

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕ-
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ
УЗБЕКИСТАН**

**САМАРКАНДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО – СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
им. М. УЛУГБЕКА**

На правах рукописи
УДК 62-192: 624-1

Мамадалиев Хайрулло Эргашевич

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПОДЗЕМНОЙ КОНСТРУКЦИИ
ОБЩЕСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ, ВОЗВОДИМЫХ ЛЕССОВЫХ
ОСНОВАНИЙ НА ТЕРРИТОРИЙ СЕЛЬСКИХ НАСЕЛЕННЫХ
ПУНКТОВ (Қишлоқ аҳоли пунктларида ўта чўқувчан асосларга
қуриладиган фуқаро биноларининг ер ости конструкцияларини
тақомиллаштириш)**

**5А 340201 –Строительство зданий и сооружений (проектирование
энергоэффективных зданий)**

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

**на получение степени магистра по специальности «Строительство зданий и
сооружений (проектирование энергоэффективных зданий)»**

**Научные руководитель:
д.т.н., доцент. Тулаков Э.С.
“ ” _____ 2013 г.**

САМАРКАНД-2013

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕ-
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ
УЗБЕКИСТАН**

**САМАРКАНДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО –СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
им. М. УЛУГБЕКА**

Факультет Строительный
Кафедра Проектирование зданий-сооружений и сервис
Учебный год 2012-2013г
Студент магистратура Мамадалиев Хайрулло Эргашевич
Научные руководитель д.т.н., доцент. Тулаков Э.С.
Специальности 5А 340201 –Строительство зданий и соору-
жений (проектирование энергоэффективных
зданий)

САМАРКАНД-2013

МАГИСТРЛИК ДИССЕРТАЦИЯСИ АННОТАЦИЯСИ

Мавзунинг долзарблиги. Кейинги йилларда ўта чўкувчан грунтли асослардаги фойдаланишда бўлган бино ва иншоотларнинг техник ҳолатини ўрганишга қаратилган изланишлар натижалари ва уларни эксплуатация қилиш даврида тўпланган архив маълумотлари шуни кўрсатадики, айрим биноларнинг техник ҳолати ёмонлашган, уларнинг айрим қисмларида нотекис чўкишлар юзага келган. Натижада, айрим бинолар деворларида ёриқлар пайдо бўлган, баланд минораларининг вертикалдан сезиларли оғишлари ва нотекис чўкишлари ҳам кузатилмоқда. Бу ҳолатларнинг асосий сабабларидан бири техноген омиллар натижасида атроф муҳитда вужудга келаётган ўзгаришлардир. Яъни, ер ости сувлари сатҳининг кўтарилиши, қор-ёмғир сувларининг махсус ариқчалар орқали тўғри оқиб чиқиб кетилиши таъминланмаганлиги ва ҳоказолар натижасида, асос грунтларининг намлиги ошиб, улар умумий деформациясининг ўсиши кузатилмоқда. Деформацияланиш жараёнининг нотекис кечиши натижасида бино ва иншоотлар айрим конструктив элементларида зўриқишлар меъёрий миқдорлардан ошиб кетиши натижасида ёриқлар пайдо бўлаяпти.

Шунинг учун деформацияланиш жараёнининг нотекис кечишини таъсирини камайтиришнинг йўли, бинонинг ер ости қисмини мустаҳкамлигини ошириш ва массасини камайтириш, яъни қишлоқ худудларида қуриладиган биноларининг ер ости қисмини лойиҳалашни такомиллаштириш.

Ишнинг мақсади ва вазифалари. Ушбу илмий тадқиқотнинг асосий мақсади қишлоқ аҳоли пунктларида ўта чўкувчан асосларга қуриладиган фуқаро биноларининг ер ости конструкцияларини такомиллаштириш.

Юқорида кўрсатилган мақсадни бажариш учун қуйидаги назарий ва тадқиқот вазифалари қўйилган:

- ўта чукувчан грунтлардаги жамоат биноларининг пойдевор қурилмасини ва уни ҳисоблаш усулини ўрганиш;

- ўта чукувчан грунтларда яхлит ва лентасимон пойдеворларни деформациясини ҳисоблашни аналитик усули;

- ўта чукувчан грунтларни мустаҳкамлик ва деформацион хусусиятини ўзгариш қонуниятини ўрганиш учун, лаборатория шароитида илмий тадқиқотни ўтказиш;

- тавсия этилиётган ва ананавий вариантларни техник-иқтисодий кўрсаткичлари.

Тадқиқотнинг объекти ва предмети.

Қишлоқ ҳудудларида қуриладиган биноларининг ер ости қисми ва ўта чукувчан грунтлардан ташкил топган асослар ташкил этади.

Тадқиқот услубияти ва услублари.

Кўйилган масалани бажариш учун қуйидаги тадқиқот усуллари ишлатилди:

1) Бошқа тадқиқотчилар томонидан ўтказилган бир қанча текшириш объектларида лесс грунтлари намланганда намнинг тарқалишини илмий тадқиқотини ўрганилди;

2) Лесс грунтларини деформацион хусусиятини ўрганиш учун лаборатория шароитида илмий тадқиқотлар ўтказилди.

Таклиф қилинаётган усулда ҳисоблашнинг аналитик боғлиқликларини хулосаларини чиқаришда қуйидагилар қўлланилди: қурилиш механикаси усуллари; грунтлар механикаси қонуниятлари; математик физиканинг тенгламалари; ҳисоблаш усуллари.

Тадқиқот натижаларининг илмий жиҳатдан янгилик даражаси.

Лесс грунтлари намланганда намнинг тарқалишини аниқлашни аналитик усули ишлаб чиқилди. Маҳаллий қурилиш корхоналари ишлаб чиқарадиган йиғма темир-бетон конструкциялардан фойдаланиб кам каватли жамоат биноларининг ер ости қисмини йиғма-монолит варианты ишлаб чиқилган. Бунда бинонинг ер усти қисмидан тушаётган юкларни

заминга ўзатувчи яхлит пойдевор бир вақтнинг ўзида ертўланинг поли бўлиб ҳам хизмат қилади.

Тадқиқот натижаларининг амалий аҳамияти ва тадбиқи.

- лесс грунтлар юқоридан намланганда, лесс грунтларда қуриладиган жамоат биноларининг яхлит пойдеворларини деформациясини ҳисоблаш усули таклиф этилди;

- қурилиш материалларини иқтисод қилиш ва конструкцияларнинг юк кўтариш қобилиятидан тўлиқроқ фойдаланиш, кам қувватли юк кўтарувчи транспорт ускуналарини танлаш учун йиғма темир-бетон элементларни оғирлигини камайтириш, ҳамда мантаж операциялари сонини қисқартириш таклиф этилди. Қишлоқ ҳудудларида қуриладиган биноларга қуввати катта транспортларни кириши қийин бўлганда, бундай ечим жуда катта аҳамиятга эга.

Ишнинг тузилиши ва таркиби.

Диссертация икки тилдаги (ўқитиш тили ва рус тилида) аннотация, титул варақ, мундаража, кириш, учта боб, хулоса ва фойдаланилган адабиётлар рўйхатидан иборат бўлиб, 89 варақдан, шу жумладан, 4 жадвал, 19 расм, 70 номли библиографиядан ташкил топган.

Бажарилган ишнинг асосий натижалари.

Диссертация мавзуси бўйича 3 та илмий мақола чоп этилган.

Хулоса ва таклифларнинг қисқача умумлаштирилган ифодаси.

1. Лесс грунтларда жойлашган кам қаватли биноларни деформациясини кузатув натижалари, шу грунтларни деформациясини ҳисоблаб топгандаги натижалари билан таҳлил қилинганда, лентали пойдеворларни деформациясини ҳисоблашдаги мақжуд усуллар охирги деформация қийматини керакликча аниқликда аниқлашга имкон бермайди, чунки грунтнинг намлиги ўзгарганда унинг деформацион характеристикаларини ўзгариши ҳисобга олинмаган.

2. Компрессион асбоб ёрдамида ҳал хил намликдаги лесс грунтларни деформацияси аниқлаш бўйича ўтказилган лаборатория тадқиқоти шуни

кўрсатдики, лесс грунтларни модул деформацияси ўзгариши ва намлик кўрсаткич ($R_w = \frac{W - W_0}{W_{sat} - W_0}$) ўртасида қуйидагича даражали боғлиқлик бор:

$$E_w = E_{w_0} (1 - R_w)^n$$

3. Қурилиш материалларини иқтисод қилиш ва конструкцияларнинг юк кўтариш қобилиятидан тўлиқроқ фойдаланиш, кам қувватли юк кўтарувчи транспорт ускуналарини танлаш учун йиғма темир-бетон элементларни оғирлигини камайтириш, ҳамда мантаж операциялари сонини қисқартириш таклиф этилди (массаси 1,2 т тенг 1 та ертула плитаси, ертула деворини 3,24 м² қопласа, массаси 1,67 т тенг ва қалинлиги 500 мм ли 1 та ертула блоки, ертула деворини 1,14 м² қоплайди).

Илмий раҳбар т.ф.д., доцент _____Тулаков Э.С.

Магистратура талабаси _____Мамадалиев Х.Э.

АННОТАЦИЯ МАГИСТРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

Актуальность проблемы. Вместе с тем, в существующих исследованиях недостаточное внимание уделено вопросам устойчивости и деформаций малоэтажных зданий, возводимых на лессовых основаниях, с учетом изменения деформационно-прочностных свойств увлажняемых лессовых грунтов. Анализ опытных данных строительства и эксплуатации малоэтажных зданий в районах распространения лессовых грунтов Средней Азии показывает, что изменение, по той или иной причине, температурно-влажностного режима грунтов застроенных территорий приводит к снижению их прочностных и изменению деформационных свойств. Как следствие, это приводит в ряде случаев к значительным деформациям малоэтажных зданий во времени, особенно в случаях действия горизонтальных сил и дополнительном сейсмическом воздействии. Поэтому уменьшить влияние неравномерных осадок возможно, увеличивая жесткость подземной части зданий и уменьшая его массу, то есть усовершенствование подземной части конструкции гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности.

Цель и задачи работы. Основной целью диссертационной работы является усовершенствование подземной части конструкции гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности.

Для выполнения вышеуказанной цели были поставлены следующие задачи теоретического и экспериментального направлений:

- анализ методов расчета и устройства фундаментов гражданских зданий на лессовых грунтах.
- аналитические методы решения задачи о расчете осадок ленточных и сплошных фундаментов на лессовых грунтах.
- технико-экономические параметры традиционного и предлагаемых вариантов.

Объект и предмет исследования.

Лессовые просадочные грунты, характеризующиеся разными физико-механическими характеристиками.

Методы исследований. Для выполнения поставленных задач использовались следующие методы исследований:

1. Изучение экспериментальных исследований распределения влаги в увлажняемых лессовых грунтах в ряде опытных объектов, выполненных другими авторами.

2. Лабораторные исследования деформационных свойств увлажняемых лессовых грунтов.

При выводе аналитических зависимостей в предлагаемых методах расчета использовались: методы строительной механики; закономерности механики грунтов; уравнения математической физики; вычислительные методы.

Научная новизна. Получены аналитические методы определения распространения влажности при замачивании лессовых грунтов. Разработан сборно-монолитный вариант подземной части малоэтажных зданий с использованием сборных изделий, выпускаемых предприятиями местной стройиндустрии. При этом конструктивным элементом, передающим нагрузку на основание, является сплошная монолитная плита, служащая одновременно и полом подвала.

Достоверность полученных результатов обеспечена и подтверждена:

- методически правильно поставленными лабораторными экспериментами с использованием современных контрольно-измерительных приборов;
- корректностью постановки задач с использованием для их решения методов строительной механики и механики грунтов;
- достаточно близким совпадением полученных решений с экспериментальными данными, полученными как автором диссертационной работы, так и другими исследователями;
- положительным опытом использования полученных результатов и предлагаемых методов проектирования и строительства подземной части

конструкции гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности на территории Узбекистана.

Научная значимость и практическая ценность работы заключается в том, что предложены:

- метод расчета осадок сплошных в плане фундаментов гражданских зданий, возводимых на лессовых грунтах, при замачивании грунтов с поверхности;

-наряду с экономией материалов и более полным использованием несущей способности элементов, следует отметить снижение веса сборных элементов, что позволит применять подъемно-транспортное оборудование меньшей мощности, а также уменьшение количества монтажных операций. Это обстоятельство является особенно важным при строительстве объектов в сельской местности с затрудненной транспортной доступностью.

Объем работы. Диссертационная работа изложена на 89 страницах машинописного текста и состоит из введения, три глав и основных выводов. Работа содержит 19 рисунки и 4 таблицы. Список использованной литературы содержит 70 наименований.

Публикации. Результаты исследований опубликованы в 3 печатных работах.

Основные выводы.

1. Анализ данных наблюдения за осадками малоэтажных зданий, расположенных на лёссовых грунтах, с данными аналитических расчетов осадок показал, что существующие методы расчетов ленточных фундаментов недостаточно точно прогнозируют величины конечных осадок, не учитываются свойства лёссовых грунтов и изменения деформативных характеристик лёссовых грунтов при изменении их влажности.

2. Проведенные лабораторные исследования деформируемости лёссовых суглинков с различной влажностью в компрессионных приборах показали, что между изменением модуля деформации лёссовых грунтов и

показателем влажности ($R_w = \frac{W - W_0}{W_{sat} - W_0}$) существует следующая степенная

зависимость:

$$E_w = E_{w_0} (1 - R_w)^n$$

3. Наряду с экономией материалов и более полным использованием несущей способности элементов, следует отметить снижение веса сборных элементов, что позволит применять подъемно-транспортное оборудование меньшей мощности, а также уменьшение количества монтажных операций (одна плита массой 1,2 т образует стену подвала площадью 3,24 м², а один блок толщиной 500 мм массой 1,67 т - стену площадью 1,44 м²).

Научный руководитель д.т.н., доцент.

Тулаков Э.С.

Студент магистратура

Мамадалиев Х.Э.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение.....	12
Глава I. Анализ методов расчёта и устройства фундаментов малоэтажных зданий на просадочных и слабых грунтах.....	20
1. Анализ современных конструкций фундаментов малоэтажных зданий.....	20
2. Определение размеров зоны просадки и типа грунтовых условий по просадочности.....	25
3. Порядок расчета фундаментов возводимых на просадочных грунтах	26
4. Расчёт ленточных фундаментов малоэтажных зданий.....	32
5. Специфические свойства лёссовых грунтов.....	37
6. Свойства лёссовых грунтов Средней Азии	42
Выводы по главе I	47
Глава II. Лабораторные экспериментальные исследования дефор- мационных свойств лёссовых грунтов во времени при изменении влажности	49
1. Задачи лабораторных исследований.....	49
2. Методика проведения лабораторных исследований.....	50
3. Результаты лабораторных исследований деформационных свойств грунтов.....	55
4. Расчета фундаментов при изменении влажности лёссовых грунтов.	58
Выводы по главе II.....	65
Глава III. Анализ конструктивных решений фундаментов малоэтажных зданий на просадочных и слабых грунтах....	66
1. Анализ конструктивных решений фундаментов малоэтажных зданий	66
2. Стадия принятия решения.....	68
3. Совершенствование конструкций фундаментов.....	70
4. Сравнение результатов расчётов с данными существующего метода расчёта малоэтажных зданий на просадочных и слабых грунтах.....	76
Выводы по главе III	78
Основные выводы.....	79
Литература.....	83

ВВЕДЕНИЕ

В Указе Президента Республики Узбекистан от 16 февраля 2005 года «О дальнейшем развитии жилищного строительства и рынка жилья» особое внимание уделено повышению качества работ в строительстве и сокращению материальных затрат [1]. В комплексной программе научно-технического прогресса в строительстве на 2010-2014 годы, и на период до 2016 года, указано на необходимость сокращения работ нулевого цикла и снижения стоимости этих работ [2].

На устройство фундаментов затрачивается до 15% стоимости строительно-монтажных работ, а в сложных инженерно-геологических условиях, в том числе на лёссовых грунтах, стоимость устройства оснований и фундаментов возрастает до 25 % от стоимости строительно-монтажных работ. В связи с этим основные проблемы ускорения научно-технического прогресса в фундаментостроении состоят в сокращении расхода металла, цемента и трудозатрат при максимальном использовании несущей способности грунтовых оснований.

В Указе Президента Республики Узбекистан от 17 июня 2010 года «О дополнительных мерах по расширению индивидуального жилищного строительства в сельской местности на основе типовых проектов» намечено дальнейшее развитие в сельских местностях для промышленных объектов [3]. Предстоит построить большое количество жилых зданий для населения.

В значительной части территории Республики Узбекистан в качестве оснований служат лёссовые просадочные грунты, замачивание которых вызывает значительные деформации зданий и сооружений. Уменьшить влияние неравномерных осадок возможно, увеличивая жесткость подземной части зданий и уменьшая его массу.

При строительстве относительно легких малоэтажных зданий, как

правило, до сих пор находят широкое применение ленточные фундаменты из сборных железобетонных плит и стены подвалов из сборных бетонных блоков значительной толщины (400...500 мм). При этом несущая способность стен подвала (или технического подполья) используется на 15...20 %. Пол подвала обычно укладывается по грунту и не включается в работу подземных конструкций, передающих нагрузку от стен на основание. Изготовление, транспортировка и монтаж массивных блоков требуют не оправданного расхода энергии.

В связи с этим представляется целесообразным сборно-монолитный вариант подземной части малоэтажных зданий с использованием сборных изделий, выпускаемых предприятиями местной стройиндустрии. При этом конструктивным элементом, передающим нагрузку на основание, является сплошная монолитная плита, служащая одновременно и полом подвала.

Анализ материалов эксплуатации малоэтажных зданий, построенных на лёссовых просадочных грунтах, показывает, что ряд малоэтажных зданий деформировался и потребовалось проведение дополнительных трудоемких работ по восстановлению эксплуатационной пригодности малоэтажных зданий [4]. Деформации малоэтажных зданий наблюдались на лёссовых грунтах во многих областях Республики Узбекистан. Анализ этих деформаций показал, что наблюдается разрушение конструкций ленточных фундаментов в связи с неравномерными деформациями. Существующая практика проектирования ленточных фундаментов на просадочных лёссовых грунтах не учитывает специфические свойства лёссовых грунтов и изменение деформативных и прочностных свойств лёссовых грунтов в основании фундаментов малоэтажных зданий.

Изучение опыта эксплуатации малоэтажных зданий, расположенных на лёссовых грунтах, показало, что происходят систематические утечки из водоводов, подающих и отводящих воду из водоводов. Обычно, утечки имеют небольшие размеры (в результате разрушения стыков труб), однако, в течение длительной эксплуатации значительно повышается влаж-

ность в лёссовых грунтах основания.

Малоэтажные здания, построенные в 1940-50 гг. на просадочных лёссовых грунтах, обычно, размещали на естественных грунтах оснований [4]. В результате утечек из водопровода, наблюдались резкие просадки фундаментов, как правило, неравномерные, в результате чего наблюдались деформации малоэтажных зданий. Начиная, с 1965 года в районах Республики Узбекистан, до устройства фундаментов, производятся уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками. Однако, при трамбовании тяжелыми трамбовками, даже с массой 7 т, сбрасываемых с высоты 6-7 м возникает уплотненный слой толщиной до 3,5 м. Так как в большинстве районов толщина просадочных лёссовых грунтов превышает 15 м, то после уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками остается большая толщина неуплотненных просадочных лёссовых грунтов. Со временем влажность лёссовых грунтов увеличивается, уменьшается значение модуля общей деформации, и возникают дополнительные осадки (просадки) фундаментов. Эти осадки протекают в течение различного времени от нескольких суток до нескольких лет. Если замачивание грунтов оснований происходит односторонне, обычно, со стороны проложенных труб водоводов, происходят неравномерные осадки и наблюдаются разрушения конструкций фундаментов [4].

Специальные исследования, посвященные изучению изменения характеристик деформируемости и характеристик прочности лёссовых грунтов при постепенном увеличении влажности, выполнены недостаточно. Имеются только отдельные результаты исследований по изменению характеристик прочности лёссовых грунтов при изменении влажности и по изменению характеристик деформируемости лёссовых грунтов при увеличении влажности.

В связи с вышеизложенным, задачи данной работы состояли в том, чтобы на основе проведения лабораторных исследований установить закономерности изменения модуля общей деформации лёссовых грунтов при изменении влажности, а полученные закономерности использовать для

разработки аналитических решений по определению осадок ленточных фундаментов, расположенных на лёссовых грунтах, при замачивании.

Для решения поставленных задач были проведены лабораторные исследования деформационных и прочностных свойств лёссовых грунтов в лабораториях Самаркандского архитектурно-строительного института. Проведен анализ фактической работы различных малоэтажных зданий, расположенных на лёссовых грунтах Республики Узбекистан, и выяснены основные причины разрушения и деформирования фундаментов и конструкций малоэтажных зданий. На основе полученных, в лабораторных условиях, закономерностей изменения деформационных характеристик лёссовых грунтов в зависимости от изменения влажности и изменения характеристик сжимаемости по глубине толщи лёссовых грунтов, решены аналитические задачи об определении осадки в плане фундамента малоэтажных зданий, расположенного на лёссовых грунтах.

Актуальность проблемы. Лессовые грунты распространены повсеместно на территории Узбекистана. Большие толщи лессовых грунтов пролювиального генезиса встречаются в Ташкентской области, на территории голодной Джизакской и Каршинской степей, и Самаркандской впадины. В Ташкентской области, например, толщина лессовых грунтов достигает 42 м, в Самаркандской впадине - 38м, в Голодной Джизакской степи - до 30 м. Пролувиальные лессовые грунты занимают большие территории и вытянуты в широтном направлении от Самарканда до г. Акташ. Имеются также грунты эолового происхождения, характеризующиеся однородным строением по толщине слоя, а также делювиальные лессовые грунты со включениями обломков коренных пород.

Основой для разработки методов расчета и проектирования фундаментов зданий и сооружений, возводимых на лессовых грунтах с учетом их просадочных свойств, послужили фундаментальные работы таких ученых, как М.Ю.Абелев, Ю.М.Абелев, В.П.Ананьев, А.А.Григорян, Ю.К.Зарецкий,

Н.Я.Денисов, В.И.Крутов, А.А.Мустафаев, В.А.Ильичев, А.К.Ларионов, Г.А.Мавлянов, Н.М.Сорочан, М.И.Смородинов, З.Г.Тер-Мартirosян и многих других.

Вместе с тем, в существующих исследованиях недостаточное внимание уделено вопросам устойчивости и деформаций малоэтажных зданий, возводимых на лессовых основаниях, с учетом изменения деформационно-прочностных свойств увлажняемых лессовых грунтов. Анализ опытных данных строительства и эксплуатации малоэтажных зданий в районах распространения лессовых грунтов Средней Азии показывает, что изменение, по той или иной причине, температурно-влажностного режима грунтов застроенных территорий приводит к снижению их прочностных и изменению деформационных свойств. Как следствие, это приводит в ряде случаев к значительным деформациям малоэтажных зданий во времени, особенно в случаях действия горизонтальных сил и дополнительном сейсмическом воздействии. Поэтому уменьшить влияние неравномерных осадок возможно, увеличивая жесткость подземной части зданий и уменьшая его массу, то есть усовершенствование подземной части конструкции гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности.

Цель и задачи работы. Основной целью диссертационной работы является усовершенствование подземной части конструкции гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности.

Для выполнения вышеуказанной цели были поставлены следующие задачи теоретического и экспериментального направлений:

- анализ методов расчета и устройства фундаментов гражданских зданий на лессовых грунтах.
- аналитические методы решения задачи о расчете осадок ленточных и сплошных фундаментов на лессовых грунтах.
- технико-экономические параметры традиционного и предлагаемых

вариантов.

Методы исследований. Для выполнения поставленных задач использовались следующие методы исследований:

1. Изучение экспериментальных исследований распределения влаги в увлажняемых лессовых грунтах в ряде опытных объектов, выполненных другими авторами.

2. Лабораторные исследования деформационных свойств увлажняемых лессовых грунтов.

При выводе аналитических зависимостей в предлагаемых методах расчета использовались: методы строительной механики; закономерности механики грунтов; уравнения математической физики; вычислительные методы.

Научная новизна. Получены аналитические методы определения распространения влажности при замачивании лессовых грунтов. Разработан сборно-монолитный вариант подземной части малоэтажных зданий с использованием сборных изделий, выпускаемых предприятиями местной стройиндустрии. При этом конструктивным элементом, передающим нагрузку на основание, является сплошная монолитная плита, служащая одновременно и полом подвала.

Достоверность полученных результатов обеспечена и подтверждена:

- методически правильно поставленными лабораторными экспериментами с использованием современных контрольно-измерительных приборов;
- корректностью постановки задач с использованием для их решения методов строительной механики и механики грунтов;
- достаточно близким совпадением полученных решений с экспериментальными данными, полученными как автором диссертационной работы, так и другими исследователями;
- положительным опытом использования полученных результатов и предлагаемых методов проектирования и строительства подземной части конструкции гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в

пунктах сельской местности на территории Узбекистана.

Научная значимость и практическая ценность работы заключается в том, что предложены:

- метод расчета осадок сплошных в плане фундаментов гражданских зданий, возводимых на лессовых грунтах, при замачивании грунтов с поверхности;
- наряду с экономией материалов и более полным использованием несущей способности элементов, следует отметить снижение веса сборных элементов, что позволит применять подъемно-транспортное оборудование меньшей мощности, а также уменьшение количества монтажных операций. Это обстоятельство является особенно важным при строительстве объектов в сельской местности с затрудненной транспортной доступностью.

Личный вклад автора в решение поставленных задач. Идея представляемой диссертационной работы принадлежит лично автору. Комплексные лабораторные исследования замачивания лессовых грунтов организованы и проведены лично автором. Все соавторские работы оговорены в тексте диссертации и представлены соответствующими публикациями.

Внедрение результатов исследования проводилось при проектировании усадебного 2-этажного 5-комнатного жилого дома в посёлке «Геология» г. Самарканда.

Апробация работы. Основные положения и результаты настоящей Работы докладывались на научно-технических конференциях Самаркандского архитектурно-строительного института в 2011-2013 гг.

Публикации. Результаты исследований опубликованы в 3 печатных работах.

Объем работы. Диссертационная работа изложена на 89 страницах машинописного текста и состоит из введения, три глав и основных выводов. Работа содержит 19 рисунки и 4 таблицы. Список использованной литературы содержит 70 наименований.

На защиту выносятся следующие положения диссертации:

- результаты лабораторных исследований сжимаемости лёссовых грунтов различной влажности и установленная зависимость между степенью влажности, временем приложения нагрузки и модулем общей деформация;

- полученные аналитические формулы по расчету осадок фундаментов общественных здание в зависимости от изменения влажности лёссовых грунтов основания;

- результаты расчета сопоставлены с данными традиционного и предлагаемых вариантов.

Глава I Анализ методов расчёта и устройства фундаментов малоэтажных зданий на просадочных и слабых грунтах.

1. Анализ современных конструкций фундаментов малоэтажных зданий

Проектирование основания подразумевает расчет и выбор типа основания, типа, конструкции, а также выбор материала и размера фундамента. В первую очередь уменьшение воздействия деформаций основание влияет на срок эксплуатации сооружения. Обязательно проектирование фундаментов на просадочных и слабых грунтах выполняется с учетом отвода ливневых и подземных вод, с устройством ливневой канализационной сети, дренажа и иных гидромелиоративных сооружений [5]. Стоит помнить, что проектирование мелкозаглубленных фундаментов особенно на просадочных и слабых грунтах требует расчетов основания при деформации просадки грунта. Такой фундамент применяют для легких конструкций, и для каменных построек небольшого размера, но в быту при индивидуальном строительстве чаще применяют ленточный мелкозаглубленный фундамент, отчего именно проектирование ленточных фундаментов самый распространенный вид инженерных работ [6]. Большинство домов в сельской местности возводятся согласно инженерной документации, так как проектирование фундаментов мелкого заложения позволяет эффективно использовать природные возможности грунта и естественного основания.

Строительная практика за всю свою многовековую историю накопила немалый опыт в сооружении фундаментов и их конструкций. В зависимости от формы здания в плане каменные и бетонные фундаменты делятся на массивные, возводимые сплошь под всем сооружением; ленточные (в виде непрерывных лент) и столбовые (в виде отдельных столбов). Основные типы фундаментов, применяемых в индивидуальном домостро-

ении показаны на рис.1 [7]. Верхняя поверхность фундамента имеет несколько большие размеры, чем опирающаяся на него конструкция.

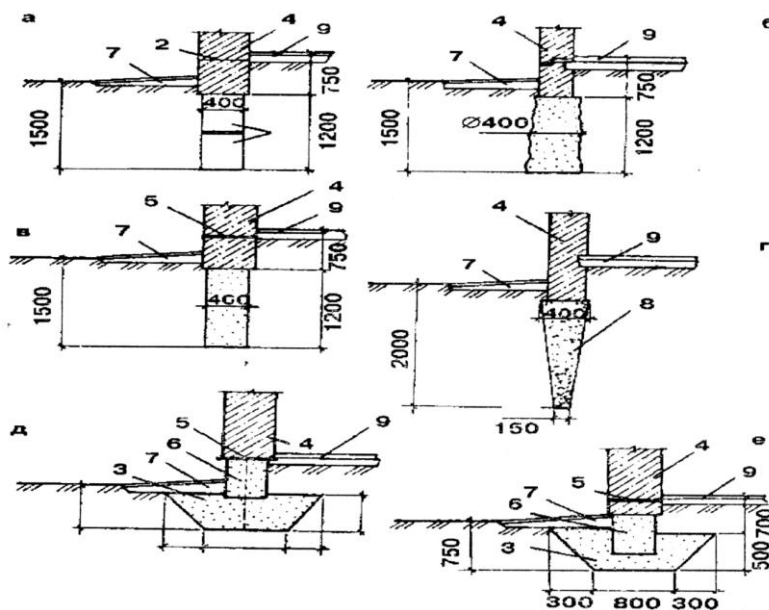


Рис. 1. Фундаменты, используемые в домостроении: а - ленточный сборный фундамент; б - буронабивная свая; в - ленточный монолитный бутобетонный фундамент; г - пирамидальная свая; д - незаглубленный фундамент; е – мелкозаглубленный фундамент; 1 - блоки ФБС 24,4; 2 - гидроизоляция - цементный раствор; 3 - песок; 4 - бетонный блок - цоколь; 5 - гидроизоляция (толь); 6 - бетонный блок; 7 - отмостка; 8 - пирамидальный бетонный блок; 9 - бетонная подошва пола

Выступающая за ее пределы часть фундамента называется обрезаем. Нижняя поверхность фундамента называется подошвой.

Ленточные фундаменты в индивидуальном домостроении применяются чаще всего. Ширина таких фундаментов зависит от величины передаваемой нагрузки на основание и от несущей способности грунта. Обладая хорошей несущей способностью, ленточные фундаменты выдерживают большие нагрузки, что является важным фактором при строительстве кирпичных зданий. Особенно часто в коттеджном строительстве применяются мелкозаглубленные ленточные фундаменты (рис.2) [7].

Ленточные фундаменты сооружают из сборных железобетонных блоков, бутового камня или монолитного бетона. Сборные ленточные фундаменты целесообразно возводить для зданий без подвальной конструкции, так как большое количество швов между отдельными блоками

требует хорошей гидроизоляции, а это влечет за собой дополнительные физические усилия и материальные затраты.

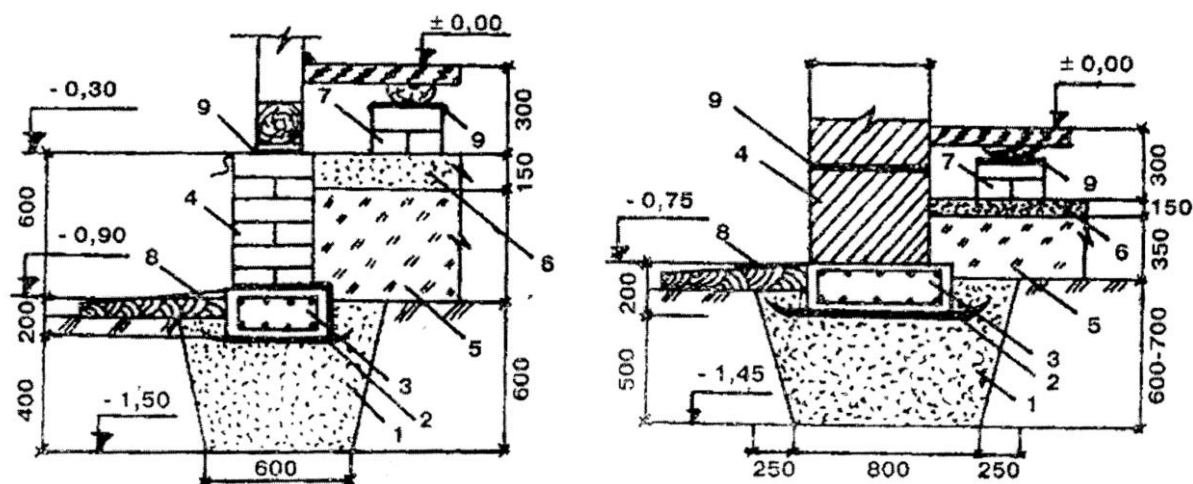


Рис.2. Малозаглубленные ленточные фундаменты: 1 - песчаная подушка; 2 - слой толя; 3 - железобетонная подушка 400х200 мм, 600х200 мм; 4 - цоколь; 5 - насыпной уплотненный грунт; 6 - бетонная подготовка; 7 - кирпичный столбик; 8 - асфальтовая отмостка; 9 – гидроизоляция.

Столбчатые фундаменты подходят для домов бесподвальной конструкции (рис.3) [7]. С давних времен столбчатые фундаменты устраивали под домами (как правило, деревянными), давление которых на грунт сравнительно невелико. Преимущество столбчатых фундаментов перед другими заложено в их экономичности. Для домов с подвальным или цокольным этажом столбчатые фундаменты не годятся. Не применяются они и на участках с большим перепадом высот, поскольку могут быть опрокинуты боковым давлением грунта.

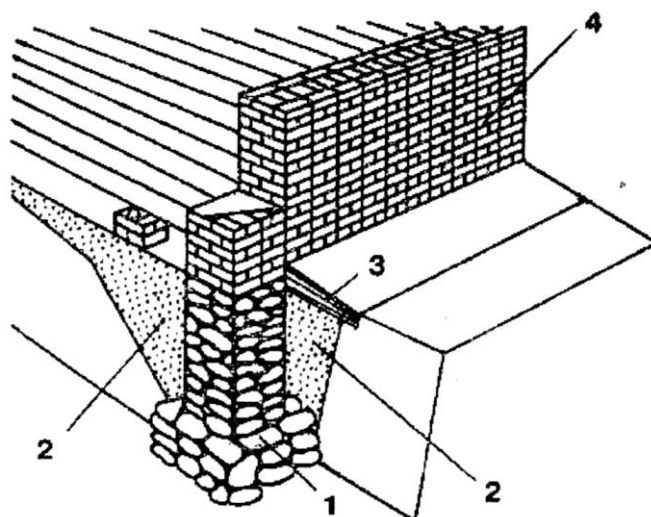


Рис.3. Столбчатый фундамент из бутового камня: 1 - бутовый камень; 2 – обратная засыпка грунтом; 3 - отмостка; 4 – забирка.

Незаглубленные фундаменты устраивают на локально уплотненных основаниях (рис. 4). Их выполняют в виде железобетонного или бетонного элемента, размещаемого на подушке из непучинистого материала - песка крупного и средней крупности, мелкого щебня и т. п. Этим материалом заполняют (с послойным уплотнением, как при устройстве подушки) и пазухи траншеи. Элементы фундамента соединяют между собой сваркой или скрутками через выпуски арматуры и заполняют бетоном, образуя сборно-монолитную горизонтальную раму, перераспределяющую неравномерные деформации основания дома. По сравнению с традиционными фундаментами из сборных блоков, устраиваемыми ниже глубины промерзания грунта, мелко-заглубленный фундамент позволяет сократить расход цемента на 60-70%, трудозатраты на 80%, стоимость 1 м² общей площади дома — на 10-15%.

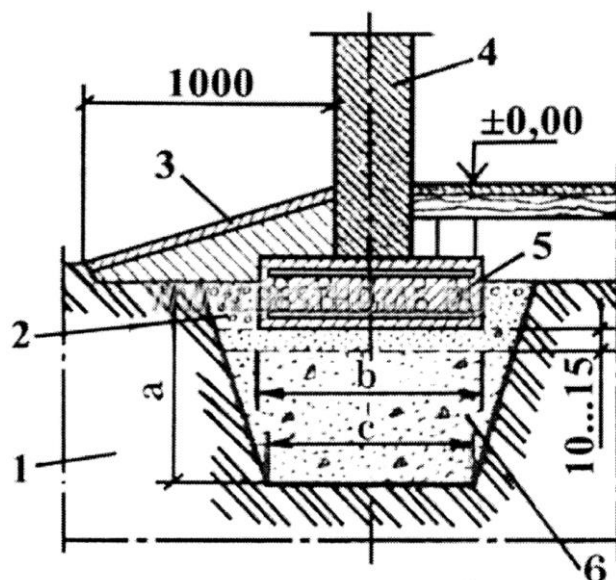


Рис. 4. Конструкция незаглубленного фундамента: 1 - материковый грунт; 2 - засыпной грунт (гравий, щебень, песок); 3 - отмостка; 4 - стена дома; 5 – фундамент - железобетонная постелистая плита; 6-утрамбованный грунт с песчаной подушкой толщиной 10-15 см; а, b, с - размеры по месту

Фундаменты из монолитного бетона (рис. 5), столбчатые, свайные и в вытрамбованных котлованах обходятся дешевле и требуют меньше трудозатрат и материалов при соответствующей технологии производства работ с использованием специальной оснастки и оборудования [7].

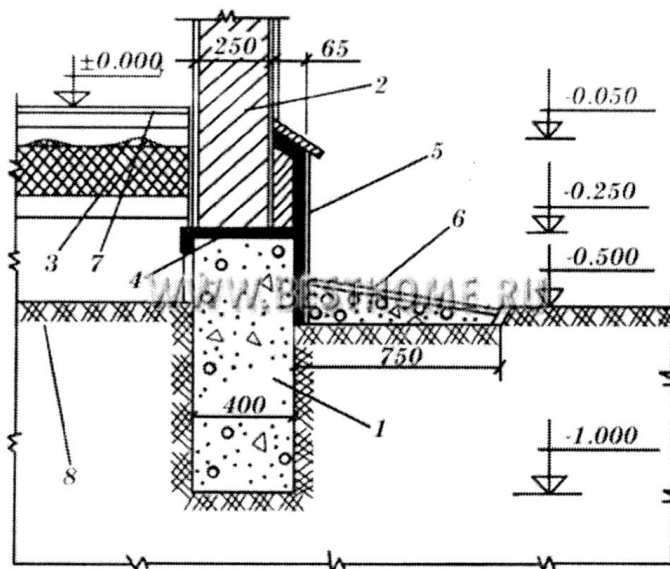


Рис. 5. Ленточный фундамент из монолитного бетона: 1 - ленточный фундамент из монолитного бетона марки 100 (ширина - 40 см, высота – 75 см, глубина заложения в грунт основания - 50 см; 2 - стена; 3 - утеплитель (насыпной.); 4 – гидро-изоляция (толь, рубероид); 5 - цоколь; 6 - отмостка; 7 - покрытие пола; 8 – грунт.

Ленточные фундаменты возводят под здания с тяжелыми стенами и

неглубоким заложением или в домах имеющих подвал. Глубина заложения фундамента составляет от 0,8-1,0 м. Превышение средней глубины заложения фундаментов в большинстве случаев обусловлено рельефом местности.

Серьезными недостатками ленточных фундаментов сельских жилых домов являются большая трудоемкость возведения и зависимость строительства от сезонных условий [8].

Особо важную роль в защите грунта около фундамента от промерзания и переувлажнения играют отмостки [12]. Отмостки, представляют собой площадки, выполненные с уклоном от 30-10°. Ширина отмосток зависит от конструктивных особенностей дома (ширины свеса крыши), вида грунта, а на просадочных грунтах достигает одного метра. Для отвода атмосферной воды в нижней части отмостки часто сооружают специальную канавку с уклоном в сторону естественного водостока. В качестве такого водостока может послужить виниловая труба, распиленная вдоль.

В зданиях с подвалом глубина заложения подошвы фундаментов относительно пола подвала должна быть не менее 0,5 м.

2. Определение размеров зоны просадки и типа грунтовых условий по просадочности

При строительстве на просадочных грунтах фундаменты зданий дают дополнительные деформации при повышении влажности основания, причем эти деформации могут возникать не только от внешней нагрузки, но и от собственного веса грунта [16].

Замачивание возможно как сверху, из внешних источников, так и снизу при подъеме уровня подземных вод, а также в результате постепенного накопления влаги в грунте [4].

Просадочные грунты характеризуются [4, 7, 8, 16, 22, 23]:

а) относительной просадочностью ε_{sl} - относительным сжатием грунтов при заданном давлении после их замачивания

$$\varepsilon_{sl} = (h_p - h_{sl})/h_g \quad (1)$$

где h_p - высота образца обжатого без возможности бокового расшире-

ния давлением p , равным давлению от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента;

h_{sl} - высота того же образца после замачивания до полного водонасыщения при том же p ;

h_g - высота того же образца обжатого давлением, равным давлению от собственного веса на рассматриваемой глубине.

б) начальным просадочным давлением p_{sl} - минимальным давлением, при котором начинают проявляться просадочные свойства грунтов при их полном водонасыщении, при лабораторных испытаниях оно соответствует $\varepsilon_{sl} = 0,01$;

при полевых -резкому излому на графике $p-s$ (пределу пропорциональности), когда осадка возрастает на следующей ступени нагружения не менее чем в полтора раза.

в) начальной просадочной влажностью ω_{sl} - минимальной влажностью, при которой проявляются просадочные свойства грунтов.

Просадочные деформации по глубине могут характеризоваться наличием трех зон:

1) верхняя зона - просадка происходит от внешней нагрузки в пределах деформируемой зоны от подошвы фундамента до глубины, на которой суммарные вертикальные давления равны начальному просадочному

$$p_{sl} = \sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} \quad (2)$$

где σ_{zg} - напряжения от собственного веса, а,, - дополнительные напряжения;

2) нейтральная зона, в пределах которой просадка грунтов отсутствует;

3) нижняя зона просадки от точки, где суммарное давление $p_{sl} = \sigma_z$ или σ_z минимально до нижней границы просадочной толщи.

Грунтовые условия строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадочных свойств делятся на два типа:

I тип - в которых возможна в основном просадка от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса не превышает пяти сантиметров;

II тип - кроме просадки от внешней нагрузки возможна и просадка от собственного веса и размер ее превышает пяти сантиметров.

3. Порядок расчета фундаментов возводимых на просадочных грунтах

Первый способ:

1. Определение значения расчетного сопротивления.

Условные значения расчетного сопротивления грунтов основания, необходимые для определения предварительных размеров фундаментов определяются по табл. 1 [22, 23].

Над чертой приведены значения R_0 для просадочных грунтов природного сложения со степенью влажности $S_r \leq 0,5$ при невозможности их замачивания, под чертой значения R_0 для тех же грунтов при возможности замачивания. Значения расчетного сопротивления принимаются равными:

Таблица 1.

Условные расчетные сопротивления просадочных грунтов

Вид грунта	R_0 для грунтов, кПа			
	природного сложения γ_d , кН/м ³		уплотненных $\gamma_{d,com}$, кН/м ³	
	13,5	15,5	16	17
Супесь	$\frac{300}{150}$	$\frac{350}{180}$	200	250
Суглинок	$\frac{350}{180}$	$\frac{400}{200}$	250	300
Глина	$\frac{400}{200}$	$\frac{450}{220}$	300	350

а) начальному просадочному давлению грунта, в котором залегает подошва фундамента - при устранении возможности просадки от внешней нагрузки путем снижения давления под подошвой;

б) расчетному сопротивлению, определяемому по формуле [58],

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (3)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} - коэффициенты условий работы, зависящие от вида грунта и размеров сооружений;

k - коэффициент, принимаемый $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ и c определялись испытаниями, $k = 1,1$, если они приняты по табл. СНиП [1];

M_γ, M_g, M_c - коэффициенты, являющиеся функцией расчетного значения угла внутреннего трения;

k_Z - коэффициент, принимаемый при $b \geq 10$ м $k_Z = Z_0 / b + 0,2$, где $Z_0 = 8$ м;

b - ширина подошвы фундамента;

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала;

d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала ($d_b \leq 2$ м, а при ширине подвала $B > 20$ м $d_b = 0$). Прочностные характеристики φ_{sl} и c_{sl} рассматриваются для просадочных грунтов в водонасыщенном состоянии после их просадки.

При невозможности замачивания просадочных грунтов прочностные характеристики определяются по результатам испытаний грунтов природной влажности ω (если $\omega \geq \omega_p$) или по результатам испытаний грунтов при влажности на границе раскатывания ω_p (если $\omega < \omega_p$) с использованием расчетных значений прочностных характеристик φ_{sl} и c_{sl} . При замачивании основания до полного водонасыщения коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} принимаются как для глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, а при невозможности замачивания с показателем текучести $I_L < 0,5$.

2. Определение ширины подошвы фундамента методом последовательных приближений проверка давления под подошвой.

При полном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением

или закреплением необходимо обеспечить, чтобы давление на кровлю неуплотненного подстилающего слоя не превышало p_{sl} ,

$$p_{sl} \geq \sigma_{zg} + \sigma_{zp} \quad (4)$$

Расчетное сопротивление R_s уплотненного или закрепленного фунта при условии недопущения просадки подстилающего слоя определяется

$$R_s = (p_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \cdot \sigma_{zg,0}) / \alpha, \quad (5)$$

где σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ - напряжения от собственного веса грунта на кровле подстилающего слоя и на отметке заложения фундамента, соответственно;

α - коэффициент уменьшения дополнительного давления [1, табл. 1].

3. Расчет деформаций основания

$$s + s_{sl} \leq [s_u] \quad (6)$$

где s - величина совместной деформации основания здания или сооружения, определяемая без учета просадочных свойств, исходя из деформационных характеристик грунтов природной или установившейся влажности;

s_{sl} - величина деформации основания, вызванная просадкой грунта;

s_u - предельно допустимая величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая по [1, прил. 4],

Просадка грунтов при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (7)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$, h_i - соответственно, относительная просадочность и толщина i -го слоя;

$k_{sl,i} = 1$ при ширине фундамента $b \geq 12$ м, при $b \leq 3$ м для ленточных и $b \leq 5$ м для отдельно стоящих,

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0 \quad (8)$$

где p - среднее давление под подошвой;

$p_{sl,i}$ - начальное просадочное давление фунта i -го слоя, кПа;

p_o -давление равно 100 кПа.

При $3 \leq b \leq 12$ коэффициент $k_{sl,i}$ определяется по интерполяции между значениями $k_{sl,i}$, полученными при $b = 3$ м и $b = 12$ м; n -число слоев на которые разбита зона просадки (их должно быть не менее двух, и толщина каждого слоя не более двух метров). На площадках с грунтовыми условиями I типа по просадочности определяются просадки от совместного воздействия нагрузки на фундаменты и собственного веса фундамента в пределах деформируемой зоны. На площадках с грунтовыми условиями II типа определяются просадки от совместного действия нагрузки на фундаменты и собственного веса грунта в пределах деформируемой зоны, а также просадки, возникающие в нижней части просадочной толщи от собственного веса.

4. Определение толщины зоны просадки и типов грунтовых условий по просадочности [58].

Толщина зоны просадки h_{sl} , принимается равной:

$h_{sl} = h_{sl,p}$ - толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки грунта от внешней нагрузки, если нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где

$$p_{sl} = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} = \sigma_z \quad (9)$$

или глубине, где значение σ_z минимально, если $\sigma_{z\min} > p_{sl}$ (рис. 6, а)

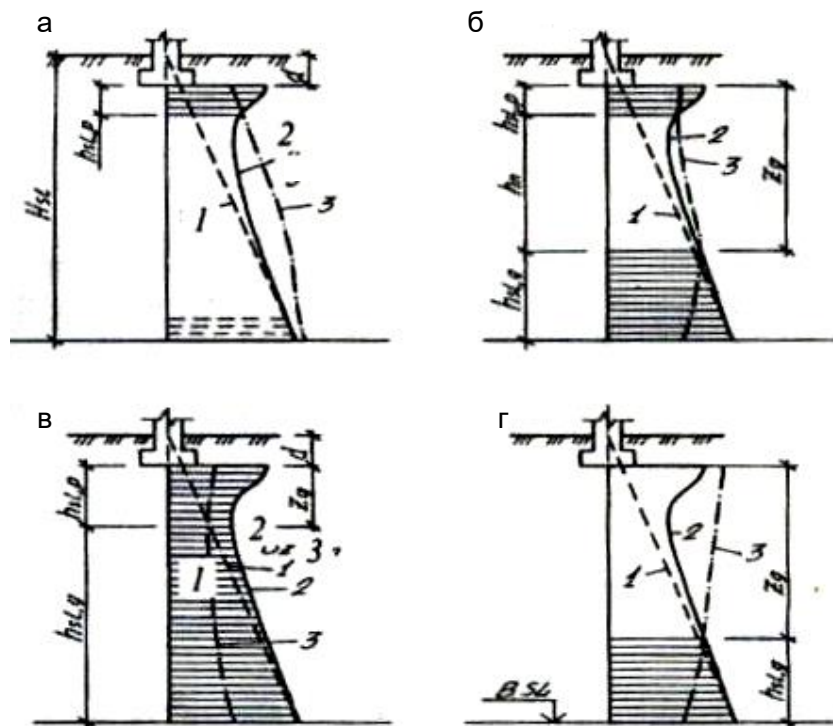


Рис. 6. К определению типа грунтовых условий по просадочности:
 1 - эпюра σ_{z_g} ; 2 - эпюра σ_z ; 3 - эпюра p_{sl}

$h_{sl} = h_{sl,g} + h_{sl,p}$ - сумме толщин верхней и нижней зон просадочной толщи при определении просадок от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ и от собственного веса грунта $s_{sl,g}$, значения которых определяются начиная с глубины z_g , где $\sigma_z = p_{sl}$ и до нижней границы просадочной толщи (рис. 6, б, в);

$h_{sl} = h_{sl,g}$ - толщине нижней зоны просадочной толщи, когда отсутствует просадка от внешней нагрузки. Нижняя зона просадки начинается с глубины, где $p_{sl} = \sigma_z$ или σ_z минимально, если $\sigma_{z_{min}} > p_{sl}$ (рис. 6, г).

Если просадка от собственного веса грунта не превышает 5 см - I тип грунтовых условий. Если просадка от собственного веса $s_{sl,g} > 5$ см - II тип.

5. Выбор мероприятий по снижению величины просадочных деформаций в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности и конструктивных особенностей сооружения.

Уменьшить значение просадки возможно путем уплотнения основания тяжелыми трамбовками, устройством пирамидальных свай, вытрамбованием котлованов, прорезкой просадочных грунтов свайными фунда-

ментами, химическим закреплением грунта, водозащитными и конструктивными мероприятиями, устройством грунтовых подушек. Комплекс мероприятий, включающий уплотнение грунтов в пределах деформируемой зоны, водозащитные и конструктивные мероприятия, применяется на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности. На площадках I типа эти мероприятия должны предусматриваться только в тех случаях, когда не могут быть устранены просадочные свойства грунтов в пределах деформируемой зоны или применена прорезка ее глубокими фундаментами [58].

6. Техничко-экономическое сравнение вариантов по устранению (снижению) просадочных свойств и выбор оптимального варианта [22,23].

Второй способ.

При устранении просадок грунтов путем снижения давления по подошве фундамента до величины p_{sl} расчет оснований может быть выполнен в следующей последовательности:

1. Определение площади и размеров подошвы фундамента, исходя из величины p_{sl} на отметке глубины заложения фундамента;
2. Построение эпюр распределения по глубине природного и дополнительного напряжений, суммарной эпюры;
3. Построение эпюры начального просадочного давления p_{sl} ;
4. Сопоставление полученных значений. При выполнении условия $p_{sl} \geq \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ размеры принимаются окончательными, если $p_{sl} < \sigma_z$ в пределах слоя толщиной более двух метров, давление по подошве надо снижать.

4. Расчёт ленточных фундаментов малоэтажных зданий

Рассмотрим основной тип жесткого фундамента, представляющий брус или массив с наклонными гранями, осевые сечения которого образуют трапецию (рис. 7) [7]. В таком фундаменте отношение площади обреза к площади по дошвы обратно пропорционально отношению удельного дав-

ления на кладку фундамента к удельному давлению на грунт основания:

$$\frac{a_0 b_0}{ab} = \frac{F_0}{F} = \frac{p_{ГР}}{p_{КЛ}} \quad (10)$$

ИЛИ

$$F_0 \cdot p_{КЛ} = F \cdot p_{ГР} \quad (11)$$

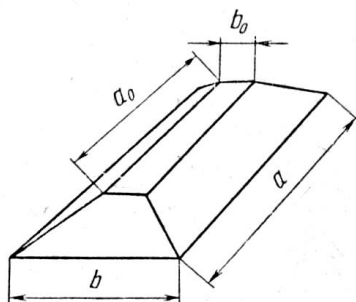


Рис.7. Теоретическая форма жесткого фундамента.

Условие, заключающееся в равенстве (2), означает, что нагрузка от сооружения распределяется по подошве фундамента и передается на грунт по закону прямой линии. Такое условие осуществимо только в тех случаях, когда в теле фундамента не возникает усилий растяжения или скалывания или когда эти усилия настолько малы, что ими можно пренебречь. Таким образом, равенство (2) является основным при расчете жестких фундаментов.

При отношении сторон фундамента $a : b \geq 10$ влияние торцевых граней практически становится настолько незначительным, что фундамент можно рассматривать как брус неограниченной длины и, следовательно, рассчитывать сечение фундамента на единицу длины. Условие равновесия такого фундамента можно записать в следующем виде (рис. 8):

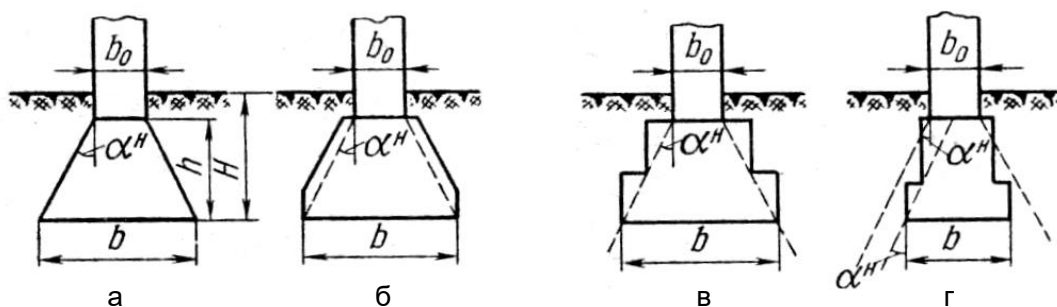


Рис.8. Теоретическая и конструктивная формы жестких фундаментов: а –

теоретический контур; б - конструктивная форма фундамента с наклонными гранями; в - конструктивная форма ступенчатого фундамента; г - конструктивная форма ступенчатого фундамента при $\alpha < \alpha^H$

$$F = b \cdot 1 = b \text{ и } P = p \cdot F$$

Условие жесткости создает определенную зависимость между высотой и шириной фундамента. Из рис. 8. видно, что

$$h = \frac{b - b_0}{2 \operatorname{tg} \alpha}. \quad (12)$$

Сопоставляя действительную, полученную по расчету величину угла α с предельной нормативной величиной этого угла α^H , устанавливаем необходимую высоту фундамента h .

Давление на грунт складывается из давления N_o , передающегося от сооружения на фундамент, собственного веса фундамента N_ϕ и веса грунта, лежащего на уступах фундамента N_Γ .

Определим величины N_ϕ и N_Γ .

Для ленточного стенового фундамента собственный вес конструкции фундамента (см. рис. 2):

$$N_\phi = \frac{b + b_0}{2} h \gamma_\phi + b_0 (H - h) \gamma_\phi,$$

вес грунта на уступах (гранях) фундамента (см. рис. 2)

$$N_\Gamma = \frac{b - b_0}{2} h \gamma_{об} + (b - b_0) (H - h) \gamma_{об},$$

где γ_ϕ и $\gamma_{об}$ - объемные веса соответственно материала фундамента и грунта.

Величина объемного веса грунта $\gamma_{об}$ по своему значению близка к величине объемного веса материала фундамента γ_ϕ , причем, как правило, $\gamma_{об} \leq \gamma_\phi$. Поэтому автором предложено вводить в расчет вместо величины $\gamma_{об}$ величину γ_ϕ . Это предложение оправдано еще и тем, что объем грунта на гранях фундамента по большей части меньше объема самого фундамен-

та и получаемый при этом запас очень невелик. Тогда собственный вес фундамента и вес грунта на его гранях будет

$$N_{\Phi} + N_{\Gamma} = h\gamma_{\Phi} \left[\frac{b+b_0}{2} + \frac{b-b_0}{2} \right] + (b-b_0+b_0)(H-h)\gamma_{\Phi} = \gamma_{\Phi}bH.$$

Отсюда необходимая площадь подошвы фундамента

$$F = \frac{N_0 + N_{\Phi} + N_{\Gamma}}{R} = \frac{N_0 + FH\gamma_{\Phi}}{R} = \frac{N_0}{R - \gamma_{\Phi}H} \quad (13)$$

Этот прием вошел в большинство руководств по расчету фундаментов и впоследствии был уточнен Б. Д. Васильевым.

Б. Д. Васильев считает, что величина $\gamma_{\Phi}H$ должна быть уменьшена умножением на некоторый коэффициент $\beta = 0,85$. Введением коэффициента β устраняется запас, получающийся при простом приравнении $\gamma_{об} = \gamma_{\Phi}$.

Определение размеров подошвы фундамента из выражения (4) возможно при условии, что величина нормативного давления на грунт является постоянной. Так как величина нормативного давления на грунт R^H зависит от ширины (меньшего размера) подошвы фундамента, то задачу приходится решать методом попыток. Для первого, ориентировочного подсчета, значение R^H принимают из таблиц и определяют размеры подошвы фундамента по выражению (13).

Это дало два уравнения: квадратное для ленточных и кубическое для одиночных (прямоугольных) фундаментов.

Для удобства вычислений вводятся следующие обозначения:

h - глубина заложения фундамента от природной отметки поверхности земли при планировке подсыпкой или от планировочной отметки при планировке срезкой;

h_{Φ} - глубина заложения фундамента от планировочной отметки в м;

γ_{cp} - средний объемный вес материала фундамента и грунта над уступами фундамента в T/m^3 ;

c^H - нормативная удельная сила сцепления (параметр линейности)

грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, в T/m^2 ;

$\gamma_{об}$ - средневзвешенный объемный вес грунта, залегающего выше отметки подошвы фундамента, в T/m^3 ;

m — коэффициент условий работы грунта, принимаемый при расположении уровня грунтовых вод выше подошвы фундамента для песков пылеватых - 0,6, для песков мелких - 0,8 и для всех остальных грунтов, независимо от уровня грунтовых вод - 1,0;

φ^H - нормативный угол внутреннего трения;

Φ^H , L^H , Γ^H — параметры, определяемые из таблицы в зависимости от φ^H или вычисляемые по формулам:

$$\Phi^H = \frac{ctg \varphi^H + \varphi^H}{0,25\pi} + 2; \quad (14)$$

$$L = 4ctg \varphi^H; \quad (15)$$

$$\Gamma^H = \frac{ctg \varphi^H + \varphi^H}{0,25\pi} - 2; \quad (16)$$

J_n и J_{Π} соответственно параметры для ленточного и прямоугольного фундаментов, вычисляемые по формулам:

$$J_n = 0,5(\Phi^H h + L^H \frac{c^H}{\gamma_{об}} - \Gamma^H \frac{\gamma_{сп} h_{\Phi}}{\gamma_{об}}); \quad (17)$$

$$J_{\Pi} = 2 J_n, \quad (18)$$

Π — параметр (только для прямоугольного фундамента), определяемый по формуле

$$\Pi = \frac{N_0^H \Gamma^H}{K_{\Pi} \gamma_{об}} \quad (19)$$

В последнем выражении k_{Π} - коэффициент отношения сторон подошвы фундамента $a:b$, а N_0^H — нормативная нагрузка на обресе фундамента в T .

С учетом сделанных обозначений ширина подошвы ленточного фундамента определяется непосредственно решением квадратного уравнения и равна

$$b = -\mathcal{J}_l + \sqrt{\mathcal{J}_l^2 + \frac{N_0^H \Gamma^H}{ml\gamma_{об}}}, \quad (20)$$

где l - длина расчетного участка ленточного фундамента, как правило, принимаемая равной 1,0 м.

Ширина подошвы прямоугольного (одионочного) фундамента может быть найдена из уравнения

$$b^3 + \mathcal{J}_\Pi b^2 - \Pi = 0 \quad (21)$$

В общем случае это уравнение решается методом последовательных приближений. Ширину прямоугольного фундамента b можно также найти по номограммам, составленным Б. И. Далматовым.

После нахождения теоретических размеров фундамента ему должна быть придана практическая конструктивная форма (см. рис. 8): ступенчатая или с наклонными гранями. При этом, если $\alpha = \alpha^H$, практический конструктивный контур фундамента нигде не должен пересекать теоретический контур.

Если по расчету окажется, что $\alpha < \alpha^H$, то следует провести через крайние точки подошвы фундамента линии, параллельные линии α^H , и строить по ним уступы (см. рис. 8).

При конструировании жестких фундаментов следует учитывать, что толщина стен подвалов при бутовой кладке принимается не менее 50 см, а при бутобетоне - не менее 35 см.

Размеры площади подошвы фундамента, полученные по расчету, следует округлять, чтобы они были кратны 10 см. При соблюдении этого условия ширина ступеней фундамента будет получаться кратной 5 см. Высоты отдельных ступеней принимаются для бетона - 0,3-0,5 м и для бутовой кладки 0,35-0,6 м. Соответствующая ширина ступеней определяется нормативным углом жесткости и принимается кратной 5 см.

В фундаментах под стены (стеновых ленточных фундаментах) расчет ведется на единицу длины и, следовательно,

$$F = b \cdot 1.$$

5. Специфические свойства лёссовых грунтов

Лёссовые грунты наиболее распространены среди континентальных четвертичных отложений. На территории Средней Азии лёссовые грунты занимают огромную площадь. Это составляет около 14% континентальной поверхности страны.

Лёссовые грунты имеют ряд особых физических и механических свойств. Особенно важно их свойство, которое заключается в том, что при изменении влажности происходят большие осадки поверхности (просадки) и изменяются прочностные характеристики.

Исследования лёссовых грунтов в Средней Азии проводились долгое время. Однако, эти работы имели в основном описательный характер. Однако в связи с интенсивным строительством в районах распространения лёссовых грунтов на территории Средней Азии проводятся систематические фундаментальные исследования лёссовых грунтов, которые необходимо знать для обоснованного строительства промышленных, транспортных, гидротехнических и гражданских сооружений на лёссовых грунтах. Необходимо отметить, работы Ю.М.Абелева [4], М.Ю.Абелева [5], М.Я.Денисова [12], Н.И.Кригера [51], Г.А.Мавлянова [18], М.Н.Гольштейна [48], А.К.Ларионова [17], В.П.Ананьева [9, 10], В.И.Крутова [16], Е.А.Сорочана [59], Э.С. Тулакова и других исследователей.

Лёссовые грунты занимают большие территории в республиках Средней Азии. Лёссовые грунты занимают большие площади за рубежом в Китае, Болгарии, Венгрии, в США, Аргентине и в других районах мира.

Лёссовые грунты обладают рядом специфических особенностей, что определяется структурой этих грунтов. Структура зависит от условий генезиса лёссовых грунтов, процессов диагенеза и эпигенеза. Большое значение при возникновении специфической структуры лёссовых грунтов имеют процессы выветривания и почвообразования.

Одной из специфических структурных характеристик лёссовых грунтов является их пористость. Общая пористость составляет до 70%. Согласно предложению Трофименков Ю.Г. [38] в лёссовых грунтах Средней Азии различаются следующие типы пор. Поры ограниченного происхождения, которые имеют вид цилиндрических канальцев и крупных ходов растительного происхождения и в результате деятельности землероев. Поры между агрегатами пылеватых частиц, которые образовались при дегидратации и кристаллизации цементирующего агрегата вещества. Поры, которые возникли в результате недостаточно плотной упаковки зерен основной массы грунта. Эти поры хорошо видны при увеличении до 30-70 раз. Поры, которые образовались в результате высыхания влаги как внутри агрегатов, так и между агрегатами частиц. Поры разнообразной замкнутой формы, которые образовались в результате перекристаллизации кальцита и гипса. Поры, которые образовались в результате растворения солей между частицами и агрегатами частиц (выщелачивание). Поры структурные в промежутках между зернами, которые образовались при частичном природном уплотнении лёссовых грунтов.

Классификация пор лёссовых грунтов предложена различными исследователями (В.А.Приклонский, А.К.Ларионов, Е.М.Сергеев).

Специфические свойства лёссовых грунтов в основном определяются крупными вертикально расположенными порами и каналами, растительного и животного происхождения (червеходы, корнеходы, кротовины и т.д.). Именно макропористая структура, по мнению Ю.М.Абелёва [5] существенно определяет и деформационные, и прочностные, и фильтрационные свойства лёссовых грунтов. Наличие макропор, стенки которых состоят из плотноцементированных частиц и часто покрыты карбонатной, железистой или гумусовой плёнкой, определяет анизотропию лёссовых грунтов в массиве. Специальные исследования показали, что даже при электронномикроскопическом исследовании структура частиц, залегающих в стенках макропор, резко

отличается от структуры лёссовых грунтов между макропорами. По данным А.К.Ларионова (26), который проводил специальные исследования водоусойчивости макропор, макропоры можно разделить на две группы: первичные, образовавшиеся в процессе накопления грунтового материала делювиальным и эоловым путём, и вторичные, которые возникли в результате деятельности растений. Первичные макропоры обычно имеют неправильную щитовидную форму. Лёссовые породы горных склонов в Узбекистане могут содержать до 20 макропор на один квадратный сантиметр поверхности. Иногда макропоры расположены так часто, что образуется «сотовая» макроструктура.

Стенки вторичных макропор всегда уплотнены и наблюдается повышение плотности упаковки пылеватых частиц от периферии к стенке.

Именно количество вертикальных макропор существенно определяет анизотропию свойств лёссовых грунтов. Так, например, по данным Ю.М.Абелёва и М.Ю.Абелёва, коэффициент фильтрации лёссовых грунтов в вертикальном направлении равен $(3-6) \times 10^{-6}$ см/сек., а в горизонтальном направлении коэффициент фильтрации для этих же лёссовых грунтов г. Ташкен-та оказался равным $(1-8) \times 10^{-3}$ см/сек. Следует также отметить, что величина коэффициента фильтрации по разному изменяется во времени в вертикальном и в горизонтальном направлениях.

Специальные исследования, проведённые И.И.Трофимовым на лёссовых грунтах, а также исследования, выполненные С.С.Морозовым, А.К.Ларионовым и И.Д.Седлецким показали, что многие виды лёссовых грунтов при замачивании набухают. Набухание лёссовых грунтов зависит от минералогического и гранулометрического состава. По данным А.К.Ларионова набухание лёссовых грунтов прямо пропорционально содержанию фракции глинистых частиц менее 5 микронов. На величину набухания, по данным Ю.М.Абелёва (5) влияет начальная влажность грунтов. При влажности образцов лёссовых грунтов, превышающей максимальную величину влагоёмкости набухание не наблюдается. При

исследовании образцов, вырезанных в горизонтальном направлении (перпендикулярно слою залегания) лёссовых грунтов и при последующем замачивании набухание грунтов не наблюдалось, хотя в вертикальном направлении образцы набухали до 4% от высоты образца.

Исследования механических свойств лёссовых грунтов выполнены в большом количестве. К сожалению, эти опыты выполнялись на различных приборах, по различной методике, и поэтому многие результаты опытов оказались несопоставимыми. Систематические исследования физико-механических и фильтрационных свойств лёссовых грунтов были начаты только после выхода первых нормативных документов, в которых была узаконена единая методика определения характеристик лёссовых грунтов. Результаты исследований, выполненных после этого возможно сопоставлять, и появилась возможность даже составления карт залегания лёссовых просадочных грунтов с учётом количественных характеристик просадочности.

Специфическая особенность лёссовых грунтов состоит в том, что при водонасыщении и даже при увеличении влажности существенно изменяются деформационные и прочностные характеристики грунтов. В тех случаях, если образцы лёссового грунта с малой влажностью будут нагружены определённым давлением (например, 0,3 мПа), то после стабилизации деформаций образца грунта при таком давлении, если произвести замачивание грунтов, то происходит резкое увеличение деформаций образца при постоянно действующем давлении (без увеличения давления на образец). Такое резкое увеличение деформаций лёссовых грунтов под нагрузкой при замачивании было названо просадкой. По предложению Ю.М.Абелёва (5) была разработана методика определения просадок фундаментов и осадок фундаментов, расположенных на просадочных лёссовых грунтах. Существо этого предложения состояло в том, что фундаменты рассчитывались на возможность вероятного замачивания грунтов в основаниях. Исходя из этого

сравнивались возможные осадки (просадки) фундаментов и разность между осадками (просадками) фундаментов с допустимыми значениями этих величин для данного типа, строящегося или эксплуатируемого сооружения.

Однако, как показал опыт строительства последних лет, в результате применения специальных водозащитных мероприятий практически исключено резкое неожиданное замачивание грунтов оснований сооружений. Устройство железобетонных лотков под водонесущими коммуникациями, прокладка труб методом труба-в-трубе, устройство контрольных и аварийных колодцев для сбора воды при аварии сетей водопровода, канализации и теплофикации привели к тому, что одностороннее обводнение грунтов основания происходит крайне редко. Анализ многочисленных деформаций сооружений, построенных в последние годы на просадочных лёссовых грунтах в районах Средней Азии показал, что в основном деформации происходят в результате повышения влажности лёссовых грунтов в основании сооружений. Наблюдается подъём уровня грунтовых вод в городах; в лёссовых грунтах наблюдается капиллярный подъём воды выше уровня грунтовых вод. Величина подъёма в зависимости от гранулометрического состава и характеристик пластичности лёссовых грунтов изменяется от 0,5 до 5м. При повышении влажности резко снижаются показатели деформационных свойств и не наблюдается осадка фундаментов сооружений.

Естественная влажность лёссовых грунтов различных районов зависит от климатических условий, рельефа местности, состава и вида различных фильтрационных потоков, которые создаются на различных водосодержащих ёмкостях и коммуникациях, количества глинистых и пылеватых частиц и условий конденсации водяных паров в толще грунтового массива лёссовых грунтов.

Анализ изменения влажностного режима лёссовых толщ в основании промышленных комплексов показывает, что в процессе эксплуатации

наблюдается подъём уровня грунтовых вод и постепенное увеличение влажности выше уровня грунтовых вод в результате капиллярного подъёма и процессов испарения воды.

Н.Я.Денисов (12), Г.А.Мавлянов (18) и др. исследователи указывали, что при повышении влажности значительно увеличиваются сжимаемость лёссовых грунтов и снижаются характеристики сопротивления сдвигу (прочностные характеристики). Однако, количественных зависимостей между изменением влажности и изменением характеристик прочности, деформируемости и проницаемости для лёссовых грунтов разных районов не установлено. Имеются отдельные исследования для конкретных инженерных объектов, где установлены зависимости между изменением величины модуля общей деформации грунтов и влажностью лёссовых грунтов, между прочностными характеристиками (угол внутреннего трения и сцепление) и влажностью лёссовых грунтов.

6. Свойства лёссовых грунтов Средней Азии

Республики Средней Азии расположены в центре материка Евразии и значительно удалены от океанов. Лёссовые грунты занимают более 25% территории [36]. В центральной и южной части Средней Азии лёссовые грунты занимают полосу между горной зоной Тянь-Шаньской и Памиро-Алайской систем и большими зонами распространения песков в пустынях Кызылкум, Каракум и др. Толщи лёссовых грунтов узкими длинными полосами входят в горы и в пустыни по долинам рек Амударьи, Сырдарьи и др. Большие площади занимают лёссовые грунты на территории Узбекистана и Таджикистана (до 42%). Лёссовые грунты на территории Средней Азии характеризуются различным генезисом. По данным Г.А.Мавлянова [18]) были обнаружены лёссы эолового, элювиального, аллювиального и пролювиального происхождения. Встречаются также лёссовые грунты ледникового и озерного генезиса. Толщина слоя лёссовых грунтов достигает до 90 метров. Наибольшая толщина отмечена в

предгорных равнинах.

Большие толщи лёссовых грунтов пролювиального генезиса встречены в Ташкентской области, на территории Голодной, Джизакской и Каршинской степей, Самаркандской впадины. В Ташкентской области толщина лёссовых грунтов достигает 43м, в Самаркандской впадине 38м, в Голодной степи до 30м. Пролувиальные лёссовые грунты занимают большие территории и вытянуты в широтном направлении от Самарканда до города Зирабулак [36]. Максимальная толща пролювиальных лёссовых грунтов обнаружена на территории Голодной степи (до 70м). Лёссовые грунты эолового происхождения обычно характеризуются однородным строением по толщине слоя. Лёссовые грунты такого происхождения характеризуются желтовато-серым цветом (палевый). Делювиальные лёссовые грунты распространены в горной зоне, а также на речных террасах. В таких случаях встречаются включения обломков коренных горных пород, слои и линзы щебня, гравия или песка. Максимальная толщина составляет 30 м в высокогорных областях Памира. Встречаются также делювиальные лёссовые грунты без включения щебня или песка. Такие грунты обнаружены на склонах террас и образованы за счёт разрушения и переотложения лёссовых грунтов, которые слагают эти террасы. Такие грунты имеют широкое распространение в Ташкентской и Самаркандской областях. Аллювиальные лёссовые грунты залегают слоисто с линзами песка и галечником. Они подстилаются песками и галечниками речного происхождения или коренными породами. Они широко распространены в долинах больших рек: Сырдарья, Зарафшан, Кашкадарья, Амударья, Сурхандарья, Чирчик, и др. Толщина аллювиальных лёссовых грунтов обычно составляет до 5 м.

Влажность лёссовых грунтов Средней Азии существенно зависит от расположенных рек, каналов и водоёмов, а также от времени года и географического положения площадок исследований. Лёссовые грунты пролювиального происхождения в летний период характеризуются

влажностью 0,07-0,12 [36]. Для аллювиальных лёссовых грунтов характерна более высокая влажность, которая в среднем, равна 0,19-0,26.

Удельный вес (плотность частиц) лёссовых грунтов для всех генетических типов равен 2,6-2,74 г/см³.

Объёмный вес грунтов изменяется в больших размерах от 1,20 до 1,74 г/см³. Величина объёмного веса лёссовых грунтов определяется глубиной расположения исследуемого слоя в толще лёссовых пород, возможности замачивания, генезиса и других факторов.

Многие виды лёссовых суглинков Узбекистана характеризуются способностью к набуханию при замачивании без нагрузки. Так, например, свободное набухание для лёссовых суглинков г. Джизак составляло от 2 до 10% от высоты образца. Величина давления набухания при невозможности подъёма верхнего штампа компрессионного прибора составляла от 0,05 до 0,07 мПа для суглинков г. Джизака. Величина набухания зависела от начальной пористости грунта, его влажности и минералогического состава. Многие лёссовые суглинки, которые при замачивании без нагрузки являлись набухающими, после нагружения и последующего замачивания становились просадочными, при этом величина относительной просадочности для лёссовых суглинков при вертикальном давлении на образец грунта 0,3 мПа составила 0,056. Это свидетельствует о том, что склонность лёссовых суглинков к набуханию не свидетельствует о том, что грунты непросадочные.

Большие исследования проведены по изучению количественных характеристик просадочности лёссовых грунтов различных районов Средней Азии. Исследования проводились по разным методикам. Наибольшее количество опытов по изучению просадочности было выполнено в компрессионных приборах по методике «одной кривой», с замачиванием образцов лёссового грунта при вертикальном давлении 0,3 мПа. В последние годы проведено большое количество исследований по методике «двух кривых», с определением величины начального

просадочного давления, т.е. минимального давления, при котором величина относительной просадочности при замачивании грунтов составляет 0,01 [36].

Анализ этих данных показывает, что для большинства лёссовых толщ этого района характерно постоянное значение величины относительной просадочности на глубину до 10м. ниже отметки 10м от поверхности наблюдается снижение величины относительной просадочности до глубины 25-40м. Анализ различных последований свойств лёссовых грунтов, проведённый по результатам многочисленных опытов на образцах лёссовых грунтов г. Ташкента, Самарканда, Душанбе, Джизака и др. показали, что с увеличением влажности наблюдается равномерное уменьшение величины относительной просадочности и величины начального просадочного давления.

Большие территории Средней Азии покрыты сетью оросительных каналов. По этим каналам движутся большие массы воды и производится полив орошаемых земель. В результате орошения изменяется содержание водорастворимых солей в лёссовых грунтах.

Специальные исследования были проведены И.У.Усмановым и К.П.Нурмухамедовым по изучению изменения свойств лёссовых грунтов при ташкентского района и Каршинской степи под влиянием орошения. Установлено, что в результате повышения влажности лёссовых грунтов Каршинской степи увеличилось содержание глинистой фракции от 9% до 14%. Изменение гранулометрического состава связано с разложением неустойчивых выветриванию минералов, в основном лёгкой фракции (полевых шпатов и группы гидрослюд и др.) и образованием вторичных минералов (алюмосиликатов, окислов железа и др.).

Объёмный вес скелета лёссовых пород также зависит от продолжительности замачивания и изменения состава водорастворимых солей. Для неорошаемых территорий объёмный вес скелета лёссовых грунтов исследуемых массивов был равен 1,35-1,40 г/см³, а для орошаемых

1,43-1,49 г/см³ увеличение объёмного веса скелета объясняется тем, что вода фильтруется в толщу, вымывая нерастворимые соли. Минеральные частицы теряют между собой связность и под действием массы вышележащих слоёв грунтов уплотняются. Наблюдается также увеличение удельного веса грунтов. Так для лёссовых грунтов Каршинской степи после фильтрации удельный вес увеличивается от 2,64 до 2,78г/см³. Увеличение удельного веса также связано с растворением водорастворимых солей в грунтах. Характеристики пластичности также изменяются от времени обводнения орошаемых массивов лёссовых грунтов. Увеличивается число пластичности при длительной фильтрации через лёссовые грунты Каршинской степи от 5,1 до 8,0. Эти изменения могут быть объяснены увеличением глинистой фракции при вымыве солей.

Выводы по главе I

1. Потеря прочности фундамента может произойти по различным причинам (старость, некачественные или неправильно подобранные по прочностным характеристикам материалы, неудовлетворительное качество строительных работ и т.п.).

2. Наиболее распространенным дефектом фундаментов различных конструкций является неравномерное его проседание. Внешне это может выражаться либо в виде трещин различной формы и направления как на самом фундаменте, так и на стенах домов либо различными перекосами дома. В зависимости от конструкции дома и типа фундамента причинами этого явления могут быть:

а) Неправильно выбранная глубина заложения фундамента (меньше глубины промерзания). Исправить это очень трудно, а иногда просто невозможно. Однако если ошибка незначительная, то в данной ситуации можно посоветовать произвести подсыпку грунта по всему периметру фундамента, тем самым искусственно увеличив его глубину заложения.

б) Может произойти подъем грунтовых вод. Это весьма неприятная вещь, и ее сложно заранее предусмотреть. Однако и здесь существует выход. Можно организовать дренажные системы или посадить специальные сорта растений, способные эффективно отбирать влагу из почвы.

в) Неравномерная нагрузка на фундамент со стороны строения. Например, когда веранда гораздо легче основного дома или существенная разница в весе пристройки и основного дома. Если дом уже построен, то, чтобы прекратить дальнейшую деформацию, надо разделить фундаменты пристройки и дома, проложив между ними доски, обернутые толем или лучше пропитанные битумом.

г) Увеличение нагрузки на фундамент за счет надстройки верхних этажей. Дефект происходит, во-первых, из-за неправильной оценки возможностей уже существующего фундамента. Такой случай провести усиление старого фундамента путем увеличения несущей площади фундамента. Во-вторых, проблемы могут возникнуть в случае, когда неправильно оценена несущая способность грунта. Увеличить ее можно, например, за счет проливки грунта под фундаментом "цементным молоком".

д) Недостаточная прочность материалов фундамента или потеря

прочности со временем. Например, для бутовых и кирпичных фундаментов, сложенных на известковом растворе, со временем характерно нарушение сцепления раствора и камня. Этот процесс неизбежен, так как условия, в которых работает фундамент, весьма агрессивны (попадание внутрь фундамента влаги, периодическое промерзание и оттаивание плюс постоянно действующая нагрузка на фундамент со стороны здания). В ряде случаев необходим капитальный ремонт (например, перекладка фундамента) или полная его замена на новый. Для этого прежде всего необходимо разгрузить старый фундамент путем переноса веса дома на временные опоры (строители говорят: "вывесить дом). В качестве таковых могут выступать деревянные брусья, которые располагают рядом со старым фундаментом. На них посредством стальных распределительных балок и переносят нагрузку, создаваемую домом. После этой операции можно спокойно заниматься работами, связанными с разборкой и ремонтом старого фундамента или возведением нового.

3. Анализ и сравнения данных наблюдения за поведением возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности, с данными аналитических расчетов показал, что существующие методы расчета фундаментов недостаточно точно прогнозируют величины конечных осадок и горизонтальных перемещений, а также их развитие во времени, поскольку в них не учитывается изменение прочностных и деформационных характеристик лессовых грунтов при увеличении их влажности.

Глава II. Лабораторные экспериментальные исследования деформационных свойств лёссовых грунтов во времени при изменении влажности

1. Задачи лабораторных исследований

Лабораторные исследования деформационных свойств лессовых грун-

тов в на компрессионных приборах и в стабилометрах проводились ранее в массовом масштабе в соответствии с существующими ГОСТами и нормами на проведение таких исследований. Однако использовать данные проведенных лабораторных исследований в различных лабораториях оказалось невозможным, т.к. в отчетах о проведенных лабораторных изысканиях отсутствует необходимая информация об изменении модуля компрессионного сжатия при изменении влажности лессовых грунтов и во времени. Кроме того, отдельные опубликованные результаты проведенных лабораторных исследований деформационных свойств лессовых грунтов выполнены для фиксированных конечных значений влажности, а не при постепенном изменении влажности. Опубликованные данные о результатах реологических исследований лессовых грунтов не содержат информации об изменении сжимаемости лессовых грунтов одного генезиса при различной влажности.

В связи с вышеизложенным задача проводимых нами лабораторных исследований состояла в том, чтобы на основании длительных компрессионных исследований определить **величины модуля компрессионного сжатия**, установить зависимости изменяемости величины модуля компрессионного сжатия от степени влажности лессовых грунтов, зависимости изменения модулей компрессионного сжатия лессовых грунтов во времени и зависимости изменения модулей компрессионного сжатия лессовых грунтов от величины ступеней приложенных нагрузок к образцам лессовых грунтов различной влажности. В связи с тем, что в природном залегании наблюдается разброс значений природной пористости в лессовых грунтах (особенно при большом количестве макропор) необходимо было провести исследования с большой повторностью, чтобы исключить влияние случайных факторов.

2. Методика проведения лабораторных исследований

Лабораторных исследования проводились в лаборатории СамГАСИ. Исследования проводились на компрессионных приборах конструкции Гидропроект. Исследованных образцов лёссовых грунтов имели площадь 40 см^2 [34].

Лабораторные исследования проводились по следующей единой методике. Определялась влажность полного водонасыщения грунтов и устанавливались все физические свойства исследованных лёссовых грунтов.

Испытания в компрессионных приборах проводились для лёссовых грунтов, которые первоначально доводилось до определенной влажности. В компрессионных испытаниях были проведены опыты для трех фиксированных значений влажности.

После помещения образца лёссового грунта при заданной фиксированной влажности к нему прикладывалась определенная степень вертикальной нагрузки. При этой нагрузке следили за изменением деформации образца во времени до стабилизации деформации. За условную стабилизацию деформаций лёссового грунта принималось приращение лёссового грунта деформации равное $0,01 \text{ мм}$ за три часа. После стабилизации деформации при данной степени нагрузки прикладывалась следующая степень нагрузки и снова определялась изменение деформаций образца лёссового грунта заданно влажности при новой степени нагрузки во времени до стабилизации деформации. Затем прикладывалась следующая степень нагрузки к образцу лёссового грунта данной влажности.

В лаборатории исследовались грунты оснований, отобранных с площадок экспериментальных полигонов. Результаты исследований (табл.2) физических свойств показали, что для большинства грунтов основанные характеристики изменяются незначительно по глубине до 8 м . Плотность частиц грунта $\rho_s = 2,70 \text{ г/см}^3$. Плотность грунта $\rho = 1,41 \div 1,47 \text{ г/см}^3$. Начальная влажность грунтов $W_o = 0,04 \div 0,08$. Плотность сухого грунта $\rho_d = 1,35 \div 1,45$

Таблица.2

Физические свойства образцов грунтов, отобранных из шурфа №1										
Глубина взятия образца в м	ρ_s - плотность частиц грунта, г/см ³	ρ - плотность грунта, г/см ³	ρ_d - плотность сухого грунта, г/см ³	n-пористость грунта	e-коэффициент пористости	W _o -природная влажность грунтов	Коэффициент водонасыщения	W _p - влажность на границе раскатывания	W _L - влажность на границе текучести	I _p -число пластичности
0,5	2,68	1,52	1,38	48,4	0,947	0,115	0,333	0,261	0,202	0,060
1,0	2,70	1,60	1,43	47,0	0,888	0,119	0,36	0,292	0,191	0,01
1,5	2,69	1,60	1,43	46,8	0,881	0,119	0,36	0,292	0,193	0,085
2,0	2,69	1,68	1,46	45,7	0,842	0,151	0,48	0,280	0,192	0,088
2,5	2,68	1,63	1,40	47,5	0,907	0,164	0,49	0,259	0,192	0,067
3,0	2,68	1,70	1,44	46,2	0,861	0,182	0,56	0,274	0,195	0,079
3,5	2,69	1,72	1,47	45,4	0,831	0,170	0,55	0,276	0,193	0,083
4,0	2,71	1,80	1,53	43,3	0,761	0,183	0,66	0,292	0,191	0,101
4,5	2,70	1,79	1,49	44,6	0,805	0,201	0,66	0,278	0,193	0,085
Физические свойства образцов грунтов, отобранных из шурфа №2										
0,5	2,70	1,43	1,35	50,0	1,000	0,052	0,14	0,295	0,191	0,104
1,0	2,66	1,55	1,43	44,5	0,808	0,054	0,15	0,230	0,184	0,046
1,5	2,70	1,54	1,43	47,0	0,888	0,07	0,21	0,290	0,191	0,099
2,0	2,68	1,58	1,41	47,1	0,893	0,12	0,35	0,270	0,205	0,065
2,5	2,71	1,58	1,43	47,2	0,895	0,108	0,33	0,290	0,192	0,096
3,0	2,70	1,61	1,34	50,2	1,007	0,131	0,35	0,274	0,175	0,079
3,5	2,68	1,68	1,45	45,9	0,848	0,159	0,51	0,276	0,193	0,083
4,0	2,71	1,67	1,53	43,7	0,894	0,169	0,51	0,280	0,191	0,095
4,5	2,70	1,71	1,46	45,6	0,849	0,178	0,56	0,288	0,103	0,085
5,0	2,71	1,82	1,56	42,6	0,749	0,188	0,66	0,283	0,193	0,091

г/см³. Коэффициент пористости $e=0,84 \div 1,05$. Влажность на границе раскатывания $W_p=0,17 \div 0,19$; на границе текучести $W_L=0,26 \div 0,30$. Число пластичности изменяется незначительно от $I_p = 0,06 \div 0,10$. органических веществ, которые определялись по выделению свободного углерода (метод Тюрикова в модификации Симакова В.А.), в грунте содержалось менее 0,3 %. Количест-

во карбонатов составляло $4 \div 8,5$ %. При наличии в вырезанных образцах прослоек или линз солей такие образцы не исследовались и выбраковывались [34].

Чтобы исследовать лессовые грунты разной природной влажности, но одинаковые по физическим свойствам, образцы готовились по следующей методике. Из одного и того же большого монолита вырезались при помощи прессы и острой гильзы образцы-близнецы в количестве $3 \div 8$ штук. Затем один образец продувался влажным воздухом (паром). Зная вес образца до пропаривания и вес образца после пропаривания, определялась природная влажность образца грунта. Если один образец-близнец пропаривался один раз в течение двух минут, то другой образец пропаривался в течение 5 минут, а третий образец пропаривался в течение $8 \div 10$ минут. После пропаривания образцы взвешивали и, зная первоначальную влажность образцов и массу образца, определялась влажность образцов после пропаривания.

В связи с тем, что возникла опасность, что влажность неравномерно распределяется по высоте образца, были проведены методические опыты, в которых образец лессового грунта после пропаривания в течение 5 минут разрезался, на маленькие цилиндры высотой 7 мм и определялась влажность для каждого цилиндра.

Задача компрессионных испытаний состояла в том, чтобы установить изменение модуля общей деформации исследуемых лессовых грунтов от степени влажности и при изменении времени уплотнения.

При проведении исследований кольца компрессионных приборов смазывались солидолом, чтобы уменьшить трение образцов лессового грунта по боковой поверхности.

После того, как к образцу лёссового грунта прикладывалась заданная степень нагрузки, производился замер изменений деформаций образца лёссового грунта во времени до стабилизации. Следующая степень нагрузки прикладывалась после полной стабилизации деформации образца от предыдущих ступеней нагрузки.

Чтобы определить возможный перекоп штампа в приборе на штамп устанавливались два индикатора часового типа с точностью измерения 0,01 мм. Из проведенных 36 опытов только в 9 опытах был обнаружен перекоп штампа в приборе. Эти опыты выбраковывались.

В связи с тем, что глинистые грунты при замачивании могут быть набухающими, при замачивании образцов лёссовых суглинков в компрессионных приборах до замачивания верхней штамп зажимался специальным винтом (арретиром). После этого производилось замачивание грунтов. Арретир препятствовал вертикальному перемещению штампа и гарантировал, что после замачивания величина начального коэффициента пористости не изменялась. Контрольные исследования показали, что влажность по высоте образца изменяется незначительно, в пределах 1%, что позволяет считать, что образец грунта по высоте имеет одинаковую влажность.





**Рис.9 Лабораторных исследования в лаборатории Сам ГАСИ.
3. Результаты лабораторных исследований деформационных
свойств грунтов**

В компрессионных опытах было установлено, что сжимаемость исследуемых лёссовых суглинков г. Самарканда значительно увеличивается при повышении влажности лёссовых грунтов. Результаты некоторых опытов приведены на рис. 10. и в табл. 3. В этих опытах было установлено, что не

существует линейной зависимости между изменением коэффициента пористости лёссового суглинка и коэффициентом уплотнения (m_v) и компрессионным модулем деформации (E_k) (рис. 10).

Лабораторные опыты по определению сжимаемости показали, что модуль линейной общей деформации лёссовых грунтов E зависит от влажности W . При этом, по результатам компрессионных испытаний была получена зависимость стабилизированного модуля деформации лёссового грунта от его естественной W_0 до влажности полного замачивания W_{sat} (рис. 10).

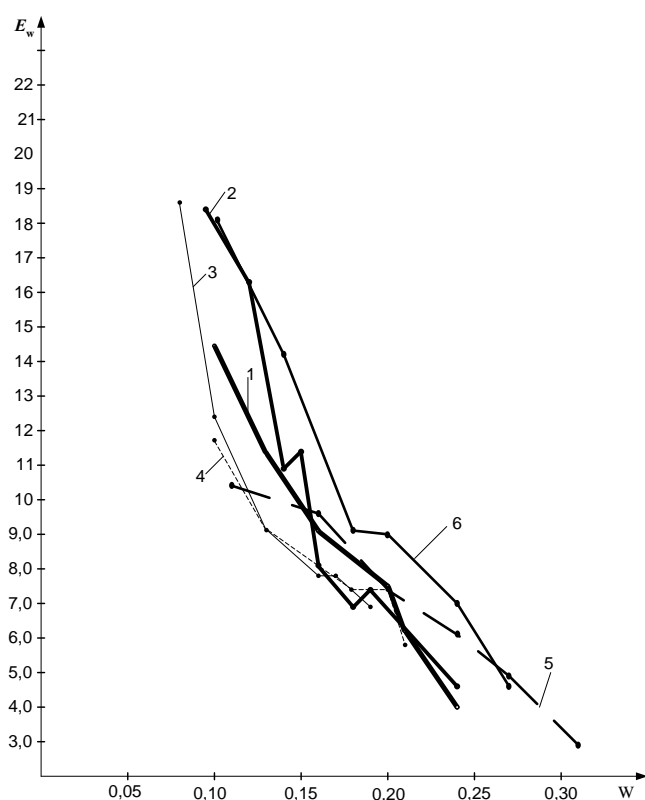


Рис. 10. Графики зависимости изменения компрессионного модуля деформации (E_w) при изменении влажности (W) лёссового суглинка, г. Самарканд 2011-2013 гг.

1 - $e = 0,86$; 2 - $e = 0,76$; 3 - $e = 0,78$; 4 - $e = 0,85$; 5 - $A = 0,94$; 6 - $e = 0,88$.

Экспериментальные данные по определению модуля деформирования, приведенные в главе, могут быть представлены в виде степенной зависимости от показателя влажности [34]. На основе обработки экспериментов, была установлена следующая зависимость

$$E_w = E_{w_0} (1 - R_w)^n \quad (22)$$

где E_{w_0} - модуль общей деформации лёссового грунта при естественной

(W_0) влажности; n - показатель степени.

Результаты лабораторных исследований приведены на рис. 10 и в таблицах 3.

Анализ результатов исследования сжимаемости лёссовых грунтов с различной влажностью, то есть при различных показателях влажности и при разных приложенных к образцам лёссовых суглинков нагрузках показывает, что модуль общей деформации грунтов данной влажности зависит от начального значения модуля общей деформации лёссовых грунтов природной влажности и показателя влажности в следующем виде:

$$\frac{\Delta\sigma}{\varepsilon - \varepsilon_0} \cong E_{ком} = A_0(1 - R_w)^n \quad (23)$$

где ε_0 - условно мгновенная деформация компрессионного сжатия образца.

Результаты экспериментальных исследований сжимаемости лёссовых суглинков в компрессионных приборах обрабатывались по следующей методике. Полученные экспериментальные значения компрессионных опытов наносились в виде точек на график в логарифмических координатах.

$$\ln\left(\frac{\Delta\sigma}{\varepsilon - \varepsilon_0}\right) \rightarrow \ln(1 - R_w) \quad (24)$$

Результаты этих исследований показаны на рис. 10. Из проведенных исследований видно, что экспериментальные точки достаточно удовлетворительно располагаются на прямой линии. Математически уравнение этой прямой может быть записано следующей зависимостью

Таблица 3.

Лабораторные исследования зависимости модуля общей деформации E_w лёссового суглинка при e от показателя влажности R_w

№ опыта	Компрессионный модуль деформаций грунта заданной влажности МПа E_w	Компрессионный модуль деформации грунта начальной влажности МПа, E_{w_0}	Влажность полностью водонасыщенного грунта W_{sat}	Природная влажность грунта W_0	Влажность исследуемого грунта W	$R_w = \frac{W - W_0}{W_{sat} - W_0}$	$1 - R_w$	$\frac{E_w}{E_{w_0}}$
при $e = 0,86$								
1	14,4	14,4	0,24	0,09	0,10	0,067	0,933	1
2	11,3				0,13	0,266	0,734	0,785
3	9,1				0,16	0,466	0,534	0,618
4	7,5				0,20	0,733	0,267	0,520
5	6,2				0,21	0,80	0,200	0,430
6	4,0				0,24	1,00	0,000	0,280
при $e = 0,76$								
1	18,4	20,6	0,27	0,08	0,09	0,048	0,952	0,893
2	16,3				0,12	0,19	0,81	0,786
3	10,9				0,14	0,286	0,714	0,529
4	11,4				0,15	0,333	0,667	0,553
5	8,1				0,16	0,380	0,62	0,396
6	6,9				0,18	0,476	0,524	0,335
7	7,4				0,19	0,583	0,417	0,36
8	4,6				0,24	0,761	0,239	0,223
при $e = 0,78$								
1	18,6	21,0	0,22	0,06	0,08	0,125	0,875	0,866
2	12,4				0,10	0,25	0,75	0,59
3	9,1				0,13	0,438	0,562	0,433
4	7,8				0,16	0,625	0,375	0,371
5	7,8				0,17	0,687	0,313	0,371
6	6,9				0,19	0,612	0,188	0,328
при $e = 0,85$								
1	11,7	12,4	0,25	0,06	0,10	0,21	0,79	0,943
2	9,1				0,13	0,384	0,616	0,734
3	7,4				0,18	0,631	0,369	0,599
4	7,4				0,20	0,736	0,264	0,599
5	5,8				0,21	0,789	0,211	0,460
при $e = 0,94$								
1	10,4	12,6	0,31	0,07	0,11	0,167	0,833	0,841
2	9,6				0,16	0,375	0,625	0,762
3	7,4				0,20	0,542	0,558	0,589
4	6,1				0,24	0,709	0,291	0,486
5	4,9				0,27	0,83	0,170	0,389
6	2,9				0,31	1	0	0,230
при $e = 0,88$								
1	18,1	18,6	0,29	0,08	0,10	0,095	0,905	0,973
2	14,2				0,14	0,286	0,714	0,763
3	9,1				0,18	0,476	0,524	0,49
4	9,0				0,20	0,571	0,429	0,484
5	7,0				0,24	0,761	0,239	0,379
6	4,7				0,27	0,90	0,10	0,253

$$\ln\left(\frac{\Delta\sigma}{\varepsilon - \varepsilon_0}\right) = \ln A_t + n \ln(1 - R_w) \quad (25)$$

Из этого уравнения (25) можно найти значение параметра n . Из этой зависимости параметр n будет использован для решения аналитической задачи по распределению влажности в толще лёссовых грунтов, при замачивании массива лёссовых грунтов с поверхности [34].

4. Расчета фундаментов при изменении влажности лёссовых грунтов

При замачивании лёссового основания, как сказано выше, образуется неоднородная по своим деформационным свойствам толща грунтов. Поэтому, расчет осадок фундамента на таком основании должен производиться с учетом изменения модуля деформации по глубине и во времени, т.е. на основании закона деформирования (25). Вывод расчетных формул для осадок фундамента основывается на следующем.

1. Распределение напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы P в неоднородном, по глубине основании, модуль деформации которого изменяется с глубиной по степенному закону получено Клейном Г.К. [50] в виде:

$$\sigma_R = C \frac{P \cdot \cos^{\alpha+1} \varphi}{L^2}, \quad (26)$$

где φ – угол (см. рис.11.);

P – величина сосредоточенной силы;

C – постоянная интегрирования, определяемая из условия равновесия и равная

$$C = \frac{\alpha + 3}{2\pi}. \quad (27)$$

В цилиндрических координатах (рис.11) расстояние L от точки приложения сосредоточенной силы P до рассматриваемой точки M выражается в виде: $L = \sqrt{r^2 + y^2}$.

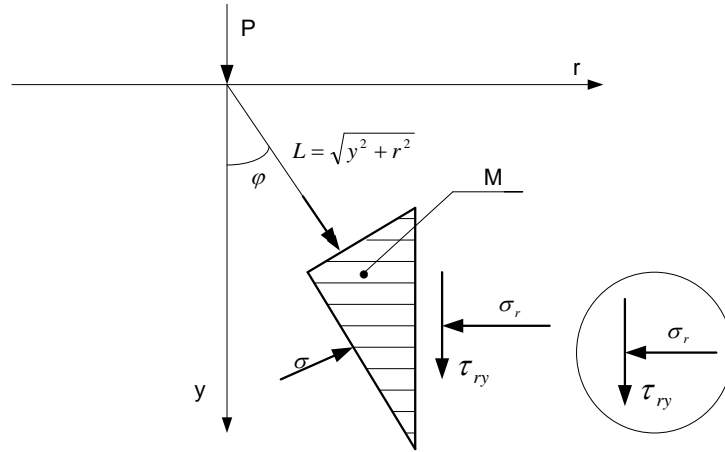


Рис.11. Схема определения расстояния L от места приложения силы P до точки M в цилиндрических координатах.

Для однородного полупространства ($\alpha = 0$) решение (26) совпадает с решением Буссинеска. Другие компоненты напряжений выражаются по Г.К.Клейну [50] в виде:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{(\alpha + 3)P \cdot y^{\alpha+3}}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}}; \\ \sigma_r &= \frac{(\alpha + 3)P \cdot y^{\alpha+1} \cdot r^2}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}}; \\ \tau_{ry} &= \frac{(\alpha + 3)P \cdot y^{\alpha+2} \cdot r}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}}; \\ \sigma_\varphi &= 0.\end{aligned}\tag{28}$$

2. Эти выражения удовлетворяют уравнениям равновесия при любом значении показателя неоднородности основания α , а из условия соблюдения уравнений неразрывности показатель неоднородности α связан строго с коэффициентом Пуассона соотношением:

$$\alpha = \frac{1}{\mu} - 2\tag{29}$$

Рассмотрим теперь перемещения, возникающие в полупространстве под действием сосредоточенной силы P . Согласно известным соотношениям теории упругости имеем:

$$\varepsilon_r = \frac{dU}{dr}; \quad \varepsilon_\varphi = \frac{U}{r}; \quad \varepsilon_y = \frac{dV}{dy}; \quad \gamma_{ry} = \frac{dU}{dy} + \frac{dV}{dr}.$$

Горизонтальная составляющая перемещения U определяется простым соотношением:

$$U = \varepsilon_{\varphi} \cdot r = \frac{r}{E} (\sigma_{\varphi} - \mu(\sigma_r + \sigma_y)) \quad (30)$$

Подставив в (30) значения компонент напряжения из (33) и учтя выражение для модуля деформации полупространства, будем иметь:

$$U = -\frac{\mu \cdot r (a\sqrt{\pi \cdot t})^{\alpha}}{E_{W_0} \cdot y^{\alpha}} \cdot \frac{(\alpha + 3)P \cdot y^{\alpha+1} \cdot (r^2 + y^2)}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}} = -\frac{\mu \cdot (\alpha + 3)}{2\pi \cdot E_{W_0}} \cdot \frac{r \cdot y \cdot P}{L^{\alpha+3}} (a\sqrt{\pi \cdot t})^{\alpha} \quad (31)$$

Учитывая, далее, связь коэффициента Пуассона μ и показателя неоднородности α (29), окончательно выражение для горизонтальной составляющей перемещения U перепишем:

$$U = -\frac{1 + \mu}{2\pi \cdot E_{W_0}} \cdot \frac{r \cdot y \cdot P}{L^{\alpha+3}} (a\sqrt{\pi \cdot t})^{\alpha}. \quad (32)$$

Вертикальная компонента перемещения V определяется интегрированием

$$V = \int_0^y \varepsilon_y \cdot dy = \int_0^y \frac{(\sigma_y - \mu \cdot \sigma_r) dy}{y^{\alpha} \cdot E_{W_0}} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^{\alpha}. \quad (33)$$

Предварительно найдем выражение $(\sigma_y - \mu \cdot \sigma_r)$; на основании соотношений (27) можем записать:

$$(\sigma_y - \mu \cdot \sigma_r) = \frac{(\alpha + 3)P \cdot y^{\alpha+3}}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}} - \frac{\mu \cdot (\alpha + 3)}{2\pi \cdot E_{W_0}} \cdot \frac{r^2 \cdot y^{\alpha+1} \cdot P}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}} = \frac{(\alpha + 3)P \cdot y^{\alpha+1}}{2\pi \cdot L^{\alpha+5}} (y^2 - \mu \cdot r^2).$$

Подставляя затем полученное выражение в (33), запишем последнее в форме:

$$V = \frac{(\alpha + 3)P}{2\pi \cdot E_{W_0}} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^{\alpha} \int_0^y \frac{y^3 - \mu \cdot r^2 \cdot y}{L^{\alpha+5}} dy. \quad (34)$$

Интеграл в выражении (34) представим в виде разности двух интегралов:

$$\int_0^y \frac{y^3 - \mu \cdot r^2 \cdot y}{L^{\alpha+5}} dy = I_1 - \mu \cdot r^2 I_2;$$

где
$$I_1 = \int \frac{y^3 dy}{\sqrt{(r^2 + y^2)^{\alpha+5}}}; \quad I_2 = \int \frac{y dy}{\sqrt{(r^2 + y^2)^{\alpha+5}}}.$$

Первый интеграл после преобразований может быть записан в форме:

$$I_1 = \int \frac{y^3 dy}{\sqrt{(r^2 + y^2)^{\alpha+5}}} = -\frac{1}{(\alpha+1)(r^2 + y^2)^{(\alpha+1)/2}} + \frac{r^2}{(\alpha+3)(r^2 + y^2)^{(\alpha+3)/2}} =$$

$$-\frac{1}{(\alpha+1) \cdot L^{\alpha+1}} + \frac{r^2}{(\alpha+3)L^{\alpha+3}},$$

а второй интеграл равен:

$$I_2 = \int \frac{y dy}{\sqrt{(r^2 + y^2)^{\alpha+5}}} = -\frac{1}{(\alpha+3)(r^2 + y^2)^{(\alpha+3)/2}} = -\frac{1}{(\alpha+3)L^{\alpha+3}}.$$

Подставляя полученные значения интегралов в (34), получим:

$$V = \frac{(\alpha+3)P}{2\pi \cdot E_{w_0}} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha \left(-\frac{1}{(\alpha+1) \cdot L^{\alpha+1}} + \frac{r^2}{(\alpha+3)L^{\alpha+3}} + \mu \cdot r^2 \frac{1}{(\alpha+3)L^{\alpha+3}} \right).$$

Преобразовывая написанное выше выражение, можно записать

$$V = -\frac{P}{2\pi \cdot E_{w_0} L^{\alpha+1}} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha \left(\frac{\alpha+3}{(\alpha+1)} - \frac{(1+\mu)r^2}{L^2} \right). \quad (35)$$

или, приняв во внимание связь между μ и α , в соответствии с (34) окончательно получим:

$$V = -\frac{(1+\mu)P}{2\pi \cdot E_{w_0} L^{\alpha+1}} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha \left(\frac{\alpha+2}{(\alpha+1)} - \frac{r^2}{L^2} \right). \quad (36)$$

3. Осадку полупространства S определим как перемещения точек свободной поверхности основания при действии сосредоточенной силы P найдя из (36) при значении $\varphi = \pi/2$ или, что тоже, при $y=0$:

$$S = /V/ = \frac{(1+\mu)P}{2\pi \cdot E_{w_0} L^{\alpha+1} (\alpha+1)} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha. \quad (37)$$

На основании принципа суперпозиции, интегрируя (37), можно получить осадку основания от действия распределенной нагрузки интенсивности p_0 (кгс/см²) по любой площадке.

Рассмотрим случай равномерной нагрузки p_0 , распределенной по площади (рис.12).

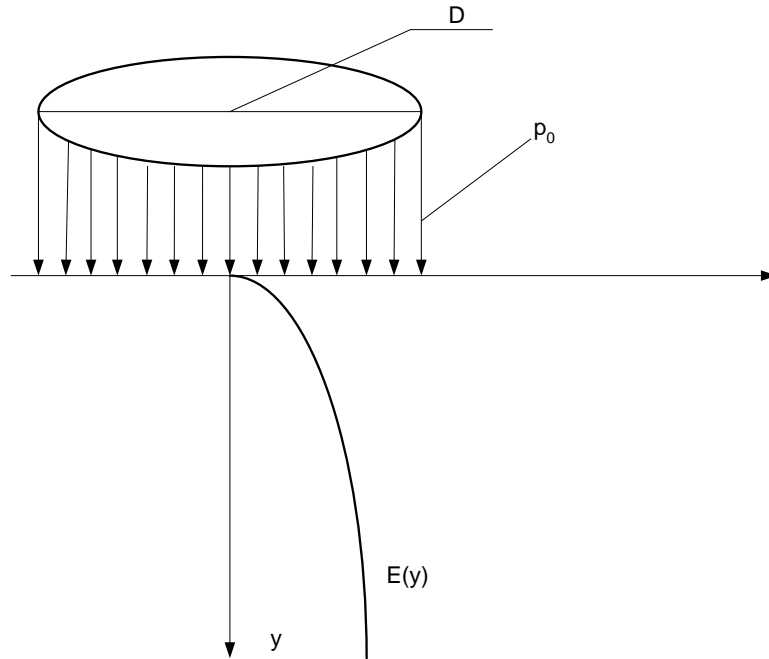


Рис. 12. Схема к расчету перемещений точек поверхности основания при действии равномерно распределенной нагрузки p_0 и нелинейно изменяющемся модулем грунта E по глубине y .

Для этого рассмотрим перемещение основания в некоторой точке A внутри нагруженной площади (29), возникающее от действия на заштрихованную элементарную площадку нагрузки: $p_0 \cdot \rho \cdot d\rho \cdot d\psi$,

где ρ - радиус, проведенный из рассматриваемой точки A ; ψ - угол (см. рис.13).

Величина ρ меняется, как это следует из рисунка, от значения $-D \cos \theta$ до значения $D \cos \theta$. Угол ψ меняется от 0 до $\pi/2$. Имея в виду сказанное, полная деформация равна двойному интегралу:

$$S = \frac{(1 + \mu)p_0}{2\pi \cdot E_{w_0} L^{\alpha+1} (\alpha + 1)} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha \cdot \int_0^{\pi/2} d\psi \int_{-D \cos \theta}^{D \cos \theta} \frac{d\rho}{\rho^\alpha}.$$

Учитывая, что внутренний интеграл равен:

$$\cos^{1-\alpha} \theta = \left[1 - \left(\frac{2L}{D} \right)^2 \sin^2 \psi \right]^{(1-\alpha)/2},$$

окончательно будем иметь:

$$S = \frac{2p_0 \cdot \omega}{\pi \cdot E_{w_0}} \cdot D^{1-\alpha} (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha \cdot \int_0^{\pi/2} \left[1 - \left(\frac{2L}{D} \right)^2 \sin^2 \psi \right]^{(1-\alpha)/2} d\psi, \quad (38)$$

где параметр ω выражается через коэффициент Пуассона μ и показатель степени α :

$$\omega = \frac{\alpha + 3}{2(1-\alpha)(\alpha+1)(\alpha+2)}; \quad (39)$$

или, что тоже

$$\omega = \frac{1 + \mu}{2(1 - \alpha^2)}.$$

Определенный интеграл, стоящий в формуле (43):

$$I = \int_0^{\pi/2} \left[1 - \left(\frac{2L}{D} \right)^2 \sin^2 \psi \right]^{(1-\alpha)/2} d\psi, \quad (40)$$

может быть определен только численно. В частном случае однородного по полупространства $\alpha=0$, т.е. в случае незамоченного лёссового основания, когда $E = \dot{A}_{w_0}$, указанный интеграл $I = I_0$ – является известным эллиптическим интегралом, значения которого могут быть взяты из таблиц. В рассматриваемом случае, когда $\alpha=0$ и $\mu=1/2$ формула (38) приобретает вид ($\omega=3/4$).

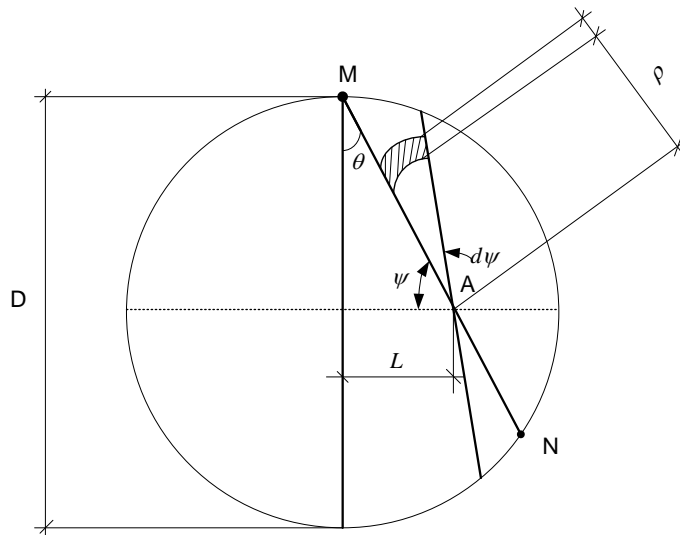


Рис.13. Схема к определению перемещения основания в точках А внутри нагруженной площади.

$$S = \frac{3p_0 \cdot}{2\pi \cdot E_{w_0}} \cdot DI_0, \quad (41)$$

где

$$I_0 = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \left(\frac{2L}{D}\right)^2 \sin^2 \psi} d\psi.$$

Максимальная осадка загруженной площади имеет место в центре круга, т.е. при $L=0$. Эта максимальная осадка может быть вычислена в замкнутом виде, полагая в (38) радиус $L=0$. В этом случае получим:

$$S_{max} = \frac{p_0 \cdot \omega}{E_{W_0}} \cdot D^{1-\alpha} (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha. \quad (42)$$

Характер изменения параметра ω от показателя степени α показан на рис. 14.

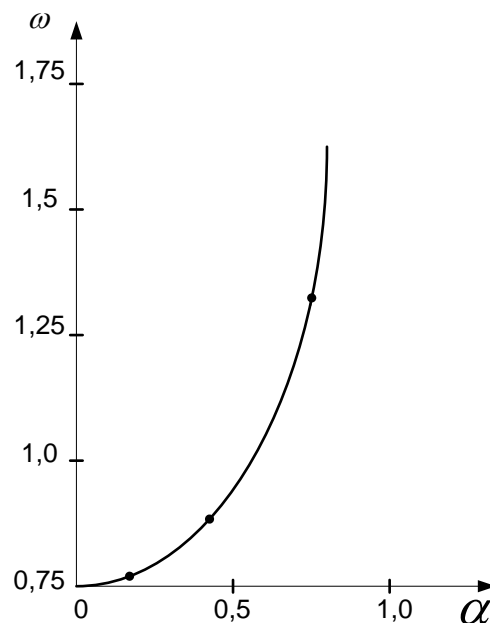


Рис. 14. График зависимости параметра ω от показателя степени α (44).

В частном случае однородного лёссового основания при естественной влажности максимальная осадка равномерно загруженной круглой площадки будет равна:

$$S_{max} = \frac{3p_0}{4E_{W_0}} \cdot D. \quad (43)$$

Формула (43) получена из (42) при значении $\alpha=0$ и $\mu=1/2$, что в соответствии с (39) дает значение $\omega = 3/4$.

Не трудно видеть, что полученное значение максимальной осадки полупространства загруженного по площади круга диаметром D , совпадает

с известным решением теории упругости для однородного полупространства.

Таким образом, впервые получены расчетные формулы (38) и (43), предназначенные для расчета осадок равномерно загруженных круглых площадок лёссовых оснований при их замачивании. Максимальная осадка центра загруженной площади, определяемая по формуле (43), нелинейно зависит от диаметра загружаемой площади и увеличивается во времени пропорционально $t^{\alpha/2} = \sqrt{t^\alpha}$.

Выводы по главе II

1. Анализ данных наблюдения за осадками малоэтажных зданий, расположенных на лёссовых грунтах, с данными аналитических расчетов осадок показал, что существующие методы расчетов ленточных фундаментов недостаточно точно прогнозируют величины конечных осадок, не учитываются свойства лёссовых грунтов и изменения деформативных характеристик лёссовых грунтов при изменении их влажности.

2. Проведенные лабораторные исследования деформируемости лёссовых суглинков с различной влажностью в компрессионных приборах показали, что между изменением модуля деформации лёссовых грунтов и показателем влажности ($R_w = \frac{W - W_0}{W_{sat} - W_0}$) существует следующая степенная

зависимость:
$$E_w = E_{w_0} (1 - R_w)^n.$$

3. Используя решение Г.К.Клейна для распределения напряжений от действия сосредоточенной силы в неоднородном по глубине основании и полученную зависимость модуля деформации грунта от его увлажнения, разработан аналитический метод расчета осадок фундаментов, учитывающий изменение влажности лёссового основания в процессе эксплуатации здания;

Глава III. Анализ конструктивных решений фундаментов малоэтажных зданий на просадочных и слабых грунтах

1. Анализ конструктивных решений фундаментов малоэтажных зданий

Фундамент - нижняя (подземная) часть здания, предназначенная для принятия нагрузок от надземных конструктивных элементов (в том числе и собственного веса) и передачи этих нагрузок на основание. Отсюда следует, что прочность и надежность фундамента является залогом эксплуатационной надежности каркаса здания. Само понятие "фундамент" пришло к нам из Древнего Рима и в переводе с латинского *fundamentum* означает основание, опору.

Фундаменты являются одной из самых ответственных частей здания, так как от их качества зависят прочность и долговечность дома. Стоимость строительства фундамента составляет около 10% стоимости дома, трудоемкость изготовления - до 15%, а масса достигает 18-20% массы конструкций дома.

От правильного выбора типа фундамента, качества его проектирования и возведения зависит долговечность здания, а порой и безопасность проживания в нем. Но выбор типа фундамента должен быть обоснован не только этими параметрами. Немаловажную роль играет и экономическая сторона вопроса. Неоправданное завышение массы фундамента приводит к удорожанию строительных работ - фактор далеко немаловажный. Занижение же несущей способности фундамента чревато непредсказуемыми последствиями. Найти компромиссное решение среди этих противоречивых требований - основная задача проектировщика. Действительно, вряд ли кому-нибудь придет в голову возводить мощные монолитные фундаменты в виде сплошной железобетонной плиты под небольшой садовый или дачный домик, выполненный в облегченном конструктивном варианте. И наоборот, попытки сэкономить на фундаментах при строительстве массивных каменных строений двух, трех-уровневой планировки могут привести к

плачевным последствиям, особенно когда строительство ведется на грунтах со слабой несущей способностью.

Элементарный математический расчет показывает, что доля капиталовложений в нулевой цикл при малоэтажном строительстве в несколько раз превышает долю капиталовложений в нулевой цикл многоэтажек. Особенно это несоответствие ощутимо при строительстве капитальных зданий с тяжелыми, кирпичными (каменными) стенами. Под такие строения обычно возводя ленточные фундаменты, используя практически те же строительные технологии, которые применяются в индустриальном строительстве. В результате себестоимость 1 м² жилой площади одно - и двухэтажных построек значительно возрастает по сравнению с себестоимостью жилой площади в многоэтажных зданиях. Этим индивидуальные застройщики рассчитываются за тот комфорт и уют, который возможен лишь в собственном усадебном доме. Практика показывает, что такой дисбаланс особенно ярко выражен именно в нашей стране, где строительные вузы в своих программах обучения практически не уделяют внимания основаниям и фундаментам малоэтажных построек [16]. В строительной литературе очень мало отражен зарубежный опыт строительства фундаментов малоэтажных индивидуальных построек, который значительно количественно и качественно превосходит отечественный строительный опыт.

Несмотря на это, доля малоэтажных застроек в квартирном балансе страны неуклонно растет. Снизить себестоимость квадратного метра индивидуальной постройки поможет грамотный расчет и правильный выбор технологии строительства, о чем пойдет речь в соответствующих главах этой диссертации. Кроме того, некоторые отечественные конструкторские коллективы наконец то обратились лицом к индивидуальному застройщику, и их разработки заслуживают пристального внимания и изучения.

2. Стадия принятия решения

Анализируя ошибки, совершенные индивидуальными застройщиками, нетрудно сделать вывод, что наибольшая их часть относится именно к фундаментам. Большая часть домов индивидуального жилого сектора построена по эскизным разработкам, не имеющим строгого математического расчета, а само строительство выполнено без привязки к конкретному участку и без учета местных гидрогеологических условий [4]. Стараясь удешевить строительство (желание вполне объяснимое), застройщики обращаются за проектами к малоквалифицированным проектным организациям, не имеющим необходимого оборудования и опытных специалистов. Неквалифицированный проект нулевого цикла приводит к просадкам фундаментов и к появлению напряжений в каркасе зданий. Такие напряжения могут вызвать появление трещин, и даже разрушение каркаса еще на стадии строительства. Поэтому древняя мудрость, выраженная словами итальянского зодчего эпохи Возрождения **Андреа Палладио**: "Закладывай крепко основу для здания, ибо она подобна охране", актуальна и до настоящего времени. В настоящее время разработаны целые серии проектов индивидуальных жилых построек, которые нужно приспособлять к имеющимся местным строительным материалам и геологическим условиям участка. И если надземную часть каркаса здания часто можно оставлять без изменений, то фундамент в каждом конкретном случае должен быть выполнен строго по индивидуальному проекту. Кстати, типовые проекты жилых домов предусматривают фундаменты чисто условно, для определения стоимости нулевого цикла. Поэтому ориентироваться на эту часть проекта без его привязки по месту нельзя.

Вторая наиболее часто встречающаяся ошибка - нарушение технологической дисциплины [4]. Такие ошибки чаще встречаются, когда строительные бригады состоят из так называемых "шабашников", которые не имеют в своем составе квалифицированных строителей. Практика показывает, что бригады "шабашников", которых в настоящее время

развелось немало, комплектуются по родственному признаку без учета знаний и опыта. Особенно это относится к бригадам, в которых большая часть рабочих состоит из людей, специальности которых не имеют совершенно никакого отношения к строительству. Оставшись у себя дома без работы, мужчины вливаются в строительные коллективы, уезжающие на заработки, наивно полагая, что строить могут все. Исполнительская дисциплина в таких бригадах обычно находится на низком уровне, так как члены бригады не знают основ строительства.

Итак, мы подошли в вопросу: "Какой же тип фундамента выбрать индивидуальному застройщику для своего дома?". В первую очередь это касается подвальной или бесподвальной конструкции нулевого цикла дома. Наличие подвала под домом дает определенные преимущества, особенно для семей, проживающих в сельской местности. Здесь можно хранить заготовленные на зиму продукты питания, не прибегая к строительству подсобных помещений. Эта проблема не обходит стороной и городских жителей, решившихся построить загородный дом. Кроме того, в цокольной части здания можно выделить место под гараж для своего автомобиля, оборудовать мастерскую или складское помещение, если кто-либо из членов семьи занимается коммерческой деятельностью. В подвальной части дома можно разместить и инженерное оборудование, распределительные тепловые узлы, оборудование учета теплоносителя, воды, электричества, установить котельное оборудование и т. п. Концентрация инженерной части в подвале повысит степень удобств и гигиену жилища, снизит вероятность непредвиденных потерь энергоносителей и даст возможность для их систематического учета и расходования. К тому же оборудование таких помещений обходится гораздо дешевле, чем сооружение отдельностоящих подсобных сооружений, так как общий фундамент и крыша значительно сокращают строительные расходы. Именно по этим причинам в большинстве жилых домов, сооружаемых по зарубежным технологиям, предусмотрены подвал и мансарда.

Причиной отказа от подвальной части дома может быть или ее ненадобность (что маловероятно), или наличие геологических противопоказаний. Учитывая, что под индивидуальные постройки и дачные массивы часто отводят самые неблагоприятные, участки, гидрогеологические противопоказания не являются редкостью. Действительно, на скальных грунтах себестоимость земляных работ может оказаться значительной. Не рекомендуется сооружение подвалов и при высоком уровне грунтовых вод, когда стоимость эффективной гидроизоляции может превысить разумные пределы. Но даже в этих случаях вспомогательные помещения можно построить за счет возвышения надземной части фундамента, то есть цокольного этажа.

3. Совершенствование конструкций фундаментов

В условиях массового индивидуального строительства жилья в сельской местности возрастают требования к совершенствованию конструкций жилых зданий и особенно фундаментов для малоэтажных домов (рис. 15).

Многолетний опыт возведения одноэтажных жилых домов убедительно доказал, что стоимость устройства фундаментов, в зависимости от климатических и геологических условий, составляет 24-45 процентов от об-



Рис. 15. Общий вид сельского жилого дома коттеджного типа

щих затрат. Кстати, стоимость квадратного метра жилой площади в сельских районах обходится дороже, чем в некоторых крупных городах, где доминирует в основном многоэтажная застройка. Поэтому проблема сокращения расхода материалов и стоимости фундамента малоэтажных зданий является актуальной. К тому же, не всегда правильно определяется сама конструкция того или иного фундамента. Не всегда имеются в наличии застройщика данные геологических изысканий по месту строительства.

В проектах жилого дома коттеджного типа наиболее часто встречаются следующие нерациональные решения:

- завышение общей площади по сравнению с нормами;
- необоснованное проектирование подвалов, особенно на просадочных грунтах;
- применение ленточных фундаментов из сборных железобетонных плит и тяжелых бетонных блоков вместо столбчатых;
- использование тяжелых железобетонных плит чердачного перекрытия и железобетонных перегородок, превышение нормативных расходов основных строительных материалов.

Как известно, основная часть стоимости сельского жилого дома приходится на материалы, поэтому важнейшим направлением ее сокращения является применение эффективных материалов и конструкций. Например, внедрение одного кубометра эффективных фундаментов взамен традиционных ленточных и столбчатых с глубиной заложения 1,5-2 м и более позволяет сэкономить порядка 0,1 т цемента, сократить объем земляных работ на 3 м³, снизить трудоемкость на 0,7-1 человеко/день.

Многочисленные анализы результатов экспертизы проектов, а также обследований завершенных и проводимыхстроек показали [4], что выбор рационального типа фундамента достаточно сложен в связи с многообразием их конструктивных решений и особенностей грунта основания. Так как в каждом конкретном случае следует учитывать результаты дополнительных натурных обследований и геологических изысканий. То есть в

процессе заложения фундамента происходит его доукрепление или ремонт.

Правда нередко проект дома разработан или разрабатывается до конкретных инженерно-геологических данных по поводу условий площадки строительства или на основании торопливых, поверхностных изысканий, с отступлением от норм проектирования. Поэтому в ряде случаев подобная практика приводила и приводит к тому, что завышается несущая способность фундаментов и оснований и как следствие - завышается и сметная стоимость строительства.

Расчеты показывают, что самым неэкономичным типом фундаментов являются ленточные фундаменты из сборных бетонных блоков (рис. 16).

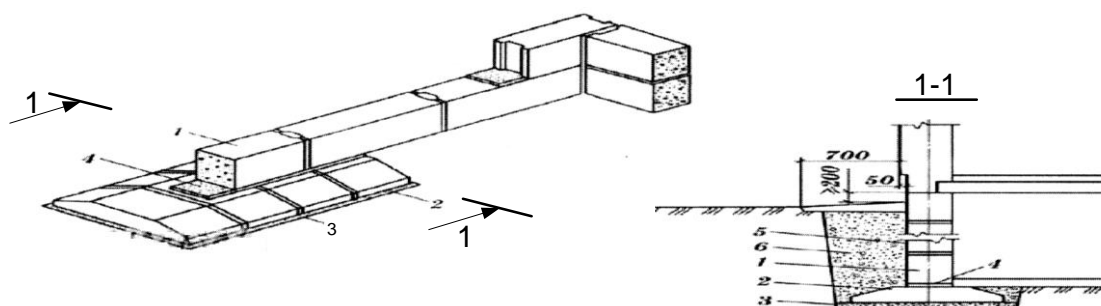


Рис. 16. Ленточный фундамент из сборных бетонных блоков: 1 - бетонные блоки; 2 - железобетонные подушки; 3 - песчаная подушка; 4 - гидроизоляция (цемент-ный раствор состава 1:2); 5 - обмазка горячим битумом за два раза; 6 – обратная засыпка

Этот тип фундамента сегодня уже не отвечает требованиям экономичного индустриального строительства. В обычных грунтовых условиях при глубине заложения 1,2-1,8 м (2-3 блока) стоимость сборных ленточных фундаментов одноэтажных зданий составляет 25-30%, а в сложных геологических условиях сильно выраженных просадочных грунтов до 40-5% стоимости самого здания.

Ленточные фундаменты возводят под здания с тяжелыми стенами и неглубоким заложением или в домах имеющих подвал. Бутовые фундаменты рекомендуется применять для каменных зданий со стенами из кирпича, керамических камней и других мелкоштучных материалов, для которых на всем протяжении требуется непрерывная опора. Важной предпосылкой для этого считается наличие бутового камня как местного материала. Ширина

бутовых фундаментов зависит от толщины стен дома и передаваемой на фундаменты нагрузки. Как правило, она принимается равной толщине стены или на 10 см больше ее. Толщина бутовой кладки принимается не менее 50 см. При необходимости заглубления подошвы фундамента более чем на 70 см в нижней части рекомендуется устраивать подушку из крупного песка, гравия или щебня. Песчаные подушки не рекомендуется применять в макропористых грунтах. Во влажных грунтах песчаные подушки следует устраивать ниже глубины промерзания грунта.

Плитные фундаменты целесообразно возводить при высоком уровне грунтовых вод, при неравномерно сжимаемых или слабых грунтах [39]. Для этого под всей площадью дома возводят сплошную монолитную плиту, усиленную железобетонным каркасом. При этом площадь взаимодействия фундамента с основанием значительно увеличивается, а вероятность просадок грунта снижается

Монолитный фундамент гораздо прочнее сборного, так как блочный фундамент имеет большое количество швов и заделок. Кроме того, выступающая (цокольная) часть сборного фундамента будет нуждаться в дополнительной обработке штукатуркой или плиткой.

Мелкозаглубленные фундаменты нашли широкое применение в строительстве жилых малоэтажных домов в различных регионах страны и, в частности, у индивидуальных застройщиков, которые возводят себе дома своими силами. Последнее время основание домов представляет собой столбчатый фундамент. Особенно это важно на просадочных и переувлажненных грунтах. Во многих зданиях более или менее правильно решаются отмостки, сливные лотки и т. д. Можно сделать фундамент в виде незаглубленной плиты (рис. 17).

Состояние обычного заглубленного фундамента зависит, например, от глубины промерзания грунта, его физико-механических свойств и др. Причем расчеты основываются на материалах полевых изысканий грунта и предположении, что его свойства постоянны. На самом деле они изменя-

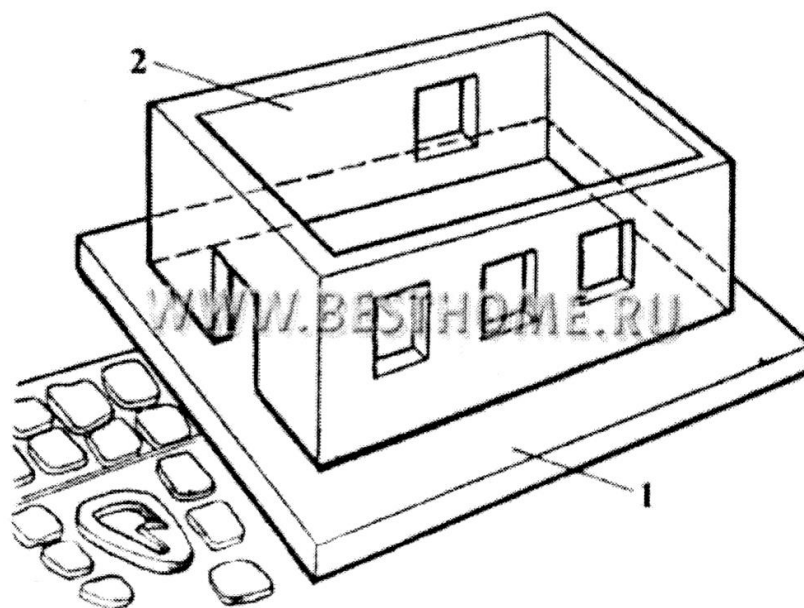


Рис. 17. Размещение дома на целиковой бетонной незаглубленной плите:
1 - плита; 2 — дом.

ются, вызывая деформации основания, при которых появляются дополнительные усилия в элементах дома. Это нередко приводит к нарушению их целостности.

В связи с этим глубина заложения подошвы плиты не связывается с глубиной промерзания, что позволяет класть ее прямо на поверхность земли [40]. К тому же на нее не оказывают большого влияния и колебания уровня грунтовых вод. При равномерных деформациях грунта под плитой дополнительные усилия в элементах системы дома и в самой плите не возникают.

Плиты применяют толщиной 150-200 мм из бетона класса В15 и марки по морозостойкости Г75 с цокольным ребром, чтобы поднять уровень пола на 50-60 см относительно спланированной поверхности. Под самой плитой в зависимости от рельефа делают подсыпку из местного грунта с уплотнением, а затем песчаную прослойку толщиной 100-150 мм. Чтобы не допустить обезвоживания бетона, при его укладке на песчаную подготовку настилают слой рубероида или пленки. Для этих целей можно использовать и железобетонные плиты перекрытий и покрытий гражданских и промышленных серий.

Например, при размере дома в плане до 12-15 м получали по расчету арматуру диаметром 10-12 мм с шагом 200-250 мм в верхней и нижней зонах сечения плиты. Неотъемлемая часть системы «плита - над фундаментное строение» - арматурный пояс на уровне перекрытия или в перемычечной части стен. В жилых домах усадебного типа под плитой предусматривается небольшое подполье для хранения овощей.

Немало домов на сплошной плите уже построено. В них не возникают нарушения, связанные с деформацией грунта, которые сразу же отмечаются в домах с традиционным заглубленным фундаментом.

Для легких малоэтажных жилых домов можно использовать в качестве упругих амортизаторов (прокладок) отслужившие свой срок автомобильные покрышки от «МАЗов», «КАМАЗов» и т. п. Покрышки укрепляют на бетонной плите, как что показано на рис. 18. Они гасят колебания грунта, не пропускают сильных толчков. Покрышки работают совместно с бетонной плитой основания дома.

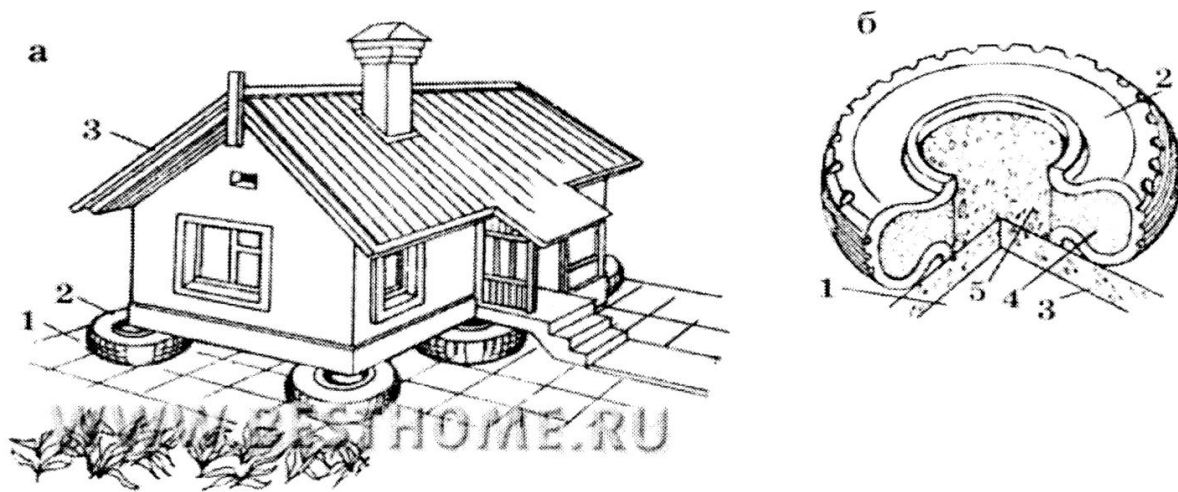


Рис. 18. Фундамент из автопокрышек: а - общий вид дома: 1 - плита основания; 2 - автопокрышка; 3 - жилой дом; б - конструкция фундамента: 1 – утрамбованный грунт основания; 2 - автопокрышка; 3 - бетонная плита основания; 4 - песок; 5 – гравий.

Если на вашем участке близко к поверхности подходят грунтовые воды до 0,50 м, а в некоторых местах и до 0,35 м и к тому же нередко на склонах и овражьях встречаются пльвуны, то весной, после оттаивания, даже глубоко врытые опоры «уводит». В таком случае фундамент на авто-

покрышках спасет дом от просадок углов и перекоса. Выдержат такие опоры и усадебный жилой дом со стенами из шлакобетонных либо гипсобетонных камней. Малоэтажных жилых дома представляют собой одно- или двухэтажные здания, масса которых сравнительно невелика. Поэтому они строятся на естественных основаниях без искусственного укрепления, т. е. на грунтах.

4. Сравнение результатов расчётов с данными существующего метода расчёта малоэтажных зданий на просадочных и слабых грунтах

На значительной части территории республика Узбекистан в качестве основания служат лессовые просадочные грунты, замачивание которых вызывает значительные деформации зданий и сооружений. Уменьшить влияние неравно-мерных осадок возможно, увеличивая жесткость подземной части зданий и уменьшая его массу.

При строительстве относительно легких малоэтажных зданий, как правило, до сих пор находят широкое применение ленточные фундаменты из сборных железобетонных плит и стены подвалов из сборных бетонных блоков значительной толщины (400...500 мм). При этом несущая способность стен подвала (или технического подполья) используется на 15...20 %. Пол подвала обычно укладывается по грунту и не включается в работу подземных конструкций, передающих нагрузку от стен на основание. Изготовление, транспортировка и монтаж массивных блоков требуют неоправданного расхода энергии.

В связи с этим представляется целесообразным сборно-монолитный вариант подземной части малоэтажных зданий с использованием сборных изделий, выпускаемых предприятиями местной стройиндустрии. При этом конструктивным элементом, передающим нагрузку на основание, является сплошная монолитная плита, служащая одновременно и полом подвала. Армируется плита сварными сетками, площадь сечения рабочей арматуры принимается минимальная, что подтверждается расчетом для грунтов с различными модулями деформации. Плиты стен подвала устанавливаются

в пазы, сформированные при бетонировании плиты пола. Вверху плиты объединяются монолитным железобетонным поясом, на который опираются панели цокольного перекрытия (см. рис. 19). При установке плит их монтажные петли свариваются между собой, а вырезы, в которых они размещаются, заполняются бетоном, образуя шпонки, которые воспринимают сдвиговые усилия при неравномерных осадках стен. Пояс может выполняться и в сборном варианте, для чего применяется индивидуально разработанный элемент корытообразного профиля с выпусками арматуры в торцах.

Наряду с экономией материалов и более полным использованием несущей способности элементов, следует отметить снижение веса сборных элементов, что позволит применять подъемно-транспортное оборудование

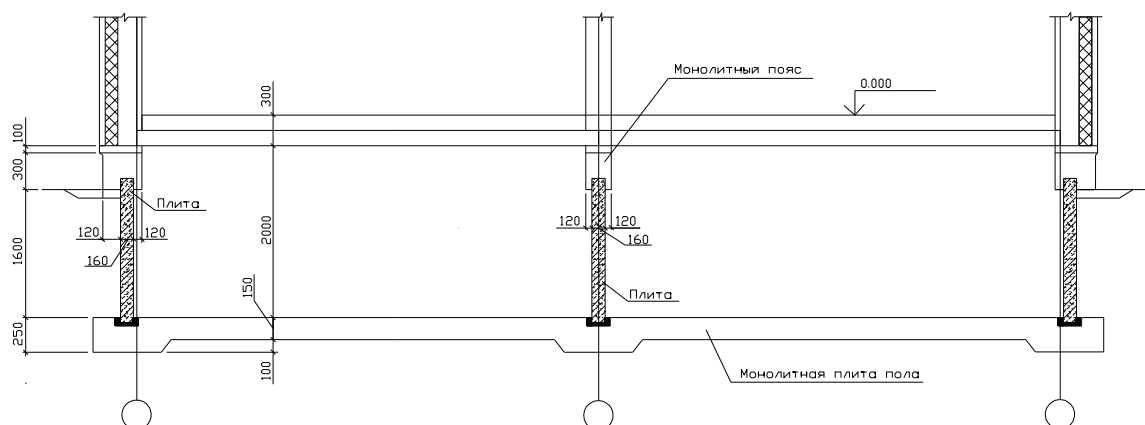


Рис.19. Подземная часть здания с применением плит

меньшей мощности, а также уменьшение количества монтажных операций (одна плита массой 1,2 т образует стену подвала площадью 3,24 м², а один блок толщиной 500 мм массой 1,67 т - стену площадью 1,44 м²). Это обстоятельство является особенно важным при строительстве объектов в сельской местности с затрудненной транспортной доступностью. Внедрение предлагаемого может быть рекомендовано для регионов республика Узбекистан, поскольку не только является более экономичным, по сравнению с традиционным, но и обеспечивает большую жесткость подземной части здания и снижение его массы, что особенно важно

применительно к объектам, возводимым на слабых грунтах.

Технико-экономические параметры традиционного и предлагаемых вариантов применительно к проекту усадебного 2-этажного 5-комнатного жилого дома, разработанного автором, приведены в таблице 4.

таблица 4

№ п/п	Показатель	Ед. измерения	Сборные элементы для подземной части здания	
			Блоки	Плиты
Дом с подвалом				
1	Общий расход бетона (приведенный к классу В 15)	м ³	79,3	47,9
2	Общий расход арматуры (приведенный к классу А-I)	кг	417,7	2610
3	Расход бетона на 1м ² площади застройки	м ³	0,73	0,44
4	Стоимость подземной части здания	тыс.сум.	8732	7656
5	Масса сборных элементов, отнесенная к 1м ² площади застройки	т	1,15	0,37
Дом с техническим подпольем				
1	Общий расход бетона (приведенный к классу В 15)	м ³	39,8	30,5
2	Общий расход арматуры (приведенный к классу А-I)	кг	255,3	328,4
3	Расход бетона на 1м ² площади застройки	м ³	0,37	0,28
4	Стоимость подземной части здания	тыс.сум.	8828	5312
5	Масса сборных элементов, отнесенная к 1 м ² площади застройки	т	0,57	0,24

Выводы по главе III

1. Наряду с экономией материалов и более полным использованием несущей способности элементов, следует отметить снижение веса сборных элементов, что позволит применять подъемно-транспортное оборудование меньшей мощности, а также уменьшение количества монтажных операций (одна плита массой 1,2 т образует стену подвала площадью 3,24 м², а один блок толщиной 500 мм массой 1,67 т - стену площадью 1,44 м²).
2. Технико-экономические параметры традиционного и предлагаемых вариантов применительно к проекту усадебного 2-этажного 5-комнатного жилого дома, разработанного автором, приведены в таблице 1.
3. Внедрение предложенного варианта может быть использовано для

регионов Республики Узбекистан, поскольку не только является более экономичным, по сравнению с традиционным, но и обеспечивает большую жесткость подземной части здания и снижение его массы, что особенно применительно к объектам, возводимым на слабых грунтах.

4. Предлагаемый вариант фундамента малоэтажных зданий внедрен в практику проектирования 2-этажного 5-комнатного жилого дома коттеджного типа, возводимого на просадочных грунтах в пунктах сельской местности.

Основные выводы

1. Потеря прочности фундамента может произойти по различным причинам (старость, некачественные или неправильно подобранные по прочностным характеристикам материалы, неудовлетворительное качество строительных работ и т.п.).

2. Наиболее распространенным дефектом фундаментов различных конструкций является неравномерное его проседание. Внешне это может выражаться либо в виде трещин различной формы и направления как на самом фундаменте, так и на стенах домов либо различными перекосами дома. В зависимости от конструкции дома и типа фундамента причинами этого явления могут быть:

а) Неправильно выбранная глубина заложения фундамента (меньше глубины промерзания). Исправить это очень трудно, а иногда просто невозможно. Однако если ошибка незначительная, то в данной ситуации можно посоветовать произвести подсыпку грунта по всему периметру фундамента, тем самым искусственно увеличив его глубину заложения.

б) Может произойти подъем грунтовых вод. Это весьма неприятная вещь, и ее сложно заранее предусмотреть. Однако и здесь существует выход. Можно организовать дренажные системы или посадить специальные сорта растений, способные эффективно отбирать влагу из почвы.

в) Неравномерная нагрузка на фундамент со стороны строения. Например, когда веранда гораздо легче основного дома или существенная разница в весе пристройки и основного дома. Если дом уже построен, то, чтобы прекратить дальнейшую деформацию, надо разделить фундаменты пристройки и дома, проложив между ними доски, обернутые толем или лучше пропитанные битумом.

г) Увеличение нагрузки на фундамент за счет надстройки верхних этажей. Дефект происходит, во-первых, из-за неправильной оценки возможностей уже существующего фундамента. Такой случай провести усиление старого фундамента путем увеличения несущей площади фундамента. Во-вторых, проблемы могут возникнуть в случае, когда неправильно оценена несущая способность грунта. Увеличить ее можно, например, за счет проливки грунта под фундаментом "цементным молоком".

д) Недостаточная прочность материалов фундамента или потеря прочности со временем. Например, для бутовых и кирпичных фундаментов, сложенных на известковом растворе, со временем характерно нарушение сцепления раствора и камня. Этот процесс неизбежен, так как условия, в которых работает фундамент, весьма агрессивны (попадание внутрь фундамента влаги, периодическое промерзание и оттаивание плюс постоянно действующая нагрузка на фундамент со стороны здания). В ряде случаев необходим капитальный ремонт (например, перекладка фундамента) или полная его замена на новый. Для этого прежде всего необходимо разгрузить старый фундамент путем переноса веса дома на временные опоры (строители говорят: "вывесить дом). В качестве таковых могут выступать деревянные брусья, которые располагают рядом со старым фундаментом. На них посредством стальных распределительных балок и переносят нагрузку, создаваемую домом. После этой операции можно спокойно заниматься работами, связанными с разборкой и ремонтом старого фундамента или возведением

нового.

3. Анализ данных наблюдения за осадками малоэтажных зданий, расположенных на лёссовых грунтах, с данными аналитических расчетов осадок показал, что существующие методы расчетов ленточных фундаментов недостаточно точно прогнозируют величины конечных осадок, не учитываются свойства лёссовых грунтов и изменения деформативных характеристик лёссовых грунтов при изменении их влажности.

4. Проведенные лабораторные исследования деформируемости лёссовых суглинков с различной влажностью в компрессионных приборах показали, что между изменением модуля деформации лёссовых грунтов и показателем влажности ($R_w = \frac{W - W_0}{W_{sat} - W_0}$) существует следующая степенная

зависимость:

$$E_w = E_{w_0} (1 - R_w)^n$$

5. Используя решение Г.К.Клейна для распределения напряжений от действия сосредоточенной силы в неоднородном по глубине основании и полученную зависимость модуля деформации грунта от его увлажнения, разработан аналитический метод расчета осадок фундаментов

$$S = /V / = \frac{(1 + \mu)P}{2\pi \cdot E_{w_0} L^{\alpha+1} (\alpha + 1)} \cdot (a\sqrt{\pi \cdot t})^\alpha, \text{ учитывающий изменение влажности}$$

лессового основания в процессе эксплуатации гражданских зданий, возводимых на просадочных грунтах в пунктах сельской местности;

6. Наряду с экономией материалов и более полным использованием несущей способности элементов, следует отметить снижение веса сборных элементов, что позволит применять подъемно-транспортное оборудование меньшей мощности, а также уменьшение количества монтажных операций (одна плита массой 1,2 т образует стену подвала площадью 3,24 м², а один блок толщиной 500 мм массой 1,67 т - стену площадью 1,44 м²). 7.

Технико-экономические параметры традиционного и предлагаемых

вариантов применительно к проекту усадебного 2-этажного 5-комнатного жилого дома, разработанного автором, приведены в таблице 1.

8. Внедрение предложенного варианта может быть использовано для регионов Республики Узбекистан, поскольку не только является более экономичным, по сравнению с традиционным, но и обеспечивает большую жесткость подземной части здания и снижение его массы, что особенно применительно к объектам, возводимым на слабых грунтах.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

Нормативно – правовая документация:

1. «О дальнейшем развитии жилищного строительства и рынка жилья» Указ Президента Республики Узбекистан от 16 февраля 2005 года.
2. «Комплексной программе научно-технического прогресса в строительстве на 2010-2014 годы, и на период до 2016 года» постановление Совета Министров Узбекистана 17 января 2010 года.
3. «О дополнительных мерах по расширению индивидуального жилищного строительства в сельской местности на основе типовых проектов» Указ Президента Республики Узбекистан от 17 июня 2010 года.

Учебники и учебные пособия:

4. Абелев М.Ю., Абелева А.М., Тулаков Э.С. Строительство на просадочных лёссовых грунтах. - М.: Изд. ЦМИПКС, 1982. - 56 С.
5. Абелев М.Ю., Абелева Ю.М., Основы проектирования и строительства на просадочных грунтах. - М.: Стройиздат, 1979. -271 с.
6. Абелев Ю.М, Практика строительства на лёссовидных грунтах по опыту Кузнецстроя. - М-Л.: Госстройиздат, 1934. - 216 с.
7. Бартоломей А. А., Расчет осадок ленточных и свайных фундаментов. - М.: Изд-во литературы по строительству, 1972. -126 с.
8. Буслов А.С., Корж И.В. Несущая способность свай в лёссовых просадочных грунтах. Ташкент: Фан., 1983, - 105 с.
9. Вопросы исследования лёссовых грунтов. Межвуз. сборник. Рост. ИСИ. Ананьев В.П. (отв. ред.) - Ростов-на-Дону, 1983. - 133 с.
10. Вопросы исследования лёссовых грунтов. Сборник статей. (Ростов ИСИ). Ананьев В.П. (отв. ред.). Вып.3. -Ростов-на-Дону, 1972.
11. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. - М.: Высшая школа, 1978.-447 с.

12. Денисов Н.Я. Строительные свойства лёсса и лёссовидных пород. - М.: Госстройиздат, 1953. - 162 с.
13. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. - Л.: Стройиздат, 1975. - 240 с.
14. Зарецкий Ю.В. Теория консолидации грунтов. - М.: Наука, 1967, - 270с.
15. Кадыров Э.В. Просадочность лёссовых пород долины реки Ахангаран. – Ташкент,: ФАН, 1976. - 88 с.
16. Крутов В.И., Расчет фундаментов на просадочных грунтах. -М.: Стройиздат, 1972,- 176 с.
17. Ларионов А.К. Лёссовые породы и их строительные свойства. -М.: Госгеолиздат, 1959. - 363 с.
18. Мавлянов Г.А. Генетические типы лёссов и лессовидных пород центральной и южной частей Средней Азии и их инженерно – геологические свойства. - Ташкент: ФАН, 1958. - с. 95.
19. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. - М.: Стройиздат, 1980,- 137 с.
20. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (Оползни и борьба с ними). - М.: Стройиздат, 1977,- 320 с.
21. Месчан С.Р Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. -М.: Недра, 1974, - 192 с
22. Мустафаев А.А. Основы механики просадочных грунтов. - М.: Стройиздат, 1978, -261 с.
23. Мустафаев А.А. Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах. - М.: Высшая школа, 1979, - 368 с.
24. Покровский Г.И. Капиллярные силы в грунтах. ОНТИ, 1933. - 137 с.
25. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. - М.: Наука, 1977, - 664 с.
26. Расулов Х.З. Сейсмостойкость лессовых оснований зданий и сооружений - Ташкент: 1977. - 163 с.
27. Сальников А.А. Исследования фундаментов опор ЛЭП на торфяных

- основаниях. Автореф. Дис. ... канд. техн. наук. Свердловск 1975.
28. Сейсмостойкие сооружения и теория сейсмостойкости. Под ред. Полякова С.В. и Черкашина А.В. -М.: Стройиздат, 1978. - 272 с.
29. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. - М.: Высшая школа, 1973. - 431 с.
30. Сирожиддинов З. Расчет и проектирование свайных фундаментов на основе теории надежности: Дис. ... док. техн. наук. - М.: 1993. - 352 с.
31. Соколов Н.М., Кругов В.И., Сорочан Е.А. Строительство крупнопанельных зданий на просадочных грунтах. - М.: Стройиздат, 1965.
32. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. - М.: Стройиздат, 1990. - 200 с.
33. Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. -М.: Стройиздат, 1981.-215 с.
34. Тулаков Э.С. Расчет осадок круглых фундаментов водонапорных башен на лёссовых грунтах. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук МИСИ. - М.: 1987, 200 с.
35. Тулаков Э.С. "Расчет осадок круглых фундаментов водонапорных башен на лёссовых грунтах". Статья депонирована в ВНИИИС Госстроя СССР №6416 - 1986 г.
36. Тулаков Э.С. Фундаменты водонапорных башен в увлажняемых лёссовых грунтах Средней Азии. Монография М.: Издательство АСВ, 2004. 80 с.
37. Флорин В.А. Основы механики грунтов. - М.: Госстройиздат,1961. - т.П. - 544 с.
38. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: 1963. - 634 с.
39. Цытович Н.А., Березанцев В.Г., Далматов Б.И., Абелев М.Ю. Основания и фундаменты. — М.: Высшая школа, 1970. - 382 с.
40. Ширинкулов Т.Ш. Методы расчета конструкций на сплошном основании с учетом ползучести. - Ташкент,: ФАН, 1969. - 265 с.
41. Яропольский И.В. Основания и фундаменты. -М.: Водстройиздат, 1954 – 455 с.

Статьи в научных журналах

42. Ананьев В.П. Режим влажности и прочности лёссовых грунтов в основаниях зданий и сооружений. Изв. высш. уч. завед. геологии и разведки. 1969. №10.-с.123 ÷ 126.
43. Андрухин Ф.Л. Свойства лёссовых грунтов При ташкентского района и методы их изучения. «Труды Среднеазгеологотреста». Ташкент, 1937, вып.2. - с. 21 ÷ 32.
44. Балаев Л. Г. Зависимость величины просадочных деформаций лёссовых грунтов от степени их увлажнения. - Науч. зап. МИИВХ. - М.: МИИВХ, 1960, т.23.-с.6 ÷ 8.
45. Буслов А.С., Тулаков Э.С. Предельное боковое сопротивление грунта горизонтально нагруженной опоры. — Научно-техническая конференция. «Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах» 26-27 июня 2003 года. АГТУ г. Архангельске.
46. Буслов А.С., Тулаков Э.С. Аналитические зависимости напряжения деформации в расчетах фундаментов при напряжениях, превышающих начальное критическое давление. - М: МГСУ Шестая традиционная (Первая международная) научно-практическая конференция молодых ученых аспирантов и докторантов. "Строительство - формирование среды жизнедеятельности" Книга 2- с. 223 ÷ 230.
47. Буслов А.С., Тулаков Э.С. Расчет горизонтально нагруженных одностоечных опор по устойчивости. - Основания, фундаменты и механика грунтов, 2004, №3 – с. 6 ÷ 9.
48. Гольдштейн М.Н. Трудности строительства на просадочных грунтах. Инженерная геология, 1984, №5 - с. 9 ÷ 10.
49. Горбунов Б.П., Одинцова Г.А. Особенности закрепления влажных лёссовых грунтов на территории Ташкента. Строительство и архитектура

Узбекистана, 1976, №3.-с. 10 ÷ 12.

50. Клейн Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании. Труды МИСИ им. В.В.Куйбышева. Сб. №14, 1956.-286 с.

51. Кригер Н.И., Кожевников А.Д. Лаврусевич С.И. Вибрационная (сейсмическая) просадка. // Реф.сб. «Инженерные изыскания в строительстве». - М.: 1979. - С. 218 - 227.

52. Круглов И.Н. Режим осадок сооружений, основанных на лессовых породах, в связи с динамикой формирования грунтовых вод. - В кн.: Инженерно геологические свойства лессовых пород. - М.: 1966, - с.81 ÷ 94.

53. Крутов В.И., Филина И.И. Расчет горизонтальных перемещений при просадке от собственного веса. Сборник трудов НИИОСП. - М.: Стройиздат, 1973, №3, -с. 12 ÷ 16.

54. Мусаэлян А.А., Вильфанд А.Г., Нурова Л.В., Шадничев Б.Е. Опыт строительства на просадочных грунтах сейсмических районах Тадж. ССР и пути его совершенствования. - Основания, фундаменты и механика грунтов, 1972, №6. -с.9 ÷ 10.

55. Рабинович И.Г. Формирование увлажненных зон в лессовых просадочных грунтах под источниками замачивания. Труды НИИОСП №70. - М.: Стройиздат, 1980. -с.46 ÷ 48.

56. Сирожиддинов З.С., Тулаков Э.С. "О работе свай и свайных фундаментов в просадочных грунтах". - Тезисы областной научно-практической конференции. "Пути повышения эффективности строительства в свете решений XXVII съезда КПСС" - Самарканд, 1982. с. 64 ÷ 65.

57. СНиП П-7-81. Строительство в сейсмических районах. Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1982. - 48 с.

58. СНиП 2.02.01 - 83 . Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат, 1975.

59. Сорочан Е.А. Вопросы совершенствования фундаментов на естественном основании. - Основания, фундаменты и механика грунтов. М.:

1977.№5. -с. 9 ÷ 12.

60. Таптунова В.А. Некоторые особенности деформирования сильнопросадочных грунтов при замачивании. - Экспресс- информация, серия 5, вып. II Водохозяйственное строительство, - М.: 1973. - с. 30 ÷ 35.

61. Туйчиев М.Т. Устройство оснований и фундаментов сельскохозяйственных сооружений на лёссовых просадочных грунтах Джизакской степи. - Архитектура и строительство, 1984, №1. - с.3 ÷ 4.

62. Тулаков Э.С. К вопросу деформаций фундаментов зданий и сооружений. - Тезисы докладов областного семинара совещания. "Совершенствование строительства в условиях Узбекистана в свете решений майского (1982) пленума ЦК КПСС по обеспечению продовольственной программы". - Самарканд, 1983 -с.69 ÷ 70.

63. Тулаков Э.С. Деформация сооружений в результате ошибок, допущенных при строительстве на просадочных лёссовых грунтах - Тезисы докладов областного семинара совещания "Вопросы организации строительства в условиях Средней Азии". - Самарканд, 1985, - с.150.

64. Тулаков Э.С. Расчет осадок фундаментов водонапорных башен при изменении влажности грунтов лёссовых оснований. - Научно-техническая конференция. «Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах» 26 - 27 июня 2003 года. АГТУ г. Архангельске.

65. Тулаков Э.С., Буслов А.С. Опыт определения коэффициента вязкости грунта по данным штамповых испытаний. Международная конференция по геотехнике «Городские агломерации на оползневых территориях», Волгоград, 15-17 октября 2003 г.

66. Тулаков Э.С., Буслов А.С. Распространение фронта смачивания в грунтах от различных источников увлажнения в условиях городской застройки. Международная конференция по геотехнике «Городские агломерации на оползневых территориях», Волгоград, 15 ÷ 17 октября 2003 г.

67. Тулаков Э.С., Буслов А.С. Учет сейсмического воздействия в расчетах одиночных опор на горизонтальную нагрузку. 2-ой международной научно-

технической конференции «Проблемы строительного и дорожного комплексов», Брянск, 11 ÷ 13 ноября 2003 г.

68. Тулаков Э.С., Азнаров С.С, Мамадалиев Х.Э. Осадка-перемещения штампов малых размеров на увлажняемых лессовых основаниях – Проблемы архитектуры и строительства (научно-технический журнал) С.: 2012. №1. -с. 3 ÷ 7.

69. Тулаков Э.С., Мамадалиев Х.Э., Солиев Ш.Ж. Теоретические основы расчета железобетонных фундаментов, как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании – Материалы международной научно-технической конференции «Современные проблемы строительных материалов, конструкций, механика грунтов и сложных реологических систем» С.: 2013. Книга 1. -с. 151 ÷ 160.

70. Тулаков Э.С., Мамадалиев Х.Э., Солиев Ш.Ж. Расчет теплоизоляции заглубленных сооружений – Проблемы архитектуры и строительства (научно-технический журнал) С.: 2013. №1. -с. 6 ÷ 9.