f(P)$ для песков средней крупности средней плотности и плотных выражается практически прямой линией. Для мелких и пылеватых песков эта зависимость имеет нечеткий линейный характер.

Величина модуля деформации для среднезернистых грунтов плотных и средней плотности изменяется в пределах от 26,6 до 43,7 МПа, для мелких песков – от 19,0 до 24,5 МПа.

С увеличением глубины установки штампа от одного до трех метров модуль деформации возрастает в среднем в 1,15 раза (табл. 2.7).

В верхнем горизонте намывного слоя разброс опытных данных более значительный, чем в нижнем. Среднеквадратичное отклонение и коэффициент вариации, определяющие меру рассеивания частных значений E по каждому горизонту, приведены в табл. 2.7. Учитывая рекомендации Б.И. Далматова [44], мощность намыва при проведении статических испытаний ниже подошвы штампа составляла не менее $3,5d$, где d - диаметр штампа. Это позволило исключить влияние подстилающих псыменных отложений на деформируемость намывных грунтов.

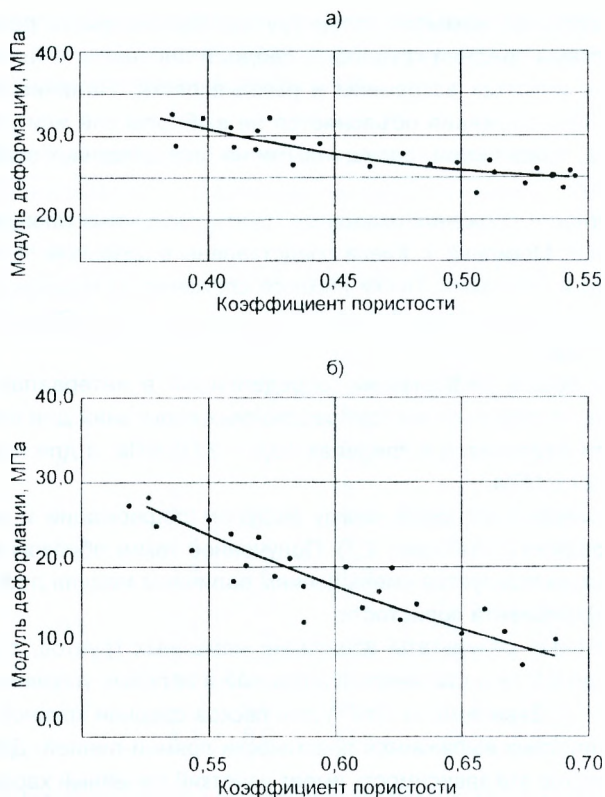


Рис. 2.7 Изменение модуля деформации намывных песков в зависимости от их плотности сложения: а – для средnezернистых песков, плотных; б – для средnezернистых песков средней плотности

Таблица 2.7

Результаты штамповых испытаний намывных грунтов в различных уровнях

Наименование грунта	Глубина установки штампа, м	Разброс опытных значений E , МПа	Количество определений	Средне-квадратичное отклонение, МПа	Коэффициент вариации
Песок средней крупности средней плотности	1,0	26,5÷33,4	14	3,06	0,11
	2,0	28,9÷32,7	11	1,99	0,06
	3,0	30,8÷33,4	8	0,99	0,03

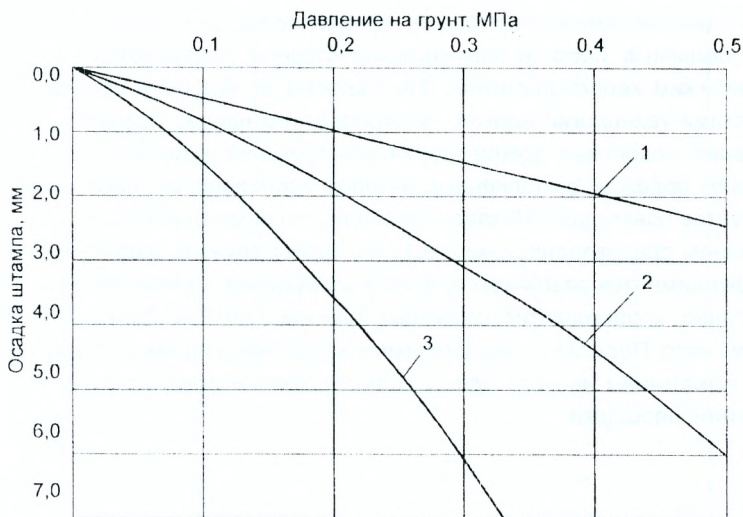


Рис. 2.8 Результаты испытаний намывных грунтов статической нагрузкой: 1 – пески средней крупности; 2 – мелкие пески; 3 – пылеватые пески

В верхнем горизонте намывного слоя разброс опытных данных более значительный, чем в нижнем. Среднеквадратичное отклонение и коэффициент вариации, определяющие меру рассеивания частных значений E по каждому горизонту, приведены в табл. 2.7. Учитывая рекомендации Б.И. Далматова [44], мощность намыва при проведении статических испытаний ниже подошвы штампа составляла не менее $3,5d$, где d - диаметр штампа. Это позволило исключить влияние подстилающих пойменных отложений на деформируемость намывных грунтов.

Модуль деформации, определенный по результатам штамповых испытаний, для площадок г. Киева на тридцатый день после окончания намыва составляет 42,8 - 43,8 МПа, для площадок г. Харькова 17,0 - 31,0 МПа [3]. В то же время модуль деформации намывных грунтов в "возрасте" 0,5 года для Южного района г. Бреста, по данным автора, в 3,5 - 4,0 МПа раза меньше, чем для площадок г. Киева.

Результаты испытаний намывных грунтов на сдвиг показывают, что угол внутреннего трения изменяется от 29° до 32° , в зависимости от вида и состояния грунтов. Величина удельного сцепления $C=0,005-0,012$ МПа для песков средней крупности и $C=0,008-0,015$ МПа для мелких песков.

Для намывных оснований г. Гомеля, г. Могилева угол внутреннего трения $\varphi = 32 - 36^\circ$, г. Харькова $\varphi = 28 - 33^\circ$, г. Киева $\varphi = 32^\circ$ [3, 32, 65, 127, 128].

Из вышеизложенного следует, что схожие по гранулометрическому составу намывные пески в значительной степени различаются по физико-механическим характеристикам. Это различие может быть объяснено особенностями технологии намыва, многообразием напластования пойменных отложений, условиями дренирования, конструкцией намывного основания и др. Таким образом, выполненные автором исследования намывных песчаных грунтов поймы реки Мухавец показали, что намывная толща, сложенная в основном среднезернистыми песками, может служить надёжным основанием фундаментов различных зданий и сооружений. Сравнительный анализ полученных характеристик намывных грунтов для Юго-Западного района Белорусского Полесья с аналогичными характеристиками для других площадок показывает на необходимость проведения исследований для каждой конкретной площадки.

2.3. Уплотнение намывных песков во времени

Строительство зданий и сооружений на намывных основаниях может быть выполнено на любой стадии их формирования. В связи с этим, важным является вопрос о характере уплотнения намывных отложений в зависимости от времени намыва.

Функция $\rho_d = f(t)$ зависит от ряда факторов и определяется величиной и характером действующей внешней нагрузки, фильтрационными и деформативными свойствами как подстилающих, так и намывных оснований, климатическими особенностями региона исследований, скоростью увеличения толщины намывного слоя и др. [8, 9].

Результаты исследований изменения влажности сразу же после окончания намыва, выполненные И.Я. Русиновым [126] с помощью радиометрической установки, показали, что она принимает стабилизированное значение через 48,0 часов. Исследования автора, выполненные на намывных грунтах г. Бреста, показали, что влажность намывных песков стабилизируется в период от 24,0 - 40,0 часов до 10,0 дней после окончания намыва. Установившееся значение влажности находится в пределах 0,031 - 0,180. В то же время процесс уплотнения намывной толщи охватывает более длительный промежуток времени.

Результаты наблюдений за осадками подстилающих и намывных грунтов приведены в табл. 2.8. Наиболее интенсивный характер уплотнения

Таблица 2.8

Результаты наблюдений за осадками подстилающих и намывных грунтов во времени

Грунтовые условия	Номера марок	Осадки марок (мм) в зависимости от длительности наблюдений								
		2.04. 1981 г.	27.04. 1981 г.	30.04. 1981 г.	29.05. 1981 г.	30.05. 1981 г.	30.06. 1981 г.	30.07. 1981 г.	30.08. 1981 г.	30.10. 1981 г.
Подстилающий песок средней крупности	М-1	Установка марок	7,2		11,5		13,4	14,1	15,0	15,2
	М-2		7,3		12,4		13,9	14,8	15,2	15,3
Намывной песок средней крупности	М-3	Установка марок			18,6		22,5	23,5	24,7	25,0
	М-4				19,2		23,1	23,9	24,1	24,2
Подстилающий песок мелкий	М-1	Установка марок		16,3		24,8	29,0	31,2	33,0	34,9
	М-2			15,8		25,3	28,0	31,5	33,4	35,4
Намывной песок мелкий	М-3	Установка марок				31,6	41,5	47,5	45,6	51,8
	М-4					31,8	42,6	48,7	50,6	52,6

подстилающих слоев, сложенных песками средней крупности, наблюдается в первые три месяца с момента начала намыва. Осадка к этому времени составила 13,65 мм. Последние три показания свидетельствуют о том, что осадка подстилающего слоя стабилизируется. К концу седьмого месяца наблюдений она составила 15,25 мм.

Подстилающие слои, сложенные мелкими песками, уплотняются более длительное время. Период интенсивного уплотнения здесь составляет 6,00 - 6,5 месяцев. Значительно больше и величина осадки.

Данные наблюдений А.С. Карамышева [9] за осадками марок, установленных на пойменные отложения, сложенные пылеватыми песками, показывают, что их основная осадка завершается в течение восьми месяцев.

Максимальное приращение осадки для пойменных отложений (табл. 2.9), представленных песками средней крупности, характерно для первых трех месяцев. Далее процесс уплотнения несколько стабилизируется. Для мелких песков этот процесс более длительный. К концу наблюдений приращение осадки составило 12,20 % от максимального.

Анализ приращения осадок намывной толщи показывает, что процесс уплотнения песка средней крупности является наиболее интенсивным в первые два месяца после окончания намыва. К концу этого периода времени приращение осадки составило 31,65 % от максимального, к концу третьего месяца - 1,44 %.

В первые 30 дней уплотнение намывной толщи составляет 74,0 %, а к концу второго месяца - 97,0 % от всей осадки, наблюдаемой в течение 6,0 месяцев после окончания намыва. Для намывных площадок г. Киева наиболее интенсивное уплотнение наблюдали в первые 10-30 дней и они составили 80% осадки, наблюдаемой через 3,0 - 4,0 месяца после намыва [32].

Для мелких песков период интенсивного уплотнения более длительный. К концу первого месяца по окончании намыва осадка намывной толщи составляет 39,0 %, к концу второго - 77,0 %, к концу третьего - 96,7 % осадки, наблюдаемой 6,0 месяцев после намыва. Дальнейшее уплотнение массива значительно замедляется, и осадка может составлять не более 5 % за десятки лет [35, 109].

Среднезернистые намывные пески практически за 2,5 месяца приобретают законченную структуру с постоянным значением плотности сухого грунта равной $\rho_d = 1,61 \text{ т/м}^3$. Процесс уплотнения для мелкозернистых песков имеет более затяжной характер и составляет 3,5 - 4,5 месяца. Плотность намывных мелких песков в сухом состоянии значительно меньше, чем у крупнозернистых песков.

Таблица 2.9

Приращение осадки подстилающих и намывных грунтов по дням наблюдений

	Приращение осадки (в мм) по дням наблюдений							
	27.04.81 г.	30.04.81 г.	29.05.81 г.	31.05.81 г.	30.06.81 г.	30.07.81 г.	30.08.81 г.	30.10.81 г.
Подстилающий песок средней крупности	7,25		4,70		1,70	0,80	0,65	0,15
Намывной песок средней крупности								
Подстилающий песок средней крупности	7,25		11,65		3,90	0,90	0,70	0,20
Намывной песок средней крупности	0,0		6,95		2,20	0,10	0,05	0,05
Подстилающий мелкий песок		16,0		9,05	3,85	2,45	1,85	1,95
Намывной мелкий песок								
Подстилающий мелкий песок		16,0		15,70	10,35	5,80	2,25	2,10
Намывной мелкий песок		0,0		6,65	6,50	3,35	0,40	0,15

Полученные результаты были обработаны методами математической статистики. Из полученных зависимостей лучшую сходимость дает экспоненциальная (табл. 2.10). Анализ результатов исследований [109] показывает, что плотность сухого грунта и "возраст" намывного грунта связаны тесной корреляционной связью. Сравнение данных полевых и лабораторных исследований процесса уплотнения намывных песчаных грунтов позволяет сделать вывод о том, что период уплотнения песков средней крупности равен двум-трем месяцам после окончания намыва. Для мелких песков этот процесс длится от 3,5 до 4,5 месяца.

Таблица 2.10

Результаты статистической обработки изменения
плотности сухого грунта во времени

Наименование грунтов	Количество определений	Корреляционные уравнения	Средне-квадратичное отклонение	Коэффициент корреляции
Намывной песок средней крупности	390	$\rho_d = 1,48 + 0,13\{1 - \exp(-t)\} \cdot n_1$	0,116	0,998
Песок намывной мелкий	148	$\rho_d = 1,34 + 0,21\{1 - \exp(-0,78t)\} \cdot n_1$	0,069	0,972
Примечание: в корреляционных уравнениях: t – "возраст" намывного грунта, месяцы; n_1 – коэффициент, учитывающий размерность и равный $1,0 \text{ т/м}^3$				

2.4. Изменение модуля деформации намывных оснований в зависимости от их "возраста"

Результаты испытаний намывных грунтов различного "возраста" статическими нагрузками представлены в табл. 2.11. По опытным данным были построены графические зависимости между осадками и удельными нагрузками на основание (рис. 2.9).

Модули деформации намывных отложений вычислялись по известной в механике грунтов формуле

$$E = (1 - \mu^2) \omega d \frac{\Delta P}{\Delta S}, \quad (2.2)$$

Таблица 2.11

Результаты штамповых испытаний намывных грунтов

Возраст намытого грунта, годы	Наименование грунта	Плотность грунта, т/м ³	Влажность, %	Коэффициент пористости	Модуль деформации, МПа
1	2	3	4	5	6
0,5	песок средней крупности средней плотности	1,69...1,79	4,3...7,3	0,59...0,69	8,1...10,5
		1,72	6,6	0,66	8,9
1,0		1,68...1,83	3,7...9,2	0,54...0,70	11,8...14,7
		1,72	7,1	0,63	13,1
2,0		1,68...1,85	4,1...8,2	0,57...0,71	20,8...25,1
		1,74	6,9	0,65	22,1
3,0		1,70...1,79	3,5...8,4	0,58...0,69	26,6...39,8
		1,72	6,1	0,66	28,4
4,0		1,68...1,80	3,3...7,8	0,59...0,68	27,5...32,5
		1,73	6,0	0,64	30,3
5,0	1,71...1,78	3,9...8,4	0,57...0,68	31,6...33,4	
	1,72	6,3	0,64	32,7	

Окончание таблицы 2.11

1	2	3	4	5	6
0,6	песок средней крупности, плот- ный	1,74...1,86	2,5...3,9	0,49...0,56	12,4...14,6
		1,76	3,4	0,51	13,6
1,0		1,72...1,88	2,0...4,1	0,44...0,54	19,5...22,9
		1,78	3,7	0,50	21,0
2,0		1,74...1,88	2,9...4,2	0,46...0,55	32,8...35,5
		1,79	3,6	0,48	34,2
3,0		1,75...1,83	2,5...4,0	0,49...0,54	38,2...42,5
		1,77	3,1	0,51	40,2
4,0		1,75...1,85	2,1...3,5	0,48...0,55	41,0...45,1
		1,77	3,2	0,50	42,8
5,0	1,74...1,84	2,4...3,7	0,48...0,56	42,5...43,7	
	1,75	3,4	0,50	43,1	
Примечание: в числителе указаны пределы изменения исследуемых характеристик, в знаменателе – их нормативные значения					

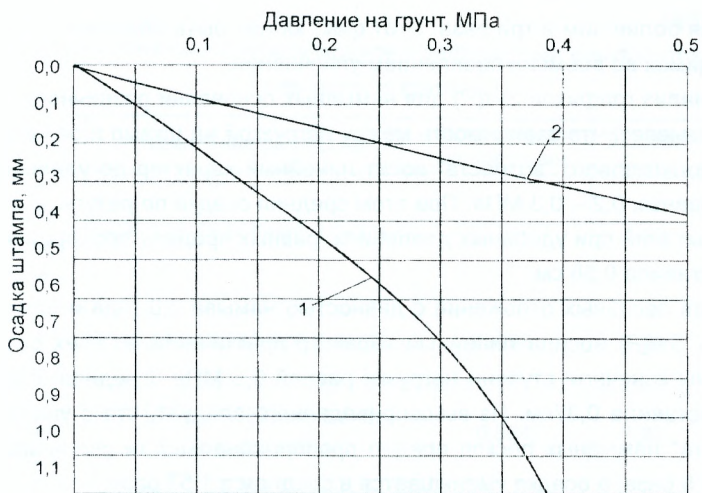


Рис. 2.9 Зависимость осадки штампа от нагрузки. 1 – пески средней крупности средней плотности с давностью намыва 6,0 месяцев; 2 – то же, с давностью намыва 36 месяцев

где μ – коэффициент Пуассона, принимаемый равным 0,3 для песчаных грунтов;

ω – безразмерный коэффициент, зависящий от формы и жесткости штампа, принимаемый для круглого штампа равным 0,79;

d – диаметр штампа, см;

ΔP – приращение удельной нагрузки на штамп в интервале между бытовым давлением и нагрузкой на пределе пропорциональности, МПа;

ΔS – приращение осадки, соответствующее ΔP , см.

Анализ полученных данных показывает, что плотность намывных песков средней крупности, оцениваемая средним значением коэффициента пористости, меняется незначительно. Для намывных отложений различной давности намыва коэффициент пористости равен 0,63 – 0,66. В то же время среднее значение модуля деформации возрастает с увеличением "возраста" намывного грунта. Для песчаных грунтов средней плотности $E=32,7$ МПа при $t=5,0$ лет и $E=8,9$ МПа при $t=0,5$ года.

Из табл. 2.11 видно, что средний коэффициент пористости намывных отложений после окончания периода стабилизированного уплотнения практически во времени не меняется. В то же время модуль деформации увели-

чивается более чем в три раза. Этот факт может быть объяснен только развивающимся во времени сцеплением упрочнения.

Анализ графиков $S=f(P)$ для намывных оснований различного "возраста" показывает, что зависимость между нагрузкой на штамп и осадкой основания полугодичного "возраста" носит линейный характер до удельных давлений равных 0,2 – 0,3 МПа. При этом средняя осадка по результатам четырех испытаний при удельных давлениях, равных пределу пропорциональности, составила 0,58 см.

Для песчаных отложений с давностью намыва 3,0 года и более зависимость $S=f(P)$ носила линейный характер практически во всех опытах до величины конечной ступени нагрузки равной 0,5 МПа. Средняя осадка при этом составила 0,37 см. Из вышеприведенного следует, что с увеличением "возраста" намывных песков предел пропорциональности увеличивается в 1,67 – 2,5 раза, а осадка уменьшается в среднем в 1,57 раза.

Сопоставление опытных данных автора с расчетными по РСН 61-86 [122] позволяет отметить более интенсивный характер возрастания модуля деформации во времени, определенного по результатам динамического зондирования. Однако необходимо иметь в виду, что данные РСН 61-86 соответствуют пескам средней крупности, коэффициент пористости которых равен $0,6 \div 0,63$.

Полученные результаты штамповых испытаний намывных песков обработаны статистически. Как показал анализ [8], из рассмотренных зависимостей (линейная, гиперболическая, дробно-линейная, степенная, экспоненциальная) лучшую сходимость дает экспоненциальная (табл. 2.12).

Для оценки надежности уравнений регрессии применялся F - критерий Фишера. Из табл. 2.12 видно, что $F_{теор} \gg F_{табл}$. Поэтому уравнения считаются значительными, т.е. предсказательная сила уравнений регрессии больше, чем предсказательная сила средних значений E .

Е.Ф. Винокуров [9] отмечает, что намывные грунты проходят следующие стадии формирования: стадию уплотнения, охватывающую период от окончания намыва до начала процесса упрочнения и заканчивающуюся в зависимости от состава грунта через 1–4 месяца после окончания намыва; стадию упрочнения, характеризующуюся интенсивным развитием процесса упрочнения грунта и заканчивающуюся через 4,5 – 5,0 лет после окончания намыва; стадию стабилизированного состояния намывного грунта.

Таблица 2.12

Уравнения связи между модулем деформации и возрастом
намывного грунта

Наименование грунтов	Уравнение регрессии	Коэффициент корреляции	Критерий Фишера	
			$F_{табл}$	$F_{теор}$
Пески средней крупности средней плотности	$E=\{36,198-35,958exp(-0,473t)\}n_2$	0,995	1,89	155,165
Пески средней крупности плотные	$E=\{45,412-45,535exp(-0,687t)\}n_2$	0,998	1,96	339,093
Пески мелкие средней плотности	$E=\{71,755-74,862exp(-0,473t) - 11,759t+0,744t^2\}n_2$	0,964	1,92	46,82
Примечание: t – возраст намывного грунта в годах; n_2 – коэффициент размерности, равный 1,0 МПа				

Анализируя полученные зависимости $E=f(t)$ для намывных отложений Юго-Западного региона Белорусского Полесья, можно отметить, что процесс развития стадии упрочнения в значительной степени зависит от плотности грунта: чем больше плотность намывных оснований, тем скорость процесса их упрочнения будет выше. Стадия интенсивного упрочнения для песчаных грунтов средней плотности составляет 3,5 – 4,5 года, а для плотных песков 3,0 года. По окончании стадии упрочнения изменение модуля деформации во времени незначительное.

Ю.В. Феофилов и др. [141] предлагают следующую эмпирическую зависимость для предварительной оценки модуля деформации намывных оснований в зависимости от их "возраста", полученную в результате экспериментальных исследований площадок в г.г. Могилеве, Гомеле:

$$E = \left(\frac{A}{t+B} \right) m, \quad (2.3)$$

где t – возраст песка в годах после гидронамыва;

A, B – табличные коэффициенты, зависящие от вида песка и его плотности;

m – коэффициент равный единице и имеющий размерность МПа.

Сравнительный анализ результатов исследований для различных площадок Белорусского Полесья показывает наличие некоторых особенно-

стей формирования намывных грунтов. По данным Ю.В. Феофилова стадия упрочнения охватывает период от 4,0 месяцев до 2–3 лет. По данным автора, такой период стадии упрочнения характерен только для намывных песков плотного сложения. Для песков средней плотности интенсивное упрочнение заканчивается через 3,5 – 4,5 года после окончания намыва.

Характер упрочнения намывных грунтов различных площадок также имеет свои особенности. По данным Ю.В. Феофилова, для песков средней крупности средней плотности шестимесячного "возраста" $E_{cp}=14,7$ МПа; по данным автора, для аналогичных грунтов $E_{cp}=8,9$ МПа, что на 22,4% меньше. Для грунта, имеющего "возраст" два года, модули деформации практически одинаковы. Однако к концу стадии упрочнения модуль деформации, по данным автора, для Юго-Западного региона Белорусского Полесья в 1,10 – 1,29 раза больше, чем для площадок г.г. Могилева, Гомеля. Приращение модуля деформации в первом случае составило в среднем 21,3 МПа, во втором случае всего лишь 13,90 МПа.

Результаты исследований изменения модуля деформации намывных грунтов для других регионов также указывают на его рост с увеличением давности намыва [32, 67, 128].

Испытания штампом $F=5000$ см² намывных грунтов по стандартной методике, выполненные на участке промышленной зоны Оболонь в г. Киеве, показали, что на десятый день после намыва $E_{cp}=33,8$ МПа, а на тридцатый – $E_{cp}=42,8$ МПа, что в 1,27 раза больше. Этим самым еще раз подтверждается гипотеза об упрочнении намывных песчаных грунтов во времени.

2.5. Сопротивление сдвигу намывных песчаных грунтов

Рядом исследователей [9, 32, 141] установлено, что намывные песчаные грунты обладают рядом специфических особенностей, одной из которых является наличие структурной связности между частицами, которая формируется постепенно, оказывая существенное влияние на прочностные и деформативные свойства грунта, и обуславливает изменение показателей этих свойств в период его упрочнения.

Как известно, сопротивление сдвигу связных грунтов определяется по формуле Кулона

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + C, \quad (2.4)$$

где σ – нормальное давление, МПа ;
 φ и C – соответственно угол внутреннего трения и сцепление.

Согласно методу плотности-влажности проф. Н.Н. Маслова [85] величину сцепления c следует рассматривать состоящей из двух слагаемых, что может быть записано следующим выражением

$$C=c_c+c_w, \quad (2.5)$$

где c_c – структурное сцепление (жесткие невосстанавливающиеся связи);
 c_w – связность, имеющая водноколлоидную природу.

Применительно к намывным отложениям, выражение (2.5) будет отражать некоторое взаимное "зацепление" зерен песчаных грунтов и меняющееся во времени "сцепление упрочнения", что обусловлено протеканием сложных физико-химических процессов, в частности появлением гелевых пленок кремнекислоты [33, 46, 97]. При определенных физико-химических условиях кварцевые частицы, являющиеся основой песков, слипаются между собой, способствуя тем самым упрочнению породы.

Источником кремнезема, помимо поверхности самих кварцевых частиц, служат также речные воды, принимающие участие при намыве песчаных грунтов.

Как отмечают В.А. Флорин [145], Н.А. Цытович [150], Е.И. Медков [86], параметры φ и C для связных грунтов в выражении (2.4) лишены физического смысла, так как разделить сопротивление сдвигу на только трение и только сцепление во многих случаях не представляется возможным, потому что одновременно будет иметь место как трение сдвигаемых частиц одна по другой, так и преодоление вязких сопротивлений. В целях придания физической определенности параметрам в выражении (2.5), по Н.Я. Денисову [46] и Е.И. Медкову [86], целесообразно величину c рассматривать как сцепление, которым обладает грунт в естественных условиях, находясь под воздействием природного давления. В таком случае произведение $\sigma \operatorname{tg} \varphi$ будет показывать, как увеличится сопротивление сдвигу в результате уплотнения грунта под воздействием дополнительного давления. В тех случаях, когда дополнительное давление отсутствует, увеличение сопротивления сдвигу может быть объяснено только увеличением величины c .

Результаты комплексных испытаний намывных грунтов на сдвиг, выполненные автором в лабораторных и натуральных условиях, обработаны статистически методом наименьших квадратов и представлены в табл. 2.13.

Таблица 2.13

Результаты сдвиговых испытаний

Наименование грунтов	Характеристики песков	Единицы измерения	Время в годах с момента окончания намыва до начала исследований					
			0,5 и менее	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Песок средней крупности средней плотности	плотность сухого грунта	т/м ³	1,59	1,60	1,61	1,61	1,61	1,61
	угол внутреннего трения	град.	32,0°	30,30°	31,54°	32,40°	32,36°	32,08°
	сцепление	МПа	0,0005	0,0036	0,0052	0,0061	0,0065	0,0068
Песок мелкий, средней крупности, плотный	плотность сухого грунта	т/м ³	1,56	1,57	1,56	1,56	1,57	1,56
	угол внутреннего трения	град.	29,50°	29,10°	29,80°	29,30°	30,15°	29,40°
	сцепление	МПа	0,0011	0,0072	0,0086	0,0093	0,0098	0,0107
Песок мелкий, средней плотности	плотность сухого грунта	т/м ³	1,53	1,54	1,52	1,53	1,53	1,54
	угол внутреннего трения	град.	27,62°	28,32°	28,05°	27,91°	27,83°	28,03°
	сцепление	МПа	0,0009	0,0048	0,0061	0,0070	0,0074	0,0078

Как видно из таблицы, плотность намывных песков во времени практически не меняется. Сопротивление сдвигу увеличивается с увеличением "возраста" намывного грунта. Его увеличение происходит в основном за счет увеличения сцепления грунта. Угол внутреннего трения остается практически без изменения. Увеличение прочности грунта можно объяснить наличием развивающегося во времени сцепления упрочнения между зернами намытых песков.

Для песков средней крупности средней плотности изменение величины C за период исследований, равный 4,5 годам, составило 13,6 раз. Наиболее существенное изменение величины удельного сцепления происходит в течение первого года после окончания намыва и составляет 7,2 раза, т.е. рост величины C наиболее интенсивен в первый год после завершения работ по намыву. В течение второго года увеличение C составляет 1,44 раза в сравнении с данными первого года и 10,4 раз в сравнении с периодом завершения формирования плотности намывного грунта.

Аналогичная картина изменения характеристик свойственна и для мелкозернистых намывных песков. Особенностью здесь является то, что в целом угол внутреннего трения грунта имеет более низкие значения, чем для песков средней крупности. Вместе с тем, чем выше плотность намывного мелкозернистого песка, тем процесс нарастания прочности более интенсивный.

Так, начальное значение величины C для песка мелкого плотного в 2,2 раза больше, чем для того же песка, но средней плотности. За первый год после окончания намыва увеличение C для мелких песков средней плотности составило 5,3 раза, а для тех же песков плотного сложения - 6,5 раза. По окончании второго года это различие составило соответственно 6,8 и 7,8 раз. В дальнейшем процесс нарастания прочности грунта заметно уменьшается.

Так, увеличение C через три года после завершения намыва для песка мелкого средней плотности в сравнении с его двухгодичным значением составило 1,14 раз, а для плотных песков 1,08 раза. Это свидетельствует о том, что процесс упрочнения намывных мелких песков более интенсивен на начальной стадии формирования их структуры для плотных песков.

На основе полученных данных автором были построены зависимости сцепления от давности окончания намыва. Вывод уравнений связи между C и t и оценка тесноты этой связи выполнены по программе "Математика". Для оценки тесноты связи между C и t вычислены корреляционные отношения (табл. 2.14).

Таблица 2.14

Уравнение связи между сцеплением и возрастом намывного грунта

Наименование грунтов	Вид функциональной связи	Коэффициент корреляции	Критерий Фишера	
			$F_{теор}$	$F_{табл}$
Намывные пески средней крупности средней плотности	$C=\{0,00729-0,00775\exp(-0,626t)\}n_3$	0,959	1,44	17,540
Намывные пески мелкие плотные	$C=\{7,206-12,085\exp(-1,7t)+0,02t^2\}n_3$	0,942	1,58	38,40
Намывные пески мелкие средней плотности	$C=\{7,062-12,743\exp(-1,5t)+0,017t^2\}n_3$	0,975	1,62	97,532
Примечание: t – возраст намывного грунта в годах; n_3 – безразмерный коэффициент равный единице, МПа				

Сопоставление результатов исследований изменения величины C в зависимости от давности намыва, полученных для различных площадок Белорусского Полесья, показывает на наличие некоторых особенностей. Для намывных грунтов площадок Гомеля, Могилева характерным является более широкий диапазон изменения удельного сцепления на любой стадии после окончания намыва. Исключением является лишь конец стадии уплотнения и начало стадии упрочнения, когда результаты, получаемые по эмпирической зависимости автора и по методике Ю.В. Феофилова, практически совпадают.

Осредненные значения C для Юго-Западного региона Белорусского Полесья значительно выше, чем для площадок г.г. Гомеля, Могилева. С увеличением давности намыва это различие увеличивается. Для намывных песков средней крупности, имеющих возраст 1,0 год, C , по данным автора, в 1,17 раза больше, чем по данным Ю.В. Феофилова [141]. Для этих же грунтов четырехлетнего возраста значение C , по исследованиям автора, выше уже в 1,4 раза.

Для намывных площадок Юго-Западного региона Белорусского Полесья характерным является более интенсивное увеличение сцепления упрочнения в первые три года после окончания намыва. Так, приращение C , по данным Ю.В. Феофилова, за 2,5 года развития стадии упрочнения составило 0,00256 МПа. За этот же период, по данным автора, приращение C составило 0,0043 МПа, что больше почти в 1,70 раза. В дальнейшем ежегодное приращение удельного сцепления в обоих случаях практически одинаково.

ГЛАВА 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ПРЕРЫВИСТЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И НАМЫВНЫХ ОСНОВАНИЙ

3.1. Инженерно-геологические условия экспериментальной площадки

С целью изучения совместной работы прерывистых фундаментов и намывных песчаных оснований автором были выполнены экспериментальные исследования с моделями этих фундаментов. Задачи экспериментальных исследований заключались в определении оптимального разрыва между плитами прерывистого фундамента, изучении вопросов развития осадок фундаментов на намывных и искусственно уплотненных основаниях при возрастании нагрузки, установлении фактических предельных нагрузок, вызывающих потерю несущей способности песчаных оснований. В связи с этим первоначально были проведены исследования по установлению оптимальных разрывов прерывистых фундаментов, соответствующих максимальной величине предельного давления на грунт, для различных видов намывных грунтов. Модельные испытания были выполнены в лабораторных и полевых условиях. Затем изучались вопросы деформирования намывных оснований и определения предельных нагрузок на них. На данном этапе опыты проводились с прерывистыми фундаментами, имеющими оптимальную ширину разрыва. В качестве основания моделей штампов при проведении испытаний в лабораторных условиях были использованы грунты, взятые с намытой территории Южного района г. Бреста. Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 3.1.

Опыты в полевых условиях были выполнены с аналогичными моделями фундаментов непосредственно на откосах намыва.

В каждой, намеченной для испытания точке, перед началом опыта производили определение гранулометрического состава, плотности и влажности, параметров прочности. Точки, в которых характеристики грунта отличались от соответствующих параметров песка, использованного для проведения испытаний в лабораторных условиях более чем на 7,0 %, из испытаний исключались. Испытания в полевых условиях проводили на грунтах, физико-механические характеристики которых приведены в табл. 3.2.

В качестве оснований прерывистых фундаментов были использованы намывные грунты, имеющие двухлетний "возраст".

Таблица 3.1

Физико-механические свойства грунтов, использованных
при испытании в лабораторных условиях

Наименование грунта	Размеры частиц, мм					Плотность грунта, т/м ³	Плотность твердых частиц, т/м ³	Влажность, %	Кэффициент пористости	Угол внутреннего трения, град
	гранулометрический состав, %									
	> 2,0	2,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1					
Песок средней крупности	0,82	14,76	58,71	22,43	3,18	1,72	2,66	6,00	0,64	30

Таблица 3.2

Физико-механические свойства грунтов, использованных при проведении полевых испытаний

Наименование грунта	Содержание фракции	Размеры частиц, мм					Плотность грунта, т/м ³	Плотность твердых частиц, т/м ³	Влажность, %	Коэффициент пористости	Угол внутреннего трения, град
		гранулометрический состав, %									
		> 2,0	2,0÷0,5	0,5-0,25	0,25÷0,1	<0,1					
Песок средней крупности	наибольшее	1,12	15,81	63,41	22,70	5,70	1,78	2,66	8,4	0,60	31
	наименьшее	0,52	13,12	56,23	19,06	3,82	1,69	2,66	5,4	0,65	29
	среднее	0,79	14,32	59,02	21,68	4,19	1,73	2,66	6,6	0,64	30

Кроме модельных испытаний автором были проведены испытания на- турных фундаментов непосредственно на намывных грунтах территории Южного района г. Бреста.

Строительные свойства намывных и пойменных отложений опытной площадки были получены в результате бурения скважин и отрывки шурфов с последующим отбором грунта и их испытанием в лабораторных условиях. Инженерно-геологические условия опытной площадки показаны на рис. 3.1.

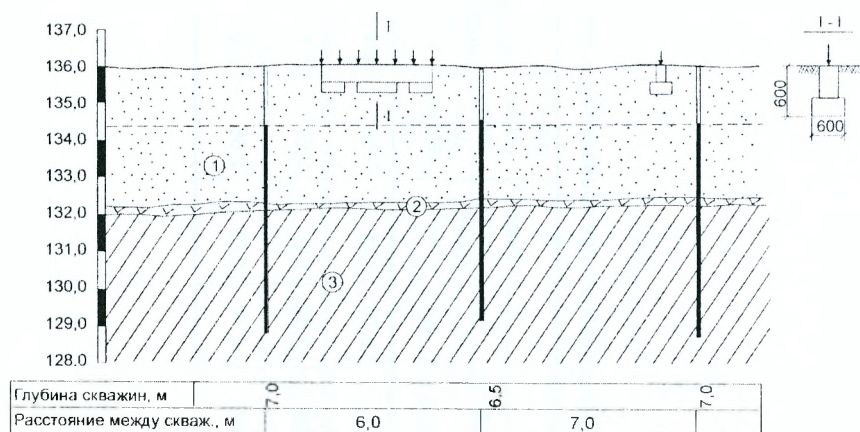


Рис. 3.1 Инженерно-геологический разрез опытного участка:

- 1 – намывной песок; 2 – намывной песок с примесью растительного слоя;
- 3 – суглинок полутвердой консистенции

Грунты на опытной площадке имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием пластов. Намывная толща представлена однородными песками средней плотности. Её мощность составила 3,6 м. Ниже расположена прослойка песка средней крупности, мощностью 0,3 м, содержащая незначительные примеси растительного слоя. Пойменные отложения представлены суглинком полутвердой консистенции. Физико-механические характеристики грунтов опытной площадки приведены в табл. 3.3.

Уровень грунтовых вод обнаружен на глубине 1,6 м от поверхности.

Испытания ленточных фундаментов были выполнены на намывных песчаных грунтах через 1 год 8 месяцев после окончания намыва. Это означает, что процесс уплотнения намывных оснований на момент проведения испытаний полностью завершен.

Таблица 3.3.

Строительные свойства грунтов опытной площадки

Наименование грунтов	Плотность грунта, т/м ³	Плотность твердых частиц, т/м ³	Естественная влажность, %	Кэффициент пористости	Модуль деформации, МПа	Угол внутрен. трения, град.	Удельное сцепление, МПа
Песок средней крупности, однородный	1,72	2,66	6,00	0,64	12,5	31	0,003
Суглинок полутвердый	1,94	2,71	14,00	0,59	8,5	24	0,022

3.2. Методика испытаний железобетонных ленточных фундаментов

Полевые испытания намывных грунтов были выполнены по двум схемам:

- пространственного напряженно-деформированного состояния;
- плоского напряженно-деформированного состояния.

План расположения испытываемых фундаментов приведен на рис. 3.2.

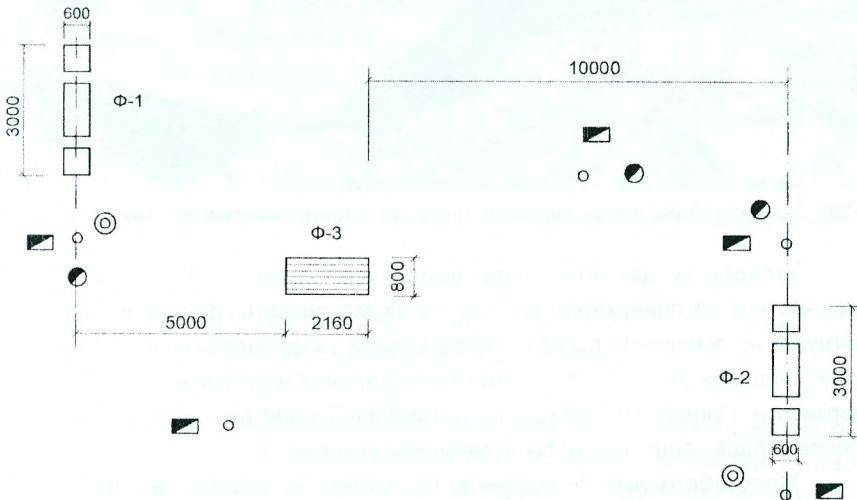


Рис. 3.2 Схема расположения испытываемых фундаментов:

- – шурфы; ◐ – скважины, ○ – точки статического испытания грунтов штампами; – скважины для наблюдения за уровнем воды

Железобетонные ленты Ф-1 и Ф-2 состояли из плит ФЛ 6.12 и ФЛ 6.6. Для проведения испытаний плиты укладывали в ряд, образуя прерывистую ленту длиной 3.0 м (рис. 3.3.). Величину разрыва между плитами определяли расчетом. Расчетное сопротивление грунта вычисляли как для непрерывного ленточного фундамента с повышением найденной величины R коэффициентом $m_{пр}=1,05$, учитывающим влияние распределительной способности грунтов основания и арочного эффекта между плитами прерывистого фундамента [82].



Рис. 3.3 Раскладка фундаментных подушек в прерывистых лентах Ф-1 и Ф-2

Укладку фундаментных плит выполняли тщательно. Их нижняя опорная часть всей поверхностью плотно соприкасалась с грунтом и передача нагрузки на основание происходила в каждой точке сопряженных поверхностей. Подошва фундаментных плит была уложена на глубине 60,0 см от поверхности. Промежутки между подушками заполняли песком и трамбовали. После укладки плит пазухи были засыпаны грунтом.

Железобетонные фундаменты Ф-3 были разработаны автором и испытаны по схеме плоского напряженно-деформированного состояния (рис. 3.4). Их отличительной особенностью было то, что разрывы между плитами фундамента были выполнены в продольном направлении. Передачу нагруз-

ки от шпальных балок на прерывистую ленту осуществляли таким образом, что плитная часть фундамента работала только на сжатие. Шпальные балки были рассчитаны на среднее давление по пятну фундамента 0,7 МПа. Рабочая арматура предварительно-напряженная. Натяжение арматуры осуществляли на упоры (рис. 3.5). На стенде одновременно было изготовлено восемь балок.

Деформации бетона при передаче усилия натяжения с упоров на бетон определяли в середине балки, на уровне центра тяжести нижней и верхней арматуры, по мессурам и танзодатчикам с базой измерения 400 мм и на участке предполагаемой длины зоны передачи напряжений тензодатчиками, наклеенными от торца балки на длину 20 см.

Анкерное устройство, необходимое для проведения испытаний фундаментов в полевых условиях, состояло из металлических винтовых свай, завинченных по обе стороны от испытываемой фундаментной ленты на глубину 3,0 м с пролетом 3,8 м, перекрытым швеллерными балками.

Нагрузка от гидродомкратов на фундаменты передавалась через двутавровую балку, уложенную на цементный раствор и имитирующую стену здания.

Нагружение фундаментных лент производили ступенями, равными 0,05-0,10 величины предельной нагрузки на основание. Осадки фундаментов измеряли с помощью прогибомеров, установленных в нескольких точках. Кроме того для исключения ошибки в определении осадок фундаментов, параллельно со снятием отсчетов по прогибомерам, осадки измеряли геодезическим методом с помощью нивелира НВ-1.

Появление и развитие трещин в шпальных балках фиксировалось по показаниям тензодатчиков и визуально при помощи переносного микроскопа.

3.3. Опытные данные о величине разрыва между плитами прерывистых фундаментов

Величины оптимальных расстояний между плитами прерывистых фундаментов, работающих совместно с намывными песчаными основаниями, были определены автором в результате проведения испытаний в лабораторных и полевых условиях. В табл. 3.4. приведены осредненные значения предельных давлений на намывные основания в зависимости от величины разрыва между плитами модели прерывистого фундамента. В

Таблица 3.4

Опытные данные о величине разрыва между плитами прерывистого фундамента

Грунтовые условия	Отношение ширины промежутка к общей ширине модели	Общая ширина модели фундамента см.	Предельное давление, МПа
1	2	3	4
Намывной песок средней крупности (испытания в лотке), $\varphi=30^\circ$	0,29	6,2	0,115
	0,31	6,4	0,130
	0,33	6,6	0,140
	0,35	6,8	0,125
	0,37	7,0	0,105
Намывной песок средней крупности (испытания на площадке намыва) $\varphi=30^\circ$, $C=0,004$ МПа	0,31	6,4	0,190
	0,33	6,6	0,205
	0,35	6,8	0,215
	0,37	7,0	0,220
	0,39	7,2	0,210
Намывной песок средней крупности (испытания в лотке) $\varphi=34^\circ$	0,41	7,4	0,200
	0,33	6,6	0,155
	0,35	6,8	0,165
	0,36	6,9	0,170
Намывной крупный песок (испытания в лотке), $\varphi=38^\circ$	0,38	7,1	0,150
	0,34	6,7	0,205
	0,36	6,9	0,215
	0,38	7,1	0,230
	0,40	7,3	0,205

Окончание таблицы 3.4

1	2	3	4
Намывной песок гравелистый (испытания в лотке), $\varphi = 42^\circ$	0,37	7,1	0,260
	0,40	7,3	0,270
	0,40	7,5	0,255
Намывной песок крупный (испытания на площадке намыва), $\varphi = 37^\circ$, $C = 0,0044$ МПа	0,37	7,0	0,305
	0,39	7,2	0,310
	0,41	7,4	0,320
	0,42	7,6	0,315
Намывной песок гравелистый (испытания на площадке намыва), $\varphi = 42^\circ$ $C = 0,002$ МПа	0,40	7,4	0,370
	0,42	7,6	0,385
	0,43	7,7	0,390
	0,44	7,8	0,370
	0,45	8,0	0,355

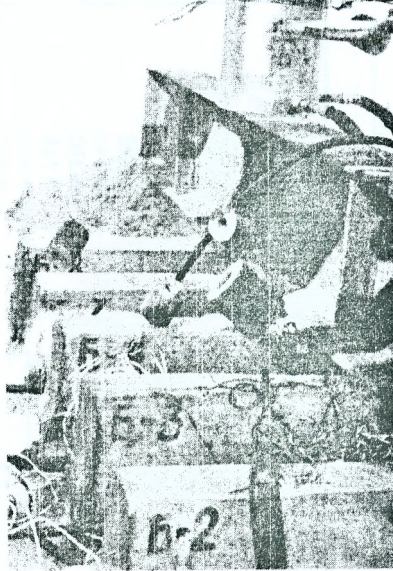


Рис. 3.4 Общий вид установки шальных балок в фундаменте

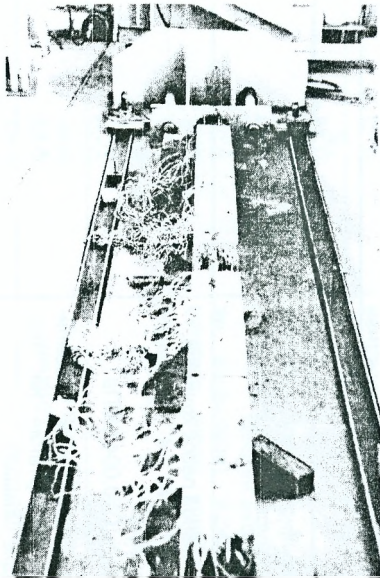


Рис. 3.5 Стенд для изготовления преднапряженных шальных балок

каждой серии опыты проводились с трех-, пятикратной повторностью. Анализ полученных данных показывает, что с увеличением угла внутреннего трения грунта (по данным испытаний в лотке) величина оптимального разрыва между плитами фундамента увеличивается.

При $\varphi=30^\circ$ отношение ширины оптимального промежутка A_1 к общей ширине модели B составило 0,33. При $\varphi=42^\circ$ $A_1/B=0,4$. Предельное давление на грунт при угле внутреннего трения, равном 42° увеличилось в 1,9 раза.

Сравнение опытных данных, полученных по результатам испытаний намывных песков непосредственно на площадке показывает, что при $\varphi=30^\circ$ и $C=0,004$ МПа оптимальное значение A_1/B составило 0,37. При $\varphi=42^\circ$ и $C=0,002$ МПа $A_1/B=0,43$. Ширина оптимального промежутка увеличилась почти в 1,27 раза. В 1,8 раза увеличилось предельное давление на грунт.

Таким образом, величины оптимальных разрывов, соответствующие максимальным предельным давлениям и полученные по результатам испытаний намывных песков в лабораторных и полевых условиях, выше в последнем случае в 1,10÷1,27 раза. Величины предельных давлений по данным полевых испытаний больше в 1,44 – 1,57 раза. Для оснований, подготовленных намывом, ширина оптимального промежутка между плитами прерывистого фундамента зависит от параметров прочности грунта и составляет от 0,37 до 0,44 частей общей ширины фундамента.

Из вышеизложенного следует, что показатели совместной работы прерывистых ленточных фундаментов и их оснований значительно лучше в случае подготовки оснований намывом. Следовательно, способ формирования оказывает существенное влияние на величину оптимального разрыва между плитами прерывистого фундамента, его напряженно-деформированное состояние.

3.4. Особенности совместной работы намывных песчаных оснований и прерывистых фундаментов

В таблице 3.5 приведены опытные данные деформаций намывных песчаных оснований под непрерывными и прерывистыми штампами в зависимости от удельных давлений. Следует отметить, что испытания были выполнены на намывных грунтах, уплотненных трамбованием в лотке и намывных грунтах ненарушенной структуры, имеющих двухлетний "возраст". На рис. 3.6 показаны графики $S=(P)$, построенные по экспериментальным данным.

Осадки фундаментов при возрастании нагрузки

Серии опытов	Наименован. штампов	Деформации оснований (мм) при давлении (МПа)														
		0,01	0,03	0,05	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,21	0,25
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
А. Намывной песок средней крупности (уплотнение трамбованием)																
1 сп	сплошной	0,38	1,21	1,76	2,34	3,01	3,27	4,78	5,70	6,89						
3 сп	--	0,34	1,66	2,89	3,88	4,72	5,18	5,96	7,03							
4 сп	--	0,65	2,08	3,45	4,17	5,22	5,38	6,34	7,52							
5	--	0,51	1,03	1,82	2,71	4,63	5,20	5,63	6,22	7,63						
7 сп	--	0,37	0,97	1,33	2,20	3,42	4,87	5,24	7,43							
средний по сериям опыт		0,45	1,39	2,25	3,06	4,20	4,78	5,59	6,78	7,26						
1	прерывистый	0,25	1,07	1,75	2,75	4,35	4,62	5,35	6,25	6,80	7,99					
3	--	0,35	1,27	2,03	2,74	3,67	-	4,85	6,49							
4	--	0,42	1,37	2,20	2,98	3,65	4,47	5,43	6,27	7,38						
5	--	0,50	1,89	2,81	3,69	4,76	5,40	5,89	6,82	7,56						
6	--	0,44	1,42	2,26	3,03	3,35	3,92	4,48	-	6,29	7,37					
7	--	0,56	1,56	2,55	3,23	4,80	5,28	6,24	7,20	7,90						
9	--	0,56	1,81	3,08	4,32	5,21	6,00	6,61	7,80							
10		0,34	1,15	1,83	2,79	3,90	4,99	5,94	6,83	7,94						
11		0,41	1,23	1,95	2,88	4,20	4,76	5,92	6,94	7,41	8,02					
12		0,81	1,91	2,93	4,05	4,89	5,60	6,47	7,20	7,80						
14		0,52	1,32	2,02	2,70	4,04	5,01	6,11	6,89	7,63						

Окончание таблицы 3.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
15		0,73	1,86	2,75	3,68	4,62	4,87	6,27	6,45	6,94	8,13					
16		0,59	1,56	2,40	3,81	–	5,98	6,72	7,38	7,83						
17		0,55	1,48	2,14	3,12	4,50	5,12	6,38	7,16	7,94						
средний по сериям опыт		0,50	1,49	2,34	3,27	4,35	5,08	5,90	6,90	7,45	7,78					
Б. Намывной песок средней крупности																
1	прерывистый	0,18	0,44	0,68	1,32	1,60	–	1,93	–	2,33	2,56	2,95	3,38	3,72	5,29	
2		0,13	0,47	0,75	1,50	1,84	–	–	–	2,41	2,83	3,16	3,72	4,21	–	
4		0,15	0,54	0,79	1,66	2,06	–	2,36	–	2,73	3,28	3,71	4,26	4,93	–	
5		0,27	0,73	0,98	2,20	2,34	–	3,00	–	3,44	3,66	4,21	4,73	5,45	–	
6		0,17	0,61	0,84	1,71	2,11	–	2,46	–	2,88	3,37	3,89	4,45	5,56	–	
7		0,21	0,67	0,90	1,82	–	–	2,63	–	3,12	3,75	3,92	4,30	4,83	–	
9		0,20	0,70	1,08	2,40	2,96	–	3,55	–	3,81	4,12	4,82	5,63	–	–	
10		0,19	0,47	0,76	1,32	1,71	–	1,98	–	2,58	2,83	3,29	3,88	4,21	5,66	
11		0,24	0,58	0,86	1,46	1,82	–	2,09	–	2,49	2,86	3,10	3,64	4,12	5,81	
12		0,39	0,85	1,25	2,24	2,81	–	3,20	–	3,77	4,06	4,44	4,89	5,22	–	
14		0,26	0,64	0,91	1,58	1,90	–	2,15	–	2,61	3,97	4,53	4,92			
15		0,32	0,84	1,08	2,10	2,59	–	2,90	–	3,42	3,85	4,30	–	–	–	
16		0,27	0,79	1,18	1,79	2,18	–	2,75	–	3,38	3,76	4,21	4,68	5,07	–	
17		0,28	0,71	1,08	1,70	2,03	–	2,33	–	2,83	3,65	4,12	4,63	5,12	–	
средний по сериям опыт		0,23	0,65	0,94	1,77	2,09	–	2,55	–	2,99	3,47	3,90	4,39	4,76	5,52	

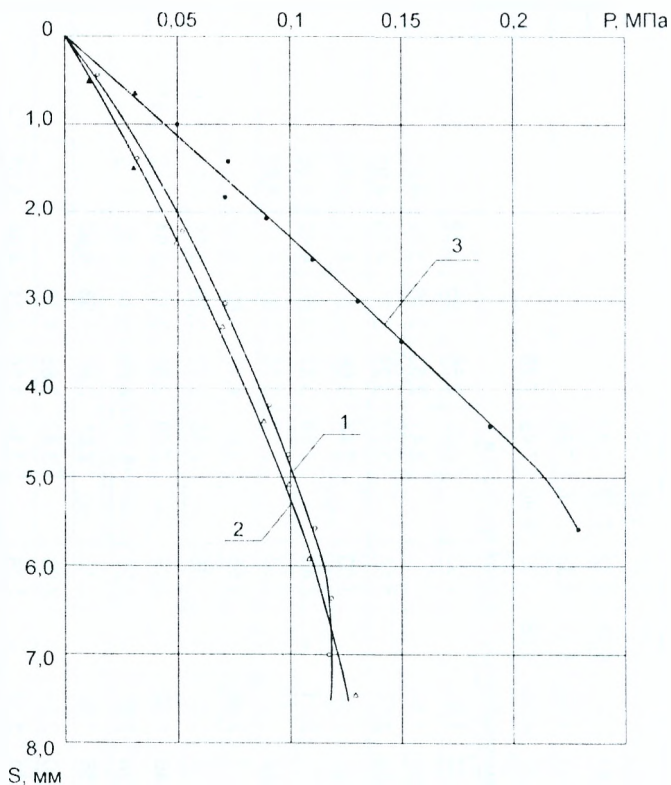


Рис. 3.6 Зависимость осадка штампа от удельной нагрузки: 1 – сплошной штамп (уплотненный намывной песок); 2 – прерывистый штамп (уплотненный намывной песок); 3 – прерывистый штамп (намывной песок естественной структуры)

Их сопоставление показывает, что средние осадки намывных песков (испытания в лотке) под прерывистыми штампами в 1,05 – 1,10 раза больше, чем под непрерывными. Однако, величина предельного давления под прерывистыми штампами в 1,16 раза больше, чем под непрерывными. Результаты, полученные при испытании прерывистых фундаментов на площадке, подготовленной намывом, в значительной степени отличаются от лабораторных. Средние предельные осадки намывных песков ненарушенной структуры под прерывистыми штампами в 1,42 – 1,57 раза меньше аналогичных величин под сплошными и прерывистыми штампами соответ-

венно, полученных при испытании в лотке. В тоже время средние предельные давления по результатам полевых испытаний в 1,5 – 1,9 раза выше, и составляют 0,21 – 0,23 МПа [14, 15].

Однако, если от общей ширины прерывистого штампа перейти к опорной его ширине (т.е. за вычетом пустот), то приведенные выше показатели совместной работы намывных песков с прерывистыми штампами значительно увеличатся.

3.5. Результаты испытаний прерывистых ленточных фундаментов

Фундаментные ленты Ф-1 и Ф-2 нагружались последовательно десятью ступенями 0,047 МПа до общей нагрузки 580 кН. Лента Ф-3 нагружалась ступенями 0,05 МПа до общей нагрузки 428,50 кН.

Большая нагрузка на основание не была достигнута из-за потери несущей способности анкерных свай. При удельном давлении 0,410 МПа на намывной грунт при испытании фундаментных лент Ф-1 и Ф-2 вокруг анкерных свай начали появляться трещины на поверхности песка. При дальнейшем увеличении нагрузки трещины заметно увеличивались, а затем наблюдалось выдергивание свай и резкое падение давления в гидросистеме.

Трещин в намывном грунте вокруг фундамента обнаружено не было. На рис. 3.7 представлены графики зависимости осадки фундаментов от удельной нагрузки.

Анализ полученных данных показывает, что осадка фундамента с поперечным расположением разрыва при удельном давлении 0,35 МПа составляет в среднем 3,3 см, что значительно меньше предельных осадок, рассчитанных по методу послойного суммирования. Осадка фундамента с продольным разрывом при таком же удельном давлении составляла 1,5 см, что почти в 2,2 раза меньше осадок фундаментных лент с поперечным расположением разрыва.

Более низкие значения осадки фундамента с продольным разрывом в некоторой степени объясняется упрочнением намывных песчаных грунтов, так как эти испытания были выполнены через год после испытаний фундаментов с поперечным разрывом. Однако выполненные расчеты показали, что осадка фундамента S_0 с поперечным расположением разрывов больше осадки фундамента S_n с продольным расположением разрывов при одинаковом удельном давлении и "возрасте" намывного грунта.

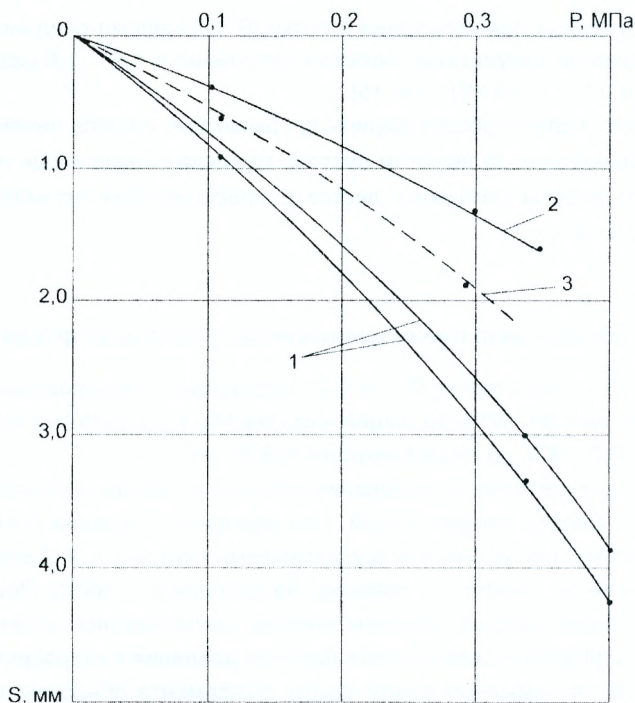


Рис. 3.7 Зависимость осадки фундаментов от удельной нагрузки: 1 – для фундаментов Ф-1 и Ф-2; 2 – для фундамента Ф-3; 3 – расчетная

Так, согласно рис. 3.7 при $P=0,1$ МПа – $S_o/S_n=1,5$; при $P=0,2$ МПа – $S_o/S_n=1,42$; при $P=0,3$ МПа – $S_o/S_n=1,47$. Можно сделать вывод, что по мере увеличения давления осадка S_n меньше осадки S_o , а отношение S_o/S_n остается практически постоянным.

В работе С.Ф. Довнаровича [51] указывается на влияние размеров фундамента, его формы на величину осадки. В выполненных опытах площади фундаментов были практически одинаковы. Следовательно, можно предположить, что увеличение осадок фундаментов с поперечным расположением разрывов объясняется их формой. С.Ф. Довнарович [51] в результате опытов в больших лотках установил, что осадки удлиненных в плане фундаментов меньше осадок квадратных фундаментов той же площади.

Значит полученные в опытах большие значения осадок для фундаментов с поперечным расположением разрывов могут быть объяснены только особенностями совместной работы рассматриваемых типов фундаментов и их оснований. При поперечном расположении промежутков имеет место пространственное напряженно-деформированное состояние [142]. В этом случае увеличивается возможность всестороннего вытеснения грунта из-под блок-подушек. При параллельном расположении промежутков и их оптимальной ширине наблюдается двухсторонний выпор [10, 11]. Исключением является лишь небольшие участки по торцам такого прерывистого фундамента.

Таким образом, прерывистые фундаменты с продольным разрывом обеспечивают более высокие показатели их совместной работы с намывными основаниями.

3.6. Анализ напряженно-деформированного состояния оснований под прерывистыми фундаментами

Для анализа напряженно-деформированного состояния основания под прерывистыми фундаментами с параллельным расположением промежутков были построены эпюры распределения напряжений σ по теории линейно-деформируемых тел [98]. Вычисление напряжений в различных точках грунтового массива производили на ЭВМ по программе автора.

При этом интенсивность нагрузки по подошве прерывистого штампа составила 0,143 МПа. Шаг сеточной области в плане и по глубине принят равным 0,15 В.

Эпюры распределения вертикальных напряжений, построенные по расчетным данным, показаны на рис. 3.8. Их сравнение показывает, что напряжение по подошве прерывистого штампа в 1,43 раза превышает напряжение по подошве сплошного штампа. Однако с увеличением глубины напряжения под прерывистым штампом уменьшается быстрее. Соотношение

$\frac{\sigma_{zn}}{\sigma_z}$ по оси, проходящей через центр штампа, на глубине 0,5 м составляет 1,18. На метровой глубине это соотношение равно 1,04. Ниже глубины напряжения под сплошным и прерывистым штампами практически равны. По мере удаления от оси фундаментов выравнивание напряжений происходит еще ближе к их подошве. Так, для оси, проходящей через край штампа, вер



Рис. 3.8 Эпюры распределения вертикальных напряжений: 1 – по оси, проходящей через центр штампов; 2 – по оси, проходящей через край штампов; 3 – по оси, находящейся на 0,5В от края штампов; 4, 5, 6 – по осям, проходящим через центр, край и на 0,5В от края штампа соответственно при $P_n=0,1$ МПа

тикальные сжимающие напряжения равны на глубине 0,7 м от его подошвы. Напряжения по оси, удаленной на расстоянии 1,0 м от края штампа практически равны по величине по всей глубине основания.

Если интенсивность нагрузки для прерывистого и сплошного штампов одинаковая, то в первом случае напряжения по глубине убывают значительно быстрее. Соотношение $\frac{\sigma_{zn}}{\sigma_z}$ по оси, проходящей через центр штампа, на глубине 0,5 м составляет 0,827. На нижней границе намывного слоя напряжение под прерывистым штампом на 30% ниже, чем на той же глубине под сплошным. При удалении от оси, проходящей через центр фундамента, напряжения под прерывистым фундаментом в любой рассматриваемой точке значительно ниже.

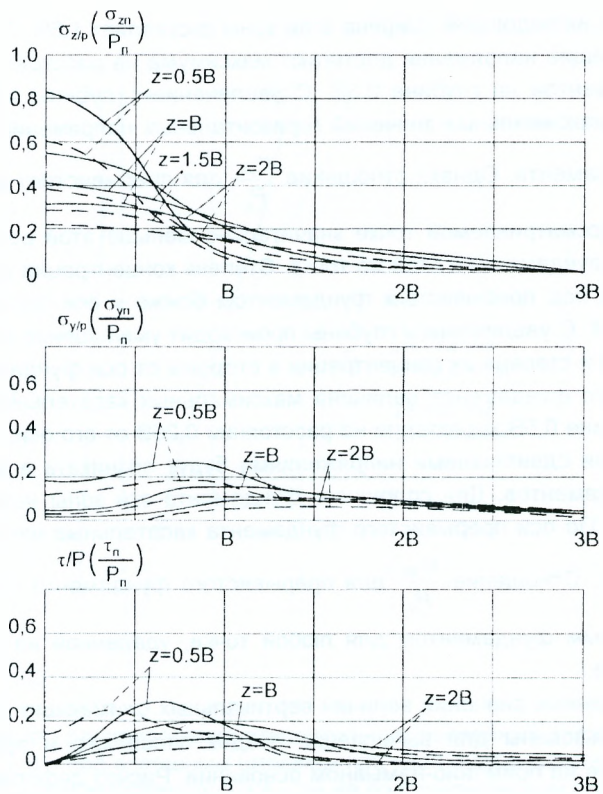


Рис. 3.9 Эпюры напряжений на различных глубинах под сплошным и прерывистым штампами: а – вертикальных сжимающих напряжений; б – горизонтальных напряжений, в – касательных напряжений

На рис. 3.9 показаны эпюры распределения и касательных напряжений под сплошным и прерывистым штампами на различных глубинах. Анализ показывает, что характер их распределения на различных глубинах аналогичный. Однако отношение $\frac{\sigma_{yn}}{P_n}$, характеризующее степень концентрации напряжений, для прерывистого фундамента значительно ниже этой величины для сплошного фундамента в любой точке, находящейся на глубине $0,5 \div 2,0B$ ниже подошвы фундамента.

Как для сплошного, так и для прерывистого фундаментов концентрации напряжений, в основании наблюдается в зоне находящейся непосред-

ственно под их подошвой. Ширина этой зоны составляет 1,5В. Горизонтальные сжимающие напряжения достигают максимума на расстоянии 0,75В от оси фундаментов на глубине 0,5В. С увеличением глубины наблюдается смещение максимальных значений горизонтальных напряжений в стороны от оси фундамента. Однако отношение $\frac{\sigma_{yn}}{P_n}$ для прерывистого фундамента в любой рассматриваемой точке значительно меньше этой величины для сплошного фундамента в этой же точке. Степень концентрации касательных напряжений под прерывистым фундаментом ближе к оси фундамента на глубине 0,5В. С увеличением глубины происходит уменьшение касательных напряжений и степени их концентрации в стороны от оси фундаментов. Для прерывистого фундамента величина максимальных касательных напряжений на глубине 0,5В характерна на расстоянии 0,25В от его оси, т. е. зоны с наибольшими сдвигающими напряжениями будут возникать в местах разрывов фундаментов. Для сплошного фундамента эти зоны находятся под его краями. По оси прерывистого фундамента касательные напряжения не равны нулю. Отношение $\frac{\sigma_{yn}}{P_n}$ для прерывистого фундамента меньше, чем под сплошным фундаментом для любой точки, удаленной на расстоянии 0,3В и более.

Полученные значения величин вертикальных сжимающих напряжений были использованы для вычисления осадок сплошного и прерывистого фундаментов на пойменно-намывном основании. Расчет деформаций оснований фундаментов производили использованием расчетной схемы основания в виде упругого линейно-деформированного полупространства методом послойного суммирования. При этом величина давлений по подошве сплошного фундамента принималась равной 0,1 МПа и 0,4 МПа. В соответствии с рекомендациями [98], прерывистый фундамент при расчете осадок рассматривался как непрерывный ленточный шириной 2,0 м, с давлением по подошве 0,143 МПа и 0,572 МПа. Схема к определению осадок и эпюры относительных послойных деформаций, построенные по расчетным данным, показаны на рис. 3.10.

Анализ результатов вычислений показал, что осадка сплошного фундамента при $P=0,1$ МПа составила 0,95 см, прерывистого при $P=0,143$ МПа – 1,03 см, что больше на 7,8 %. В обоих случаях величина расчетной осадки значительно меньше предельно допустимой [129]. Осадка намывного слоя в первом случае составила 76,5 % общей осадки, во втором – 78,9 %.

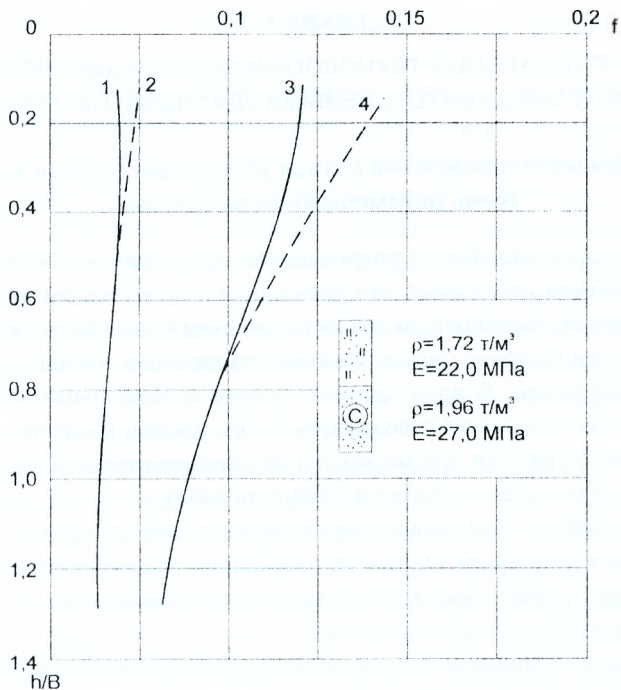


Рис. 3.10 Эпюры распределения относительных послойных деформаций по глубине: 1 и 3 – под сплошным штампом при удельном давлении на грунт 0,1 и 0,4 МПа соответственно; 2 и 4 – то же под прерывистым штампом при удельном давлении 0,143 и 0,572 МПа

При $P=0,4 \text{ МПа}$ осадка сплошного фундамента составила 5,19 см. Осадка прерывистого фундамента при $P=0,572 \text{ МПа}$ составила 5,52 см. Осадка намывного слоя в первом случае составила 56 %, во втором 58,4 %. Таким образом, осадка намывного слоя в случае сплошного и прерывистого фундаментов с ростом давления по их подошве уменьшает свое влияние на общую осадку фундаментов. Увеличение общей осадки основания под прерывистым фундаментом происходит в основном за счет увеличения осадки намывного слоя. По мере роста нагрузки происходит концентрация относительных деформаций в сравнительно небольшой зоне, ограниченной размером по глубине 0,8-1,0В, что практически не превышает мощности намывного слоя. При одинаковой интенсивности давления на основание осадка прерывистого фундамента меньше, чем сплошного.

ГЛАВА 4

РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ИНТЕНСИВНЫМИ УДАРНЫМИ НАГРУЗКАМИ

4.1. Особенности применения метода уплотнения грунтов интенсивными динамическими нагрузками

Опыт проектирования и строительства искусственных оснований зданий и сооружений показывает, что повышение экономичности принятых решений, снижение трудоемкости при их возведении может быть достигнуто за счет совершенствования технологических параметров, определяющих выбранную технологию. В ряде случаев правильно выбранные технологические параметры определяют возможности технологии, позволяют получить качественное основание при минимальных энергозатратах, а, следовательно, снижают сроки строительства и стоимость работ.

Обоснование применения технологии интенсивного ударного уплотнения грунтовых оснований состоит в разработке технологических приемов, позволяющих получать высококачественные основания, имеющие высокую прочность и малую деформативность.

Примерами применяемых технологических приемов уплотнения грунтов являются метод динамической консолидации и метод ударного разрушения [60]. Динамическая консолидация применяется для глубинного уплотнения полностью водонасыщенных грунтов, залегающих в естественном состоянии, в тех случаях, когда для достижения необходимой плотности требуется добиться отжатия из грунта определенной части поровой воды. В связи с этим работы по уплотнению грунта по методу динамической консолидации выполняются по многоэтапной схеме с длительными перерывами между этапами. В результате длительности перерывов происходит рассеивание порового давления, возникшего в результате уплотнения. Расстояние между центрами соседних отпечатков выбирается, как правило, равным двум – пяти диаметрам трамбовки. Следует отметить, что период рассеивания порового давления составляет 0,5..1,0 месяц [60].

Метод ударного разрушения применим к грунтам, уплотнение которых до заданного значения ρ_d^{mp} не сопряжено с необходимостью отжатия воды из грунта. В данном случае длительность интервала времени между этапами уплотнения не играет практически никакой роли [60]. Расстояние между соседними отпечатками трамбовки может быть резко уменьшено,

вплоть до расположения лунок вплотную друг к другу и даже с перекрытием отпечатков.

Анализ грунтовых условий Республики Беларусь показывает, что на ее территории уплотнение грунтов возможно при строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений, автомобильных дорог, аэродромов и других объектов. Здесь ограничена необходимость возведения грунтовых оснований в пределах морской акватории. Поэтому основным методом динамического уплотнения грунтов является метод ударного разрушения.

Следует отметить, что кроме технологических приемов уплотнения более важное значение имеют технологические параметры: масса, форма, размеры основания трамбовки; высота сбрасывания трамбовки; число ударов в одной точке на поверхности основания; расстояние между центрами отпечатков; глубина зоны уплотнения грунта.

При выборе технологических параметров уплотнения возможны различные подходы. На наш взгляд, наиболее оптимальным подходом при выборе является тот, который в большей степени учитывает реальные возможности строительных организаций. Специализированная организация, занимающаяся инженерной подготовкой территорий, как правило, имеет соответствующую материальную базу и в том числе определенные грузоподъемные механизмы. Следовательно, при наличии таких механизмов, известными являются и такие параметры, как грузоподъемность и максимальная высота сбрасывания. Неизвестными параметрами будут:

- форма трамбовки и площадь ее основания;
- диаметр уплотненной зоны;
- количество ударов трамбовкой в одной точке, необходимое для достижения грунтом требуемой плотности;
- оптимальная глубина уплотненного слоя;
- расстояние (минимальное) между центрами отпечатков трамбовки или, иначе, размер перемычки между краями соседних отпечатков.

Таким образом, задача заключается в разработке методик, позволяющих теоретически определить вышеотмеченные параметры с учетом исходного состояния требующих уплотнения грунтов.

4.2. Определение оптимального диаметра трамбовки

Исследования, выполненные различными авторами [26, 60, 62], показывают, что наиболее целесообразным при поверхностном уплотнении грунтов является применение трамбовок наибольшего веса. Это дает возможность получить значительно большую остаточную осадку грунта в отпечатке при одних и тех же энергетических затратах.

Действующие в настоящее время нормативные документы по поверхностному уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками в отношении выбора оптимальных размеров трамбовки практически никаких рекомендаций не дают. Указывается лишь только то, что удельное статическое давление должно быть не менее 0,015 МПа для песчаных и 0,02 МПа для пылеватоглинистых грунтов [121].

Данные, приведенные Л.Р. Ставницером [132], свидетельствуют о целесообразности применения трамбовок наибольшего веса (табл. 4.1). Анализ данных таблицы показывает, что при минимальном числе ударов с одной и той же скоростью в момент удара применение более тяжелых трамбовок приводит к наиболее эффективным результатам. При одних и тех же энергетических затратах применение трамбовки массой 4 т позволяет после трех ударов получить остаточную осадку в два с половиной раза большую, чем при массе 1 т после 12 ударов.

Таблица 4.1

Зависимость величины остаточной осадки от массы трамбовки

Масса трамбовки, т	1	2	3	4
Число ударов	12	6	4	3
Затраченная работа, т·м	15,4	15,4	15,4	15,4
Остаточная осадка, см	4,7	7,7	10,2	12,4

К аналогичному выводу приводит анализ данных, полученных Л.М. Бобылевым, приведенных в таблице 4.2, по результатам испытаний пылеватого суглинка [6, 7]. Увеличение массы трамбовки не только позволяет получить требуемую осадку поверхности грунта с меньшими энергетическими затратами, но и дает более равномерное распределение плотности по глубине уплотняемой толщ.

Таблица 4.2

Зависимость величины остаточной осадки
от массы трамбовки (по Л.М. Бобылеву) [7]

Масса трамбовки, т	1	1,5	2	2,5	2,5
Число ударов	6	4	3	2	3
Затраченная работа, т·м	12	12	12	10	15
Остаточная осадка, см	15,8	18,5	19,5	18,2	22

Иными словами, остаточная осадка грунта в отпечатке при двух ударах трамбовкой массой 10 т будет всегда больше остаточной осадки грунта, полученной при 10 ударах трамбовки массой 2 т. Очевидным является, что чем больше остаточная осадка грунта, тем степень уплотнения грунта будет выше. Это подтверждает и то, что увеличение массы трамбовки не только позволяет получить как можно большую осадку, но и дает более равномерное распределение плотности сухого грунта по глубине уплотняемой толщи [132].

Отсюда следует, что произвольный выбор параметров трамбовок неизбежно приводит к удорожанию строительства, в то время как учет закономерностей динамического уплотнения грунтов позволяет при одних и тех же энергетических затратах принимать такой вариант производства работ, при котором достигается наибольший эффект.

Следует иметь в виду, что трамбовка одной и той же массы может иметь различные размеры подошвы, т.е. статическое давление на грунт может быть совершенно разным. А чем меньше статическое давление на грунт, тем большее число ударов в одной точке необходимо выполнить для достижения грунтом требуемой плотности. Слишком малые размеры подошвы трамбовки затрудняют производство работ по уплотнению грунтов, а при достижении определенного предела по диаметру делают эти работы невозможными из-за выпора грунта при малом уплотненном ударе. Следовательно, оптимальная площадь основания трамбовки будет иметь место в том случае, когда работа, затрачиваемая на уплотнение грунта на каком-то участке, будет минимальной

$$N = M \cdot H \cdot \frac{B}{A} \cdot n, \quad (4.1)$$

где M – масса трамбовки, принимаемая с учетом грузоподъемности механизма, т;
 H – высота сбрасывания трамбовки, м;
 B – площадь участка, в пределах которого требуется уплотнение грунтов, м²;
 A – площадь основания трамбовки, м²;
 n – число ударов трамбовки в одной точке.

Анализ формулы (4.1) показывает, что при наличии определенных грузоподъемных машин в строительной организации такие параметры, как высота сбрасывания трамбовки, масса трамбовки уже определены, так как они зависят от характеристик крана. Площадь участка, в пределах которого производится уплотнение грунта, никакого значения не имеет. Следовательно, эффективность работ по уплотнению грунтов трамбовками будет зависеть в большей степени от площади основания трамбовки при минимальном числе ударов трамбовки в одной точке.

Задача заключается в определении оптимального диаметра трамбовки, имеющей площадь подошвы A .

Выполненные теоретические исследования позволили получить выражения для определения оптимального диаметра трамбовки

$$d_{mp} = \frac{2,55MH(1-v^2)\omega}{\left(\frac{\rho_d^{mp} - \rho_d}{\rho_d^{mp}} \cdot l\right)^2 E} \quad (4.2)$$

где ρ_d^{mp} – требуемая плотность сухого грунта, т/м³;
 ρ_d – плотность сухого грунта до уплотнения, т/м³;
 l – мощность уплотняемого слоя, м;
 E – модуль деформации уплотняемого слоя, т/м²;
 ω – безразмерный коэффициент, равный 0,79;
 v – коэффициент поперечной деформации.

Полученная зависимость (4.2) позволяет определить оптимальный диаметр трамбовки, имеющей заданные массу и высоту сбрасывания, а также учесть начальное состояние грунта, его деформационные свойства. Не менее важным является и то, что формула учитывает и требуемую плотность уплотняемого грунта.

Следует отметить, что Л.Р. Ставницер [132] предложил следующую формулу для определения площади трамбовки

$$A = KR \frac{M}{\Delta_{mp}}, \quad (4.3)$$

где K – коэффициент, характеризующий неупругие свойства грунтов при повторных нагружениях и не зависящий от параметров трамбовки;

R – коэффициент, зависящий от деформационных свойств грунта и скорости удара.

Основным недостатком формулы (4.3) является то, что определение коэффициентов K и R следует производить по результатам лабораторных испытаний грунтов на специальных приборах, либо по результатам уплотнения грунтов на проектируемом участке трамбовкой произвольных размеров, сбрасываемой с одинаковой высоты. Требуемое количество ударов назначается в зависимости от вида грунта. После проведенного цикла испытаний вносятся коррективы в определении d_{mp} . При использовании предлагаемой зависимости (4.2) выполнение лабораторных и полевых испытаний грунтов для определения диаметра трамбовки не требуется.

4.3. Влияние физико-механических свойств грунта на размеры трамбовки

4.3.1. Взаимосвязь между требуемой плотностью сухого грунта и диаметром трамбовки

Как известно, требуемая плотность сухого грунта ρ_d^{mp} является одним из основных показателей, используемых при оценке качества уплотненного грунта. В связи с этим ряд исследователей [45, 60, 63, 78] рекомендует принимать определенные минимальные значения ρ_d^{mp} :

- для пылеватоглинистых грунтов – не менее 1,5...1,65 т/м³;
- для песчаных грунтов – не менее 1,60 т/м³;
- для макропористых просадочных грунтов – не менее 1,55 т/м³.

Другая группа авторов [72, 75, 76, 98] предлагает для оценки качества уплотненного грунта использовать коэффициент уплотнения K_{com} , представляющий собой отношение фактически полученного (или иначе требуемого)

значения плотности сухого грунта ρ_d^{mp} к его максимальному значению, полученному по результатам стандартного уплотнения $\rho_{d, max}$ [41], т.е.

$$K_{com} = \frac{\rho_d^{mp}}{\rho_{d, max}}. \quad (4.4)$$

Однако если проанализировать величины ρ_d^{mp} в этих двух, различающихся между собой подходах оценки качества уплотнения грунта, то получим, что для достижения требуемой степени уплотнения грунта значения $\rho_d^{од}$ должны быть больше величин, указанных выше. Следовательно, при рассмотрении диапазона изменения ρ_d^{mp} нет смысла задавать значения плотности сухого грунта меньше указанных выше нижних пределов, при условии обеспечения требуемого качества уплотненного грунта. И очевидно, чем больше значение ρ_d^{mp} , тем степень уплотнения грунта будет выше.

На рис. 4.1 приведен график изменения требуемого диаметра трамбовки от ρ_d^{mp} .

Следует отметить, что все вычисления диаметра трамбовки выполнены по полученной зависимости (4.2) при постоянных значениях массы трамбовки, высоты сбрасывания, исходной плотности сухого грунта, глубине уплотняемого слоя, модуля деформации грунта природного сложения.

Очевидно, что чем больше требуемая плотность сухого грунта, тем диаметр трамбовки должен быть меньше. Так, если первоначальное значение ρ_d^{mp} составляет $1,70 \text{ т/м}^3$, то наибольшая эффективность уплотнения грунта будет достигнута при одинаковой энергии удара, одном и том же количестве ударов и постоянной мощности уплотняемого слоя в том случае, когда диаметр трамбовки равен 3,0 м. Если требуемая плотность сухого грунта равна $1,78 \text{ т/м}^3$, то диаметр трамбовки должен быть равен 2,0 м. Следует отметить, что выполненные нами практические исследования [16, 18, 69, 81, 82, 110, 111, 117] полностью подтвердили результаты расчетов по формуле (4.2). В то же время, для достижения требуемой плотности сухого грунта можно брать и другие диаметры трамбовок, т.е. больше или меньше вычисленного по формуле (4.2). В этом случае необходимо учитывать тот факт, что энергозатраты на уплотнение грунта тоже будут различаться. Например, если принять диаметр трамбовки больше, чем полученное значение по формуле (4.2), то для достижения требуемой плотности сухого грунта необходимо выполнить больше ударов в каждой точке. При этом

увеличение зоны уплотненного грунта незначительно. И, наоборот, при меньшем диаметре трамбовки требуемая плотность сухого грунта будет достигнута при меньшем числе ударов, однако и уменьшаются размеры зоны уплотненного грунта. Следовательно, возрастет количество точек, в которых необходимо производить уплотнение грунта.

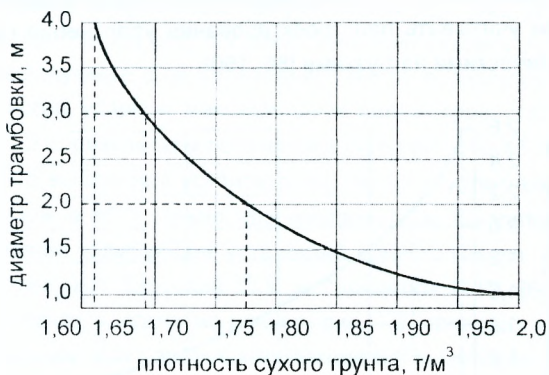


Рис. 4.1 График изменения диаметра трамбовки от требуемой плотности грунта

Рассмотренный диапазон изменения ρ_d^{mp} наиболее вероятен, так как при значениях меньших $1,60 \text{ т/м}^3$ грунты относят к категории требующих уплотнения, а при $\rho_d^{mp} > 2,0 \text{ т/м}^3$ дальнейшее уплотнение грунтов практически затруднено [70, 98].

4.3.2. Анализ влияния модуля деформации грунтов природного сложения на диаметр трамбовки

Величина модуля деформации грунта природного сложения также, в определенной степени, влияет на размеры подошвы трамбовки (рис. 4.2). Из рисунка видно, что с увеличением модуля деформации грунта требуемый диаметр трамбовки уменьшается.

Если модуль деформации грунта, находящегося в естественном состоянии, равен $3,0 \text{ МПа}$, то при прочих равных условиях (энергия удара, плотность сухого грунта, требуемая плотность сухого грунта, мощность уплотняемой толщи) диаметр трамбовки равен $2,1 \text{ м}$. Увеличение модуля деформации до $6,0 \text{ МПа}$ снижает диаметр трамбовки до $1,5 \text{ м}$. Иными слова-

ми, чем меньше деформируемость грунта, тем меньше должен быть диаметр трамбовки для обеспечения требуемого качества уплотнения при прочих равных условиях. Следует иметь в виду, что уменьшение диаметра трамбовки возможно до определенных пределов. При малых значениях $d_{тр}$ при ударе трамбовки о грунт будет происходить его разуплотнение за пределами пятна трамбовки. Этот факт объясняется образованием зон выпора, что необходимо учитывать при проектировании уплотнения грунтов интенсивными динамическими нагрузками [86, 150].

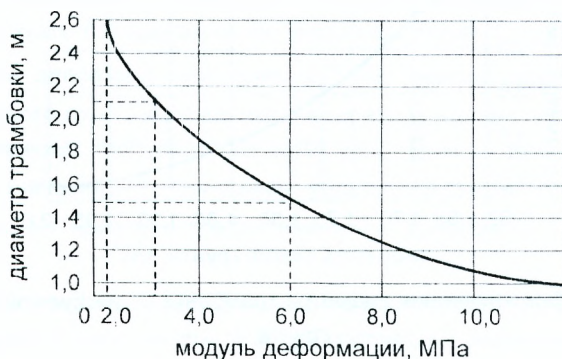


Рис. 4.2 Влияние модуля деформации грунта природного сложения на диаметр трамбовки

В соответствии с [98], грунты, модуль деформации которых меньше 5,0 МПа, относятся к сильносжимаемым. Именно такие грунты требуют выполнения работ по уплотнению. При значениях $E > 10,0$ МПа осадки фундаментов значительно уменьшаются.

4.3.3. Изменение мощности уплотняемого слоя в зависимости от диаметра трамбовки

В качестве критериев, определяющих предельную глубину уплотнения, многие авторы [58, 60, 62] используют требования по плотности уплотненного грунта, его сжимаемости, прочности и т.д., а также и такие критерии, как снижение до определенного уровня содержания в толще грунта воды, снижение содержания чистого песка в толще из переслаивающихся песков и глин и т.п. [61].

Разнообразие факторов, влияющих на предельную глубину уплотнения, дополняют физико-механические свойства грунтов, условия их залега-

ния в толще. Но особое внимание здесь, на наш взгляд, следует уделять технологическим параметрам: массе трамбовки, высоте сбрасывания, диаметру трамбовки, числу ударов по одному следу и др.

По данным исследований Г. Леонардса, М. Гамбена, К. Гийо, С. Ваксина, М. Минкова, Р. Лукаша и других [157, 159, 160, 165, 166, 170] приводится обобщение результатов, полученных в практике уплотнения различных типов грунтов. На рис. 1.2 дополнительно указаны трамбуемые установки, рекомендуемые для уплотнения грунта в различных диапазонах изменения энергии удара и максимальных параметров установок, применяемых в СНГ. Эти результаты показывают, что при $\alpha = 0,45$ практически гарантируется, что выбранная установка справится с уплотнением на заданную глубину. При $\alpha = 0,7$ можно прогнозировать максимально возможную глубину уплотнения трамбуемой установкой данного класса.

Но как отмечают Зарецкий Ю.К. и Гарицелов М.Ю. [60], выбор типа трамбуемых установок, согласно данным рис. 1.2, приводит к однозначному решению. К примеру, при глубине уплотнения 6,0 м, которая при любом α в диапазоне изменения $0,45 \leq \alpha \leq 0,7$ попадает в интервал применения установки на базе драглайна Э-2503. Но значительно чаще, по данным рис. 4.3, предлагается либо остановить выбор на трамбуемой установке более тяжелого класса ($\alpha = 0,45$), что явно неэкономично, либо искать обоснование использования более высокого значения коэффициента α .

Еще большую неопределенность приобретают данные на рис. 4.3 с учетом того, что для определения предельной глубины уплотнения в каждом конкретном случае используются различные, индивидуальные для каждого случая исходные данные.

В силу этого, подход к решению задачи, предложенный автором [101, 104, 115], позволяет в значительной степени учесть как влияние технологических параметров уплотнения, так и физико-механические свойства уплотняемых грунтов (рис. 4.3).

Из рис. 4.3 видно, что чем больше мощность уплотняемого слоя, тем диаметр трамбовки (при прочих равных условиях) должен быть меньше. В частности, если мощность уплотняемого слоя 6,0 м, то диаметр трамбовки должен быть равным 2,2 м. Если мощность уплотняемого слоя увеличилась до 10,0 м, то диаметр трамбовки равен 0,8 м. Это свидетельствует о том, что при уплотнении слабых грунтов значительной мощности следует увеличивать массу трамбовки и высоту ее сбрасывания с одновременным увеличением

диаметра трамбовки, ибо при малых диаметрах и значительной энергии удара будет происходить разрушение грунта, сопровождающееся образованием зон выпора. А это ведет к резкому снижению эффективности работ по уплотнению грунтов интенсивными ударными нагрузками.

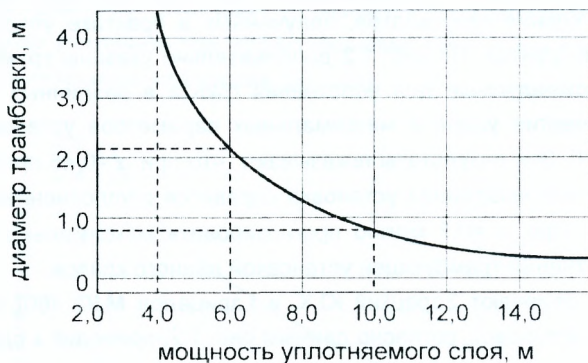


Рис. 4.3 График влияния диаметра трамбовки на мощность уплотняемого слоя

Рассмотренный диапазон изменения мощности уплотняемого слоя наиболее вероятен, так как при $l < 2,0$ м возможны другие методы решения улучшения свойств грунтов вплоть до прорезки фундаментом слабого слоя [44, 45].

ГЛАВА 5

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЗОНЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

5.1. Выбор оптимального размещения точек уплотнения грунта тяжелыми трамбовками

В тех случаях, когда уплотнение грунта осуществляется тяжелыми трамбовками, важным является выбор наиболее оптимальной схемы размещения точек, в которых производится трамбование грунта.

Массив грунта, уплотненный тяжелыми трамбовками, не будет вполне однородным по плотности. Наиболее уплотненный грунт будет находиться по вертикали, проходящей через центр отпечатка трамбовки. По мере удаления от вертикали в стороны плотность грунта будет уменьшаться. И на каком-то расстоянии от вертикали уплотнение грунта будет практически отсутствовать. Следовательно, очевиден вопрос: каким должно быть расстояние между центрами отпечатков при минимальных энергетических затратах на уплотнение? Следует отметить, что степень однородности уплотнения грунтового основания будет зависеть и от схемы размещения точек, в которых производится уплотнение грунта.

В ряде работ, посвященных исследованиям уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками, как правило, рассматривается квадратная схема размещения точек, в которых проводится уплотнение грунта [26, 60, 72, 76]. Суть этой схемы сводится к тому, что уплотнение основания производится по условной сетке различных размеров (рис. 5.1). Уплотнение грунтов осуществляется либо в один, либо в два этапа. При уплотнении грунтов в один этап точки, в которых осуществляется уплотнение, расположены по вершинам квадрата. При двухэтапной схеме вначале производится уплотнение в точках, расположенных по вершинам больших квадратов. Затем делается технологический перерыв, составляющий не менее 10 суток. И по окончании перерыва производится дальнейшее уплотнение грунта в точках, расположенных в середине расстояния между существующими кратерами. Таким образом, в результате получается такая схема размещения точек трамбования грунта, как и в первом случае.

В работах других авторов [98] рекомендуется трамбование грунтов осуществлять с перекрытием следов отдельными циклами при постоянном

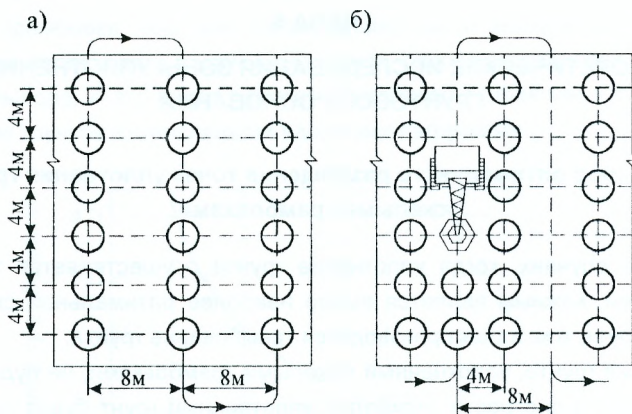


Рис. 5.1 Схема уплотнения основания по условной сетке размером 4x8м:
 а – первый этап; б – второй этап (через 10 дней)

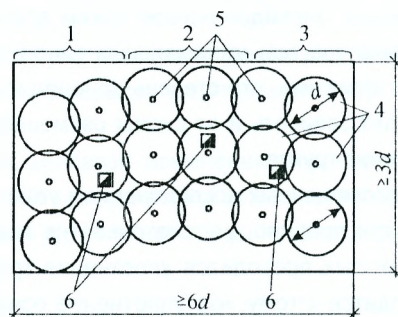


Рис. 5.2 Схема опытного участка для уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками: 1 – 3 – участки грунта с влажностью соответственно $0,8\omega_p$, ω_p , $1,2\omega_p$; 4 – следы ударов трамбовки; 5 – точки нивелирования (штыри); 6 – шурфы или радиометрические скважины для определения ρ_d и ω

поворачивании стрелы по мере перехода с одного следа на другой (рис. 5.2). По каждому следу выполняется по два – четыре удара трамбовками. Для перехода с одного цикла на другой изменяется вылет стрелы или кран переезжает назад.

Но такая схема совершенно неприменима при уплотнении водонасыщенных грунтов, ибо, как отмечают Ю.К. Зарецкий и М.Ю. Гарицелов [60] и другие [165, 166], при таком подходе возможно ожигание грунтов, т.е. грунт

переходит в подвижное состояние. Следовательно, такая схема уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками является вообще неприемлемой для водонасыщенных оснований.

В Пособии [121] (п. 5.5 и 5.6) рекомендуется при производстве работ по уплотнению грунтов тяжелой трамбовкой поверхность площадки разбивать на отдельные участки, равные 1,4 ... 1,5 радиуса действия стрелы крана, и работы выполнять по схеме, приведенной на рис. 5.3.

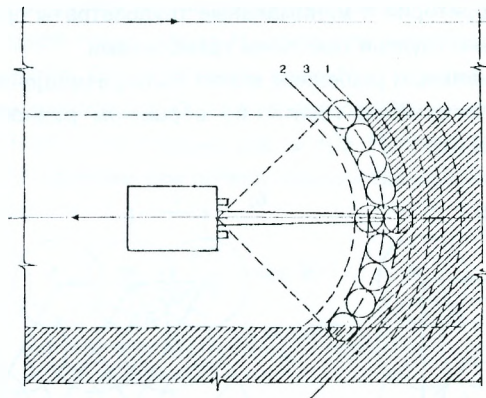


Рис. 5.3 Схема производства работ по уплотнению грунтов тяжелой трамбовкой: 1 – первый цикл (2 удара); 2 – второй цикл (2 удара); 3 – третий цикл (2 удара); далее повторение циклов до получения отказов

Затем трамбование грунта в пределах каждого участка следует производить в последовательности, указанной на рис. 5.4. При этом трамбование осуществляется по всему выделенному участку двумя-тремя ударами в каждой точке. После завершения уплотнения при первой проходке производят уплотнение при второй проходке, и так до завершения работ на очередном участке.

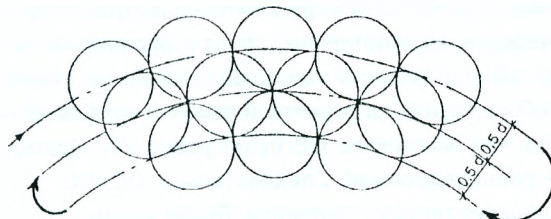


Рис. 5.4 Схема трамбования в пределах отдельных участков

Однако ни одна из рассмотренных выше схем производства работ не является оптимальной, ибо они либо не обеспечивают равномерное уплотнение грунта по всей площади (рис. 5.1 и 5.2), т.к. между зонами уплотненного грунта имеются участки, в которых грунт не уплотнен, либо требуют весьма значительного времени на переустановку стрелы крана при последовательном уплотнении в пределах выделенного участка (рис. 5.3 и 5.4).

Решение этой задачи должно учитывать равномерное уплотнение грунта по всей территории и минимальные трудозатраты при производстве работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками.

Более оптимальным решением может быть размещение точек, в которых проводится уплотнение грунта, по вершинам равностороннего треугольника (рис. 5.5).

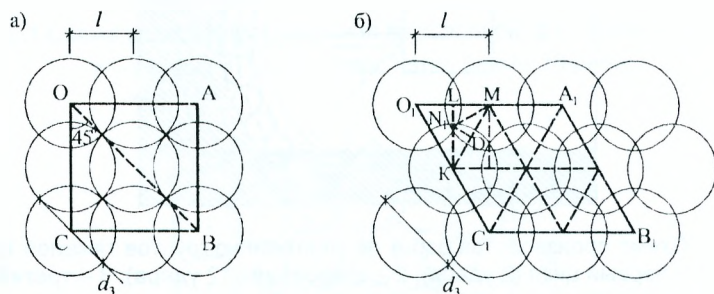


Рис. 5.5 Схемы размещения точек уплотнения грунта трамбовками:
а) по вершинам квадрата; б) по вершинам равностороннего треугольника

Наиболее однородную зону уплотненного грунта при размещении точек в вершинах квадрата, в которых производится уплотнение, получим в том случае, когда уплотненные зоны, имеющие диаметр d_3 , своими боковыми поверхностями касаются друг друга, т.е. когда их центры расположены на диагонали квадрата ABCD. С определенным допущением, эти зоны примем цилиндрическими. Неуплотненный грунт в верхней части зоны практического влияния на уплотненную толщу по глубине не окажет, так как его объем при недоборе грунта до проектной отметки котлована очень мал. Из рис. 5.5(а) видно, что расстояние OB будет равно $2d_3$. Прямоугольный треугольник OBC – равнобедренный. Следовательно, $OC=CB$.

Тогда, используя теорему Пифагора, будем иметь

$$2OC^2 = 4d_3^2.$$

Тогда $OC = d_3\sqrt{2}$.

Площадь фигуры ABCO будет равна $S = 2d_3^2$.

Теперь рассмотрим рисунок 5.5(б). Здесь вся площадь грунта будет уплотнена полностью тогда, когда поверхности зон уплотненного грунта, центры которых расположены по вершинам равностороннего треугольника, пересекутся в одной точке. Точка N_1 является радикальным центром рассматриваемых кругов. Если соединить точку N_1 с точками К и М, то получим равнобедренный треугольник KN_1M с углами по 30° при стороне КМ. Но сторона KN_1 равна N_1M , и эти стороны равны $d_3/2$. Проведя высоту из вершины N_1 на сторону КМ, получим два прямоугольных треугольника. Тогда сторону КD можно определить

$$\frac{KD}{KN_1} = \cos 30^\circ.$$
$$KD = \frac{d_3 \cos 30^\circ}{2}.$$

Сторона КМ будет равна

$$KM = d_3 \cos 30^\circ = \frac{d_3\sqrt{3}}{2}.$$

Учитывая, что $KM=OK$, получим, что $OC_1 = d_3\sqrt{3}$.

Площадь треугольника $OA_1B_1C_1$ будет равна

$$S = 3d_3^2.$$

Сопоставляя площадь квадрата и площадь параллелограмма, видим, что при одних и тех же затратах на уплотнение (одинаковое количество точек, одинаковое количество ударов) при треугольном расположении точек уплотнения грунта тяжелыми трамбовками площадь уплотненного основания в 1,5 раза больше, чем при квадратном размещении.

5.2. Определение оптимального расстояния между точками уплотнения грунта тяжелыми трамбовками

Необходимая степень уплотнения грунтов зависит от ряда факторов: назначения уплотненных грунтов; нагрузок, передаваемых на основание; принятых схем производства работ; производственных возможностей строительных организаций и др. Одной из весьма важных причин, существенным образом влияющих на однородность уплотненного основания, является расстояние между соседними точками, в которых производится уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками. При правильном определении этого расстояния будет высоким качество подготовленного искусственного слоя при минимальных трудозатратах работ по уплотнению грунтов.

Следует отметить, что в настоящее время нет обоснованных рекомендаций по выбору схемы производства работ уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками. В некоторых работах рекомендуется в качестве оптимальной схемы размещение точек трамбования по вершинам квадрата [26, 60, 76]. В других [98] рекомендуется трамбование грунтов производить "с перекрытием следов отдельными циклами при постоянном поворачивании стрелы по мере перехода с одного следа на другой". Теоретические и экспериментальные исследования, выполненные нами [103, 111, 114, 117, 118, 119], показывают, что наиболее оптимальная схема размещения точек трамбования грунта – шахматная, в вершинах углов равностороннего треугольника (рис. 5.6).

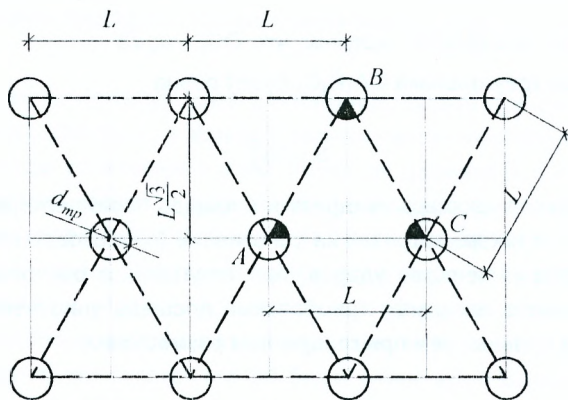


Рис. 5.6 Схема размещения точек уплотнения грунта тяжелыми трамбовками и определения расстояния между ними

Расстояние L между точками уплотнения грунта тяжелыми трамбовками диаметром $d_{тр}$ можно определить исходя из следующих рассуждений. Площадь заштрихованного сектора отпечатка трамбовки равна шестой части всей площади ее подошвы. В площадь треугольника ABC входит три таких сектора, составляющие в сумме половину площади подошвы трамбовки (рис. 5.6), т.е.

$$A_s = \frac{\pi d_{тр}^2}{8}.$$

Развертка схемы уплотнения грунтов в вершинах углов равностороннего треугольника показана на рис. 5.7.

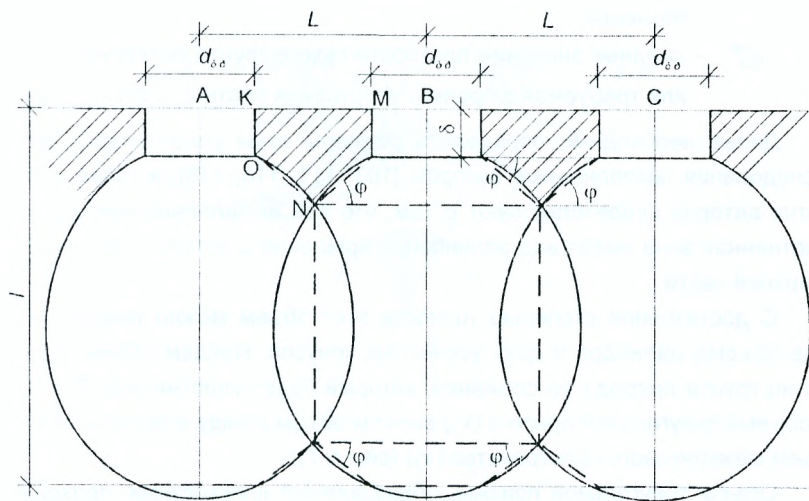


Рис. 5.7 Развертка схемы уплотнения грунта в вершинах по сторонам равностороннего треугольника

Площадь треугольника ABC равна

$$A = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4}.$$

Обозначим требуемую глубину уплотнения грунта через l . Тогда объем твердых частиц в единице объема грунта до уплотнения будет равен

$$V_{m.ч} = \frac{1}{1 + e_0} = \frac{\rho_d}{\rho_s},$$

где e_0 – коэффициент пористости грунта природного сложения;

ρ_d – плотность сухого грунта природного сложения;

ρ_s – плотность частиц.

Объем твердых частиц в единице объема грунта после уплотнения равен

$$V_{m.ч}^1 = \frac{1}{1 + e_{yn}} = \frac{\rho_d^{mp}}{\rho_s},$$

где e_{yn} – среднее значение коэффициента пористости грунта после уплотнения;

ρ_d^{mp} – среднее значение плотности сухого грунта после уплотнения или требуемая в проекте уплотнения плотность сухого грунта.

Далее необходимо определить размеры зоны уплотненного грунта. Исследования, выполненные автором [103, 111, 116, 118], а также данные других авторов свидетельствуют о том, что при выполнении цикла ударов уплотненная зона имеет вид эллипсоида вращения с отпечатком трамбовки в верхней части.

С достаточной степенью точности этот объем можно представить в виде объема цилиндра и двух усеченных конусов. Найдем объем твердых частиц грунта природного сложения, который будет уплотняться. Для этого из объема треугольной призмы (V_n) вычтем объем между отпечатками (V_m) и объем межконусного пространства (V_k) (рис. 5.7).

Объем треугольной призмы, образованный плоскостями, проходящими по трем точкам трамбования, и высотой l , будет равен

$$V_n = \frac{\sqrt{3}}{4} L^2 l.$$

Объем пространства между отпечатками

$$V_m = \frac{\sqrt{3}}{4} L^2 \delta - \frac{\pi d_{mp}^2}{2} \delta,$$

где δ – глубина отпечатка, образовавшегося при трамбовании;
 d_{mp} – диаметр трамбовки.

Одну шестую объема межконусного пространства найдем, вычислив двойной интеграл при угле 30° (рис. 5.8).

$$V'_6 = \iint_D (z_1 - z_2) dx dy; \quad (5.1)$$

где $z_1 = -\frac{d_{mp}}{2} \operatorname{tg} \varphi$ – верхняя плоскость конуса (отпечаток трамбовки);

$z_2 = -\operatorname{tg} \varphi \sqrt{x^2 + y^2}$ – уравнение конуса.

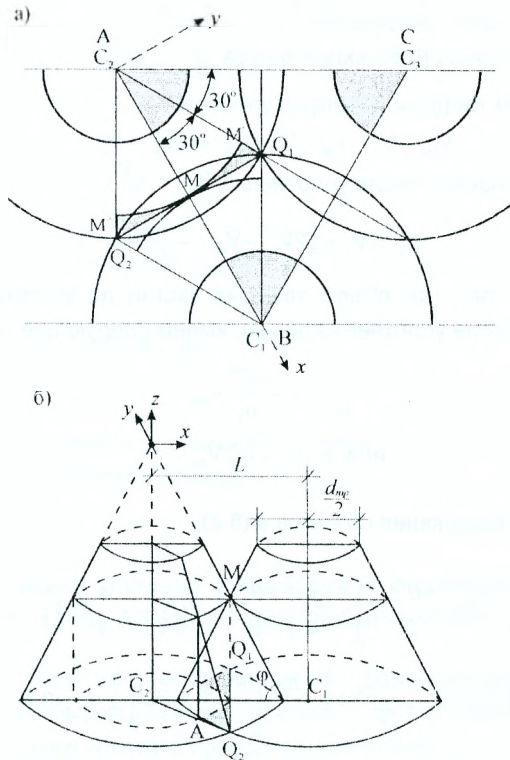


Рис. 5.8 Схема для определения объема межконусного пространства:

- а) расположение зон уплотнения грунта;
- б) сопряжение конусных частей зон уплотнения грунта

Подставляя выражения z_1 и z_2 в уравнение (5.1) и переходя к полярным координатам, получим

$$\begin{aligned} V'_k &= \text{tg}\varphi \iint_D \left(-\frac{d_{mp}}{2} + \sqrt{x^2 + y^2} \right) dx dy = \text{tg}\varphi \int_0^{\frac{\pi}{6}} \left[\int_0^{2 \cos \theta} \left(-\frac{d_{mp}}{2} + r \right) r dr \right] d\theta = \\ &= \text{tg}\varphi \int_0^{\frac{\pi}{6}} \left[-\frac{r^2 d_{mp}}{4} + \frac{r^3}{3} \right]_{r=0}^{r=2 \cos \theta} d\theta = \text{tg}\varphi \int_0^{\frac{\pi}{6}} \left(-\frac{L^2 d_{mp}}{16 \cos^2 \theta} + \frac{L^3}{24 \cos^3 \theta} \frac{d_{mp}^3}{24} + \frac{d_{mp}^3}{16} \right) d\theta = \\ &= \frac{\text{tg}\varphi}{48} \int_0^{\frac{\pi}{6}} \left(-\frac{3L^2 d_{mp}}{\cos^2 \theta} + \frac{2L^3}{\cos^3 \theta} + d_{mp}^3 \right) d\theta = \frac{\text{tg}\varphi}{48} \left[\frac{\pi d_{mp}^3}{6} + 2L^3 \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \ln 3 \right) - \sqrt{3} L^2 d_{mp} \right]; \end{aligned}$$

где $x=r\cos\theta$; $y=r\sin\theta$; $dx dy=rdrd\theta$;

φ – угол наклона образующей конуса.

Тогда объем твердых частиц до уплотнения

$$V_{\partial o} = V_n - V_m - V_k = V_n - 12V'_k - V_m;$$

а объем твердых частиц после уплотнения

$$V_{no} = V_n - 12V'_k - V_m - \frac{\pi d_{mp}^2}{2} \delta.$$

Исходя из того, что объем твердых частиц до уплотнения и объем твердых частиц после уплотнения равны, имеем следующее соотношение

$$\begin{aligned} \frac{\rho_d}{\rho_s} V_{\partial o} &= \frac{\rho_d^{mp}}{\rho_s} V_{no}; \\ \text{или } \rho_d V_{\partial o} &= \rho_d^{mp} V_{no}. \end{aligned} \quad (5.2)$$

Подставим выражения объемов в (5.2).

$$\begin{aligned} \rho_d \left\{ \frac{\sqrt{3}}{4} L^2 l - \left(\frac{\sqrt{3}}{4} L^2 \delta - \frac{\pi d_{mp}^2}{2} \delta \right) - \frac{\text{tg}\varphi}{4} \left[\frac{\pi d_{mp}^3}{6} + 2L^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \ln 3 \right) - \sqrt{3} L^2 d_{mp} \right] \right\} = \\ = \rho_d^{mp} \left\{ \frac{\sqrt{3}}{4} L^2 l - \left(\frac{\sqrt{3}}{4} L^2 \delta - \frac{\pi d_{mp}^2}{2} \delta \right) - \frac{\text{tg}\varphi}{4} \left[\frac{\pi d_{mp}^3}{6} + 2L^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \ln 3 \right) - \sqrt{3} L^2 d_{mp} \right] \right\} - \\ - \rho_d^{mp} \frac{\pi d_{mp}^2}{2} \delta. \end{aligned}$$

Приведа подобные, получим уравнение

$$-\frac{tg\varphi}{2}\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \ln 3\right)(\rho_d - \rho_d^{mp})L^3 + \left(\frac{\sqrt{3}}{4}l - \frac{\sqrt{3}}{4}\delta + \frac{\sqrt{3}}{4}tg\varphi \cdot d_{mp}\right)(\rho_d - \rho_d^{mp})L^2 + \left(\frac{\pi d_{mp}^2}{2}\delta - \frac{\pi}{24}tg\varphi \cdot d_{mp}^3\right)(\rho_d - \rho_d^{mp}) - \rho_d^{mp} \frac{\pi d_{mp}^2}{2}\delta = aL^3 + bL^2 + c = 0.$$

Решение уравнения можно представить в следующем виде:

$$L = \sqrt[3]{-\frac{c}{2a} - \left(\frac{b}{3a}\right)^3} + \sqrt{\left[-\frac{1}{9}\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^3} + \left[2\left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \frac{d_{mp}}{a}\right]^2} + \sqrt[3]{-\frac{c}{2a} - \left(\frac{b}{3a}\right)^3} - \sqrt{\left[-\frac{1}{9}\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^3} + \left[2\left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \frac{d_{mp}}{a}\right]^2}, \quad (5.3)$$

где $a = -\frac{tg\varphi}{2}\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \ln 3\right)(\rho_d - \rho_d^{mp});$

$$b = \left(\frac{\sqrt{3}}{4}l - \frac{\sqrt{3}}{4}\delta + \frac{\sqrt{3}}{4}tg\varphi \cdot d_{mp}\right)(\rho_d - \rho_d^{mp});$$

$$c = \left(\frac{\pi d_{mp}^2}{2}\delta - \frac{\pi}{24}tg\varphi \cdot d_{mp}^3\right)(\rho_d - \rho_d^{mp}) - \rho_d^{mp} \frac{\pi d_{mp}^2}{2}\delta.$$

Анализ полученного решения выполнен с помощью прикладного пакета "Математика" на ПЭВМ и приведен ниже.

5.2.1. Влияние глубины отпечатка и диаметра трамбовки на величину расстояния между точками трамбования

Глубина отпечатка трамбовки зависит от массы трамбовки, высоты сбрасывания, диаметра трамбовки, исходного состояния уплотняемого грунта: плотности сухого грунта в природном сложении; его прочности; деформируемости. Если принять все параметры постоянными, кроме одного, влияние которого необходимо выяснить, то можно получить характеристику

изменения интересующей нас функции, в данном случае расстояние между центрами отпечатков трамбовки (рис. 5.9).

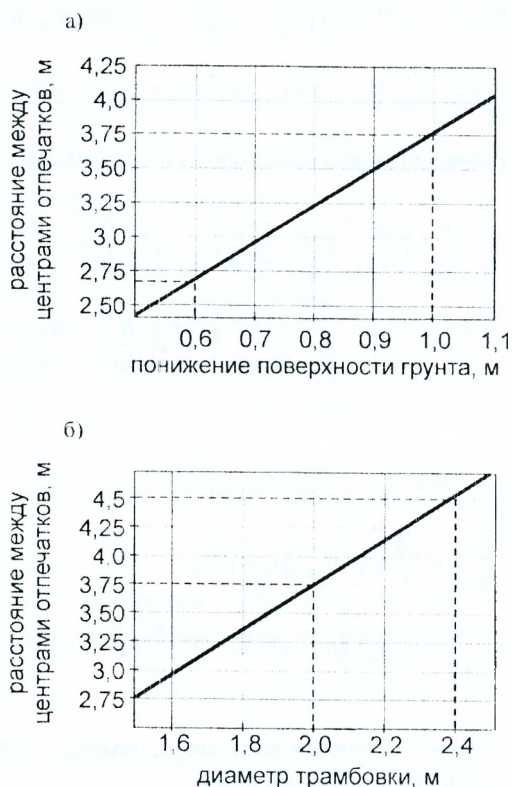


Рис. 5.9 Графики изменения расстояния между точками трамбования в зависимости: а) от глубины отпечатка; б) диаметра трамбовки

Из рисунка 5.9 (а) видно, что между глубиной отпечатка и расстоянием между центрами рядом расположенных отпечатков, определенном по выражению (5.3), имеет место линейная зависимость. Изменение глубины отпечатков принято от 0,6 м до 1,2 м, что практически на 96 % соответствует данным, полученным различными авторами [2, 28, 60, 166]. Из графика видно, что если глубина отпечатка составляет 0,6 м, то расстояние между центрами отпечатков составит 2,65 м. Если принять, что диаметр трамбов-

ки равен 2,0 м, то очевидно, что размер перемычки между отпечатками равен всего 0,65 м. Если для одного и того же грунта производить уплотнение до тех пор, пока глубина отпечатка достигнет 1,0 м, то расстояние между центрами отпечатков будет равно 3,75 м, а размер перемычки – 1,75 м. Таким образом, при увеличении глубины отпечатка в 1,67 раза, расстояние между ними возрастает в 1,41 раза.

Аналогичную картину можно увидеть при изменении диаметра трамбовки. Если диаметр трамбовки равен 2,0 м, то расстояние между центрами отпечатков составит 3,75 м. Увеличение диаметра трамбовки в 1,2 раза приводит к такому же увеличению расстояния между центрами отпечатков.

Таким образом, очевидно, что рост глубины отпечатка и диаметра трамбовки сопровождается увеличением расстояния между точками трамбования.

5.2.2. Влияние угла наклона секущей на величину расстояния между точками трамбования

Из рис. 5.7 видно, что величина расстояния между точками трамбования будет зависеть от угла наклона секущей прямой к горизонту, т.е. от угла φ . Очевидно, что необходимо установить возможные пределы изменения угла φ , а также его минимальное и максимальное значения, при которых всегда будет обеспечена требуемая плотность грунта основания. С этой целью нами были построены контуры зон уплотненного грунта, полученные по результатам экспериментальных исследований различных авторов (рис. 5.10).

Из рис. 5.10 видно, что при проведении опытных работ были использованы трамбовки различных диаметров, которые применялись в различных инженерно-геологических условиях. Энергия удара также отличалась довольно существенно: от 625 кДж до 98 кДж.

Кривые 1, 2, 3 получены для различных грунтовых условий при диаметре трамбовки, равном 2,8 м. Энергия удара во всех опытах этой серии была одинакова. Мощность уплотненной зоны меняется от 5,5 до 6,7 м. При этом наибольшая глубина уплотнения достигнута для разуплотненных суглинков (кривая 1). Распространение зоны уплотненного грунта в стороны меняется незначительно и составляет от 3,3 м до 3,9 м. Из графического построения очевидно, что для этой группы кривых минимальное и максимальное значение φ составит соответственно 26° и 50° (область II). Для кри-

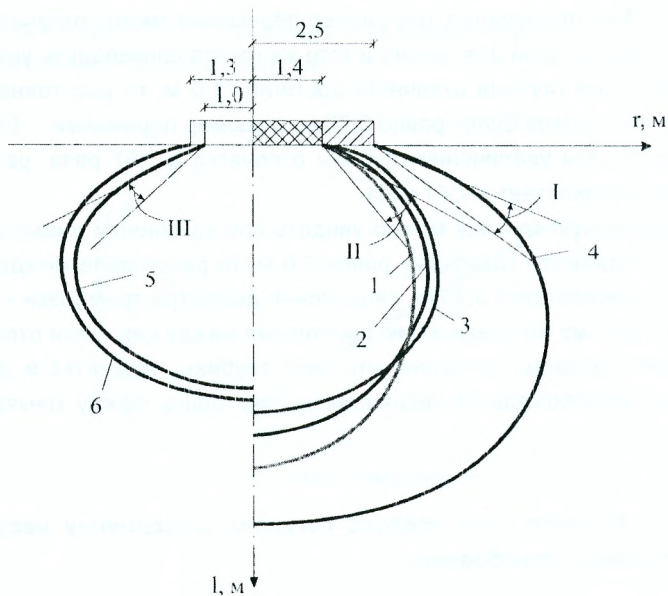


Рис. 5.10 Контурные зоны уплотненного грунта: 1, 2, 3 – по данным Гарицелова М.Ю. (опытная площадка Загорской ГРЭС); 4 – по данным Зарецкого Ю.К., Гарицелова М.Ю. (площадка надпойменной террасы г. Сейм); 5 – по данным автора (площадка IV очереди капролактама Гродненского ПО "Азот"); 6 – по данным Петрова М.С. (площадка Загорской ГАЭС)

вой 4, которая характеризуется высокой энергией удара – 625 кДж и своеобразными инженерно-геологическими условиями, угол φ меняется от 22° до 39° . На данной опытной площадке трамбовкой диаметром 5,0 м уплотнялись водонасыщенные суглинки, подстилаемые толщей разнородных плотных песков. Таким образом, наличие прочного подстилающего слоя способствовало расширению периферийной зоны уплотняемого грунта.

Кривая 5 построена по данным испытаний, полученных автором. В данном случае использована трамбовка диаметром 2,0 м. Из рисунка 5.10 видно, что в области III угол φ меняется от 26° до 45° . Несколько другой диапазон изменения угла φ для кривой 6. Однако практически для всех случаев его минимальное значение составляет не ниже 22° , а максимальное значение – 50° . Следует иметь в виду (рис. 5.7), что обеспечение уплотнения

грунта по всей глубине и по площади возможно при более высоких значениях угла φ (рис. 5.11).

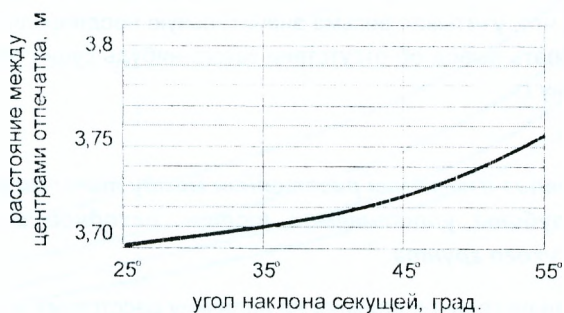


Рис. 5.11 Влияние угла наклона секущей на величину расстояния между точками трамбования

Влияние угла наклона φ на величину L получено при постоянном значении мощности уплотняемого слоя.

Из графика (рис. 5.11) видно, что при увеличении угла φ расстояние между точками трамбования увеличивается. Объясняется это тем, что при трамбовании грунта происходит вдавливание твердых частиц грунта, расположенных под подошвой трамбовки, вглубь и в периферийную зону. Если исходный грунт находится в рыхлом состоянии, то при первых ударах трамбовки происходит в основном уплотнение в пределах цилиндра, образуемого подошвой трамбовки. При последующих ударах в большей степени происходит уплотнение грунта в периферийной зоне. Для таких грунтов значение угла φ будет максимальным. Если же уплотнять достаточно плотные грунты, то с самого начала уплотнения будет преобладающим процесс расширения периферийной зоны, т.е. угол φ будет иметь минимальное значение.

Общая картина уплотнения грунта, данная Ю.К. Зарецким и М.Ю. Гаричеловым [60], предполагает вначале сжатие центрального столба грунта, сопровождающееся затем радиальным расширением, которое, в свою очередь, вызывает радиальное сжатие в окружающем грунте периферийной зоны. Таким образом, центральный столб грунта в результате прохождения по нему продольной волны становится источником еще одного фронта продольной волны, распространяющегося в радиальном направлении.

Следует отметить, что в целом влияние угла φ на величину расстояния между точками трамбования незначительно. Из рис. 5.11 видно, что при изменении φ от 25° до 55° расстояние между точками удара изменилось всего на 5 см, что, учитывая весьма значительную неоднородность грунтов, позволяет сделать вывод об отсутствии какого-нибудь существенного влияния на величину L .

5.2.3. Анализ изменения расстояния между точками удара трамбовки от глубины уплотняемой толщи, исходной и требуемой плотности сухого грунта

Весьма значительное влияние на величину расстояния между точками удара трамбовки оказывают такие параметры, как природная и требуемая плотность сухого грунта и мощность уплотняемой толщи. Практически весь диапазон изменения природной плотности сухого грунта ρ_d и требуемой степени уплотнения ρ_d^{mp} можно выразить через отношение ρ_d/ρ_d^{mp} . Очевидно, если $\rho_d = \rho_d^{mp}$, то отношение этих параметров будет равно 1. Самое минимально значение ρ_d может быть принято равным 1 т/м^3 . Если принять ρ_d^{mp} равным $2,0 \text{ т/м}^3$, что позволяет относить практически все грунты к категории плотных, то минимальное отношение ρ_d/ρ_d^{mp} будет равным 0,5. Таким образом, наиболее вероятное значение ρ_d/ρ_d^{mp} будет находиться в пределах от 0,5 до 1,0. На рис. 5.12 показаны графики изменения величины L в зависимости от ρ_d/ρ_d^{mp} при различной мощности уплотняемого грунта. Их анализ показывает, что при определенном значении ρ_d/ρ_d^{mp} кривые пересекают ось абсцисс, которой соответствует расстояние между точками ударов трамбовки 2,0 м. Т.е., если принять (кривая 1) отношение $\rho_d/\rho_d^{mp} < 0,5$, то расстояние между точками удара трамбовки должно быть меньше 2,0 м. А это означает, что схема уплотнения грунта должна быть выбрана таким образом, чтобы следы трамбовки перекрывались, либо в лунку отпечатка трамбовки необходимо добавлять грунт извне, так как втрамбованного грунта для обеспечения требуемой плотности недостаточно. Для кривой 2, которая характеризуется мощностью уплотняемой толщи 4,0 м, уплотнение без перекрытия следов возможно при ρ_d/ρ_d^{mp} равным 0,6 и более. Аналогичные данные получены при мощности уплотняемой толщи, равной 6 м и 8 м. Таким

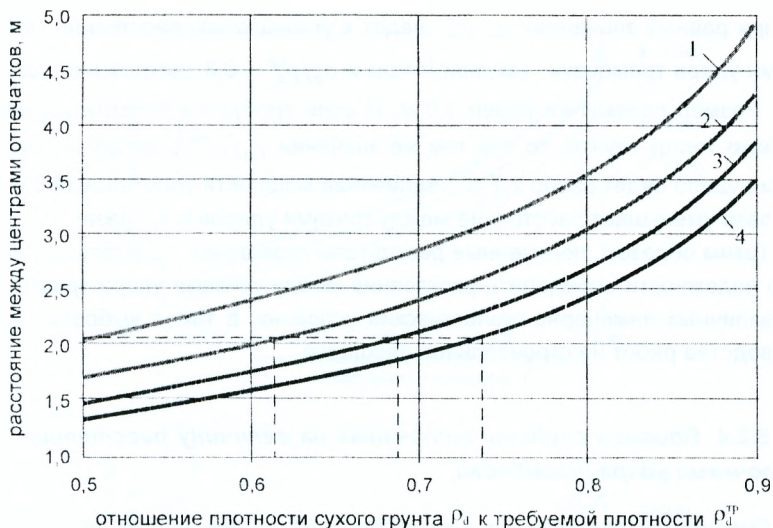


Рис. 5.12 Зависимость расстояния между точками удара от соотношения ρ_d и ρ_d^{mp} : 1, 2, 3, 4 соответственно мощность уплотняемой толщи, равная 2,0, 4,0, 6,0; 8,0 м

образом, полученные данные позволяют сделать следующий вывод: чем больше мощность уплотняемой толщи, тем, для обеспечения уплотнения грунта по всей площади, расстояние между точками удара трамбовки без перекрытия следов отпечатков должно быть меньше, практически равным диаметру трамбовки. Вместе с тем, если уменьшается ρ_d^{mp} , т.е. ниже степень уплотнения, то, при увеличении мощности уплотняемой толщи, расстояние между точками удара трамбовки может быть постоянным.

Анализ кривой 1 показывает, что чем меньше величина ρ_d^{mp} при постоянной исходной плотности грунта и постоянной мощности уплотняемой толщи, тем больше расстояние L между точками удара трамбовки. Так при $\rho_d / \rho_d^{mp} = 0,5$ расстояние L составило 2,0 м. Если $\rho_d / \rho_d^{mp} = 0,8$, то $L = 3,5$ м. Это означает, что если диаметр трамбовки равен 2,0 м, то отпечатки трамбовки должны касаться друг друга, т.е. перемычка отсутствует. При $\rho_d / \rho_d^{mp} = 0,8$ мы имеем размер перемычки равный 1,5 м.

Аналогичные данные характерны и для других мощностей уплотняемого грунта. Вместе с тем увеличение мощности уплотняемого грунта в два

раза при равных значениях ρ_d/ρ_d^{mp} ведет к уменьшению расстояния между точками удара трамбовки. Так, при $l=4,0$ м и $\rho_d/\rho_d^{mp} = 0,8$ расстояние L равно 3,0 м. Размер перемычки равен 1,0 м. И если требуется уплотнить шестиметровую толщу грунта, то при том же значении ρ_d/ρ_d^{mp} расстояние между точками удара будет равно 2,7 м. Увеличение мощности уплотняемой толщи в три раза уменьшает расстояние между точками ударов в 1,3 раза.

Таким образом, полученные результаты позволяют с достаточной степенью надежности определить расстояние между точками удара трамбовки при различных инженерно-геологических условиях, а также выбрать схему производства работ на строительной площадке.

5.2.4. Влияние глубины отпечатка на величину расстояния между точками удара трамбовки

Очевидным является то, что глубина сформированного при ударах трамбовки отпечатка в грунте тоже будет оказывать весьма существенное влияние на величину расстояния между точками трамбования. С одной стороны, чем меньше природная плотность грунта, тем больше следует ожидать глубину отпечатка. С другой стороны, чем плотнее природный грунт, тем при одних и тех же затратах на уплотнение глубина отпечатка будет меньше. Поэтому сама по себе глубина отпечатка трамбовки при любом постоянном числе ударов в одной точке является показателем, не определяющим конечное состояние уплотняемого грунта. Определяющим является объем втрамбованного грунта при производстве работ по его уплотнению. А этот объем будет определяться именно начальным, исходным значением плотности сухого грунта и требуемым значением ρ_d^{mp} . В связи с этим, нами было проанализировано влияние природной и требуемой плотности сухого грунта, выраженной через отношение ρ_d/ρ_d^{mp} , на величину расстояния между точками уплотнения при различных значениях величины δ (рис. 5.13). При этом предполагается, что глубина отпечатка прямо пропорциональна объему втрамбованного грунта, имеющего одну и ту же исходную плотность сухого грунта. Следует отметить, что анализ выполнен при различных значениях мощности уплотняемого слоя. Диаметр трамбовки и угол наклона φ секущей к оси абсцисс принят постоянным.

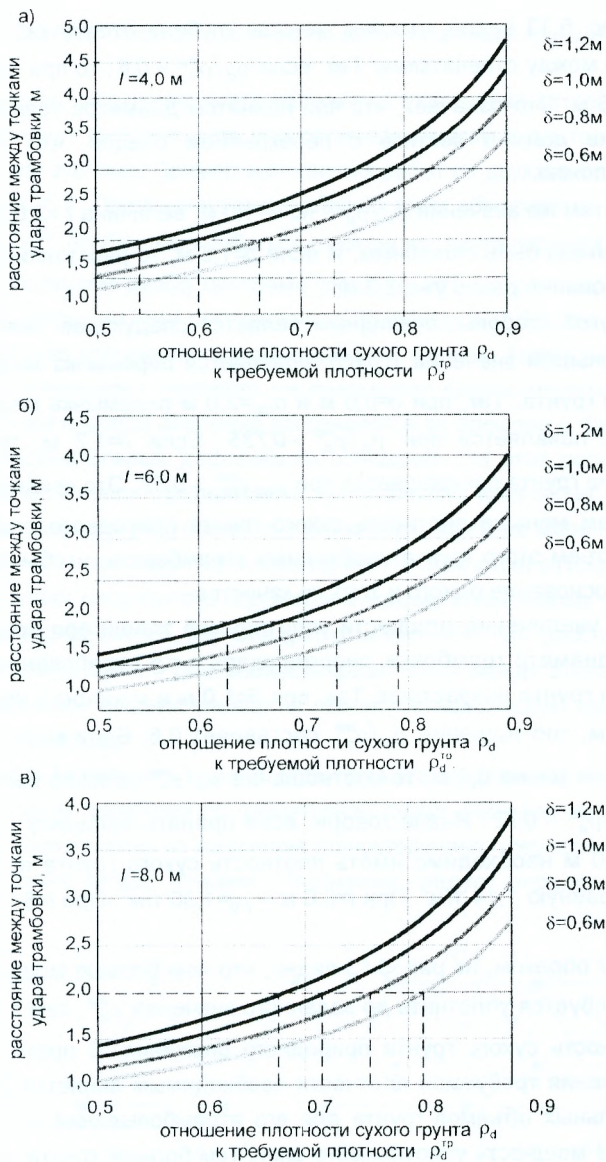


Рис. 5.13 Графики изменения расстояния между точками удара трамбовки в зависимости от $\rho_d/\rho_d^{тр}$: а) при глубине уплотненной толщи $l=4,0$ м; б) при $l=6,0$ м; в) при $l=8,0$ м

Из рис. 5.13 видно, что чем меньше глубина отпечатка, тем меньше расстояние между отпечатками. Так, если $\rho_d/\rho_d^{mp} = 0,6$, то при $\delta=0,6$ м величина $L=1,55$ м. Это означает, что при принятом диаметре трамбовки 2,0 м, трамбование должно вестись с перекрытием следов, что реализовать довольно сложно.

При этом же значении ρ_d/ρ_d^{mp} , но $\delta=1,0$ м, величина $L=2,0$ м, т.е. трамбование должно быть сплошным. И если $\delta=1,2$ м, то расстояние между точками трамбования равно уже 2,2 м.

С другой стороны, очевидным является следующее: чем больше δ , тем при меньшем значении ρ_d/ρ_d^{mp} появляется перемычка между точками уплотнения грунта. Так, при $\delta=0,6$ м и $d_{тр}=2,0$ м перемычка между точками уплотнения появляется при $\rho_d/\rho_d^{mp} > 0,735$. Если $\delta=1,2$ м, то сплошное трамбование грунта прекращается при $\rho_d/\rho_d^{mp} > 0,52$. Это свидетельствует о том, что чем меньше плотность сухого грунта природного сложения, тем больший объем этого грунта необходимо втрамбовать, чтобы получить уплотненное основание одного и того же качества.

При увеличении мощности уплотняемой толщи при прочих равных условиях (диаметр трамбовки, энергия удара и т.п.) требования к качеству природного грунта возрастают. Так, при $\delta=1,0$ м и мощности уплотняемого грунта 4,0 м, соотношение ρ_d/ρ_d^{mp} составляет 0,6. Если мощность уплотняемого слоя равна 6,0 м, то соотношение ρ_d/ρ_d^{mp} должно быть 0,68. При $l=8,0$ м $\rho_d/\rho_d^{mp} = 0,72$. Иначе говоря, если принять величину $\rho_d^{mp}=1,9$ т/м³, то при $l=4,0$ м необходимо иметь плотность сухого грунта естественного сложения равную 1,14 т/м³. При $l=6,0$ м – $\rho_d=1,30$ т/м³. При $l=8,0$ м – $\rho_d=1,37$ т/м³.

Таким образом, из рис. 5.13 видно, что чем больше мощность грунта, который требуется уплотнить до заданного значения ρ_d^{mp} , тем выше должна быть плотность сухого грунта природного сложения. В противном случае для достижения требуемой плотности необходимым является привлечение дополнительных объемов грунта для его втрамбовывания в основание. И чем больше мощность уплотняемого слоя, тем больше грунта дополнительно необходимо втрамбовать в основание. При невыполнении этого условия ρ_d^{mp} может не достигнуть требуемой величины.

5.3. Уплотнение грунтов по многоэтапным схемам

Глубинное уплотнение водонасыщенных грунтов ряд авторов [20, 59, 60, 153] рекомендует выполнять по многоэтапным схемам с длительными перерывами между этапами. Пример выполнения работ по двухэтапной схеме приведен на рис. 5.1. Применение многоэтапных схем объясняется тем, что для достижения ρ_d^{mp} необходимо добиться отжатия из грунта поровой воды. В связи с этим, расстояние между центрами соседних отпечатков следует выбирать значительно большим, чем определенное по формуле (5.3). Это так называемый первый этап уплотнения водонасыщенных грунтов. Затем делается перерыв, продолжительность которого не превышает одного месяца. Возникшее при уплотнении поровое давление рассеивается во времени в фазе покоя, не вызывая дополнительных деформаций основания. За этот период несущая способность основания претерпевает значительные изменения: непосредственно после ударного уплотнения она снижается; затем по мере снижения порового давления происходит ее возрастание. По окончании оттока воды из основания несущая способность стремится к новому стабильному уровню, превышающему исходный [28, 60]. Следует отметить и то, что расстояние между соседними отпечатками и длительность фазы покоя между этапами уплотнения в значительной степени влияют на технико-экономическую эффективность применяемого метода.

На рис. 5.14 показаны одно- и двухэтапные схемы уплотнения грунта. Выбор точек ударов трамбовки по одноэтапной схеме очевиден из рис. 5.14 (а). Здесь точки расположены по вершинам равностороннего треугольника.

Расстояние между точками уплотнения следует определять по формуле (5.3).

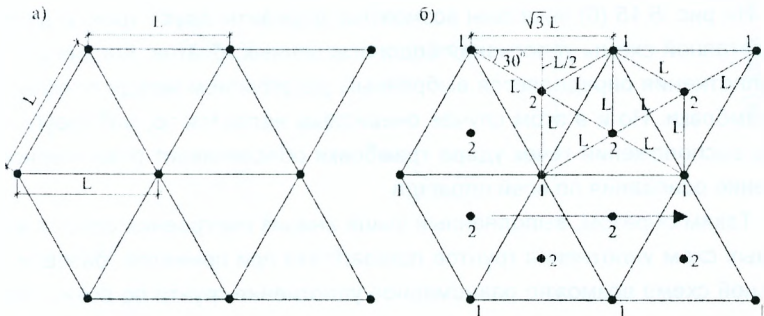


Рис. 5.14 Схемы уплотнения грунтов: а) одноэтапная; б) двухэтапная

При выборе двухэтапной схемы уплотнения грунтов (рис. 5.14(б)) размещение точек, уплотнение которых производится в первую очередь (точки 1), расположено также по вершинам равностороннего треугольника, но уже со стороной $1,73L$. Величину L определяют по формуле (4.14). Из построения, показанного на рис. 5.14 (б), видно, что второй этап – это уплотнение грунтов в точках 2, которые являются центром пересечения медиан базового треугольника. В каждом базовом треугольнике точка 2 удалена от соответствующей вершины треугольника на расстояние L . Таким образом, расстояние от точки 2 к любой рядом расположенной точке равно L . А это означает, что при таком выборе двухэтапной схемы полностью обеспечивается равномерное уплотнение грунта по всей площади. Направление стрелки показывает возможный путь движения грузоподъемного механизма.

На рис. 5.15 показаны схемы двух-, трех- и четырехэтапного уплотнения водонасыщенных грунтов, в основу которых положено также оптимальное расстояние между точками ударов трамбовки. Их анализ показывает, что размещение точек трамбования грунта по вершинам равностороннего треугольника применимо и при реализации многоступенчатых схем и обеспечивает сплошное трамбование поверхности грунта.

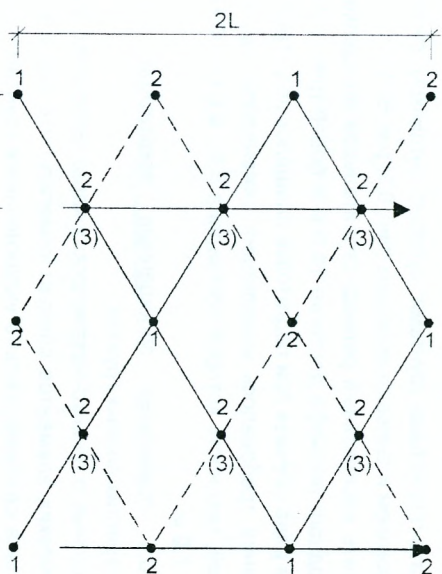
Так, из рис. 5.15 (а) видно, что точки под номером 1 – это точки первого этапа уплотнения грунта. После перерыва следует производить уплотнение в точках под номером 2. При этом, если при уплотнении грунтов на втором этапе не происходит разжижение грунта, то удары трамбовки можно наносить в точках, имеющих двойное обозначение 2 и (3). В противном случае необходим третий этап (точки 3).

Очевидно, что предложенная схема обеспечивает равномерное уплотнение грунта по всей площади. Стрелками показан возможный путь движения грузоподъемного механизма.

На рис. 5.15 (б) показаны возможные варианты двух-, трех- и даже четырехэтапной схемы уплотнения водонасыщенных грунтов. Количество этапов уплотнения определяется выбранным расстоянием между точками удара трамбовки. Но и в этом случае очевидным является то, что треугольная схема расположения точек удара трамбовки обеспечивает равномерное уплотнение основания по всей площади.

Таким образом, выполненный выше анализ построения одно- и многоступенчатых схем уплотнения грунтов показал, что при принятой "базовой" треугольной схеме возможно равномерное уплотнение грунта по всей площади при минимальных энерго- и трудозатратах.

а)



б)

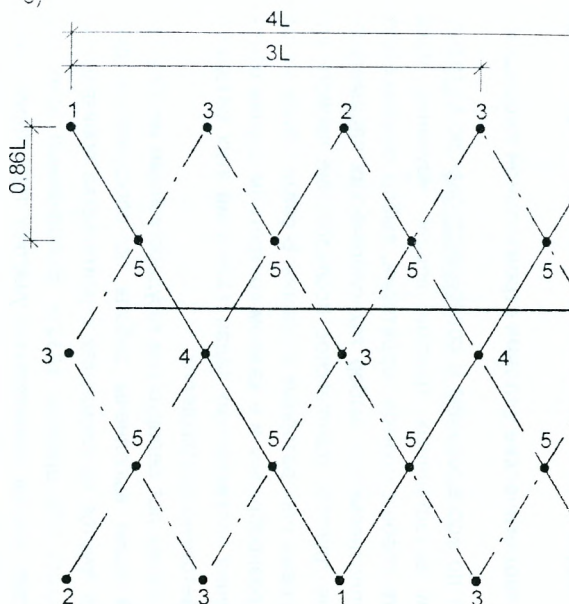


Рис. 5.15 Многоэтапные схемы уплотнения грунтов:

а) двух- или трехэтапная схема; б) трех-, четырех- и пятиэтапная схема

ГЛАВА 6

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

6.1. Инженерно-геологические условия строительной площадки

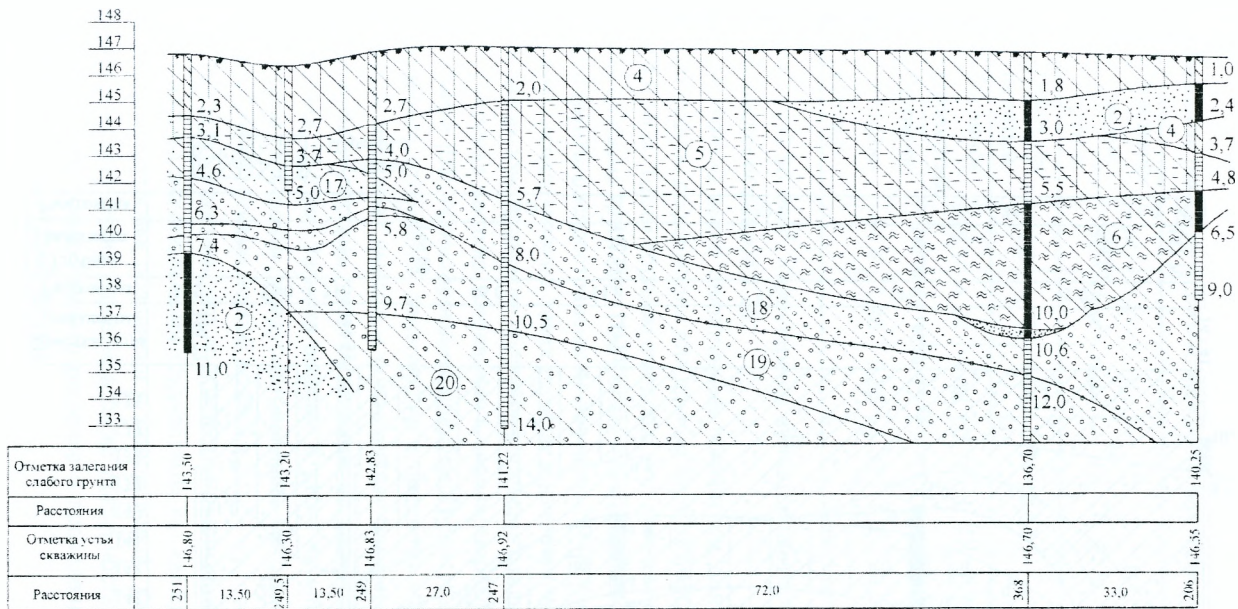
В состав работ по исследованию и совершенствованию методов уплотнения слабых и естественных грунтов вошли: изучение физико-механических свойств слабых грунтов территории, выбор опытных площадок, исследование уплотняемости, выбор технологических параметров уплотнения, уплотнение грунтов, комплексное исследование свойств уплотненных грунтов в полевых лабораторных условиях. В связи с этим методики исследования были разнообразны и в каждом конкретном случае отвечали необходимости решения поставленных задач. Описания этих методик приводятся ниже в соответствующих разделах.

В течение нескольких лет Белорусским государственным институтом инженерных изысканий были выполнены работы по определению физико-механических свойств грунтов на площадках строительства производства капролактама Гродненского объединения «Азот». Выполненный нами анализ свойств грунтов показал, что на значительных участках территории залегают обводненные отложения различных инженерно-геологических элементов (ИГЭ), характеризующихся весьма низкими показателями физико-механических характеристик, относящиеся к слабым основаниям. Эти отложения литологически представлены пылевато-глинистыми грунтами: супесью, суглинком, суглинком заторфованным, сапроколом и пылеватым песком (рис. 6.1, рис. 6.2).

Следует отметить беспокойный рельеф строительной площадки. Перепад отметок природного рельефа достигал 14,0 м и более (рис. 6.3, рис. 6.4). В связи с этим в ряде случаев при подготовке площадок под строительство конкретных зданий требовалось выполнение инженерной подготовки территории подсыпкой, мощность которой составляла 8,0...9,0 м либо срезкой мощностью 6,0...7,0 м.

В таблице 6.1 приведены обобщенные показатели физико-механических характеристик слабых грунтов.

Сопоставляя данные о физико-механических характеристиках грунтов и мощности геологических элементов следует отметить, что строительная площадка представлена слабыми, сильно увлажненными грунтами распространенными на весьма значительную глубину. Так, например, естественная влажность заторфованного суглинка составляет 64,4 %, а плотность сухого



Условные обозначения инженерно-геологических элементов (ИГЭ)



Рис. 6.1 Инженерно-геологические условия опытной площадки №1

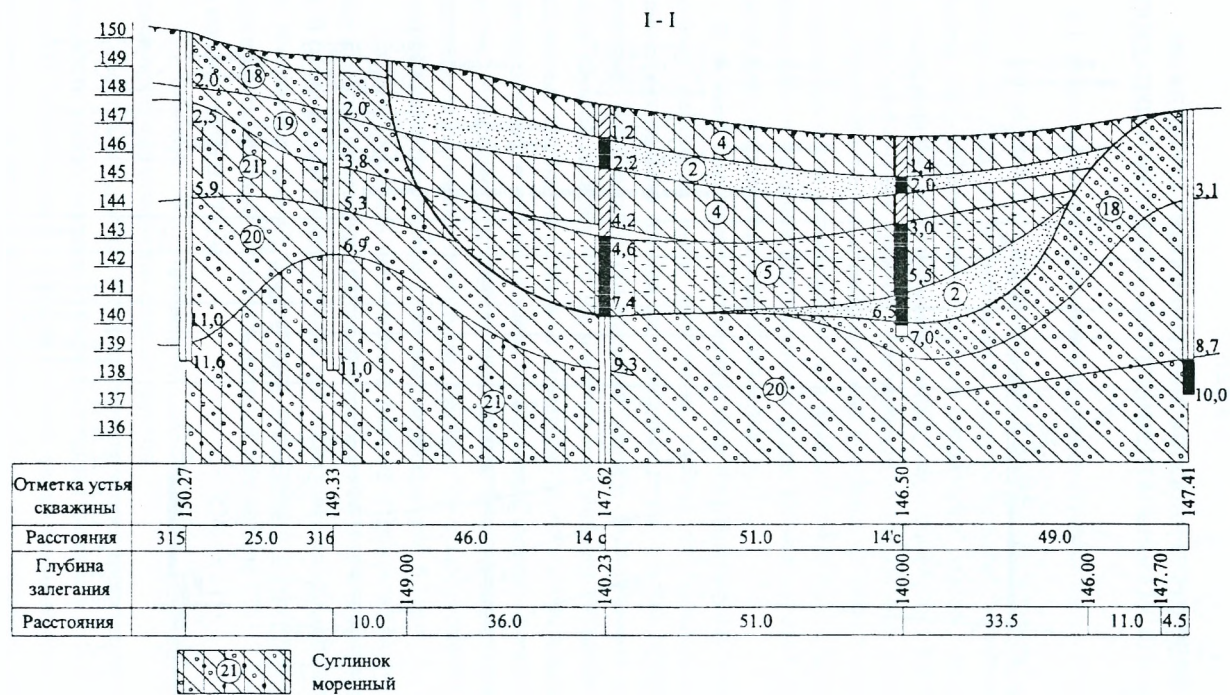


Рис. 6.2 Инженерно-геологические условия опытной площадки №2

Таблица 6.1

Обобщенные показатели физико-механических характеристик слабых грунтов

Но- мер ИГЭ	Наимено- вание грунта	W, %	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e	S_r	W_L , %	W_p , %	J_p , %	J_L	E, МПа
2	Песок пы- леватый	14,6	1,79	1,56	0,71	0,55	-	-	-	-	11,2
4	Суглинок пылеватый	25,1	1,94	1,66	0,77	0,9	30,5	19,4	11,1	0,58	4,8
5	Суглинок заторфо- ванный	64,4	1,46	0,86	1,38	1,0	78,9	63,3	13,6	0,33	3,9

грунта - $\rho_d=0,86$ г/см³. Характерным является высокое значение коэффициента пористости равное 1,38.

Несколько выше аналогичные показатели для пылеватого суглинка. Однако модуль деформации для данных грунтов составляет соответственно 3,9 и 4,8 МПа. Таким образом очевидно, что данная площадка представлена весьма слабыми грунтами. Тем более, что из рис. 6.1 и рис. 6.2 следует, что слабые грунты распространены от поверхности на глубину до 7,6 м. Следовательно, использование таких грунтов в качестве оснований зданий и сооружений вызовет развитие чрезмерно больших осадок.

Учитывая жесткие требования к неравномерным осадкам проектируемых зданий [98], проектировщики предусмотрели, что все озерно-болотные и биогенные отложения, залегающие в пределах контуров проектируемых объектов, подлежат выемке и последующей замене неоднородными сред-незернистыми песками, доставляемыми из карьеров, расположенных на расстоянии 25,0 км. Засыпка выемок, а также насыпей на других участках территории застройки предусматривалась методом послойной отсыпки грунта и укатки катками массой до 25,0 т.

Следует отметить, что практическая реализация такого решения связана с весьма значительными трудностями, так как большая часть участков территории застройки обводнена и залита водой. Учитывая сложность инженерно-геологических условий, а также удаленность карьеров забора грунта для отсыпки, было принято решение о проведении уплотнения слабых грунтов тяжелыми трамбовками.

В связи с этим, для обоснования и отработки технологии уплотнения слабых естественных грунтов необходимо было провести дополнительные исследования физико-механических свойств грунтов до уплотнения, сразу же после уплотнения и по истечении определенного времени после окончания уплотнения. Для этих целей были выбраны две опытные площадки размером 50,0х60,0 м каждая (рис. 6.3, рис. 6.4).

На данных площадках, до начала уплотнения, был выполнен весь комплекс определения физико-механических свойств грунтов. Для этих целей были определены места для отрывки шурфов, выполнена их геодезическая привязка на местности. Затем, при отрывке шурфов брались монолиты и пробы грунта для лабораторных испытаний через каждые 0,5...1,0 м по высоте. Рядом с шурфами были проведены испытания грунтов штампами, бурение и статическое зондирование. Все виды испытаний были выполнены по стандартным методикам [37, 38, 39, 40, 151]. После завершения работ по дополнительному изучению свойств грунтов, по методике, рассмотренной ниже, производили уплотнение грунтов. Затем, ориентировочно через месяц, повторно проводили весь комплекс инженерно-геологических исследований грунтов после уплотнения. После этого выборочно повторяли определение характеристик грунтов через 2, 4, 5, 6, 7, 8 лет после окончания уплотнения. Такой подход к исследованию свойств грунтов позволил сделать сопоставление полученных данных до уплотнения, после уплотнения и проследить их изменение с течением времени.

6.2. Выбор методики и технологических параметров уплотнения

Как отмечают Ю.К. Зарецкий, В.И. Вуцель, М.Ю. Гарицелов, С.А. Безрезинский [59], пока не существует надежных теоретических методов прогноза эффективности метода уплотнения и предварительного назначения его технологических параметров. На практике характеристики грунтов сжимаемой толщи, которые могут быть достигнуты в результате уплотнения, оцениваются предварительно по аналогам, а технологические параметры уплотнения определяются в ходе опытно-полевых работ.

Выбор массы трамбовки, а следовательно, и мощности базового механизма, производили по эмпирической зависимости, предложенной Л. Менардом [166].

Ю.К. Зарецкий и М.Ю. Гарицелов [60] отмечают, что последними исследованиями рекомендуется принимать $\alpha = 0,5$.

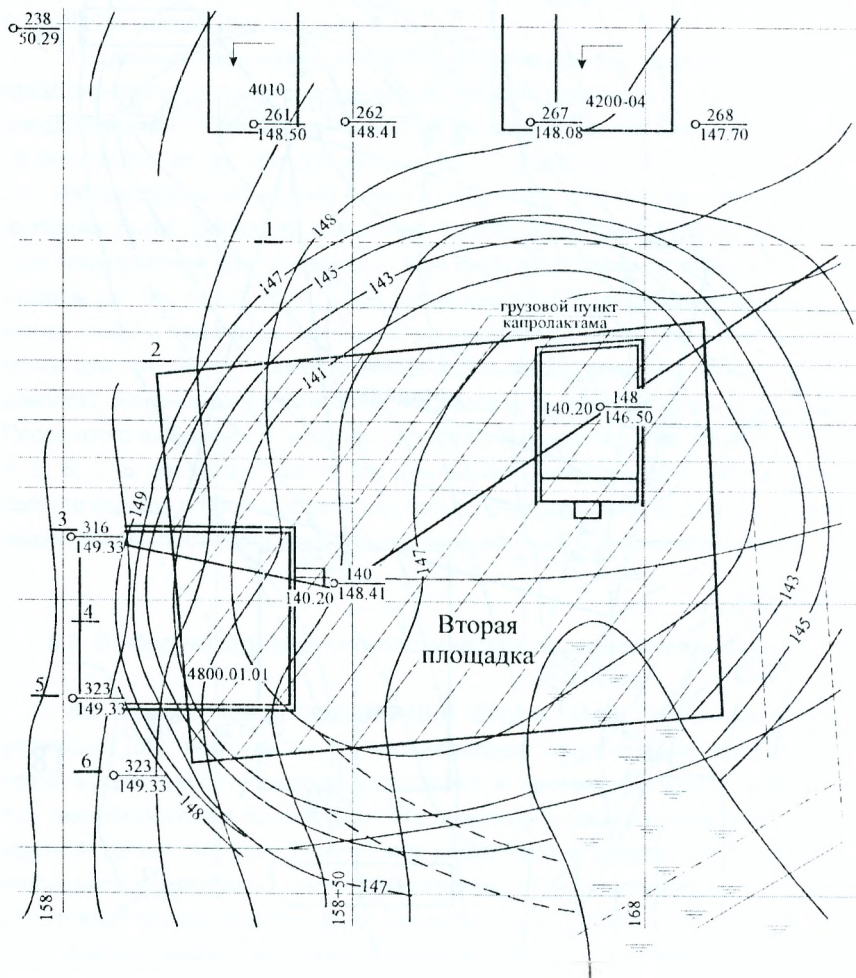


Рис. 6.4 Расположение второй опытной площадки и пятна застройки зданий и сооружений

Принимая во внимание, что мощность уплотняемой толщи на опытной площадке равна 7,0 м, то подкоренное выражение должно быть равным 196. Следовательно, для уплотнения грунтов в соответствии с формулой (1.12) должны быть приняты трамбовка массой 5 т и высота сбрасывания – 4,0 м. В отношении диаметра трамбовки никаких рекомендаций нет. А это является весьма большим недостатком рассмотренной методики, так как очевидно, что при данной массе трамбовки ее диаметр может изменяться в значительных пределах. Чем больше диаметр трамбовки, тем труднее обеспечить уплотнение грунта на заданную глубину. В связи с этим определяющим в выборе массы трамбовки, высоты ее сбрасывания, диаметра является опытное уплотнение с обязательной проверкой характеристик грунта после уплотнения.

В соответствии с методикой, предложенной автором [104, 111], был выбран грузоподъемный механизм для уплотнения грунтов. Исходя из его характеристик была принята высота сбрасывания трамбовки равная 12,0 м и ее масса, равная 7,0 т. По формуле (3.14) был определен требуемый диаметр трамбовки, равный 1,92 м. При проектировании трамбовки был принят ее диаметр равным 2,0 м.

По исследованиям Ю.К. Зарецкого, М.Ю. Гарицелова [60] задача прогноза эффективности уплотнения состоит в установлении зависимости глубины уплотнения до требуемой плотности скелета грунта ρ_d при заданной обеспеченности от параметров уплотнения (массы трамбовки M , радиуса трамбовки R_0 , скорости удара V_0 , числа ударов n по площади S) при известной постоянной исходной плотности сухого грунта и его влажности:

$$H = f(\rho_d; \rho_{d_0}; M, R_0, V_0, n, S). \quad (6.1)$$

В случае осесимметричного удара по грунту предельная уплотняемая толщина h^* , в пределах которой плотность не ниже ρ^* , определяется выражением [60]

$$h^* = \bar{k} (Mqh)^{1/2\mu}, \quad (6.2)$$

где $\bar{k} = \left[k^2 \frac{(v_0 - v^*)(v^* - v_{\min})^m}{v_0 [A_0 - P_0 (v^* - v_{\min})^m]} \right]^{1/2}$;

v_{\min} – удельный объем, соответствующий максимальной плотности грунта;

- M – масса трамбовки;
- H – высота падения трамбовки;
- μ – эмпирический коэффициент;
- v_0 – удельный объем, соответствующий природной плотности грунта;
- v^* – удельный объем, соответствующий требуемой плотности грунта;
- k – постоянная грунта, получаемая опытным путем.

Выполненные расчеты подтвердили, что уплотнение толщи от 3,5 м до 6,9 м должно быть обеспечено трамбовкой массой 7,0 т и более, сбрасываемой с высоты 12,0 м. Следует отметить, что достичь одинакового эффекта уплотнения грунта можно, варьируя либо высотой сбрасывания трамбовки, либо изменяя ее массу. Однако влияние множества факторов на эффективность ударного уплотнения не позволяет принять окончательно технологические параметры и однозначно прогнозировать качество выполнения работ.

На первом этапе нами была разработана конструкция железобетонной трамбовки, круглой в основании, диаметром 2,0 м, массой 7,0 т (рис. 6.5).



Рис. 6.5 Железобетонная трамбовка

На первой опытной площадке было произведено пробное уплотнение грунта. При этом в первой точке было выполнено 10 ударов, во второй – пять. После каждого удара вели замеры глубины поверхности отпечатка. После завершения работ по уплотнению были выполнены работы по определению физико-механических характеристик грунтов. Схема расположения точек опытного уплотнения и отбора проб грунта показана на рис. 6.6.

После завершения работ по пробному уплотнению грунтов в точках, обработки и анализа полученных результатов была разработана схема уплотнения опытных площадок (рис. 6.7). В данной схеме уже было учтено заданное

минимальное расстояние между центром отпечатков, а также были определены точки, в которых уплотнение осуществлялось разным числом ударов: 5 и 10. Глубину поверхности отпечатка определяли после каждых трех ударов.

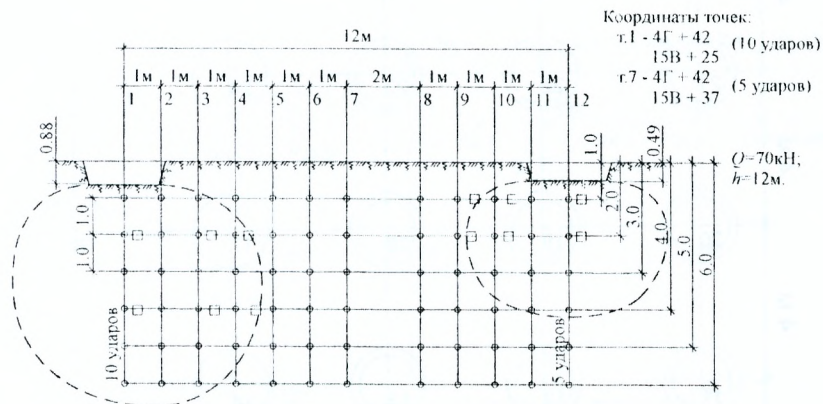


Рис. 6.6 Схема опытного уплотнения и отбора проб грунта: \circ - точки отбора проб грунта для определения влажности и плотности; \square - точки отбора монолитов; — — — - предполагаемая зона уплотнения грунта

После завершения работ по уплотнению грунтов на опытном участке был выполнен комплекс определений физико-механических характеристик грунтов в полевых и лабораторных условиях. Схема, по которой производили отбор проб грунта, испытания штампами и статическим зондированием, показана на рис. 6.8.

На втором этапе, на второй опытной площадке, нами были исследованы технологические параметры уплотнения грунтов трамбовкой массой 14,0 т, сбрасываемой с высоты 12,0 и 14,0 м. Работы по уплотнению грунтов на втором этапе были направлены на проверку различных технологических схем уплотнения. Уплотнение по первой схеме выполняли по сетке 4,0×4,0 м. Уплотнение грунтов на втором участке опытной площадки производили по сетке 8,0×8,0 м. Затем смещали данную сетку на 4,0 м и в итоге окончательно получили сетку 4,0×4,0 м. Кроме того, на втором опытном участке нами были исследованы вопросы влияния формы трамбовки, формы ее подошвы на уплотнение грунтов.

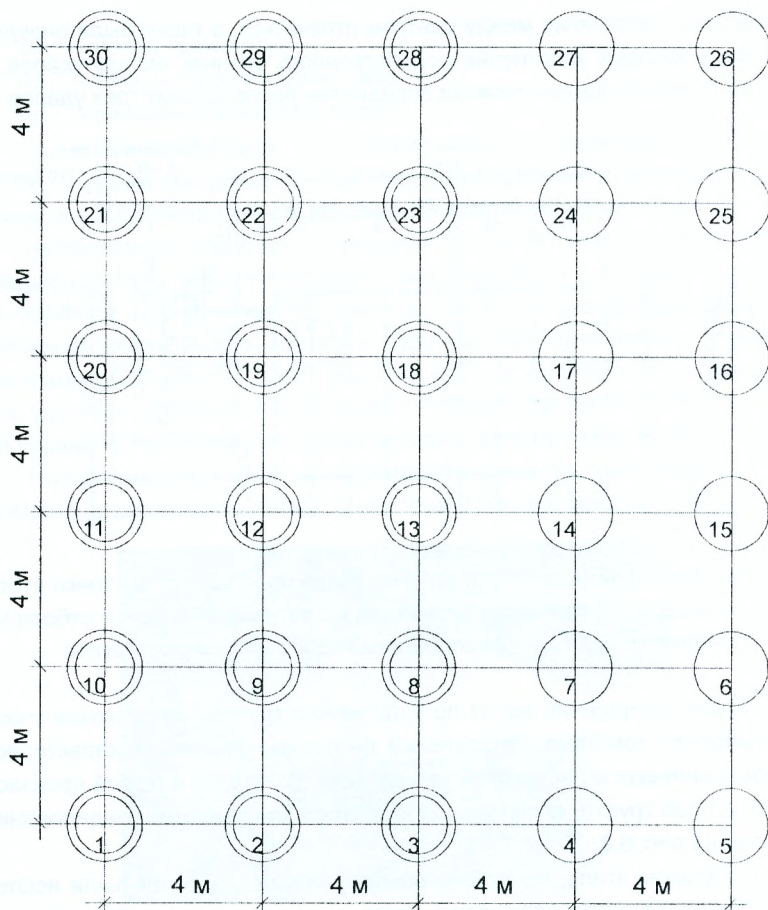




Рис. 6.7 Схема уплотнения опытной площадки

Координаты точек: 1 - 4Г + 28; 15В + 26

5 - 4Г + 12; 15В + 30

26 - 4Г + 16; 15В + 50

30 - 4Г + 32; 15В + 46

-  - первый и второй этапы: 5 ударов + 5 ударов с замером осадок после каждого удара;
-  - первый этап по 5 ударов с замером осадок после каждого удара

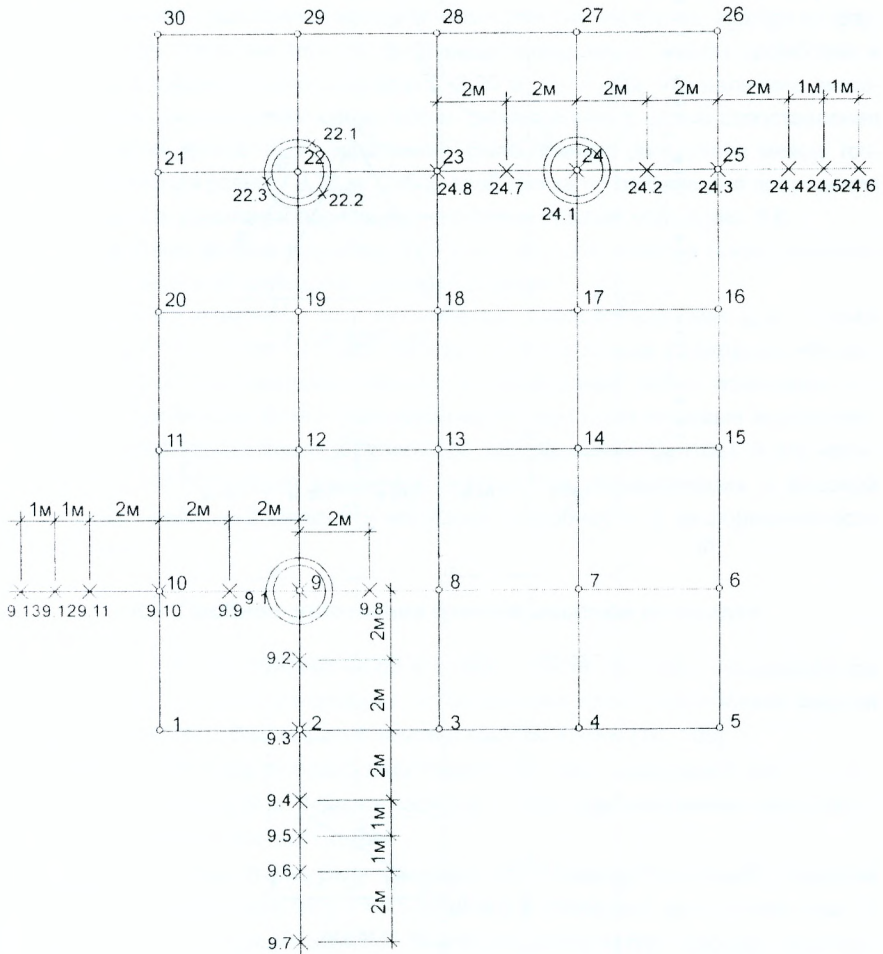


Рис. 6.8 Квадратная схема отбора проб грунта, испытания штампами и зондированием опытной площадки

- ⊙ - точки испытания штампом на глубине 2.1 и 3.0 м;
- × - точки зондирования

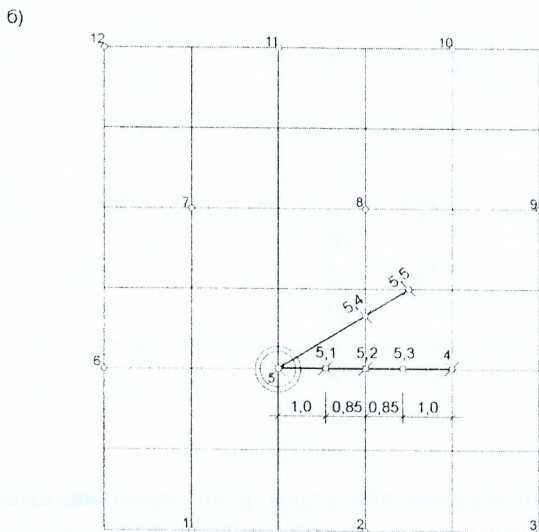
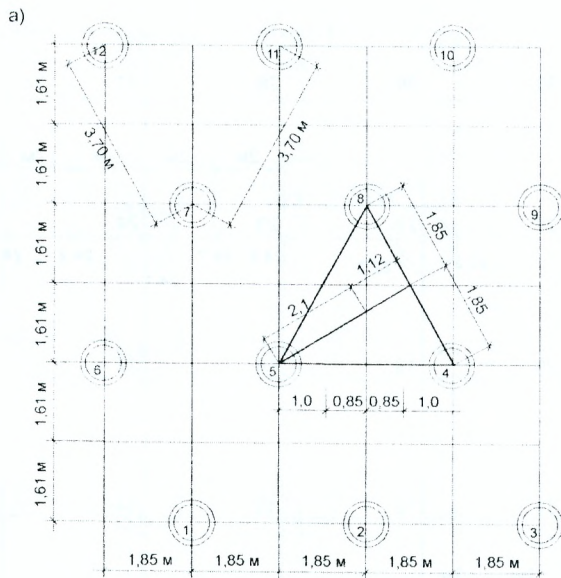


Рис. 6.9 Треугольная схема отбора проб грунта, испытания штампами и зондированием опытной площадки

- - точки испытания штампом на глубине 2.1 и 3.0 м;
- × - точки зондирования

На рис. 6.9 показана схема размещения точек уплотнения грунта тяжелыми трамбовками, предложенная автором [103, 114, 118, 119]. По формуле (5.3) определили расстояние между точками уплотнения грунта. Исходя из фактических характеристик грунтов, выбранных механизмов, массы трамбовки и высоты сбрасывания было получено $L=3,70$ м. Учитывая, что величина диагонали при квадратной схеме равна 5,65 м, окончательно, с целью сопоставления характеристик грунта после уплотнения, было принято расстояние между точками уплотнения равным 3,70 м. Отбор проб грунта по глубине для проведения лабораторных испытаний производили по схеме, показанной на рис. 6.6.

Изучение физико-механических характеристик грунтов после уплотнения производили по методике, описанной выше.

Следует отметить, что применение комплексных методов оценки свойств грунтов является единственным и правильным подходом, ибо помимо традиционных методик (глубинное шурфование, отбор монолитов, отбор проб с помощью колец) хорошие результаты дают полевые исследования (штамповые испытания, статическое зондирование грунтов). А это является залогом получения надежных результатов, позволяющих с высокой степенью точности определить несущую способность и деформативность оснований.

6.3. Пробное уплотнение грунтов опытной площадки

Исследование физико-механических свойств грунтов производили по результатам пробного уплотнения естественного грунта трамбовкой массой 7,0 т, диаметром 2,0 м, сбрасываемой с высоты 12,0 м [16, 105].

Для этого было выбрано несколько точек, расположенных друг от друга на расстоянии 12,0 м, а также несколько точек при уплотнении грунтов по квадратной и треугольной схемам.

В первых двух точках было нанесено по 10 ударов трамбовкой с плоской подошвой, в следующих двух – по 5 ударов и в последних двух точках – по 10 и 5 ударов трамбовкой массой 7,0 т, имевшей ступенчатую подошву. Уплотнение грунтов на опытной площадке осуществляли с использованием экскаватора-драглайна Э-2503 (рис. 6.10, 6.11). В результате ударов трамбовки на поверхности грунта образовывался отпечаток (рис. 6.12). В ряде случаев при уплотнении грунтов за счет увеличения порового давления образовывался фонтан воды, после затухания которого на поверхности площадки сформировывался конус вымыва (рис. 6.13). После завершения работ по уплотнению площадка имела вид, показанный на рис. 6.14.

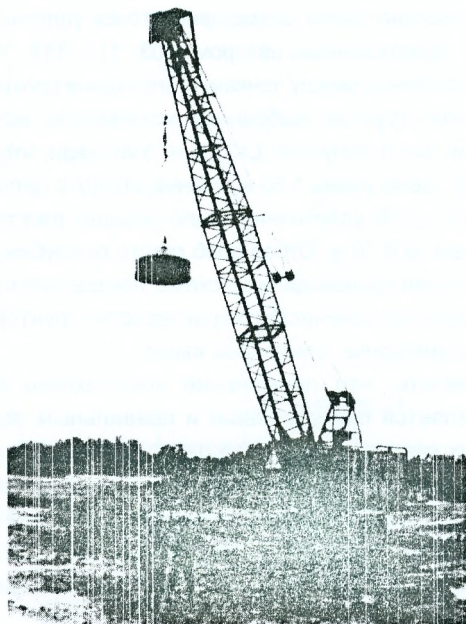


Рис. 6.10 Экскаватор-драглайн, сбрасывающий трамбовку

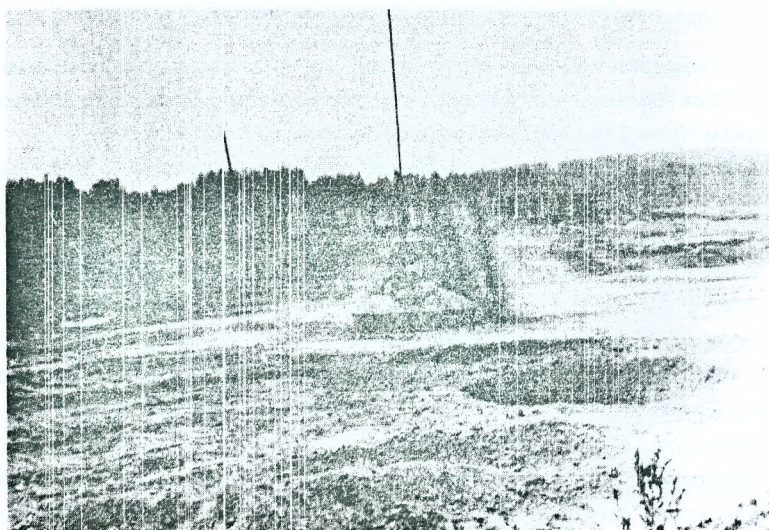


Рис. 6.11 Уплотнение грунта трамбовкой



Рис. 6.12 Образование отпечатка уплотненного грунта

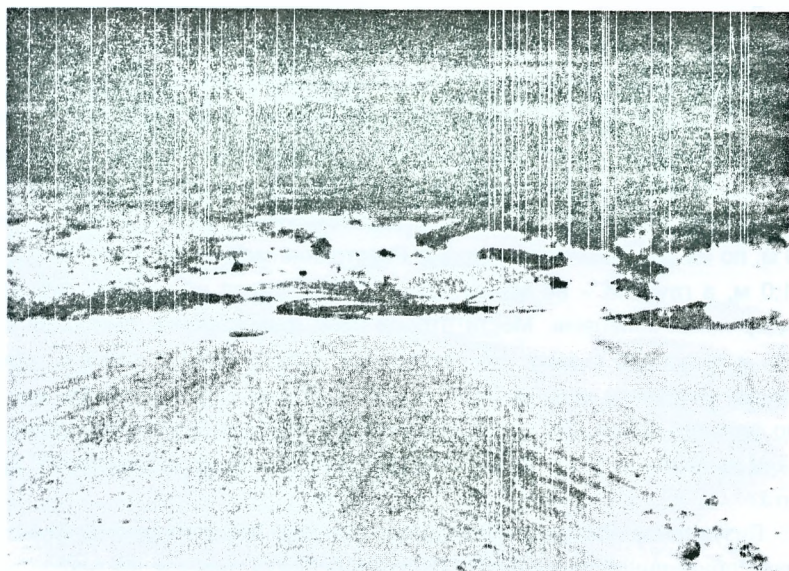


Рис. 6.13 Образование конуса вымыва грунта

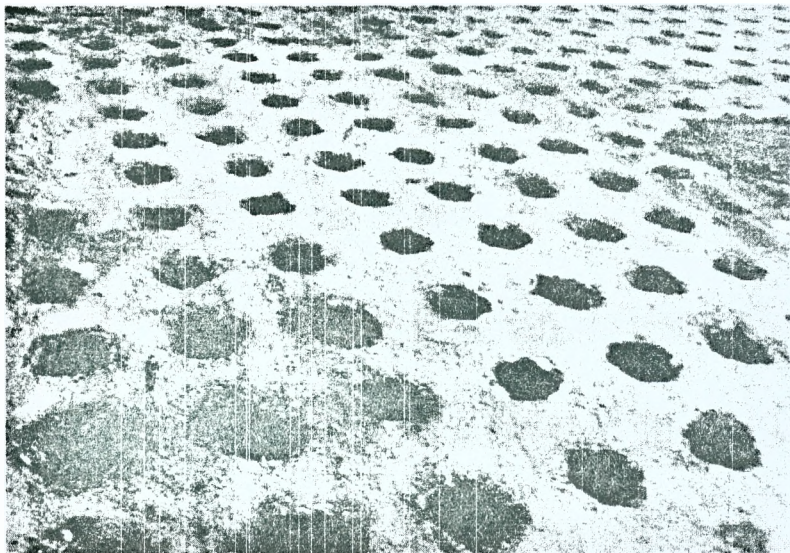


Рис. 6.14 Территория, уплотненная тяжелыми трамбовками

Для оценки качества уплотнения наряду с шурфованием осуществляли контроль плотности и влажности грунтов путем отбора монолитов, а также использованием статического зондирования, штамповых испытаний.

Отбор проб грунта для контроля качества уплотнения насыпи производили по следующей методике. Сначала по намеченной оси, проходящей по точкам уплотнения десятью и пятью ударами, бульдозером удаляли слой уплотненного грунта высотой 0,3 м. В дне образовавшейся траншеи, длиной 14,0 м, по ее оси проходили шурфы. Расстояние между шурфами составляло 1,0 м, а глубина – не менее 0,3 м. Пробы грунта из шурфов отбирали стандартными кольцами. Места отбора проб фиксировали, выполняя плановую и высотную съемку. По завершении отбора проб с данного уровня траншею углубляли еще на 0,7 м и с ее дна проводили шурфование, как было описано выше. Подобной послойной разборкой основания пробы отбирали до глубины 6,0...7,0 м. В общей сложности было отобрано 420 проб грунта.

Визуальное обследование бортов траншеи после их ручной зачистки, а также обнаженной поверхности обрушения борта траншеи показало отсутствие разрывов в массиве грунта и его плотную укладку.

После завершения работ по отбору проб грунта для лабораторных исследований и выполнения полевых испытаний производили геодезическую съемку точек и составляли план их расположения. Обязательно фиксировали дату проведения испытаний. Затем, через определенные промежутки времени после окончания работ по уплотнению грунтов (месяц, год, два года), на протяжении восьми лет повторяли полный цикл испытаний в точках, расположенных на расстоянии 3,0...4,0 м от ранее зафиксированных. Такой подход к изучению физико-механических характеристик грунтов, а именно – в исходном и уплотненном состояниях не только после завершения работ по уплотнению, но и в течение весьма длительного периода времени – позволил оценить влияние последствий изменения структуры грунта при уплотнении на строительные свойства оснований.

ГЛАВА 7

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ УДАРНЫМИ НАГРУЗКАМИ

7.1. Понижение поверхности грунта при ударах трамбовки

Наряду с данными о строительных свойствах уплотненных грунтов важное значение имеют сведения о понижении уплотняемой поверхности. С этой целью нами после каждого удара трамбовки определялась глубина отпечатка до "отказа", т.е. до тех пор, пока понижение трамбуемой поверхности от последующих ударов не достигало определенной величины.

Для замера глубины отпечатка в грунт вбивали металлические штыри диаметром 20...25 мм и длиной 350...400 мм. Штыри забивали заподлицо с поверхностью грунта до его уплотнения. До начала трамбования производили нивелирование штырей относительно неподвижного репера. За величину "отказа" принимали понижение поверхности за один удар не более 5 см.

По полученным данным пробного уплотнения грунтов построены графики понижения трамбуемой поверхности в зависимости от числа ударов (рис. 7.1(а)).

Понижение трамбуемой поверхности составило 87...92 см при уплотнении грунтов трамбовкой с плоской подошвой. Число ударов в различных опытах равнялось 8...11. Понижение поверхности при уплотнении ступенчатой трамбовкой происходило более интенсивно на начальном этапе трамбования (первые два удара), и затем наблюдалось снижение приращения глубины отпечатка. При десяти ударах понижения поверхности колебалось от 90 до 95 см. Следует отметить, что замер глубины отпечатка ступенчатой трамбовки производили под ее выступающей частью. Таким образом, очевидно несколько большее понижение поверхности при трамбовании ступенчатой трамбовкой. Однако, количество ударов, а следовательно, и количество затраченной энергии при одинаковой величине отпечатка при применении ступенчатой трамбовки несколько меньше.

На рис. 7.1 (б) представлены данные глубин отпечатков в зависимости от числа ударов трамбовки, полученные различными авторами [16, 60, 62, 136, 166, 169, 170]. Они интересны тем, что для уплотнения грунтов были применены трамбовки самой различной формы – от квадратной до круглой, разной массы – от 10 т до 80 т (табл. 7.1). Высота сбрасывания трамбовок менялась от 5,3 м до 25 м, т.е. энергия удара была различной. Следует отметить, что трамбованием уплотняли весьма широкий спектр грунтов: от пылеватоглинистых до песчаных различной степени водонасыщения.

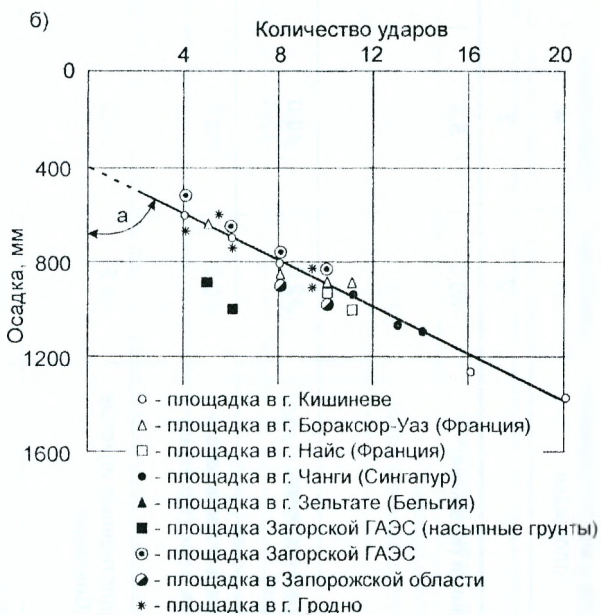
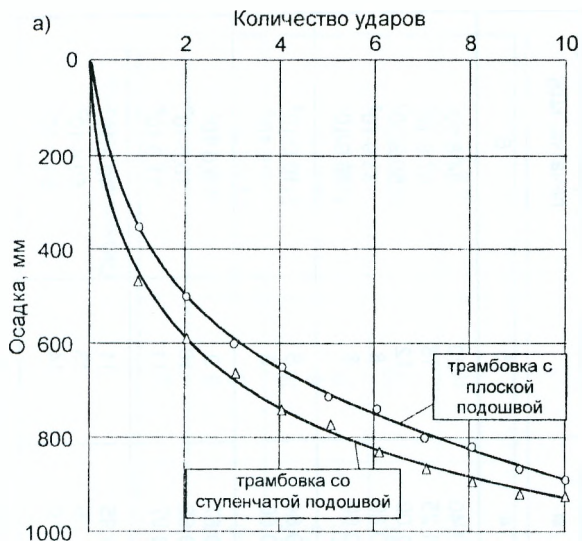


Рис. 7.1 Графики понижения трамбуемой поверхности от числа ударов трамбовки: а) результаты испытаний площадки в г. Гродно; б) результаты испытаний других площадок

Таблица 7.1

Экспериментальные данные понижения поверхности грунта при уплотнении тяжелыми трамбовками

Наименование уплотняемых грунтов и местоположение площадки	Масса трамбовки, т	Высота сбрасывания, м	Глубина отпечатка, м	Количество ударов	Работа, затраченная на формирование отпечатка, кДж
1	2	3	4	5	6
1. Суглинки (Кишинев)	80,0	5,3	1,40	20	$84,8 \cdot 10^3$
			1,25	16	$67,8 \cdot 10^3$
			1,00	12	$50,9 \cdot 10^3$
			0,80	8	$33,9 \cdot 10^3$
			0,60	6	$16,9 \cdot 10^3$
2. Глины и суглинки (Франция)	12,5	10,0 12,0	0,84	8	$10,0 \cdot 10^3$
			0,66	5	$7,5 \cdot 10^3$
3. Намывные пески, отсыпанные в море (Франция)	10,0	10,0	0,87	9	$9,0 \cdot 10^3$
			0,92	10	$10,0 \cdot 10^3$
			0,97	11	$11,0 \cdot 10^3$
4. Разуплотненные илистые глины (Сингапур)	15,5	25,0	0,95	11	$42,6 \cdot 10^3$
			1,05	13	$50,4 \cdot 10^3$
			1,10	14	$54,3 \cdot 10^3$
5. Мелкозернистый песок (Бельгия)	20,0	15,0	0,83	9	$27,0 \cdot 10^3$
			0,87	10	$30,0 \cdot 10^3$
			0,92	11	$33,0 \cdot 10^3$

Окончание таблицы 7.1

1	2	3	4	5	6
6. Насыпь из моренного суг- линка (Загорская ГАЭС)	14,0	15,0	0,89	5	$10,5 \cdot 10^3$
			1,00	6	$12,6 \cdot 10^3$
7. Суглинки (Загорская ГАЭС)	14,0	15,0	0,82	10	$21,0 \cdot 10^3$
			0,75	8	$16,8 \cdot 10^3$
			0,66	6	$12,6 \cdot 10^3$
8. Суглинки старичные водо- насыщенные (Россия)	25,0	25,0	0,92	10	$62,5 \cdot 10^3$
9. Супесь пластичная (Бела- русь)	7,0	12,0	0,90	10	$8,4 \cdot 10^3$

Анализ представленных результатов показывает, что довольно четко прослеживается линейная зависимость между числом ударов трамбовки и величиной понижения поверхности грунта. Учитывая, что почти во всех случаях величина "отказа", как правило, была равна 5 см, то можно отметить следующее:

- в основном, понижение поверхности для различных видов грунтов составляет от 75 до 100 см при числе ударов трамбовки 6...10. В некоторых случаях глубина отпечатка меньше, но и число ударов равно 4...6. Глубина отпечатка 1,40 м при 20 ударах сверхтяжелой 80-тонной трамбовкой получена при уплотнении лессовых просадочных грунтов [62];

- линейная зависимость между глубиной отпечатка и количеством ударов трамбовки получена только при уплотнении грунтов природного сложения и намывных грунтов. Уплотнение свежесыпанных насыпей (Загорская ГАЭС) [60] показывает, что при одном и том же числе ударов глубина отпечатка на 25-30% больше, чем для грунтов природного сложения.

Тот факт, что в большинстве случаев понижение поверхности грунта, как правило, не превышает 1,0 м, может быть объяснен формированием отпечатка при трамбовании. До глубины 50-55 см стенки вытрамбованного отпечатка практически вертикальные. Это соответствует 3...5 ударам. При большем числе ударов, учитывая гибкую подвеску трамбовки, весьма сложно обеспечить очень точное попадание трамбовки в сформированный отпечаток. Более того, наблюдается обрушение откоса отпечатка. Поэтому, на наш взгляд, при наличии этих факторов при трамбовании грунтов увеличение числа ударов трамбовки в одной точке, а следовательно, и увеличение глубины отпечатка не всегда целесообразно.

С достаточной для практических целей точностью, осадка трамбовки от числа ударов может быть определена по формуле

$$S=nk+40, \quad (7.1)$$

где n – количество ударов трамбовки;

k – коэффициент пропорциональности, равный котангенсу угла наклона прямой к оси ординат.

Полученная прямая проходит через точку оси ординат, соответствующей глубине отпечатка 40 см. Это означает, что при уплотнении грунтов тяжелыми трамбовками первые 2...3 удара формируют в основном отпечаток, и зависимость между числом ударов и глубиной отпечатка – нелинейная. Самое максимальное понижение поверхности имеет место при первом ударе, несколько меньше – при втором. При третьем, самое большое при четвертом ударе глубина отпечатка получается близкой к "отказу". При последующих ударах приращение глубины отпечатка от каждого удара меняется мало, т.е. зависимость между числом ударов и глубиной отпечатка может быть принята линейной (рис. 7.1 а).

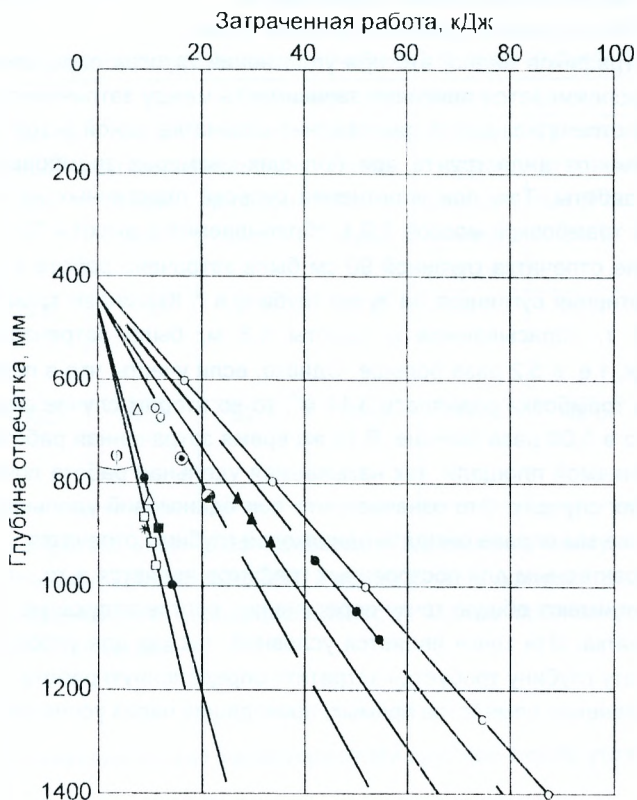


Рис. 7.2 Зависимость между затраченной работой на уплотнение грунта и глубиной отпечатка

На рис. 7.2 показаны графики, отражающие зависимость между затраченной энергией на уплотнение грунта и глубиной отпечатка. Графики построены для различных видов грунтов. Работу, необходимую для уплотнения грунта в одной точке при условии достижения "отказа" не превышающего 5 см, определяли по формуле:

$$A = M g H n, \quad (7.2)$$

где M – масса трамбовки, т;
 g – ускорение свободного падения, м/с²;
 H – высота сбрасывания трамбовки, м;
 n – число ударов трамбовки в одной точке.

Из графиков видно, что при уплотнении грунтов определенного типа четко прослеживается линейная зависимость между затраченной работой и глубиной отпечатка: для формирования отпечатка одной и той же глубины независимо от вида грунта при больших размерах трамбовки требуется больше работы. Так, при уплотнении супесей пластичных на площадке в г. Гродно трамбовкой массой 7,0 т, сбрасываемой с высоты 12,0 м, на формирование отпечатка глубиной 90 см была затрачена работа в $8,4 \cdot 10^3$ кДж. Для уплотнения суглинков на ту же глубину в г. Кишиневе трамбовкой массой 80,0 т, сбрасываемой с высоты 5,3 м, была затрачена работа в $44 \cdot 10^3$ кДж, т.е. в 5,2 раза больше. Однако, если учесть, что в первом случае площадь трамбовки равнялась $3,14 \text{ м}^2$, то во втором случае она составила 16 м^2 , что в 5,09 раза больше. В то же время затраченная работа на единицу уплотняемой площади, так называемая удельная работа почти одинакова в обоих случаях. Это означает, что при одинаковой удельной работе на уплотнение мы вправе ожидать одинаковой глубины отпечатка.

Характерным для построенных графиков является и то, что на оси ординат они имеют общую точку пересечения, соответствующую 42 см глубины отпечатка. Эта точка является условной, так как для уплотнения грунта даже на эту глубину требуется затратить определенную работу.

Уравнение семейства прямых, проходящих через условную точку, имеет вид

$$S = Ax + b, \quad (7.3)$$

где b – отрезок на оси ординат, соответствующий 42 см;
 A – затраченная работа на уплотнение грунта в одной точке, кДж;

x – коэффициент пропорциональности, равный котангенсу угла наклона прямой к оси ординат.

Анализ экспериментальных данных, полученных различными авторами [60, 63, 76, 166] показывает, что диапазон изменения угла φ для различных видов грунтов составляет от 10° до 45° . Для трамбовок массой от 7 до 15 т рекомендуемый диапазон φ от 10° до 25° . В таблице 7.2 приведены опытные данные и результаты вычислений S по формуле.

Из таблицы 7.2 видно, что опытные и расчетные данные практически совпадают, и это свидетельствует о надежности результатов вычислений по формуле (7.3).

Таблица 7.2

Сопоставление экспериментальных и расчетных значений глубины отпечатка

Грунто- вые ус- ловия	Глубина отпечатка, см						
	Суглинки (Кишинев)	Глины и суглинки (Франция)	Намыв- ные пес- ки (Фран- ция)	Илистые глины (Синга- пур)	Насыпь из мо- ренного суглинка (Россия)	Суглинки старич- ные (Рос- сия)	Супесь пластич- ная (Бе- ларусь)
Рас- четные данные	99,8	87,0	91,4	95,3	98,9	91,4	90,3
Опыт- ные данные	100,0	87,0	92,0	95,0	100,0	92,0	90,0

Таким образом, зная грузоподъемность механизма, массу трамбовки, задавая количество ударов от 8 до 10 в одной точке и приняв определенные значения коэффициента пропорциональности, можно прогнозировать глубину отпечатка трамбовки.

7.2. Физико-механические характеристики грунтов после уплотнения

В процессе уплотнения происходит разрушение существующей и создание новой структуры грунта. Новая структура по плотности выше первоначального состояния. Исходное физическое состояние грунта в значитель-

ной степени влияет на процесс уплотнения. Поэтому важным является изучение физико-механических характеристик грунта после его уплотнения.

Из графиков, представленных на рис. 7.3, видно, что изменение влажности и плотности сухого грунта наблюдается сразу же после уплотнения и относительно стабилизируется в течение 7... 10 дней. Это объясняется тем, что в результате динамического уплотнения происходит мгновенное повышение плотности сухого грунта и порового давления. В дальнейшем, как отмечает Зарецкий Ю.К. [60], поровое давление рассеивается при постоянной плотности сухого грунта, несущая способность грунта постепенно возрастает и стабилизируется на более высоком уровне в сравнении с исходным.

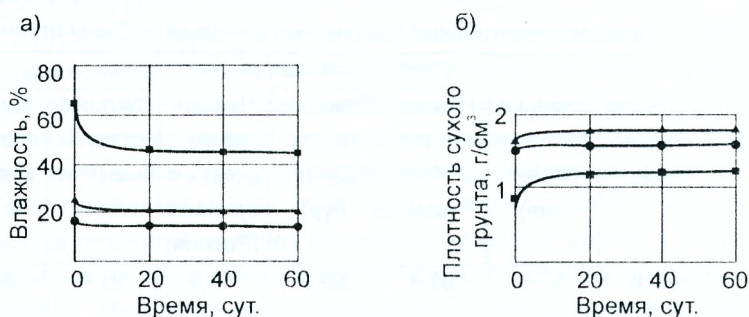


Рис. 7.3 Изменение характеристик грунтов после уплотнения:

а) влажности грунта;

б) плотности сухого грунта;

—●— — песок пылеватый;

—▲— — суглинок пылеватый;

—■— — суглинок заторфованный

Обобщенные показатели физико-механических характеристик грунтов приведены в таблице 7.3. Анализ полученных данных показывает, что влажность супеси пластичной уменьшилась в 1,11 раза, а песка пылеватого – в 1,14 раза. Плотность сухого грунта увеличилась соответственно в 1,18 и 1,12 раза. Если оценивать состояние грунта по его коэффициенту пористости, то супесь пластичная уплотнилась в 1,55 раза, а песок пылеватый – в 1,34 раза. Произошло существенное увеличение угла внутреннего трения грунта. Для супеси значение коэффициента внутреннего трения возросло в 1,26 раза, для песка пылеватого – в 1,16 раза. Вместе с тем величина

Таблица 7.3

Изменение основных физико-механических характеристик грунтов после уплотнения ($n=10$ ударов)

Наименование грунтов	Состояние грунтов	Характеристики грунтов							
		W, %	ρ , г/см ³	ρ_{d1} , г/см ³	e	ϕ	C, кПа	E, МПа (P=150...300 кПа)	
								компрессион. испытания	штамповые испытания
Супесь пластичная естественного основания	До уплотнения	23,35	1,87	1,52	0,76	21	22,0	5,2	4,2
	После уплотнения	21,1	2,18	1,80	0,49	26,5	4,0	11,3	16,8
	Изменение характеристик грунтов после уплотнения	1,11		1,18	1,55	1,26	5,5	2,17	4,0
	При опти- мальной влажности	10	2,01	1,83	0,47	–	–	–	–
Песок пылеватый с глинистыми включениями	До уплотнения	15,1	1,79	1,56	0,71	32	10,0	6,8	10,4
	После уплот- нения	13,2	1,97	1,74	0,53	37,2	2,0	14,7	21,3
	Изменение характеристик грунтов после уплотнения	11,14		1,12	1,34	1,16	5,0	2,16	2,1

удельного сцепления значительно уменьшилась: для супеси – в 5,5 раза и для песка пылеватого – в 5,0 раз. Это объясняется тем, что при более плотной упаковке частиц грунта прочность грунта возрастает. Но при воздействии удара внутренние связи между частицами грунта разрушаются. Именно этим объясняется значительное уменьшение сцепления. Однако следует иметь в виду, что при проектировании фундаментов определяющее значение имеет угол внутреннего трения. Более того, есть все основания предположить, что с течением времени происходит восстановление внутренних связей между частицами грунта.

Весьма важным является тот факт, что произошло увеличение модуля деформации грунта для супеси в 4,0 раза, для песка пылеватого – в 2,1 раза.

Таким образом, применение метода интенсивного динамического уплотнения грунтов позволяет производить уплотнение слабых естественных отложений, представленных связными и сыпучими грунтами, на глубину до 6,0 м, облегчить производство работ по устройству оснований, уменьшить их стоимость, повысить несущую способность основания, а следовательно, уменьшить неравномерные осадки зданий и сооружений.

7.3. Распределение плотности сухого грунта в пределах уплотненной толщи

Анализ обобщенных данных, приведенных на рис. 7.4 и 7.5, показывает, что максимальную плотность сухого грунта наблюдали в точках, расположенных по оси отпечатков трамбовки. При этом, с возрастанием глубины рассматриваемой точки плотность сухого грунта уменьшается. Так, при десяти ударах трамбовки на глубине 1,0 м плотность сухого грунта составила $\rho_d=1,84 \text{ г/см}^3$, а на глубине 3,0 м, в том же инженерно-геологическом элементе – $\rho_d=1,81 \text{ г/см}^3$.

На глубине 4,0 м плотность сухого грунта составила $\rho_d=1,76 \text{ г/см}^3$, а на глубине 5,0 м – $1,69 \text{ г/см}^3$. При удалении от оси отпечатка трамбовки плотность сухого грунта также уменьшается. Интенсивность уменьшения плотности сухого грунта ρ_d весьма четко прослеживается и по глубине. Так, на глубине 1,0 м практически природную плотность сухого грунта получили уже на расстоянии 3 м от оси отпечатка. На глубине 3,0 м природное сложение грунтов наблюдается на расстоянии 4,0 м от оси отпечатка (см. рис. 7.4).



Рис. 7.4 Изменение плотности сухого грунта по глубине: 1 - до уплотнения; 2,3,4 – после уплотнения трамбовкой с плоской подошвой соответственно при $y=0$; $y=1,0$ м, $y=3,0$ м; 5,6,7 – после уплотнения трамбовкой со ступенчатой подошвой соответственно при $y=0$; $y=1,0$ м, $y=3,0$ м



Рис. 7.5 Изменение плотности сухого грунта по глубине до и после уплотнения: 1 - до уплотнения; 2, 3, 4 – после уплотнения трамбовкой с плоской подошвой соответственно при $y=0$; $y=1,0$ м, $y=3,0$ м; 5, 6, 7 – после уплотнения трамбовкой со ступенчатой подошвой соответственно при $y=0$; $y=1,0$ м, $y=3,0$ м

Аналогичная картина, только в значительно меньшей по глубине и ареалу области грунта, имеет место при пяти ударах трамбовки в одной точке (рис. 7.5).

Максимальное значение плотности сухого грунта имеет место на глубине 1,0 м. В этой точке плотность сухого грунта составила $\rho_d=1,77 \text{ г/см}^3$. На расстоянии 2,0 м от оси отпечатка мы имеем $\rho_d=1,54 \text{ г/см}^3$. На глубине 3,0 м и при удалении на 2,0 м от оси отпечатка получили плотность сухого грунта, соответствующую природной плотности. На глубине 5,0 м значения плотности сухого грунта ρ_d после уплотнения соответствовали данным, полученным для грунтов природного сложения.

Следует отметить и определенную закономерность в изменении влажности грунтов после уплотнения. Здесь, наоборот, наименьшее значение влажности получено в точках, расположенных по оси отпечатка. На глубине 1,0 м уменьшение влажности составило 12,3 %. Влажность грунта, равная природной, отмечена на этой глубине в точке на расстоянии 4,0 м от оси отпечатка. На глубине 3,0 м уменьшение влажности в точке на оси отпечатка составило 13,1 %. Столь незначительная разница с данными, полученными на глубине 1,0 м, объясняется более высоким значением влажности грунта природного сложения. Если сравнивать полученный результат с природной влажностью на глубине 1,0 м, то ее снижение уже составит 10,3 %. Этот результат свидетельствует о том, что чем больше глубина, тем влажность грунта после уплотнения в пределах одного и того же инженерно-геологического элемента больше.

Аналогичная картина изменения влажности, только в несколько меньшем масштабе, наблюдается и при пяти ударах трамбовки в одной точке. В ряде случаев при проведении уплотнения имели место выбросы подземных вод наружу в виде фонтанов высотой до 2,0 м. Это приводило к выносу на поверхность пылеватых и глинистых частиц, которые образовывали конусы вымыва грунта.

Нами получены данные уплотнения грунтов трамбовкой массой 7,0 т, подошва которой имела ступенчатую форму. Испытания грунтов этой трамбовкой проводили по аналогичной методике. Разница заключалась в том, что число ударов подбирали таким образом, чтобы глубина дна отпечатка центральной части была равна глубине дна отпечатка, полученного при уплотнении грунтов трамбовкой с плоской подошвой.

Следует отметить, что плотность сухого грунта на глубине 1,0 м в точке, расположенной на оси отпечатка, составила $1,89 \text{ г/см}^3$, что на 2,6 % больше значения, полученного при уплотнении трамбовкой с плоской подошвой. Почти на 1,0 м меньше распространение уплотнения в стороны. На глубине 3,0 м $\rho_d=1,84 \text{ г/см}^3$, что совпадает с полученным значением плотности сухого грунта при уплотнении трамбовкой с плоской подошвой. На глубине 7,0 м плотность сухого грунта ρ_d составила $1,63 \text{ г/см}^3$, тогда как при уплотнении трамбовкой с плоской подошвой на глубине 6,0 м $\rho_d=1,60 \text{ г/см}^3$.

Таким образом очевидно, что эффективность уплотнения грунта с помощью трамбовок зависит не только от влияния традиционных технологических параметров: высоты сбрасывания, массы трамбовки, размеров подошвы, числа ударов в одной точке и др., но и от формы трамбовки. Учет этих факторов в значительной степени может влиять на формирование зоны уплотнения грунта.

Для определения эффективности интенсивного ударного уплотнения по различным схемам выполнен анализ экспериментальных данных распределения плотности сухого грунта на различных уровнях.

С этой целью на опытной площадке было выполнено уплотнение грунтов по квадратной и треугольной схемам (рис. 7.6). Радиус трамбовки обозначен r , а радиус поверхности, образуемой при наложении зон уплотнения грунта, – R .

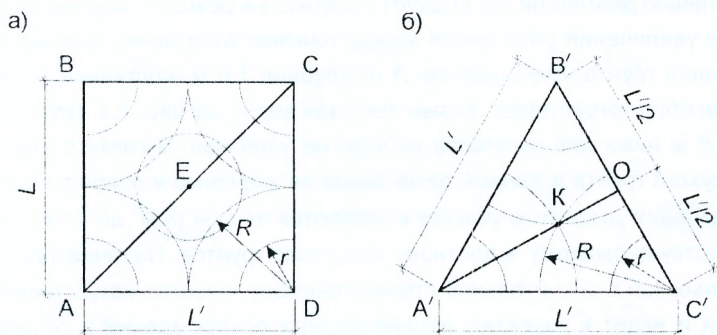


Рис. 7.6 Схема уплотнения грунтов: а – квадратная; б – треугольная

Схема уплотнения грунта, в которой точки удара трамбовки расположены в вершинах квадрата, используется в практике наиболее широко [2, 16, 24, 30, 60, 89]. При уплотнении грунтов по этой схеме сторона квадрата

была принята равной 4,0 м. Так же были выполнены испытания грунтов по треугольной схеме. Расстояние между точками уплотнения (сторону равностороннего треугольника) определяли в соответствии с предложением автора по формуле 5.3 [103, 111, 114, 118]. Расчеты также показали, что сторона $AC \approx 3,7$ м.

На рис. 7.7 и 7.8 показаны вертикальные сечения по направлению стороны квадрата DA и диагонали AC для квадратной схемы; по направлению стороны CA и высоты $A'O$ для треугольной схемы. На различных уровнях по глубине построены эпюры распределения плотности сухого грунта. Их анализ показывает (рис. 7.7), что на глубине 1,0 м от поверхности при ударах трамбовки в точке D наибольшее значение плотности сухого грунта $\rho_d = 1,84$ г/см³ под центром отпечатка трамбовки. По мере удаления от вертикали, проходящей через точку D , плотность сухого грунта убывает: на расстоянии 1 м от вертикали $\rho_d = 1,82$ г/см³, а двух метров - $\rho_d = 1,67$ г/см³. При уплотнении грунта в точке A наблюдается аналогичное распределение плотности сухого грунта по мере удаления от вертикали, проходящей через центр отпечатка трамбовки к периферии. Однако на расстоянии 2,0 м зоны уплотнения начинают накладываться друг на друга. Но это не оказывает заметного влияния на плотность сухого грунта. В связи с этим, в точке M $\rho_d = 1,67$ г/см³. При рассмотрении распределения плотности сухого грунта по направлению диагонали AC следует отметить ее резкое снижение в середине. При увеличении расстояния между точками уплотнения наложение зон уплотнения грунта уменьшается. А на глубине 1,0 м наложение зон уплотнения вообще отсутствует. Более того, как видно из рис. 7.7, грунт мощностью 0,8 м ниже дна отпечатка вообще не уплотнен. В связи с этим, плотность сухого грунта в данной точке равна ее значению в природном состоянии. Значения ρ_d на этом участке изменяются от 1,54 г/см³ до 1,84 г/см³, что соответствует рыхлому и плотному сложению грунтов. Наличие таких неуплотненных зон в значительной степени снижает качество искусственных оснований и ведет к развитию неравномерных осадок зданий и сооружений. Следует отметить, что кажущееся небольшое различие в значениях ρ_d (1,2 раза) означает различие в 1,5...2,5 раза в деформационных и прочностных характеристиках грунта.

На глубине 2,0 м от поверхности грунта эпюра распределения плотности несколько выравнивается при общем уменьшении максимальных значений $\rho_d = 1,82$ г/см³. На участке AD , соответствующем стороне квадрата, в ви-

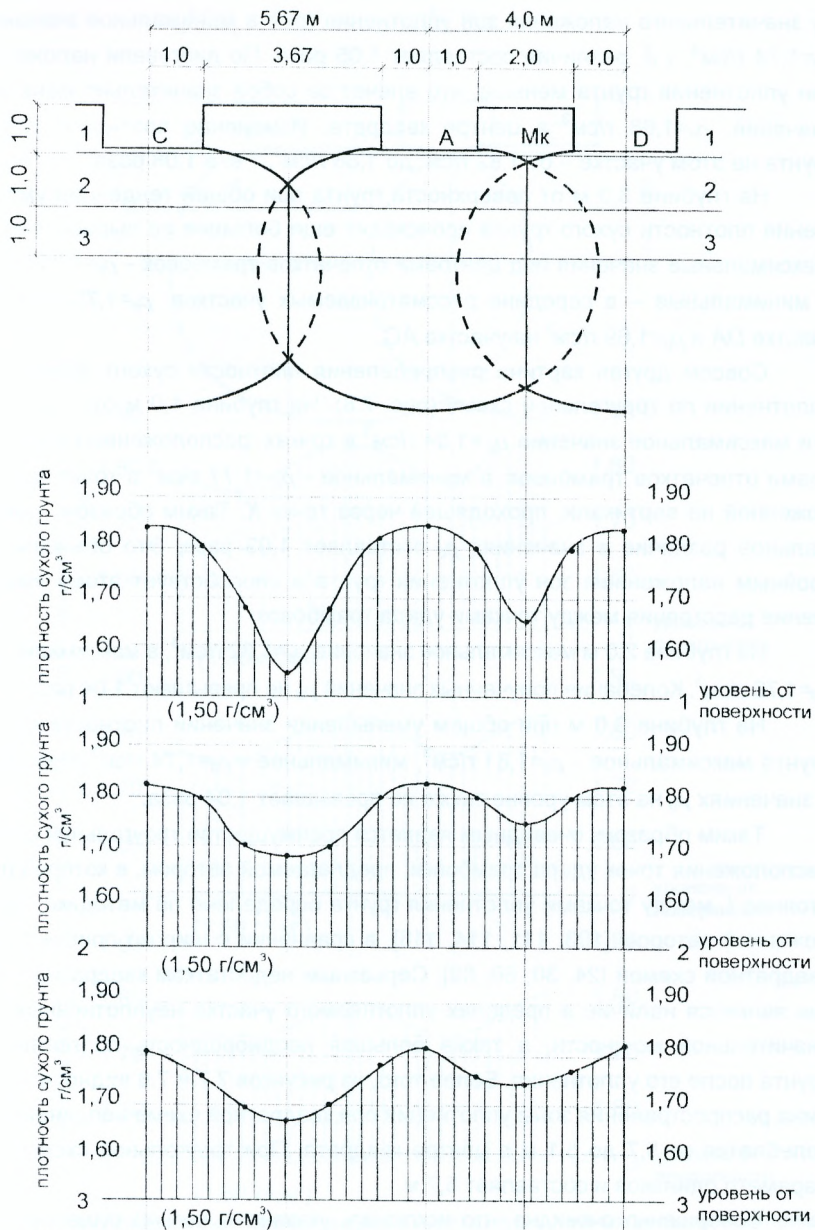


Рис. 7.7 Распределение плотности сухого грунта на различных уровнях при применении квадратной схемы

ду значительного наложения зон уплотнения грунта минимальное значение $\rho_d=1,74 \text{ г/см}^3$, т.е. различие составляет 1,05 раза. По диагонали наложение зон уплотнения грунта меньше, что влечет за собой значительно меньшее значение. $\rho_d=1,68 \text{ г/см}^3$ в центре квадрата. Изменение плотности сухого грунта на этом участке – от $1,82 \text{ г/см}^3$ до $1,68 \text{ г/см}^3$, т.е. в 1,08 раза.

На глубине 3,0 м от поверхности грунта при общей тенденции уменьшения плотности сухого грунта происходит еще большее ее выравнивание. Максимальные значения под центрами отпечатков трамбовок – $\rho_d=1,81 \text{ г/см}^3$, а минимальные – в середине рассматриваемых участков: $\rho_d=1,75 \text{ г/см}^3$ на участке *DA* и $\rho_d=1,69 \text{ г/см}^3$ на участке *AC*.

Совсем другая картина распределения плотности сухого грунта при уплотнении по треугольной схеме (рис. 7.8). На глубине 1,0 м от поверхности максимальное значение $\rho_d=1,84 \text{ г/см}^3$ в точках, расположенных под центрами отпечатков трамбовок, а минимальное – $\rho_d=1,77 \text{ г/см}^3$ в точке, расположенной на вертикали, проходящей через точку *K*. Таким образом, максимальное различие в значениях ρ_d составляет 1,03 раза. Это объясняется тройным наложением зон уплотнения грунта и способствует этому уменьшение расстояния между точками удара трамбовок.

На глубине 2,0 м максимальное значение $\rho_d=1,82 \text{ г/см}^3$, а минимальное – $\rho_d=1,76 \text{ г/см}^3$. Колебания полученных значений ρ_d не превышают 1,04 раз.

На глубине 3,0 м при общем уменьшении значений плотности сухого грунта максимальное – $\rho_d=1,81 \text{ г/см}^3$, минимальное – $\rho_d=1,74 \text{ г/см}^3$. Различие в значениях ρ_d на этом уровне также не превышает 1,04 раза.

Таким образом, очевидным является преимущество треугольной схемы расположения точек удара трамбовки, предлагаемой автором, в которой расстояние *L* между точками уплотнения грунта определено по методике, предложенной автором [103, 111, 114, 118], в сравнении с широко применяемой квадратной схемой [24, 30, 60, 89]. Серьезным недостатком квадратной схемы является наличие в пределах уплотняемого участка неуплотненных зон значительной мощности, а также большая неоднородность по плотности грунта после его уплотнения. Более того, из рисунков 7.7 и 7.8 видно, что глубина распространения зоны уплотнения при квадратной схеме неодинакова и колеблется от 5,7 до 5,1 м в центре квадрата. При треугольной схеме этот параметр одинаков и составляет 5,7 м.

Совершенно очевидно, что исключить указанные весьма существенные недостатки квадратной схемы можно путем уплотнения грунта в дополнитель-

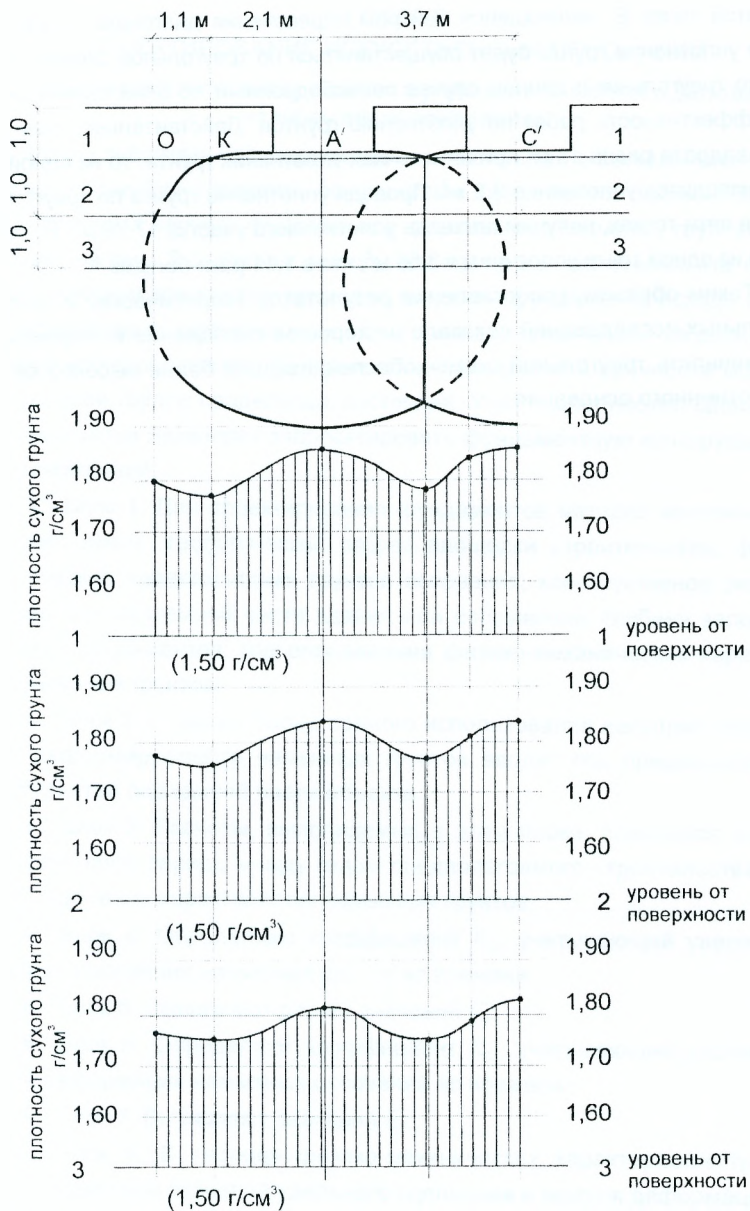


Рис. 7.8 Распределение плотности сухого грунта на различных уровнях при применении треугольной схемы

ной пятой точке E , являющейся центром пересечения диагонали. Но в этом случае уплотнение грунта будет осуществляться по треугольной схеме. Учитывая, что треугольник в данном случае равнобедренный, то этим самым снижается эффективность работ по уплотнению грунтов. Действительно, если площадь квадрата равна 16 м^2 при пяти точках уплотнения грунта, то из одной точки производится уплотнение $3,2 \text{ м}^2$. Проведя уплотнение грунта по треугольной схеме в пяти точках, получим площадь уплотненного участка $17,76 \text{ м}^2$. В данном случае из одной точки уплотняется $3,55 \text{ м}^2$, что в 1,11 раза больше.

Таким образом, сопоставление результатов теоретических и экспериментальных исследований показало их хорошее совпадение и подтвердило экономичность треугольной схемы, обеспечивающей более высокое качество уплотненного основания.

ГЛАВА 8 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

8.1. Особенности проектирования фундаментов мелкого заложения на намывных основаниях

Ввиду значительной мощности намывного слоя в большинстве случаев именно они будут служить основаниями фундаментов мелкого заложения. Блок-схема расчета фундаментов на намывных песчаных грунтах представлена на рис. 8.1. Расчет выполняется в несколько этапов. На первом этапе производится подбор размеров подошвы фундамента исходя из расчета основания по деформациям. На втором этапе выполняется расчет конструкции железобетонного фундамента исходя расчета прочности материала по первой группе предельных состояний. Учет особенностей свойств намывных грунтов позволяет запроектировать фундаментную конструкцию более экономичной.

- ◆ Блок 1. Для проектирования фундаментов мелкого заложения необходимо иметь: геологический разрез площадки строительства; физико-механические характеристики грунтов основания; конструктивное решение надземной и подземной части здания или сооружения; глубину заложения подошвы фундаментов; год определения физико-механических характеристик намывных грунтов.

- ◆ Блок 2. С целью более полного использования несущей способности и деформируемости намывных грунтов вводят год предполагаемого строительства подземной части объекта.

- ◆ Блок 3. Расчеты, выполняемые в этом блоке, позволяют определить временной период между годом предполагаемого строительства и годом определения характеристик намывных грунтов.

- ◆ Блок 4. Определяют коэффициент K_{Ic} , учитывающий увеличение удельного сцепления намывных песков во времени.

- ◆ Блок 5. Выполняют расчет значений C_r .

- ◆ Блок 6. Определяют коэффициент K_{IE} , учитывающий увеличение модуля деформации намывных оснований во времени.

- ◆ Блок 7. Вычисляют значения E_r .

- ◆ Блок 8. В таблицу физико-механических характеристик грунтов вносят коррективы значений удельного сцепления и модуля деформации.

- ◆ Блок 9. Размеры подошвы фундаментов назначают исходя из требований СНБ.5.01.01.-99 [129]:

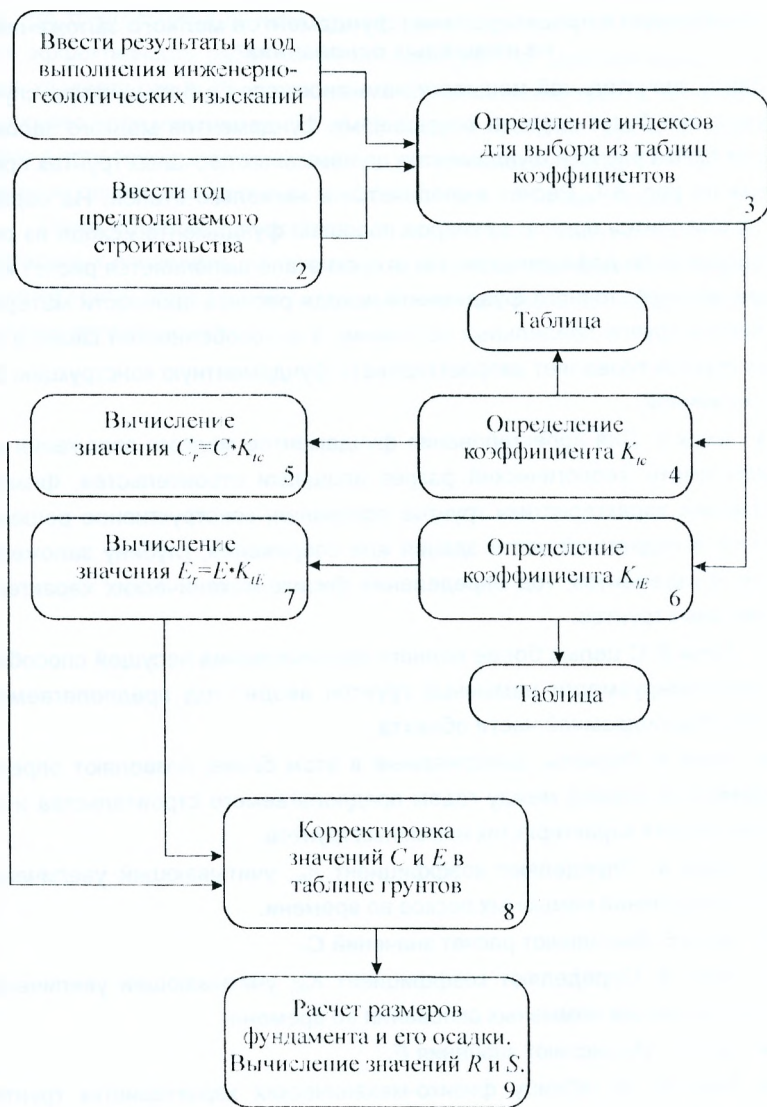


Рис. 8.1 Блок-схема расчета фундаментов на намывных основаниях

$$P_{cp} \leq R;$$

$$P_{min} > 0;$$

$$P_{max} \leq 1,2R,$$

где P и R – среднее давление и расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента;

P_{min} и P_{max} – минимальное и максимальное краевые давления при действии изгибающего момента.

Расчет осадок основания выполняют методом послойного суммирования.

Следует отметить, что в соответствии с предложенной блок-схемой расчета фундаментов на намывных основаниях проектирование фундаментов и оснований выполняют по программе, являющейся одной из частей программного комплекса "Технологическая линия проектирования фундаментов", разработанного предприятием "БрестКад" и применяемой многими проектными организациями Республики Беларусь и стран СНГ.

Высокая надежность намывных грунтов как оснований зданий и сооружений подтверждена результатами натурных испытаний ленточных фундаментов, выполненных автором [10, 11, 12, 14, 102, 107], данными других исследователей [32, 61, 68, 71, 127, 128], а также наблюдениями за осадками построенных зданий и сооружений [9, 44, 61, 71].

8.2. Проектирование уплотнения грунтов интенсивными ударными нагрузками

Проектирование уплотнения слабых грунтов интенсивными ударными нагрузками рекомендуется производить с учетом результатов теоретических и экспериментальных исследований, полученных автором [16, 18, 81, 82, 101, 103, 110, 113, 114, 119]. Общую схему расчета уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками можно представить в виде алгоритма, приведенного на рис. 8.2.

♦ Блок 1. Исходными данными для расчета уплотнения являются: инженерно-геологические условия строительной площадки, включающие в себя данные по физико-механическим характеристикам грунтов и данные по вертикальной планировке.

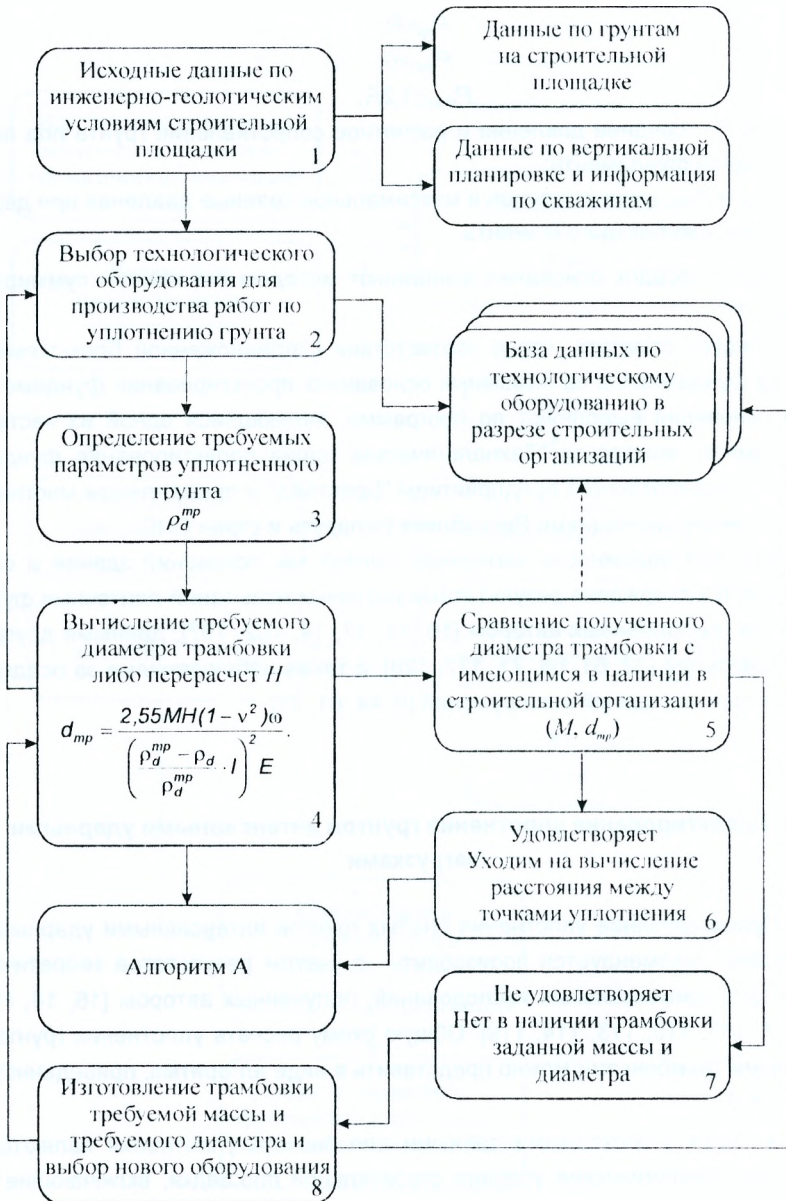


Рис. 8.2 Алгоритм проектирования уплотнения грунта интенсивными ударными нагрузками

♦ Блок 2. Выбор технологического оборудования для производства работ по уплотнению грунтов осуществляют из базы данных, созданных по строительным организациям. Из имеющегося технологического оборудования для уплотнения грунтов предпочтение следует отдавать тому, которое имеет максимальные грузоподъемность и высоту сбрасывания. База данных содержит информацию по грузоподъемному оборудованию, имеющемуся в Республике Беларусь и в других странах.

♦ Блок 3. В зависимости от того, какой объект планируется строить на конкретной строительной площадке, какие нагрузки будут приложены к фундаментам, задают требуемую плотностью сухого грунта ρ_d^{mp} . По заданным значениям ρ_d^{mp} , определяют прогнозируемые значения φ , C , E и затем выполняют расчет фундаментов.

♦ Блок 4. Вычисления требуемого диаметра трамбовки выполняют по формуле

$$d_{mp} = \frac{2,55MH(1 - \nu^2)\omega}{\left(\frac{\rho_d^{mp} - \rho_d}{\rho_d^{mp}} \cdot I\right)^2 E}$$

Диаметр трамбовки принимают кратным 100 мм.

♦ Блоки 5 - 8. Полученный по расчету диаметр трамбовки сравнивают с диаметрами трамбовок, имеющимися в наличии строительной организации. Если имеется трамбовка требуемого диаметра и заданной массы, то далее определяют расстояние между точками уплотнения грунта. Если такой трамбовки нет, то ее изготавливают, либо принимают для уплотнения грунтов имеющуюся трамбовку большей или меньшей массы, затем корректируют высоту сбрасывания по формуле

$$H = \frac{d_{mp} \left(\frac{\rho_d^{mp} - \rho_d}{\rho_d^{mp}}\right)^2 E}{2,55M(1 - \nu)\omega}$$

После уточнения высоты сбрасывания при имеющемся диаметре трамбовки и ее массе корректируют технологическое оборудование и переходят к расчетам, изложенным в алгоритме А.

Таким образом, впервые в практике проектирования уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками автором предложен алгоритм и разработана программа автоматизированного расчета искусственных оснований. Ис-

пользование разработанных программных продуктов позволяет оперативно решить вопросы выбора технологического оборудования для уплотнения грунтов.

8.3. Проектирование фундаментов мелкого заложения на уплотненных тяжелыми трамбовками грунтах

После того, как завершены работы по выбору технологического оборудования для уплотнения грунтов, необходимо решить вопросы, связанные с подготовкой искусственных оснований в пределах строительной площадки и запроектировать фундаменты здания или сооружения. Пути решения этих задач автором представлены в алгоритме, показанном на рис. 8.3.

♦ Блок 9. Расстояние между точками уплотнения грунта определяют по формулам

$$L = \sqrt[3]{-\frac{c}{2a} - \left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \sqrt{\left[-\frac{1}{9}\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^3} + \left[2\left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \frac{d_{mp}}{a}\right]^2} + \sqrt[3]{-\frac{c}{2a} - \left(\frac{b}{3a}\right)^3 - \sqrt{\left[-\frac{1}{9}\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^3} + \left[2\left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \frac{d_{mp}}{a}\right]^2},$$

где $a = -\frac{tg\varphi}{2}\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4}\ln 3\right)(\rho_d - \rho_d^{mp});$

$$b = \left(\frac{\sqrt{3}}{4}l - \frac{\sqrt{3}}{4}\delta + \frac{\sqrt{3}}{4}tg\varphi \cdot d_{mp}\right)(\rho_d - \rho_d^{mp});$$

$$c = \left(\frac{\pi d_{mp}^2}{2}\delta - \frac{\pi}{24}tg\varphi \cdot d_{mp}^3\right)(\rho_d - \rho_d^{mp}) - \rho_d^{mp} \frac{\pi d_{mp}^2}{2}\delta.$$

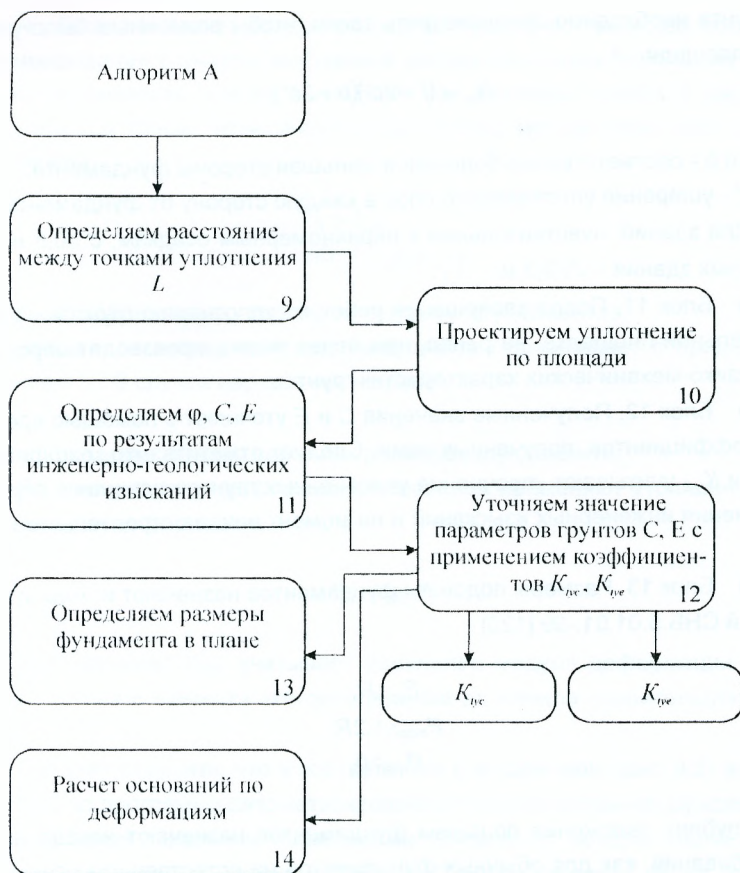


Рис. 8.3 Алгоритм А. Проектирование уплотнения по площади и расчет фундаментов

♦ Блок 10. В зависимости от вида и состояния уплотняемого слоя грунта выбирают одно- или многоэтапную схему уплотнения грунтов на строительной площадке. Если показатель текучести $J_L \leq 0,75$ – для пылеватоглинистых грунтов и $S_r \leq 0,8$ – для песчаных грунтов, то, как правило, рекомендуется одноэтапная схема уплотнения. При $J_L > 0,75$ – для пылеватоглинистых грунтов и $S_r > 0,8$ – для песчаных грунтов применяются многоэтапные схемы уплотнения грунтов. При размещении точек уплотнения в плане необходимо располагать их по вершинам равностороннего треугольника. Расположение точек уплотне-

ния грунта необходимо предусмотреть таким, чтобы возможным было уплотнение площади

$$A_{\text{ос}} = (l + 2c')(b + 2c'),$$

где l и b - соответственно большая и меньшая стороны фундамента;

c' - уширение уплотняемого слоя в каждую сторону от фундамента.

Для зданий, чувствительных к неравномерным осадкам, $c' \geq 0,8$ м; для остальных зданий – $c' \geq 0,3$ м.

♦ Блок 11. После завершения работ по уплотнению грунтов на всей строительной площадке, не ранее, чем через месяц, производят определение физико-механических характеристик грунтов.

♦ Блок 12. Полученные значения C и E уточняют с помощью временных коэффициентов, полученных нами. Следует отметить, что коэффициенты K_{IYC} и K_{IYE} учитывают упрочнение уплотненных грунтов начиная с периода выполнения инженерных изысканий и на момент начала строительства объекта.

♦ Блок 13. Размеры подошвы фундаментов назначают исходя из требований СНБ.5.01.01.-99 [129]

$$\begin{aligned} P_{\text{ср}} &\leq R, \\ P_{\text{max}} &\leq 1,2R, \\ P_{\text{min}} &> 0; \end{aligned}$$

Глубину заложения подошвы фундаментов назначают исходя из тех же требований, как для обычных фундаментов на естественном основании. Величину удельного сцепления грунта определяют по формуле

$$C_r = K_{IYC} c.$$

Следует иметь в виду, что величина R может быть определена при значениях φ и c , определенных в соответствии с рекомендациями, изложенными в главе 6. В этом случае коэффициент надежности K_n принимают равным 1,1. При определении φ и c непосредственно в полевых и лабораторных условиях и уточнив C с помощью коэффициента K_{IYC} , коэффициент надежности K_n принимают равным 1,0.

♦ Блок 14. Расчет осадок оснований выполняют методом послойного суммирования с учетом выбранной расчетной схемы основания. Относительную разность осадок вычисляют как разность осадок в двух рассматриваемых точках, отнесенную к расстоянию между ними. При нарушении условий

$$S_i \leq S_u;$$

$$\Delta S_i / L \leq (\Delta S_u / L)$$

выполняют корректировку размеров подошвы фундаментов.

Найденное значение крена фундамента i сравнивают с предельным значением i_u . В случае нарушения условия

$$i \leq i_u$$

производят корректировку принятых размеров фундамента.

Во всех расчетах деформаций оснований применяют уточненное значение модуля деформации

$$E_p = K_{lyE} E.$$

Коэффициент K_{lyE} учитывает изменение модуля деформации уплотненного грунта с момента его определения до начала строительства фундаментов.

Следует отметить, что в соответствии с алгоритмом (рис. 8.3) автором разработана программа автоматизированного проектирования фундаментов на уплотненных тяжелыми трамбовками основаниях, которая является составной частью программного комплекса "Технологическая линия проектирования фундаментов", внедренного в практику предприятием "БрестКАД".

Надежность уплотненных тяжелыми трамбовками грунтов как оснований зданий и сооружений доказана результатами теоретических и экспериментальных исследований автора и других исследователей [16, 44, 61, 74, 113, 152], а также эксплуатацией ряда зданий, построенных на уплотненных грунтах в г.г. Гродно, Минске, Борисове и др. Более того, приведены натурные испытания и выполнены работы по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками на площадках, расположенных в непосредственной близости к существующим зданиям [113]. А это подчеркивает возможность применения метода уплотнения грунтов ударными нагрузками даже в стесненных условиях существующей застройки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах. – М.: Стройиздат, 1979. – 272 с.
2. Абелев Ю.М., Крутов В.И. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах. – М.: Госстройиздат, 1962. – 148 с.
3. Алексеев М.М., Стрижельчик Г.Г. Особенности состава и свойств намывных песков г. Харькова // Основания и фундаменты: Сб. научных трудов. – Киев, 1978. – С. 9 – 10.
4. Баркан Д.Д., Шехтер О.Я. Теория поверхностного уплотнения грунта. Применение вибрации в строительстве // Сб. тр. НИИОСП. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 26 – 35.
5. Бирюля В.И. Расчет и контроль уплотнения грунтов. – М.: Автотрансиздат, 1958. – 132 с.
6. Бобылев Л.М. Об уплотнении связного грунта слоями конечной толщины, трамбуемыми плитами // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1964. – № 6. – С. 6 – 8.
7. Бобылев Л.М. Экспериментальные исследования процесса послойного уплотнения грунта в насыпи трамбованием: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. 05.23.02 / НИОСП. – М., 1965. – 21 с.
8. Валуев В.Е., Волчек А.А., Пойта П.С., Шведовский П.В. Статистические методы в природопользовании. – Брест, БПИ. – 1999. – 252 с.
9. Винокуров Е.Ф., Карамышев А.С. Строительство на пойменно-намывных основаниях. – Минск: Вышэйшая школа, 1980. – 208 с.
10. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С. Выбор рациональных типов фундаментов на пойменно-намывных основаниях // Повышение эффективности строительства животноводческих и производственных зданий и сооружений: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Брест, 1981. – С. 231 – 233.
11. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С. Определение величины разрыва между плитами прерывистого фундамента // Основания и фундаменты: Сб. научн. трудов / Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР. – Минск, 1983. – С. 77 – 80.
12. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С. Осадки прерывистых ленточных фундаментов на намывных основаниях // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Сб. научн. трудов. – Минск, 1985. – С. 45 – 49.

13. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С. Особенности изменения свойств намывных грунтов по глубине намывной толщи // *Фундаменты на искусственных основаниях в условиях Белорусской ССР: Сб. научн. трудов.* – Минск, 1986. – С. 23 – 27.
14. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С. Расчет прерывистых ленточных фундаментов на намывных грунтах // *Строительство сооружений и зданий на намывных и насыпных основаниях: Сборник научных трудов ИСИА.* – Мн., 1984. – С. 76 – 79.
15. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С. Расчет прерывистых фундаментов на песчаных основаниях // *Строительство и архитектура Белоруссии.* – 1983. – № 3. – С. 35 – 36.
16. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С., Набоков И.М., Лобанов В.В. Применение метода интенсивного динамического уплотнения грунта в Белорусской ССР. – Минск, 1989. – С. 60 – 68.
17. Винокуров Е.Ф., Набоков И.М. Учет анизотропии механических свойств намывных грунтов в Белоруссии // *Современные методы определения механических характеристик слабых грунтов.* – Л., 1978. – С. 12 – 14.
18. Винокуров Е.Ф., Пойта П.С., Пойта Т.П. Исследования изменения свойств грунтов при их уплотнении // *Тезисы докладов юбилейной научно-технической конференции, посвященной 25-летию института / Брест. политехн. ин-т: В 2-х ч.* – Брест, 1991. – Ч. II. – С. 5.
19. Вовк А.А., Черный Г.И., Михалюк А.В. Влияние влажности на динамическую деформируемость суглинков // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1972. – № 3. – С. 6 – 8.
20. Возведение фундаментов в вытрамбованных котлованах на песчаных грунтах в промышленном строительстве / Рабинович И.Г., Константиновский Д.И., Арлаксыд М.А. и др. // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1982. – № 5. – С. 10–12.
21. Волнин Б.А. Из опыта изысканий, контроля и исследований при возведении намывных сооружений. – М. – Л.: Госэнергиздат, 1953. – 48 с.
22. Вотяков И.Ф. Из опыта строительства производственного корпуса на намывных грунтах // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1977. – № 5. – С. 29 – 30.
23. Вощинин Н.П. Влияние рабочих параметров трамбуемой плиты и режима ее работы на эффективность уплотнения грунтов // *Труды МАДИ.* – М.: Дориздат, 1953. – Вып. 15. – С.59 – 63.

24. Вуцель В.И., Гарицелов М.Ю., Зарецкий Ю.К., Филимонов В.А. Прогрессивные конструктивно-технологические решения по плотинам из грунтовых материалов и их основаниями // Сб. научн. трудов Гидропроекта. – 1985. – Вып. 108. – С. 50 – 63.
25. Вуцель В.И., Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Интенсивное динамическое уплотнение грунтов // Энергетическое строительство за рубежом. – 1983. – № 3. – С. 39 – 43.
26. Вуцель В.И., Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Интенсивное динамическое уплотнение грунтов // Энергетическое строительство за рубежом. – 1983. – № 4. – С. 37 – 41.
27. Ганичев И.А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.
28. Гарицелов М.Ю. Интенсивное ударное уплотнение водонасыщенных грунтов оснований энергетических сооружений // Ускорение научно-технического процесса в фундаментах: Сб. трудов: В 2-х т. – 1987. – Т. 1. – С. 239 – 241.
29. Гарицелов М.Ю. Некоторые особенности поведения материалов грунтовых плотин в процессе формирования напряженно-деформированного состояния сооружений // Тр. Гидропроекта. – 1982. – Вып. 84. – С. 19 – 27.
30. Гарицелов М.Ю., Юдкевич А.И., Петров М.С. Интенсивное ударное уплотнение насыпи из тугопластичных грунтов при строительстве ГАЭС // Энергетическое строительство. – 1986. – № 6. – С. 15 – 19.
31. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. – Стройиздат, 1948.
32. Глотова М.А. Исследование несущей способности свай в намывных песках различного возраста // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 61 – 63.
33. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1973. – 375 с.
34. Гончарова З.И., Пойта П.С., Мороз Н.Д. Некоторые результаты исследования физико-механических свойств намывных песчаных грунтов в г. Бресте // Основания и фундаменты: Сб. научн. трудов / Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР. – Минск, 1977. – Вып. 16. – С. 15 – 21.

35. Гончарова З.И., Феофилов Ю.В., Пойта П.С. Исследования характера изменения механических параметров намывных грунтов во времени // Основания и фундаменты: Сб. научн. трудов / Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР. – Минск, 1979 – С. 25 – 28.
36. Гордиенко П.И. Графический способ расчета раскладки грунта в намывных плотинах // Гидротехнические сооружения. – М.: Госстройиздат, 1959. – № 29. – С. 318 – 320.
37. ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. – Минск: МНТКС, 1996. – 19 с.
38. ГОСТ 20276-85. Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости. – М.: Изд-во стандартов, 1986. – 34 с.
39. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – М.: Изд-во стандартов, 1986. – 24 с.
40. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности деформируемости. – Мн., 1996. – 108 с.
41. ГОСТ 22733-77. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. – М.: Изд-во стандартов, 1978. – 7 с.
42. Григорян С.С. Об основных представлениях динамики грунтов // ПИММ. – Т. 24, вып. 6. – 1960. – С. 27 – 82.
43. Давыдов С.С. Колебания разнородного грунта в упруго-пластической стадии от кратковременной нагрузки // Динамика грунтов: Сб. НИИ оснований. – Госстройиздат, 1958. – № 32 – С. 116 – 119.
44. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Стройиздат, 1981. – 319 с.
45. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. – М.: Высшая школа, 1986. – 239 с.
46. Денисов Н.Я. Природа прочности и деформаций грунтов. – М.: Стройиздат, 1972. – 281 с.
47. Денисов Н.Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в строительстве. – М.-Л.: Госэнергоиздат, 1956. – 288 с.
48. Денисов Н.Я., Ребиндер П.А. О коллоидно-химической природе связности глинистых пород // Доклады АН СССР. – Т. 4, № 6. – 1946. – С. 127 – 134.
49. Дидух Б.И. Динамическое взаимодействие трамбующей плиты с уплотняемым грунтом // Инженерно-физический журнал. – 1962. – Т. 5. – № 2. – С. 58 – 63.

50. Дидух Б.И. Динамическое взаимодействие трамбуемой плиты с уплотняемым грунтом // Инженерно-физический журнал. – 1962. – № 2. – С. 19 – 23.
51. Довнарлович С.В. Влияние характера формирования песчаного основания на его деформируемость // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 6. – С. 7 – 8.
52. Домрачев Г.И. Исследования состава и физико-механических свойств намывных песчаных грунтов г. Горького // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 8 – 10.
53. Дудлер И.В., Дуранте В.А., Смирнов С.Д. Опыт применения ударного зондирования для исследования грунтов в энергетическом строительстве СССР. – М.: Информэнерго, 1968. – 64 с.
54. Дудлер И.В., Юдин А.Н. Уплотнение намывных песков во времени. Основные закономерности и прогнозирование // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 5 – 7.
55. Дуранте В.А., Воронкевич С.Д. Исследования плотности сложения песков в строительных целях // Вестник МГУ. – 1955. – № 2. – С. 131 – 137.
56. Закономерности формирования свойств намывных грунтов при возведении водохранилищных плотин распластанного профиля / С.С. Кнюк, О.Г. Гунешян, И.Г. Миндель, А.Н. Чумаченко // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 11 – 12.
57. Заморина Н.В., Дудлер И.В. Оценка динамической устойчивости песка методом ударного зондирования. – Бюллетень научно-технической информации Гидропроекта. – М., 1960. – № 8–9. – С. 148 – 149.
58. Зарецкий Ю.К., Воронцов Э.И., Залезнев Ю.Е., Гарицелов М.Ю. О прочности и деформативных свойствах грунтовых материалов плотины Нурекской ГЭС // Энергетическое строительство. – 1978. – № 8. – С. 58 – 62.
59. Зарецкий Ю.К., Вуцель В.И., Гарицелов М.Ю., Березинский С.А. Интенсивное динамическое уплотнение слабых грунтовых оснований // Энергетическое строительство. – 1983. – № 10. – С. 37 – 40.
60. Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками. – М.: Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.
61. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. – М.: Высшая школа, 1991. – 447 с.

62. Ильичев В.А., Багдасаров Ю.А., Быцутенко О.В. Уплотнение просадочных грунтов трамбовкой массой 80 тонн // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №2. – С. 12 – 14.
63. Интенсивное ударное уплотнение слабых грунтов оснований энергетических сооружений / Ю.К. Зарецкий, В.И. Вуцель, М.Ю. Гарицелов, С.И. Новиков // Энергетическое строительство. – 1987. – № 2. – С. 17 – 19.
64. Каган А.А. Расчетные характеристики грунтов. – М.: Стройиздат, 1985. – 248 с.
65. Каминская В.И. О механизме уплотнения намывных песков во времени. – Труды ВНИИГС. – 1979. – № 47. – С. 11 – 12.
66. Каминская В.И., Новиков М.Ф. Исследование технологии намыва территории под строительство. – Труды ВНИИГС. – 1975. – Вып. 41. – С. 8 – 14.
67. Карамышев А.С. Некоторые результаты исследований изменения плотности и деформативности пойменно-намывных оснований // Основания и фундаменты. – Минск, 1976. – С. 9 – 13.
68. Карамышев А.С. Определение деформируемости намывных песчаных грунтов радиоизотопными методами // Основания и фундаменты. – Минск, 1979. – С. 81 – 89.
69. Климук А.М., Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Экспериментальное определение динамических характеристик грунтового основания // Материалы научно-технической конференции, посвященные 30-летию института / Брестский политехнический институт: В 2-х ч. – Брест, 1996. – Ч. I. – С. 201.
70. Коваленко В.И., Разоренов В.Ф., Хилобок В.Г. Исследование уплотняемости связных грунтов. – Воронеж: ВГУ, 1981. – 168 с.
71. Коновалов П.А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах. – М.: Стройиздат, 1980. – 161 с.
72. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с.
73. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. – Киев: Будівельник, 1982. – 222 с.
74. Крутов В.И. Эффективные методы устройства фундаментов на уплотненных слабых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – № 5. – С. 2 – 4.
75. Крутов В.И., Ковалев А.С. Ускоренный метод определения характеристик уплотнения неоднородных по составу грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – № 2. – С. 7 – 10.

76. Крутов В.И., Танатаров Н.Т. Физико-механические характеристики неоднородных уплотненных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 3. – С. 2 – 5.
77. Кузьмицкий В.А., Феофилов Ю.В., Карамышев А.С. Оценка величины расчетного давления на намывные песчаные грунты по данным полевых испытаний // Основания и фундаменты: Сб. научных трудов. – Минск, 1976. – С. 25 – 30.
78. Куприянов Е.М. Уплотнение насыпных грунтов. – М.: Стройиздат, 1950. – 120 с.
79. Ляхов Г.М. Определение динамической сжимаемости грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 3. – С. 27 – 29.
80. Макарук П.Н., Пойта П.С. О застройке пойменных территорий в г. Бресте // Основания и фундаменты: Сб. научн. трудов / Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР. – Минск, 1977. – Вып. 16. – С. 47 – 51.
81. Макарук П.Н., Пойта П.С., Лобанов В.В. Об определении параметров уплотнения грунтов // Тезисы докладов областной межвузовской научно-практической конференции, посвященной 70-летию образования БССР и КПБ. – Брест, 1989. – С. 39 – 40.
82. Макарук П.Н., Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Исследования зоны уплотнения грунтов // Тезисы докладов юбилейной научно-технической конференции, посвященной 25-летию института / Брестский политехнический институт: В 2-х ч. – Брест, 1991. – Ч. II. – С. 14.
83. Макарук П.Н., Федоров В.Г., Шведовский П.В., Омелько А.А. Пойта П.С. О подготовке пойменных территорий под строительство с помощью средств гидромеханизации // Основания и фундаменты: Сб. научных трудов. – Минск, 1979. – С. 90 – 96.
84. Маслов В.Н. К вопросу о распределении грунтов по фракциям в теле намывной земляной плотины // Бюллетень научно-технической информации Гидропроекта. – М., 1947. – № 7. – С. 8 – 10.
85. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
86. Медков Е.И., Березанцев В.Г., Гольдштейн М.Н., Царьков А.А. / Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Транспорт, 1970. – 226 с.
87. Мелентьев В.А., Колпашников Н.П., Волнин Б.А. Намывные гидротехнические сооружения. – М.: Энергия, 1973. – 248 с.

88. Минаев О.П. Эффективный метод динамического уплотнения слабо-связных водонасыщенных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – № 6. – С. 14 – 18.
89. Минаев О.П., Савинов О.А. Перспективы применения тяжелых двух-массных трамбовок для уплотнения грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – № 4. – С. 9 – 12.
90. Михалюк А.В., Захаров В.В. Последствие при динамическом деформировании грунтов. – 2000. – № 6. – С. 6 – 11.
91. Неклюдов М.К. Механизация уплотнения грунтов.– М.: Стройиздат, 1985. – 168 с.
92. Никифорова Н.С. Исследования особенности деформирования оснований, сложенных намывными грунтами // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 18 – 20.
93. Новая технология устройства уплотненных подушек в просадочных грунтах / А.Г. Лунев, Ю.А. Багдасаров, А.Н. Гайдуков, Н.Ф. Арабаджи // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 3 – 7 с.
94. Новиков М.Ф., Каминская В.И., Седых Ю.И. Намыв территорий для жилищного и промышленного строительства. – М.: Стройиздат, 1978. – 98 с.
95. Огурцов А.И. Намыв земляных сооружений. – М.: Стройиздат, 1974. – 366 с.
96. Одинг Б.С. Строительство на насыпных грунтах // Экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния сложных грунтовых оснований: Межвуз. сб. – Казань: КХТИ, 1987. – С. 13 – 16.
97. Орнатский Н.В. Механика грунтов. – М.: МГУ, 1962. – 448 с.
98. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; Под общей ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
99. Петров М.С. Опыт уплотнения смеси песчаных и глинистых грунтов на Загорской ГАЭС методом интенсивного ударного уплотнения // Минэнерго СССР. – Экспресс-информ. Сер. "Строительство гидроэлектростанций и монтаж оборудования". – 1986. – № 11. – С. 11 – 15.
100. Поведение грунтов под действием импульсных нагрузок / А.А. Вовк и др. – Киев: Наук. думка, 1984. – 288 с.
101. Пойта П.С. Влияние физико-механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовки // Строительство. Минск. – 2003. – № 1 – 2. – С. 243 – 247.

102. Пойта П.С. Исследование устойчивости намывных оснований под прерывистыми фундаментами // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научн.-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 59 – 61.
103. Пойта П.С. Определение диаметра уплотненной зоны при интенсивном динамическом уплотнении грунтов // Вестник БГТУ. – 2003. – № 5 (23): Физика, математика, химия. – С. 86 – 88.
104. Пойта П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками // Вестник БГТУ. – 2003. – № 1 (19): Строительство и архитектура. – С. 109 – 110.
105. Пойта П.С. Опыт применения тяжелых трамбовок для уплотнения слабых оснований // Тезисы докладов XX научно-технической конференции в рамках проблемы "Наука и мир" / Брестский политехнический институт: В 2-х ч. – Брест. – 1992. – Ч. I. – С. 82.
106. Пойта П.С. Особенности расчета ленточных фундаментов на пойменно-намывных основаниях // Проблемы создания новых строительных конструкций и технологии их производства: Тез. докл. республ. научн.-техн. конф. – Минск, 1982. – С. 83 – 84.
107. Пойта П.С. Совместная работа прерывистых фундаментов и намытых оснований // Строительство и архитектура Белоруссии. – 1981. – № 3. – С. 31 – 32.
108. Пойта П.С. Физическая сущность процесса уплотнения грунта при действии интенсивных ударных нагрузок // Вестник БГТУ. – 2003. – № 5 (23): Физика, математика, химия. – С. 85 – 86.
109. Пойта П.С., Дедок В.Н. Об уплотнении грунтов намывных территорий // Повышение эффективности строительства животноводческих и производственных зданий и сооружений: Тез. докл. республ. научно-практ. конф. – Брест, 1981. – С. 234 – 235.
110. Пойта П.С., Макарук П.Н., Тарасевич А.Н. Уплотнение водонасыщенных слабых оснований тяжелыми трамбовками // Тезисы докладов юбилейной научно-технической конференции, посвященной 25-летию института / Брестский политехнический институт: В 2-х ч. – Брест, 1991. – Ч. II. – С. 4.
111. Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Исследования зоны уплотнения грунта при применении тяжелых трамбовок // Архитектура и строительные конструкции: Тез. докл. научн.-техн. конф. – Новосибирск, 1992. – С. 69 – 70.

112. Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Модельные исследования уплотнения грунтов ударными трамбовками // Тезисы докладов XXI научно-технической конференции в рамках проблемы "Наука и мир" / Брестский политехнический институт. – Брест, 1995. – С. 78.
113. Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Определение динамических воздействий на существующие здания при уплотнении грунтов тяжелыми трамбовками // Zagadnienia wspólczesnego budownictwa energooszczednego o zoptymalizowanym zużyciu potencjalu energetycznego: Materiały Międzynarodowej konferencji naukowo-technicznej. – Częstochowa, 2003. – С. 235 – 238.
114. Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Определение оптимального расстояния между точками уплотнения грунта тяжелыми трамбовками // Вестник БГТУ. – 2003. – №1 (19): Строительство и архитектура.– С. 111 – 113.
115. Пойта П.С., Тарасевич А.Н. Основные принципы прогнозов уплотнения грунта при интенсивном импульсном нагружении // Вестник БГТУ. – 2002. – № 5 (17): Физика, математика, химия. – С. 23–25.
116. Пойта П.С., Тарасевич А.Н., Демина Г.П. Интенсивное динамическое уплотнение слабых грунтовых оснований // Проблемы энерго- и ресурсосбережения в промышленном и жилищно-коммунальном комплексах: Сб. матер. IV междунар научно-практич. конф. – Пенза, 2003. – С. 124 – 127.
117. Пойта П.С., Тарасевич А.Н., Демина Г.П. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками на стройплощадках складов олеума и серной кислоты Гродненского ПО "Азот" // Тезисы докладов XXI научно-технической конференции в рамках проблемы "Наука и мир" / Брестский политехнический институт. – Брест, 1995. – С. 79 – 81.
118. Пойта П.С., Тарасевич А.Н., Рубанов В.С. Исследование влияния факторов, определяющих формирование зоны уплотненного грунта, на величину расстояния между точками удара трамбовки. // Вестник БГТУ. – 2003. – № 5 (23): Физика, математика, химия. – С. 88 – 91.
119. Пойта П.С., Тарасевич А.Н., Рубанов В.С. Расчет оптимального расстояния между точками удара при интенсивном динамическом уплотнении грунтов // Научно-теоретический и производственно-практический журнал: Строительство. Минск. – 2003. – № 1 – 2. – С. 238 – 242.
120. Пойта П.С., Шведовский П.В., Глушко К.А. Исследование взаимосвязи экологической устойчивости агроландшафтных систем с их расчетными состояниями // Вестник БГТУ. – 2002. – № 2 (14): Экология, химия. – С. 47 – 48.

121. Проектирование и уплотнение грунтов оснований зданий и сооружений тяжелыми трамбовками / Е.Ф. Винокуров, В.Е. Сеськов, В.Н. Лях, Л.И. Шевчук. – Минск, 1997. – 36 с.
122. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на пойменно-намывных территориях Белорусской ССР. – РСН 61-86. – Минск. – 1986. – 67 с.
123. Рабинович И.Г. Инженерный расчет глубины уплотнения просадочных грунтов трамбовками // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1996. – № 6. – С.12 – 13.
124. Рахматулин Х.А. К проблеме распространения волн в упруго-пластической среде // Сб. Ин-та механики АН СССР. – 1949. – С. 41 – 44.
125. Рахматулин Х.А., Демьянов Ю.А. Прочность при интенсивных кратковременных нагрузках. – М.: Физматгиз, 1961. – 211 с.
126. Русинов И.Я. Исследование физико-механических характеристик намывных песчаных грунтов, укладываемых в насыпи на лётных полях аэродромов при производстве земляных работ методом гидромеханизации: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. – М., 1958. – 30 с.
127. Слюсаренко С.А., Степаненко Г.П. К вопросу выбора рациональных типов фундаментов на намывных песчаных грунтах // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республ. научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 50 – 52.
128. Слюсаренко С.А., Степаненко Г.П., Глотова М.К. К вопросу проектирования зданий на намывных песках в Киеве // Основания и фундаменты. – Киев, 1977. – С. 87 – 89.
129. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений / Минстройархитектура Республики Беларусь. – Мн.: 1999. – 36 с.
130. Современное состояние и перспективы развития метода уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / И.Г. Рабинович, Ю.А. Багдасаров, В.Г. Галицкий, Ю.М. Лычко, А.Г. Лунев, И.Ю. Ухова // Труды ВНИИОСПа. – 1986. – Вып. 85. – С. 22 – 23.
131. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. – Физматгиз, 1960. – 244 с.
132. Ставницер Л.Р. Деформации оснований сооружений от ударных нагрузок. – М.: Стройиздат, 1969. – 128 с.
133. Ставницер Л.Р. Расчет остаточных деформаций при ударном воздействии на грунт // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1964. – № 5. – С. 8 – 12.

134. Степаненко Г.П., Глотова М.А. Осадка намывного песка от собственного веса на жилищном массиве Оболонь г. Киева // Основания и фундаменты. – Киев, 1974. – С. 24 – 28.
135. Тарасевич А.Н., Пойта П.С. Самонапряженные плиты на упругом основании // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. статей III научно-метод. межвуз. семинара. – Брест, 1997. – С. 136 – 141.
136. Терцаги К. Теория механики грунтов. – М.: Госстройиздат, 1961. – 386 с.
137. Уплотнение просадочных грунтов сверхтяжелой трамбовкой на строительстве больничного комплекса / И.Г. Рабинович, Ю.А. Багдасаров, Н.И. Руденко, В.Г. Антонюк, С.И. Евтушенко, В.Х. Мавроди // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – № 1. – С. 2 – 4.
138. Уплотнение просадочных грунтов / В.И. Крутов, В.Г. Галицкий, А.А. Музазян и др.; Под ред. В.И. Крутова. – М.: Стройиздат, 1974. – 207 с.
139. Федоров В.Г., Гончарова З.И., Пойта П.С., Дедок В.Н. Фракционирование песчаного грунта при намыве пойменных территорий // Основания и фундаменты: Сб. научн. трудов / Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР. – Минск, 1979. – С. 96 – 99.
140. Федоров В.Г., Пойта П.С., Дедок В.Н. Влияние технологических параметров на качество намывных песчаных оснований // Проблемы водных ресурсов: Сб. трудов. – Минск: Наука и техника, 1980. – С. 102 – 105.
141. Феофилов Ю.В., Лях В.Н., Винокурова Н.Е. Определение прочностных и деформативных характеристик намывных песчаных грунтов // Строительство и архитектура Белоруссии. – 1981. – № 3. – С. 26 – 29.
142. Фидаров М.И. Основания и прерывистые фундаменты. – Орджоникидзе, 1973. – 172 с.
143. Финаев И.В. Практика строительства на намывных территориях Горьковского Поволжья // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР: Тез. докл. республиканско-научно-техн. конф. – Минск, 1981. – С. 70 – 71.
144. Финаев И.В., Канаков В.Г., Домрачев Г.И. Опыт строительства зданий на намывных грунтах // Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л., 1979. – С. 16 – 23.
145. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – Л.-М.: Стройиздат, 1961. – 544 с.
146. Хазанов М.И. Искусственные грунты, их образование, свойства. – М.: Наука, 1975. – 135 с.

147. Хархута Н.Я., Васильев Ю.М. Прочность, устойчивость и уплотнение грунта земляного полотна автомобильных дорог. – М.: Транспорт, 1975. – 256 с.
148. Хархута Н.Я., Иевлев В.М. Реологические свойства грунтов. – М.: Авто-трансиздат, 1961. – 212 с.
149. Хлыстов В.В. Распространение плоских волн сжатия в грунтах // Труды ВИКА им. В.В. Куйбышева. – 1962. – С. 48 – 54.
150. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Стройиздат, 1963. – 636 с.
151. Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. – М.: Недра, 1975. – 303 с.
152. Чернюк В.П., Пойта П.С. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов. – Брест: БПИ, 1998. – 215 с.
153. Швец В.Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками. – М.: Госстройиздат, 1958. – 186 с.
154. Юдин А.П. Гидромеханизация. – М.: Стройиздат, 1974. – 224 с.
155. Berhard R.K. Bericht über amerikanische Versuche in der Bodendynamik "Der Bauingenieur". – 1962. – № 6. – P. 26 – 29.
156. Cristescu N. Some problems of the mechanics of extensible strings // Proc. Int. Symp. on Stress Waves in Anell. Solids. – Brown University, 1963. – 306 p.
157. Dynamic Consolidation / The Menard Group: Centre Geotechnique de Paris. – Paris, 1979. – 218 p.
158. Foster C.R. Reduction in soil strength with increase in density // Proceedings American Society of Civil Engineers. – 1953. – Vol. 79, № 228.
159. Gambin M. Dix ans de consolidation dynamique // Annales de J'JTBT. – № 433. – 1985, April. – P. 10 – 33.
160. Gambin M., Menard L. Dynamic Consolidation Sols Soils. – 1979. – № 29. – P. 27 – 43.
161. Godecke H.-J. Die dynamische Intensivverdlehtung wenig wasserdurchlässiger feinkörniger Boden // Schriftenreihe des Inst. für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Ser. Grundbau. – 1979. – Nr. 3.
162. Heierli W. Dynamische Setzung von Böden. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering // Proc. Probl. of Settlements and Compressibility of Soil. – Vol. 1. – Wiesbaden, 1963. – 192 p.
163. Krizek J., Salem M. Time – Dependent Development of Steength in Dredgings // Journal of the geotechnical engineering division. – 1977. – Vol. 2, № 3. – P. 169 – 184.
164. Lorenz H. Grundbau-Dynamik. – Springer, 1960. – 176 p.

165. Mechanical compaction of loess and lagustrinebog soils with heavy tampers / M.V. Malyshev, V.F. Sidorchuk, V.I. Vutsel, Yu.K. Zaretsky, M.Yu. Garitselov // Proc. of VIII Europ. Conf. on Soil Mechanics and Found. – Helsinki, 1983. – P. 19 – 23.
166. Menard L. La consolidation dynamique des sole de foundation // Annales de J'JTRTP. № 320. – 1974. – Sept. – P. 194 – 222.
167. Malvern L.E. The propagation waves of plastic deformation in a bar of material exhibiting a strain-rate effects // J. Appl. Mech. – 18, № 2. – 1951. – P. 24 – 27.
168. Pojta P. Intensive methods dynamic compression of soft ground beddings // Behavior of concrete at high temperatures and advanced design of concrete structures: Proceedings of the International Conference "Construction and Architecture". – Minsk, 2003. – P. 257 – 263.
169. Pradon Cl., Cotel J. Aeroport de Nice – Cote d'Arur // Revue generale des routes et des Aerodromes. – 1972, juin; 1972 juillet. – P.
170. Ramaswamy S., Lee S., Daulah I. Dynamic Consolidation of Soils // Civil Engineering. – 1981. – № 4. – P. 29 – 34.
171. Rubin R.J. Propagation of longitudinal deformation waves in a prestressed rod material exhibiting a strain-rate effect // J. Appl. Phys. – 25, № 4. – 1954. – P. 31 – 34.

Научное издание

ПОЙТА Петр Степанович

СТРОИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

Редактор
Корректор
Компьютерная верстка

Т.В. Строчак
Е.В. Никитчик
И.А. Бобко

ISBN 985-6584-75-2



9 789856 584759

Издательская лицензия № 382 от 1.09.2000 г.

Сдано в набор 8.12.2003 г.
Подписано к печати 1.03.2004 г.

Формат 60×84_{1/16}. Бумага писчая. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 10,0. Уч. изд. л. 10,75. Тираж 120 экз. Заказ № 200.

Отпечатано на ризографе Учреждения образования
«Брестский государственный технический университет»

Лицензия ЛП № 178 от 14.01.2003 г. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.