



ФГБ ОУ ВПО
«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ»

Кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения»

М.Ю. КРАСОВИЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

курс лекций

МОСКВА – 2011

ФГБ ОУ ВПО
«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ»

Кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения»

М.Ю. Красовицкий

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Рекомендовано редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия для студентов строительных
специальностей, бакалавров и магистров по профилю «Промышленное
и гражданское строительство»

МОСКВА – 2011

УДК 624.15

К-78

Красовицкий М.Ю. Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий. Курс лекций по дисциплине «Основания и фундаменты» для студентов строительных специальностей, бакалавров и магистров по профилю «Промышленное и гражданское строительство». – М.: МИИТ, 2011. – 137 с.

В учебном пособии рассмотрены вопросы расчёта и конструирования фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов из железобетона, применяемых при строительстве промышленных и гражданских зданий. Представлены основные положения расчёта отдельных фундаментов под колонны, ленточных фундаментов под стены и колонны, сплошных фундаментов и свайных кустов на продавливание, раскалывание, местное сжатие (смятие), прочность по нормальным и наклонным сечениям, по образованию и раскрытию трещин. Особое внимание уделено вопросам армирования таких фундаментов при опирании на них железобетонных (сборных и монолитных) и стальных колонн.

Рецензенты: Главный инженер проекта
ОАО «Мосгипротранс»

Граминовская О.А.

Начальник отдела проектирования
наземных сооружений
ОАО «Метрогипротранс»

Родина М.А.

© ФГБ ОУ ВПО «Московский
государственный университет путей
сообщения», 2011

ВВЕДЕНИЕ

Основания и фундаменты являются важнейшими элементами зданий и сооружений. В общем объёме строительства они имеют значительный удельный вес как по стоимости, так и по трудоёмкости строительных работ. Прочность, устойчивость и деформативность оснований и фундаментов во многом определяют долговечность зданий и нормальные условия их эксплуатации. Как показывает анализ статистических данных, ошибки изысканий и проекта фундаментов, некачественное выполнение строительных работ являются основной причиной большинства аварий. Поэтому при проектировании необходимо хорошо знать методы возведения зданий и сооружений, особенности их работы под действием внешних нагрузок, правильно учитывать эти особенности при выборе расчётных схем, в совершенстве владеть современными способами расчёта и конструирования оснований и фундаментов.

Настоящее учебное пособие как раз и посвящено некоторым из этих вопросов. Здесь рассмотрены фундаменты мелкого заложения на естественном основании и свайные фундаменты. Основное внимание уделено характеру действующих на фундаменты нагрузок, их возможным сочетаниям, предварительному конструированию фундаментов и дальнейшим расчётам по двум группам предельных состояний: несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации. Все эти расчёты выполнены в соответствии с положениями новых Сводов правил по железобетонным конструкциям. Конструктивные решения отдельных, ленточных и сплошных фундаментов, а также свайных кустов проиллюстрированы на чертежах, показано их армирование.

Учебное пособие построено в виде курса лекций по дисциплине «Основания и фундаменты», но может быть использовано при выполнении курсовых проектов по дисциплине «Железобетонные конструкции» и в дипломном проектировании. Оно способствует формированию теоретических и практических навыков у студентов строительных специальностей и прежде всего – специальности «Промышленное и гражданское строительство».

ЛЕКЦИЯ 1

Назначение фундаментов зданий и сооружений и их основные типы. Классификация фундаментов мелкого заложения на естественном основании. Материалы фундаментов и технологии их возведения. Основные положения расчёта по предельным состояниям

Фундамент — это подземная часть здания или сооружения, воспринимающая нагрузки от надземной части и передающая их на грунтовое основание (естественное или искусственное). Фундаменты служат для равномерного распределения нагрузок по поверхности основания и передачи таких давлений своей подошвой на грунты, которые не вызовут их разрушения или недопустимых деформаций.

Естественное основание — это обычный природный грунт, используемый как опора фундаментов без его предварительной подготовки. К таким грунтам относятся скальные неветрелые грунты, пески плотные и средней плотности, глины твёрдые, полутвёрдые и тугопластичные. Слой грунта, залегающий непосредственно под подошвой фундамента, называется несущим, а остальные слои — подстилающими.

Искусственные основания выполняют заменой естественного грунта или посредством улучшения его свойств, так как такие грунты, как рыхлые пески, лёссовые грунты, ил, торф, набухающие грунты, слабые сильно сжимаемые глинистые грунты при определённых условиях (изменении влажности, замораживании и оттаивании, быстром приложении нагрузки, динамических воздействиях) проявляют специфические свойства, которые ухудшают их природные (естественные) прочностные и деформативные показатели. Простейшее искусственное основание — это песчаная или щебёночная подушка, которая заменяет верхние ненадёжные слои грунта. Существует также большое количество иных способов улучшения свойств грунтов (поверхностное и глубинное уплотнение, химическое закрепление и т.п.).

Стоимость фундаментов в среднем составляет 10–12 % от стоимости строительства объекта, однако при сложных инженерно-геологических условиях может достигать 30 % и более. Поэтому всегда при проектировании фундаментов производят сравнение их вариантов на основе ряда технико-экономических показателей. Основным стоимостным критерием при сравнении вариантов является показатель приведенных затрат, который включает в себя себестоимость устройства фундаментов, накладные расходы, дополнительные затраты, если работы ведутся в зимнее время, капитальные вложения в производство материалов и конструкций, а также в строительные и транспортные машины, участвующие в выполнении строительно-монтажных работ. Натуральными показателями при сравнении вариантов являются суммарные затраты труда и расход материалов.

В инженерной практике современного строительства применяют **три типа фундаментов**:

1. Фундаменты мелкого заложения, возводимые в предварительно вырытых котлованах. Их подошва размещается на глубине до 5 м. Отношение глубины заложения фундамента к ширине подошвы не превышает 2 : 1. Передача нагрузок на основание происходит только по подошве фундаментов R_1 (рис. 1, а). Предельное состояние основания характеризуется выпиранием грунта на поверхность.

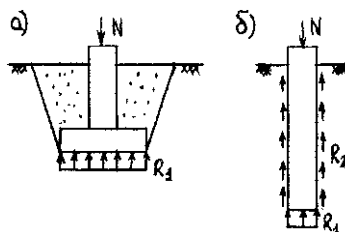


Рис. 1. Фундаменты мелкого (а) и глубокого (б) заложения (показано реактивное давление грунта)

2. Фундаменты глубокого заложения, которые погружаются за счёт собственного веса с извлечением грунта из их внутренних полостей (опускные колодцы, кессоны) или формируются в грунтах с помощью специальной технологии (стена в грунте). Такие фундаменты передают нагрузку на основание как по подошве R_1 , так и за счёт сил трения по

своей боковой поверхности R_2 (рис. 1, б). Глубина заложения этих фундаментов может достигать 60–70 м. Предельное состояние основания характеризуется развитием зон предельного равновесия вглубь грунта, а не выпиранием его на поверхность. О потере несущей способности основания судят по началу резкого нарастания осадки.

3. Свайные фундаменты, которые по способу передачи нагрузки на грунты основания занимают промежуточное положение между двумя приведенными выше типами фундаментов. К ним относят сваи-стойки, передающие нагрузку только своим острием или пятой R_1 , и висячие сваи (сваи трения), которые передают нагрузку ещё и по своей боковой поверхности R_2 .

Фундаменты обычных зданий и сооружений устраивают на естественном основании или на сваях. В отдельных случаях при новом строительстве используют искусственные (улучшенные) основания. Для тяжёлых сооружений (атомные реакторы, доменные печи, зерновые элеваторы) или зданий, имеющих подземные объёмы, а также для высотных домов, испытывающих значительные опрокидывающие моменты от ветровой нагрузки, используют фундаменты глубокого заложения.

Основными типами фундаментов мелкого заложения на естественном основании являются:

1. Отдельные фундаменты, применяемые под колонны и стены в сочетании с фундаментными балками. Для уменьшения давления на грунт подошву таких фундаментов развивают в обоих направлениях. Отдельные фундаменты не увеличивают жёсткости здания в целом, и их применяют в тех случаях, когда по расчёту относительная неравномерность осадок двух соседних фундаментов не превышает допустимых величин.

2. Ленточные фундаменты, применяемые под стены при отсутствии фундаментных балок и под колонны, когда относительная неравномерность осадок двух соседних фундаментов превышает допустимые значения (для уменьшения её величины ленточные фундаменты под колонны могут быть выполнены перекрёстными). С целью снижения давления на грунт такие фундаменты развивают только в поперечном направлении.

3. Сплошные (плитные) фундаменты, применяемые под стены при отсутствии фундаментных балок и под колонны в случае больших нагрузок

и слабых грунтов, когда относительная неравномерность осадок двух соседних фундаментов превышает допускаемые значения. Допускаемые осадки для сплошных плит в 1,5 раза больше, чем для отдельных фундаментов, так как первые значительно уменьшают неравномерность осадок в двух направлениях, повышают жёсткость здания и обеспечивают совместную работу его надземной части с фундаментом.

4. Массивные фундаменты, устраиваемые в виде жёсткого массива под всем небольшим в плане сооружением (доменные печи, дымовые трубы, мачты). В случае передачи на сооружение больших моментных усилий (мачты, дымовые трубы) массивные фундаменты закрепляют анкерами (в грунте), что повышает устойчивость сооружения и позволяет уменьшить его массу и размеры.

В качестве **материала фундаментов** используют бутовый камень, представляющий собой крупные обломки горных пород размером до 50 см при их разработке взрывом (так разрабатывают известняк, песчаник, доломиты), кирпич, бетон, бутобетон (бетон плюс 20–30 % бутового камня с целью снижения расхода цемента) и железобетон. Дерево или металл для фундаментов мелкого заложения применяют редко и только во временных и сборно-разборных сооружениях.

По характеру работы все фундаменты мелкого заложения разделяют на гибкие, воспринимающие как сжимающие, так и растягивающие усилия, и жёсткие, работающие только на сжатие. Жёсткий фундамент отличается от гибкого своими размерами и массой. Для отдельных и ленточных фундаментов это различие устанавливают по так называемому углу жесткости $\alpha_{ж}$. Он зависит от материала фундамента и составляет 25° – 35° для каменных материалов и 45° для бетона и железобетона. Если угол наклона, определяющий отношение между шириной и высотой уступов фундамента (рис. 2, а), или угол наклона боковых граней фундамента к вертикали α (рис. 2, б) больше угла жёсткости $\alpha_{ж}$, то фундамент считается гибким, в противном случае — жёстким.

Для жёстких фундаментов используют бутовый камень, кирпич, бетон и бутобетон, так как они хорошо работают на сжатие и не испытывают растягивающих усилий. Бутовую кладку применяют при наличии дешёвого местного материала, она трудоёмка в изготовлении и в наше время используется редко. При изготовлении бетонных

фундаментов применяют бетон класса В10–В15. Их чаще всего устраивают монолитными, бетонирование производится без опалубки в распор со стенками котлована (траншеи). Бутовые, бетонные и бутобетонные фундаменты выполняют с уступами или с наклонными гранями. Высота уступа принимается не менее 30 см для бетона, не менее 40 см для бутовой кладки и бутобетона, а для кирпичной кладки — не менее трёх-четырёх рядов кирпича по высоте.

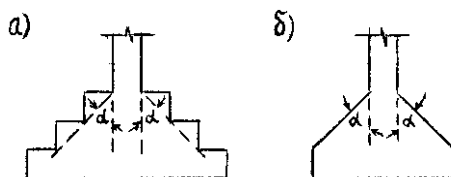


Рис. 2. Отдельный фундамент мелкого заложения: а – с уступами (ступеньками), б – с наклонными боковыми гранями

Гибкие фундаменты выполняют из железобетона, так как он воспринимает не только сжимающие, но и растягивающие усилия при изгибе. При этом используют бетон класса В15–В25 и рабочую арматуру класса А300 (А-II) и А400 (А-III).

По технологии изготовления железобетонные фундаменты могут быть сборными и монолитными. Сборные фундаменты выполняют из заранее изготовленных блоков путём омоноличивания их стыков. Это позволяет сократить сроки строительства и применять типовые конструкции. Однако именно стыки являются слабым участком таких фундаментов. Монолитные фундаменты позволяют максимально реализовать схему их работы, но трудоёмки в изготовлении. Кроме этого, в зимний период затруднено схватывание и твердение бетона.

Фундаменты рассчитывают по двум группам предельных состояний:

первая группа предельных состояний – по несущей способности (расчёты на прочность по нормальным и наклонным сечениям, продавливание и местное сжатие);

вторая группа предельных состояний – на трещиностойкость (расчёты по образованию и раскрытию трещин).

Расчёты по первой группе предельных состояний производят на расчётные нагрузки и используют расчётные сопротивления материалов. Расчёты по второй группе предельных состояний производят на нормативные нагрузки и используют нормативные сопротивления материалов.

Основания также **рассчитывают** по двум группам предельных состояний:

первая группа предельных состояний – по несущей способности (расчёты на прочность, опрокидывание и сдвиг);

вторая группа предельных состояний – по деформациям (расчёты осадок, крена и горизонтального смещения).

При проектировании фундаментов используют идеализированные расчётные схемы, упрощающие гипотезы и допущения. Первоначально производят расчёт основания по второй группе предельных состояний, так как неравномерность осадок может привести к возникновению дополнительных усилий в конструкциях надземной части и, как следствие, к утрате их несущей способности. При этом использование соответствующих расчётных схем при вычислении осадок предполагает ограничение среднего давления под подошвой фундамента p_n величиной расчётного сопротивления грунта R (индекс «п» подчёркивает, что давление на грунт вычисляют от нормативных нагрузок). Вместе с тем выполнение этого условия в обычных случаях проектирования обеспечивает устойчивость основания и его расчёт по первой группе предельных состояний не требуется. Расчёт основания по несущей способности производится лишь в следующих ситуациях:

- 1) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки, в том числе сейсмические;
- 2) сооружение расположено на откосе или вблизи него;
- 3) основание сложено слабыми медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами;
- 4) основание сложено скальными грунтами.

При выполнении всех вышеуказанных проверок основания переходят к расчётам самих фундаментов, причём сначала по первой группе предельных состояний, а затем уже и по второй, так как образование трещин приводит к снижению долговечности фундаментов

из-за коррозии арматуры, но не к внезапной потере их несущей способности.

При определении нагрузок на фундаменты руководствуются положениями СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» и СТО 36554501-015-2008 «Нагрузки и воздействия». Расчёт фундаментов и грунтов основания производят на основные и особые сочетания нагрузок. В основные сочетания входят постоянно действующие и временные (длительные и кратковременные) нагрузки с соответствующими коэффициентами сочетания. Особые сочетания нагрузок состоят из постоянных, временных (длительных и кратковременных) и одной из особых нагрузок, также вводимых в расчёт с соответствующими коэффициентами сочетания. К особым нагрузкам относят сейсмические и аварийные воздействия, нагрузки от просадки оснований при их замачивании и т.п. Деформации грунтов по второй группе предельных состояний определяют от основных сочетаний нормативных нагрузок. Несущую способность грунтов и несущую способность фундаментов по первой группе предельных состояний определяют от основных и особых сочетаний расчётных нагрузок. Трещиностойкость фундаментов по второй группе предельных состояний определяют от основных и особых сочетаний нормативных нагрузок. Временные нагрузки от подвижного подъёмно-транспортного оборудования во всех этих расчётах учитывают как кратковременные. Временные нагрузки на перекрытия зданий и снеговые нагрузки учитывают как длительные при расчёте деформаций грунтов и как кратковременные во всех остальных случаях.

Последовательность проектирования оснований и фундаментов:

1. Расчёт нагрузок, действующих на обрез (верхнюю поверхность) фундамента.
2. Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства (характер напластования грунтов, положение горизонта грунтовых вод с учётом его сезонных колебаний и агрессивности по отношению к материалу фундамента).
3. Определение нормативных и расчётных характеристик грунтов каждого слоя (влажность, плотность, пористость, удельный вес, модуль общей деформации, угол внутреннего трения, удельное сцепление и т.д.).
4. Выбор глубины заложения фундамента.
5. Назначение предварительных размеров подошвы фундамента.

6. Вычисление расчётного сопротивления грунта основания R .

7. Проверка среднего и крайних давлений по подошве фундамента и уточнение в случае необходимости её размеров.

8. Проверка давления по кровле слабого подстилающего слоя грунта при его наличии под подошвой фундамента и уточнение в случае необходимости её размеров.

9. Расчёт основания по второй группе предельных состояний – по деформациям (осадки, крен, горизонтальные перемещения фундамента).

10. Расчёт основания по первой группе предельных состояний – по несущей способности (на прочность и устойчивость против сдвига по подошве, против опрокидывания и выдёргивания фундамента), выполняемый в случае необходимости.

11. Расчёт фундамента по первой группе предельных состояний – по несущей способности (на прочность по нормальным и наклонным сечениям, продавливание и местное сжатие).

12. Расчёт фундамента по второй группе предельных состояний – на трещиностойкость (по образованию и раскрытию трещин).

ЛЕКЦИЯ 2

Основные конструктивные элементы отдельного железобетонного фундамента мелкого заложения. Конструктивные решения его обреза и стакана. Выбор глубины заложения фундамента. Назначение высоты фундамента и ступеней его плитной части при предварительном конструировании. Устройство подготовки под фундамент. Эпюры реактивного давления (отпора) грунта. Расчётное сопротивление грунта основания. Допускаемые давления на грунтовое основание

Отдельный фундамент состоит из плитной части (рис. 3, поз. 4, 5) и подколонника (рис. 3, поз. 3). Плитную часть конструируют ступенчатой (рис. 3, а), что позволяет упростить процесс бетонирования, или пирамидальной (рис. 3, б), что приводит к уменьшению расхода бетона.

Центрально нагруженный фундамент (центр тяжести его подошвы и внешней нагрузки находятся на одной вертикали) проектируют квадратным в плане, а внецентренно нагруженный (внешняя нагрузка приложена с эксцентриситетом относительно центра тяжести подошвы фундамента) – прямоугольным с соотношением ширины b_f (меньший размер) к длине l_f (большой размер) в пределах $b_f/l_f = \eta = 0,6...0,85$ в зависимости от указанного эксцентриситета.

Сборные фундаменты конструируют в виде цельного блока, состоящего из пирамидальной плитной части и подколонника. Применение сборных фундаментов из нескольких блоков нерационально и используется при необходимости соответствия массы отдельных элементов и грузоподъёмности монтажных кранов.

Основные конструктивные элементы отдельных фундаментов приведены на рис. 3. Верхняя поверхность, на которую опираются надземные конструкции, называется *обрезом* (рис. 3, поз. 1). Нижняя

плоскость, через которую нагрузка передаётся на основание – *подошвой* (рис. 3, поз. 2). Высота фундамента h_f (рис. 3, поз. 10) определяется расстоянием от уровня его обреза до подошвы. Расстояние от поверхности планировки грунта до подошвы (рис. 3, поз. 9) называется *глубиной заложения фундамента* h_{gf} .

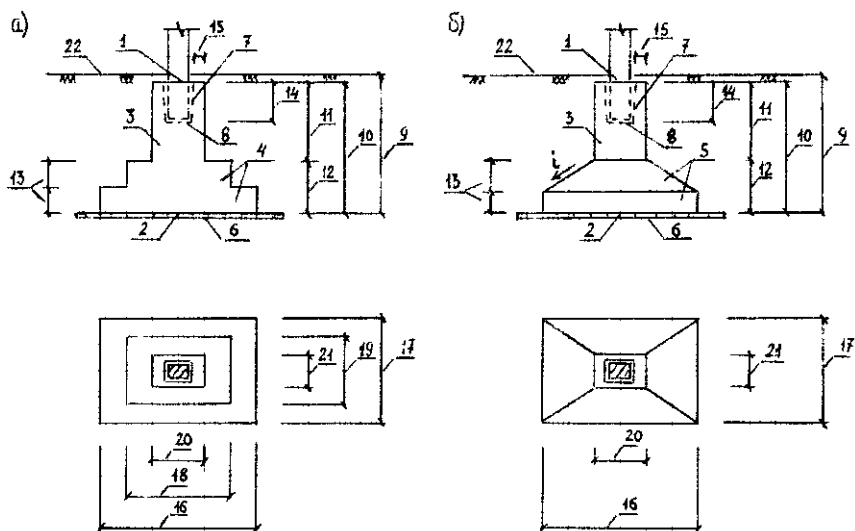


Рис. 3. Конструктивные элементы отдельного железобетонного фундамента: а – монолитного, б – сборного.

Устройство обреза фундамента зависит от характера опирающихся на него конструкций. При железобетонных колоннах (рис. 4, а, в) обрез назначают на отметке $-0,15$ м, что даёт возможность произвести обратную засыпку грунта до монтажа сборных или возведения монолитных колонн, забетонировать элементы, применяемые при рихтовке сборных колонн, а так же произвести установку опалубки монолитных колонн.

При металлических колоннах обрез фундаментов устраивают на $0,5...1$ м ниже уровня пола (рис. 4, б), чтобы можно было разместить башмаки (базы) колонн (траверсы и опорную плиту). После монтажа колонн весь башмак во избежание коррозии металла бетонируют.

Монолитные железобетонные колонны являются продолжением подколонника и часто имеют совместную с ним арматуру (рис. 4, в). Размеры поперечного сечения подколонника по сравнению с размерами колонны принимают увеличенными в каждую сторону на 50 мм, что необходимо для удобства установки опалубки колонны.

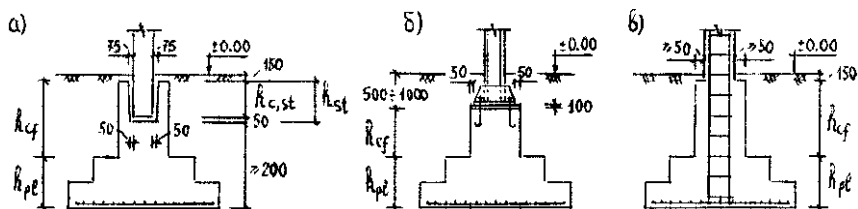


Рис. 4. Конструктивные решения соединения колонн с отдельным фундаментом: а – сборной железобетонной, б – металлической, в – монолитной железобетонной

Для установки сборных железобетонных колонн в подколоннике устраивают специальное углубление – **стакан** (рис. 3, поз. 7). Зазоры между стенками стакана и колонны принимают по низу 50 мм, а по верху 75 мм. Для возможности рихтовки колонны глубину стакана h_{st} (рис. 3, поз. 14) принимают на 50 мм больше глубины заложения колонны в стакан $h_{c,st}$ (рис. 4, а). Расстояние от дна стакана (рис. 3, поз. 8) до подошвы фундамента принимают не менее 200 мм для исключения возможности его продавливания колонной в процессе монтажа (до замоноличивания стыка).

Глубину заложения колонны в стакан $h_{c,st}$ принимают такой, чтобы обеспечить её надёжную заделку в фундаменте, препятствующую повороту в плоскости действия изгибающего момента, надёжную анкеровку сжатой и растянутой арматуры колонны, надёжное сцепление растянутой ветви двухветвевой колонны с бетоном замоноличивания стыка.

Значение $h_{c,st}$ зависит от формы поперечного сечения колонны (прямоугольная, двухветвевая), её размеров (l_c – больший размер поперечного сечения, b_c – меньший размер) и эксцентриситета внешней нагрузки в уровне обреза фундамента e_0 .

Для колонн прямоугольного сечения при $e_0 \leq 2 \cdot l_c$ значение $h_{c,st}$ принимают не менее l_{an} и l_c , а при $e_0 > 2 \cdot l_c$ величину $h_{c,st}$ вычисляют по

формуле $h_{c,st} = l_c + 0,33 \cdot (l_c - 2 \cdot t_{st}) \cdot (e_0/l_c - 2)$ и принимают также не менее l_{an} и l_c , но и не более $1,4 \cdot l_c$.

Требуемая длина анкерования сжатой арматуры колонны ниже уровня обреза фундамента составляет $l_{an} = (10...18) \cdot d_s$, а растянутой арматуры – $l_{an} = (20...35) \cdot d_s$. Величина l_{an} зависит от проектного класса бетона, класса арматуры и формы поперечного сечения колонны.

Для двухветвевых колонн при $l_c < 1,2$ м величину $h_{c,st}$ вычисляют по формуле $h_{c,st} = l_c \cdot [1 - 0,8 \cdot (l_c - 0,9)]$, а при $l_c \geq 1,2$ м – по формуле $h_{c,st} = 0,5 + 0,33 \cdot l_c$, но в любом случае глубину заложения колонны в стакан принимают не менее значения l_{an} и не более 1,2 м.

Надёжное сцепление и анкерование растянутой ветви двухветвевой колонны обеспечивается выполнением двух условий:

- по плоскости контакта бетона замоноличивания с бетонной поверхностью стакана

$$h_{c,st} \geq \frac{N_{rv}}{[2 \cdot (l_c + 0,1) - l_{rv} + b_{rv}] \cdot R'_{an}} ;$$

- по плоскости контакта бетона замоноличивания с бетонной поверхностью ветви колонны

$$h_{c,st} \geq \frac{N_{rv}}{2 \cdot (l_{rv} + b_{rv}) \cdot R''_{an}} ,$$

где

N_{rv} – усилие растяжения в ветви колонны;

l_{rv}, b_{rv} – размеры поперечного сечения растянутой ветви;

R'_{an}, R''_{an} – величина сцепления бетона замоноличивания с вышеуказанными поверхностями.

При изготовлении фундамента в деревянной опалубке принимают $R'_{an} = 0,35 \cdot R'_{bt}$, $R''_{an} = 0,4 \cdot R'_{bt}$, а при использовании металлической опалубки – $R'_{an} = 0,18 \cdot R'_{bt}$, $R''_{an} = 0,2 \cdot R'_{bt}$, где R'_{bt} – расчётное сопротивление растяжению бетона замоноличивания.

После всех вычислений глубину заложения колонны в стакан принимают кратно 50 мм в большую сторону.

Толщину стенок стакана t_{st} (рис. 3, поз. 15) в уровне обреза фундамента в плоскости действия изгибающего момента принимают для колонн прямоугольного сечения при $e_0 \leq 2 \cdot l_c$ и двухветвевых колонн не менее 150 мм и не менее $0,2 \cdot l_c$, а для колонн прямоугольного сечения при

$e_0 > 2 \cdot l_c$ — не менее 150 мм и не менее $0,3 \cdot l_c$. Из плоскости действия изгибающего момента в любом случае принимают $t_{st} \geq 150$ мм. Стенки стакана армируют конструктивно, если их толщина в уровне обреза фундамента составляет не менее 200 мм и не менее $0,75 \cdot h_{st}$. Если эти условия не выполняются, то их армирование осуществляют по расчёту.

Глубина заложения фундамента h_{gf} является одним из основных параметров, обеспечивающих необходимую несущую способность и допустимые деформации основания. При её назначении учитывают следующие факторы:

- 1) конструктивные особенности проектируемого здания (наличие подвалов и подземных помещений разной высоты, требуемую глубину заделки сборных колонн в стакан и т. п.);
- 2) величину нагрузок и воздействий на фундаменты;
- 3) глубину заложения фундаментов примыкающих зданий;
- 4) глубину прокладки инженерных коммуникаций (исключается возможность их прокладки под подошвой фундамента, предусматривается устройство специальных технологических отверстий в фундаменте с запасом на ожидаемую осадку);
- 5) инженерно-геологические условия площадки строительства (характер напластования грунтов, их физико-механические свойства);
- 6) гидрогеологические условия площадки строительства (уровень горизонта грунтовых вод и степень его агрессивности по отношению к материалу фундамента) и возможные их изменения в процессе строительства и эксплуатации;
- 7) глубину сезонного промерзания грунтов;
- 8) тепловой режим возводимого здания.

После конструктивного решения обреза фундамента и выбора глубины его заложения назначают **высоту фундамента** h_f (рис. 3, поз. 10). При изготовлении фундамента в инвентарной щитовой опалубке (сборном или монолитном варианте) размеры в плане подколонника l_{cf} , b_{cf} (рис. 3, поз. 20, 21) и ступеней плитной части $l_f(l_1)$, $b_f(b_1)$, l_2 , b_2 (рис. 3, поз. 16, 17, 18, 19) принимают кратно 300 мм. Высоту ступеней h_1 , h_2 (рис. 3, поз. 13) и высоту подколонника h_{cf} (рис. 3, поз. 11) назначают кратно 150 мм. При использовании индивидуальной щитовой опалубки все размеры в плане разрешается принимать кратно 100 мм, а по высоте — кратно 150 мм. В любом случае высота фундамента в целом кратна 300 мм.

Полную **высоту плитной части** фундамента h_{pl} и её ступеней h_1, h_2, h_3 определяют расчётом на продавливание, но при предварительном конструировании принимают не более трёх ступеней плитной части и высоту нижней ступени не менее 300 мм. При высоте фундамента h_f до 120 см включительно существует возможность его конструирования только из плитной части без подколонника: $h_f \leq 45$ см — одна ступень плитной части, $45 \text{ см} < h_f \leq 90$ см — две ступени плитной части, $90 \text{ см} < h_f \leq 120$ см — три ступени плитной части. При $h_f \geq 150$ см рекомендуется устройство подколонника: $h_f = 150$ см — подколонник и одна ступень плитной части, $h_f = 180$ см — подколонник и две ступени плитной части, $h_f \geq 210$ см — подколонник и три ступени плитной части. При необходимости высоту ступеней принимают равной не только 300 мм, но и 450 мм, и 600 мм, начиная с нижней.

Независимо от грунтовых условий под фундаментами устраивают **подготовку** (рис. 3, поз. 6): под монолитными — бетонную, толщиной 100 мм из бетона класса В10 с целью предотвращения вытекания цементного молока; под сборными — из песка средней крупности слоем также 100 мм для устранения неровностей в плоскости контакта подошвы фундамента с грунтом основания, образующихся при разработке котлована ковшом экскаватора. При устройстве фундаментов на скальных грунтах для устранения неровностей в любом случае делают бетонную подготовку. **Защитный слой бетона** для арматуры подошвы фундамента при наличии подготовки принимают равным 35 мм, а при отсутствии подготовки — 70 мм, что допускается под сборными фундаментами при сухих песчаных и гравелистых грунтах.

Размеры ступеней фундамента назначают такими, чтобы их контур находился снаружи или касался боковых граней усечённой пирамиды, верхним основанием которой служит опорное сечение колонны или подколонника, а грани наклонены к горизонту под углом 45° . По такой пирамиде возможно продавливание плитной части фундамента. Этому продавливанию препятствует работа бетона на растяжение по боковым поверхностям пирамиды и отпор (реактивное давление) грунта.

После сбора нагрузок на обрез фундамента, оценки инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, определения нормативных и расчётных характеристик грунтов, выбора глубины заложения фундамента и его размеров проверяют среднее (p_n) и

краевые ($p_{n,\max}$, $p_{n,\min}$) давления по подошве фундамента и при необходимости уточняют его размеры в плане. Эти давления вычисляют от основных сочетаний нормативных нагрузок с учётом веса фундамента и грунта на его уступах (рис. 5).

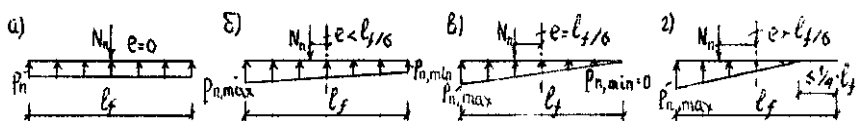


Рис. 5. Эпюры реактивных давлений грунта при различном эксцентриситете внешней нагрузки

Реактивное давление грунта принимают равномерно распределённым у центрально нагруженных фундаментов (рис. 5, а) или изменяющимся по трапецидальному закону у внецентренно нагруженных фундаментов (рис. 5, б, в). Частичный отрыв подошвы фундамента от грунта (рис. 5, г) допускается только на стадии монтажа строительных конструкций. Во всех остальных случаях требуется, чтобы выполнялись следующие условия:

$p_n \leq R$ — для центрально нагруженных фундаментов;

$p_{n,\max} \leq 1,2R$ — для краевых точек внецентренно нагруженного фундамента при действии изгибающего момента в одной плоскости;

$p_{n,\max} \leq 1,5R$ — для угловых точек внецентренно нагруженного фундамента при действии изгибающих моментов в двух плоскостях;

$p_{n,\min} \geq 0$ — для краевых точек внецентренно нагруженного фундамента при действии эксплуатационной нагрузки;

$p_{n,\min} / p_{n,\max} \geq 0,25$ — для внецентренно нагруженных фундаментов промышленных зданий с мостовыми кранами грузоподъёмностью 75 т и выше с целью уменьшения возможного крена.

Расчётное сопротивление грунта основания R вычисляют по методике СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» и СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений». При этом учитывают следующие факторы:

1) классификационные показатели грунта (гранулометрический состав, плотность, степень влажности, консистенцию, процентное содержание глинистых частиц);

2) прочностные характеристики грунта (угол внутреннего трения, удельное сцепление);

3) физические характеристики грунта (удельный вес, пористость, влажность);

4) деформационные характеристики грунта (модуль деформации, коэффициент Пуассона);

5) характер напластования грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;

6) характер напластования грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;

7) конструктивную схему здания, влияющую на его чувствительность к деформациям основания;

8) глубину заложения фундамента, его форму и размеры в плане, наличие подвала.

ЛЕКЦИЯ 3

Определение размеров подошвы отдельного железобетонного фундамента под колонны. Расчёт плитной части центрально и внецентренно нагруженного фундамента на продавливание. Расчёт фундамента по прочности на раскалывание

Как показывает практика, при выполнении вышеприведенных условий по реактивному давлению грунта расчёт основания по первой группе предельных состояний обеспечивается автоматически за счёт коэффициентов, входящих в формулу для определения R . Основным становится расчёт основания по второй группе предельных состояний, а потому при вычислении реактивных давлений грунта используют основные сочетания нормативных нагрузок (рис. 6).

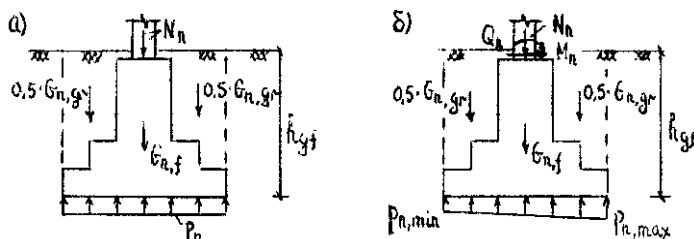


Рис. 6. Расчётные схемы к определению размеров подошвы отдельного фундамента: а – центрально нагруженного, б – внецентренно нагруженного

Среднее давление по подошве фундамента может быть определено следующим образом:

$$p_n = \frac{N_n + G_{n,f} + G_{n,gr}}{l_f \cdot b_f} \leq R,$$

где

N_n — продольная сила от вертикальной нормативной нагрузки в уровне обреза фундамента;

$G_{n,f}$ — вес фундамента;

$G_{n,gr}$ — вес грунта на уступах фундамента;

l_f, b_f — размеры подошвы фундамента в плане.

Вместе с тем, вес фундамента и грунта на его уступах можно представить в следующем виде:

$$G_{n,f} + G_{n,gr} = \gamma_m \cdot b_f \cdot l_f \cdot h_{gf},$$

где γ_m — средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах (при наличии подвальных помещений принимают $\gamma_m = 17 \text{ кН/м}^3$, а при их отсутствии — 20 кН/м^3).

В результате получаем:

$$p_n = \frac{N_n}{l_f \cdot b_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} \leq R,$$

где $l_f \cdot b_f = A_f$ — площадь фундамента по подошве.

При предварительном конструировании вместо R используют R_0 — условное расчётное сопротивление несущего слоя грунта. R_0 определяют с учётом классификационных и физических характеристик грунта. В результате **требуемую площадь подошвы фундамента** вычисляют по формуле

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot h_{gf}}.$$

По величине A_f устанавливают размеры фундамента по подошве:

- для центрально нагруженных фундаментов

$$l_f = b_f = \sqrt{A_f};$$

- для внецентренно нагруженных фундаментов предварительно

задаются соотношением сторон $\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,6..0,85$ и тогда

$$l_f = \sqrt{\frac{A_f}{\eta}}, \quad b_f = \eta \cdot l_f.$$

Эти размеры округляют в большую сторону с учётом принятой модульности и унификации элементов конструкций (кратно 100 мм или 300 мм). Далее уточняют значение расчётного сопротивления грунта основания R с учётом всех вышеперечисленных для него факторов и проверяют среднее и крайние давления на грунт по подошве фундамента по формулам:

- для центрально нагруженных

$$p_n = \frac{N_n}{l_f \cdot b_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} \leq R;$$

- для внецентренно нагруженных

$$p_{n,\max} = \frac{N_n}{l_f \cdot b_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} + \frac{M_n + Q_n \cdot h_f}{W_f} \leq 1,2 \cdot R,$$

$$p_{n,\min} = \frac{N_n}{l_f \cdot b_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} - \frac{M_n + Q_n \cdot h_f}{W_f} \geq 0,$$

где $W_f = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6}$ — момент сопротивления подошвы фундамента.

При невыполнении этих условий увеличивают размеры фундамента по подошве, а при их выполнении производят расчёты основания по второй и первой группе предельных состояний. После всех вычислений и проверок приступают к расчётам фундамента по несущей способности. Это расчёт плитной части фундамента на продавливание, расчёт на прочность по нормальным и наклонным сечениям как плитной части, так и подколонника, расчёт подколонника на местное сжатие (смятие).

Расчёт плитной части фундамента на продавливание

При расчётах на продавливание и на прочность реактивное давление грунта по подошве фундамента определяют от расчётных нагрузок без учёта собственного веса фундамента и грунта на его уступах, так как обусловленные этими нагрузками давления на грунт уравниваются соответствующим реактивным давлением грунта и не вызывают усилий изгиба в теле фундамента. При центральном и внецентренном нагружении соответствующие зависимости будут иметь следующий вид:

$$p = \frac{N}{l_f \cdot b_f},$$

$$p_{\max} = \frac{N}{l_f \cdot b_f} + \frac{M + Q \cdot h_f}{W_f},$$

$$p_{\min} = \frac{N}{l_f \cdot b_f} - \frac{M + Q \cdot h_f}{W_f}.$$

Опыты показывают, что продавливание железобетонных фундаментов от вертикальной нагрузки происходит по поверхностям с углом 45° к горизонтальной плоскости. Различают две схемы работы и соответственно расчёта отдельных фундаментов на продавливание в зависимости от вида сопряжения фундамента с колонной.

Работа по первой схеме происходит при монолитном сопряжении колонны с плитной частью фундамента или её подколонника с плитной частью фундамента, а также при стаканном сопряжении сборной колонны с высоким подколонником, когда выполняется условие $h_{cf} - h_{st} \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_{st})$. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа монолитной колонны или подколонника на действие продольной силы N и изгибающего момента M (рис. 7, а, б).

Работа по второй схеме происходит при стаканном сопряжении сборной колонны с низким подколонником, когда выполняется условие $h_{cf} - h_{st} < 0,5 \cdot (l_{cf} - l_{st})$. В этом случае фундамент рассчитывается на продавливание плитной части от дна стакана (рис. 8), а так же на раскалывание от продольной силы N_c , действующей в уровне торца колонны (рис. 9).

Продавливание отдельного фундамента происходит при образовании наклонных трещин, по границам которых бетон испытывает разрыв. При угле наклона такой трещины, равном 45° , на её границе действуют главные растягивающие напряжения σ_{mt} (касательные напряжения отсутствуют), и при достижении σ_{mt} предела прочности бетона на растяжение (при расчётах по несущей способности используют расчётное сопротивление бетона растяжению) возникают трещины.

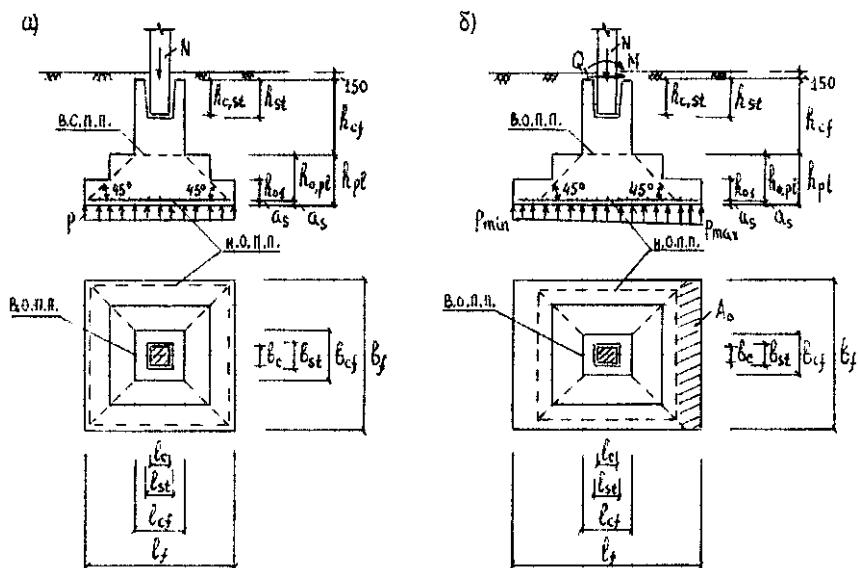


Рис. 7. Схемы образования пирамиды продавливания при стаканном сопряжении сборной железобетонной колонны с высоким подколонником: а – центрально нагруженный фундамент, б – внецентренно нагруженный фундамент

При продавливании плитной части **центрально нагруженного фундамента по первой схеме расчёт** производят из условия равенства суммы всех сил на вертикальную ось:

$$N - p \cdot (l_{cf} + 2 \cdot h_{0,pl}) \cdot (b_{cf} + 2 \cdot h_{0,pl}) \leq \sum_{i=1}^4 R_{bt} \cdot \cos 45^\circ \cdot h_{tp} \cdot u_i,$$

где

u_i — полусумма оснований i -ой боковой грани пирамиды продавливания;

$h_{0,pl} = h_{pl} - a_s$ — рабочая высота сечения плитной части;

$h_{tp} = \frac{h_{0,pl}}{\sin \alpha}$ — размер грани пирамиды продавливания;

R_{bt} — расчётное сопротивление бетона осевому растяжению с учётом коэффициента условия работы γ_{b1} , учитывающего длительность действия нагрузки;

a_s — расстояние от подошвы фундамента до оси рабочей арматуры сетки С-1.

При наличии подготовки под подошвой фундамента первоначально принимают $a_s = 40$ мм, а при её отсутствии — $a_s = 75$ мм. В результате условие прочности может быть записано в следующем виде:

$$F_{pr} \leq R_{bt} \cdot h_{0,pl} \cdot u_m,$$

где u_m — среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, образующейся в пределах высоты $h_{0,pl}$,

$$u_m = \frac{(l_{cf} + b_{cf}) \cdot 2 + (l_{cf} + 2h_{0,pl} + b_{cf} + 2h_{0,pl}) \cdot 2}{2} = 2 \cdot (l_{cf} + b_{cf} + 2 \cdot h_{0,pl}).$$

Как видно из вышеприведенной формулы, продавливающая сила F_{pr} принимается равной разности значений продольной силы N , действующей на пирамиду продавливания, и произведения величины реактивного давления грунта на площадь большего основания этой пирамиды, расположенного в уровне арматурной сетки С-1. Из рис. 7, а следует, что продавливающая сила численно равна величине отпора грунта, умноженного на разность площадей подошвы фундамента и нижнего основания пирамиды продавливания, так как $p = \frac{N}{l_f \cdot b_f}$.

Если продавливание происходит от низа монолитной колонны, то в указанных выше формулах вместо размеров подколонника l_{cf} и b_{cf} принимают соответствующие размеры поперечного сечения колонны l_c и b_c .

При расчёте на продавливание внецентренно нагруженного фундамента по первой схеме проверку прочности упрощают и выполняют для одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания по формуле

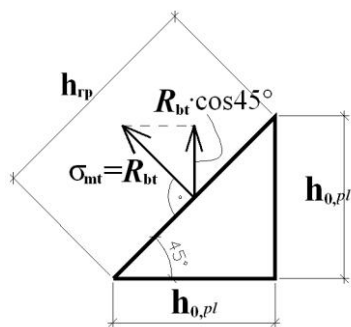
$$F'_{pr} \leq R_{bt} \cdot h_{0,pl} \cdot b_m,$$

где

b_m — средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания,

$$b_m = \frac{b_{cf} + (b_{cf} + 2 \cdot h_{0,pl})}{2} = b_{cf} + h_{0,pl};$$

F'_{pr} — часть продавливающей силы, приходящаяся на проверяемую грань пирамиды продавливания,



$$F'_{pr} = p_{\max} \cdot A_0,$$

здесь

A_0 — часть площади основания фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане её соответствующих рёбер,

$$A_0 = 0,5 \cdot b_f \cdot (l_f - l_{cf} - 2 \cdot h_{0,pl}) - 0,25 \cdot (b_f - b_{cf} - 2 \cdot h_{0,pl})^2.$$

Как уже отмечалось, при расчёте внецентренно нагруженного фундамента в плоскости действия изгибающего момента значение p_{\max} вычисляют от расчётных нагрузок, действующих в уровне обреза фундамента. При действии на фундамент изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях расчёт на продавливание выполняют отдельно для каждого из этих направлений. Если продавливание происходит от низа монолитной колонны, то в расчётных формулах вместо размеров подколонника l_{cf} и b_{cf} принимают соответствующие размеры поперечного сечения колонны l_c и b_c .

При стаканном сопряжении сборной железобетонной колонны с низким подколонником **расчёт** выполняют **по второй схеме** (рис. 8) и продольную силу N_c , действующую в уровне торца колонны, определяют из условия

$$N_c = \alpha \cdot N,$$

где

$$\alpha = \left(1 - 0,4 \cdot \frac{R'_{bt} \cdot A_c}{N} \right) \geq 0,85 - \text{коэффициент, учитывающий частичную}$$

передачу продольной силы N на плитную часть фундамента через стенки стакана;

A_c — площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента,

$$A_c = 2 \cdot (b_c + l_c) \cdot h_{c,st};$$

l_c, b_c — размеры поперечного сечения колонны;

$h_{c,st}$ — глубина заложения колонны в стакан;

N — продольная сила в уровне обреза фундамента;

R'_{bt} — расчётное сопротивление растяжению бетона замоноличивания стакана, принимаемое с учётом коэффициента условия работы γ_{b1} , учитывающего длительность действия нагрузки. Для замоноличивания используют бетон класса не менее В15.

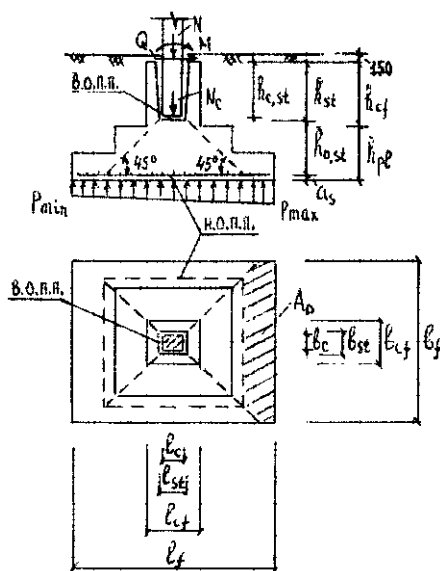


Рис. 8. Схема образования пирамиды продавливания при стаканном сопряжении сборной железобетонной колонны с низким подколонником

Проверку прочности на продавливание производят для одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания по формуле

$$F'_{pr} \leq R'_{bt} \cdot h_{0,st} \cdot b_m,$$

где

$$F'_{pr} = \frac{N_c}{l_f \cdot b_f} \cdot A_0 \text{ — часть силы продавливания, приходящаяся на}$$

проверяемую грань;

$h_{0,st}$ — рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры сетки С-1;

l_{st}, b_{st} — больший и меньший размеры дна стакана;

b_m — средний размер проверяемой грани,

$$b_m = \frac{b_{st} + (b_{st} + 2 \cdot h_{0,st})}{2} = b_{st} + h_{0,st} ;$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b_f \cdot (l_f - l_{st} - 2 \cdot h_{0,st}) - 0,25 \cdot (b_f - b_{st} - 2 \cdot h_{0,st})^2.$$

При невыполнении проверок на продавливание обычно увеличивают размеры плитной части фундамента и прежде всего её высоту $h_{0,пл}$. Возможен также вариант установки вертикальных каркасов, что повышает прочность на продавливание, однако плитную часть отдельных фундаментов стремятся армировать только сеткой в уровне их подошвы.

При работе фундамента на продавливание по второй схеме требуется выполнить **расчёт его прочности на раскалывание**. Если колонна менее развита в поперечном направлении, чем фундамент, т.е. при выполнении условия $b_c / l_c \leq A_b / A_l$, проверку прочности производят по формуле

$$N_c \leq \left(1 + \frac{b_c}{l_c} \right) \cdot \mu_b \cdot k_{gr} \cdot A_l \cdot R_{bt}.$$

Если колонна более развита в поперечном направлении, чем фундамент, т.е. при выполнении условия $b_c / l_c > A_b / A_l$, проверку прочности производят по формуле

$$N_c \leq \left(1 + \frac{l_c}{b_c} \right) \cdot \mu_b \cdot k_{gr} \cdot A_b \cdot R_{bt},$$

где

μ_b — коэффициент трения бетона по бетону, принимаемый равным 0,75;

k_{gr} — коэффициент, учитывающий совместную работу фундамента с грунтом ($k_{gr} = 1,3$ при наличии засыпки фундамента грунтом; $k_{gr} = 1$ при отсутствии засыпки фундамента грунтом в подвалах);

A_l , A_b — площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям сечения колонны параллельно соответственно сторонам l_f и b_f подошвы фундамента, за вычетом площади сечения стакана (рис. 9).

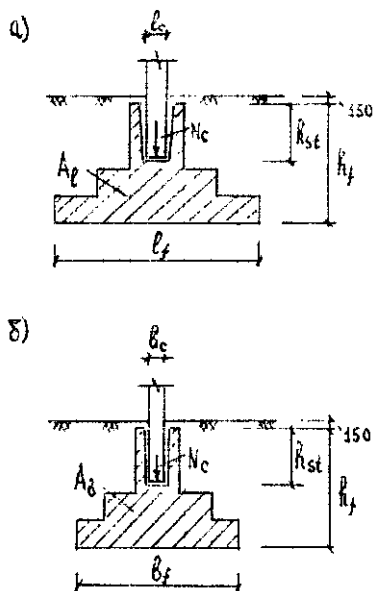


Рис. 9. Площади вертикальных сечений фундамента A_l (а) и A_b (б) при его расчёте на раскалывание

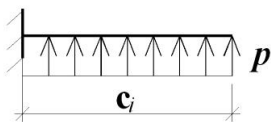
Если соотношение размеров поперечного сечения колонны таково, что $b_c / l_c < 0,4$ ($l_c / b_c > 2,5$), то в приведенных выше расчётных формулах принимают $b_c / l_c = 0,4$ ($l_c / b_c = 2,5$). Во всех остальных случаях используют фактические соотношения размеров.

ЛЕКЦИЯ 4

Расчёт плитной части фундамента и подколонника на прочность по нормальным и наклонным сечениям

В основу расчёта прочности плитной части положена предпосылка, что под действием реактивного давления грунта она работает подобно консолям, заделанным в массиве фундамента. При этом расчёт центрально и внецентренно нагруженных фундаментов в плоскости действия изгибающего момента производят в сечениях по граням ступеней плитной части (рис. 10, а, сечение 1-1 и сечение 2-2) и по грани подколонника (моноклитной колонны) (рис. 10, а, сечение 3-3). Поперечные силы и изгибающие моменты в сечениях определяют по эпюрам реактивного давления грунта на всю ширину подошвы b_f :

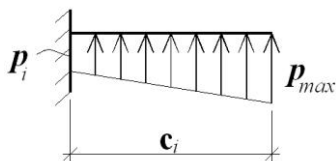
- центрально нагруженный фундамент



$$Q_i = p \cdot b_f \cdot c_i,$$

$$M_i = p \cdot b_f \cdot \frac{c_i^2}{2};$$

- внецентренно нагруженный фундамент



$$Q_i = 0,5 \cdot (p_{\max} + p_i) \cdot b_f \cdot c_i,$$

$$M_i = \frac{2 \cdot p_{\max} + p_i}{6} \cdot b_f \cdot c_i^2,$$

$$p_i = p_{\max} - \frac{c_i}{l_f} \cdot (p_{\max} - p_{\min}).$$

Проверки прочности плитной части по наклонным сечениям, начинающимся от граней ступеней (на рис. 10 показаны пунктиром), на действие поперечной силы Q_i производят из условия восприятия этой силы только бетоном:

- при $c_i \leq 2,4 \cdot h_{0,i}$ условие прочности имеет вид $Q_i \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b_{i,m} \cdot h_{0,i}$;
- при $c_i > 2,4 \cdot h_{0,i}$ указанную проверку производят по формуле

$$Q_i \leq 6 \cdot R_{bt} \cdot b_{i,m} \cdot h_{0,i}^2 / c_i,$$

где

$h_{0,i}$ — рабочая высота i -го сечения;

$b_{i,m}$ — средняя ширина рассчитываемого i -го сечения.

Для сечения 1-1 $b_{i,m} = b_f$, для сечения 2-2 $b_{i,m} = \frac{b_f \cdot h_1 + b_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2},$

а для сечения 3-3 $b_{i,m} = \frac{b_f \cdot h_1 + b_2 \cdot h_2 + b_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3}.$

Если условия прочности по поперечной силе не выполняются, то необходимо увеличить высоту поперечного сечения уступов плитной части фундамента или в пределах прежней высоты установить вертикальные каркасы. В практике проектирования чаще всего используют первый способ.

Проверки прочности плитной части по нормальным сечениям позволяют установить требуемую площадь рабочей арматуры по подошве фундамента A_{sl} и A_{sb} соответственно вдоль сторон l_f и b_f . Подбор арматуры производят по правилам расчёта изгибаемых железобетонных элементов на всю ширину подошвы фундамента (A_{sl}) и на всю длину его подошвы (A_{sb}). При подборе арматуры используют условия равновесия. Исходя из равенства моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси рабочей арматуры сетки С-1 определяют высоту сжатой зоны бетона x_i :

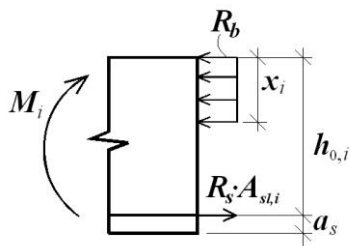
$$\Sigma M = 0;$$

$$M_i = R_b \cdot b_i \cdot x_i \cdot (h_{0,i} - 0,5 \cdot x_i),$$

где

R_b — расчётное сопротивление бетона сжатию;

b_i — ширина сжатой зоны бетона в рассматриваемом сечении; для сечения 1-1 $b_i = b_f$, для сечения 2-2 $b_i = b_2$, а для сечения 3-3 $b_i = b_3$.



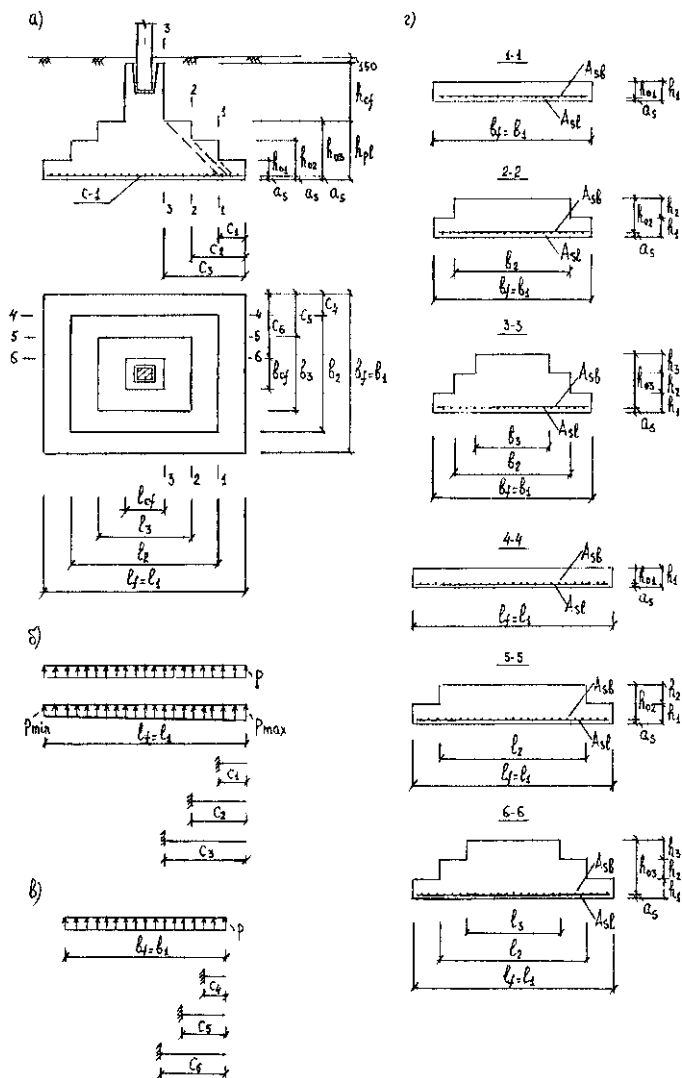


Рис. 10. Расчётные схемы и сечения при проверках прочности плитной части фундамента: а – расчётные нормальные и наклонные сечения, б – эпюры реактивного давления грунта при центральном и внецентренном нагружении, в – эпюра реактивного давления грунта при расчёте из плоскости действия изгибающего момента, г – армирование расчётных поперечных сечений

Далее проверяют условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ — относительная высота сжатой зоны бетона ($\xi = x_i / h_{0,i}$), а ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона (формула для вычисления ξ_R приведена в СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры»).

При его выполнении для подбора арматуры используют второе условие равновесия:

$$\Sigma N = 0; \quad R_b \cdot b_i \cdot x_i = R_s \cdot A_{sl,i},$$

где R_s — расчётное сопротивление растяжению арматуры сетки С-1.

В качестве рабочей применяют арматуру класса А400 (А-III), но если её прочностные свойства не используются полностью из-за ограничения по ширине раскрытия трещин, то допускается применять арматуру класса А300 (А-II). Расчёт прочности плитной части выполняют для трёх нормальных сечений и принимают A_{sl} максимальным из $A_{sl,1}$, $A_{sl,2}$ и $A_{sl,3}$.

При расчёте внецентренно нагруженного фундамента из плоскости действия изгибающего момента отпор грунта усредняют и принимают равным $p = 0,5 \cdot (p_{\max} + p_{\min})$. Значения поперечных сил Q_i и изгибающих моментов M_i в каждом расчётном сечении (4-4, 5-5, 6-6) вычисляют по формулам, справедливым для центрального нагружения с заменой b_f на l_f . Аналогичную замену производят и во всех расчётных формулах: вместо $b_{i,m} - l_{i,m}$, вместо $b_i - l_i$, вместо $A_{sl,i} - A_{sb,i}$. Значение A_{sb} принимают максимальным из $A_{sb,4}$, $A_{sb,5}$ и $A_{sb,6}$.

При действии на фундамент изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях подбор арматуры A_{sl} и A_{sb} для каждого направления выполняют по формулам внецентренного нагружения.

Армирование фундаментов по подошве осуществляют сварными сетками С-1 (рис. 11 а, в). Диаметр арматуры d_s принимают не менее 10 мм при размере стороны подошвы до трёх метров включительно и не менее 12 мм, если размер этой стороны больше трёх метров. Шаг стержней сетки (s_1 , s_2) принимают от 100 до 200 мм кратно 10 мм. Защитный слой бетона для торца арматуры составляет не менее 10 мм. Нахлёсточное соединение арматурных стержней принимают равным 20-25 мм. При необходимости сетки устраивают в два ряда по высоте с укладкой друг на друга.

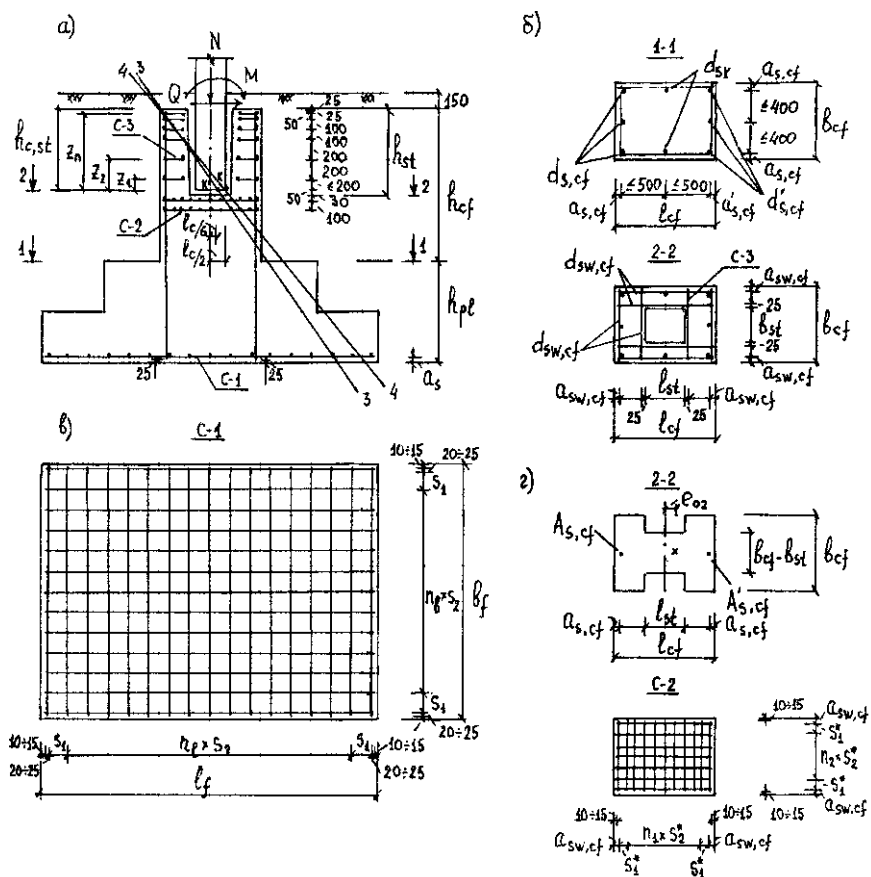


Рис. 11. Расчётные схемы и сечения при проверках прочности подколонника (а, б, г), армирование плитной части фундамента (в)

Процент армирования в каждом расчётном сечении фундамента должен быть не менее минимально допустимого:

$$\mu = \frac{A_{sl,i}}{b_i \cdot h_{0,i}} \cdot 100\% \geq 0,1\%, \quad \mu = \frac{A_{sb,i}}{l_i \cdot h_{0,i}} \cdot 100\% \geq 0,1\%.$$

При установке в фундамент сборной железобетонной колонны (рис. 11, а, б) **расчёт подколонника на прочность по нормальным сечениям** производят в уровне его сопряжения с плитной частью (сечение

1-1) и в уровне дна стакана (сечение 2-2). Сечение 1-1 является прямоугольным (у внецентренно нагруженных фундаментов) или квадратным (при их центральном нагружении), а сечение 2-2 – коробчатым. В случае монолитного сопряжения колонны с подколонником расчётным считается только сечение 1-1.

Расчётную схему подколонника представляют в виде консольного вертикального стержня с жёстким защемлением в уровне рассчитываемого сечения. Внутренние усилия вычисляют с учётом собственного веса подколонника и части расположенной в нём колонны по следующим формулам:

- сечение 1-1

$$N_{cf,1} = N + l_{cf} \cdot b_{cf} \cdot h_{cf} \cdot \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

$$M_{cf,1} = M + Q \cdot h_{cf};$$

- сечение 2-2

$$N_{cf,2} = N + l_{cf} \cdot b_{cf} \cdot h_{st} \cdot \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

$$M_{cf,2} = M + Q \cdot h_{st},$$

где

N, M, Q — соответственно продольная сила, изгибающий момент и поперечная сила в уровне обреза фундамента;

γ_f — коэффициент надёжности по нагрузке (для железобетона $\gamma_f = 1,1$);

γ_n — коэффициент надёжности, учитывающий ответственность здания или сооружения (для промышленных и гражданских зданий массового строительства $\gamma_n = 1,0$);

$\rho_{жс/б}$ — средняя плотность железобетона ($\rho_{жс/б} = 25 \text{ кН/м}^3$).

В общем случае расчёт подколонника выполняют как внецентренно сжатого элемента. Соответствующие каждому сечению расчётные эксцентриситеты вычисляют по следующим формулам:

- сечение 1-1

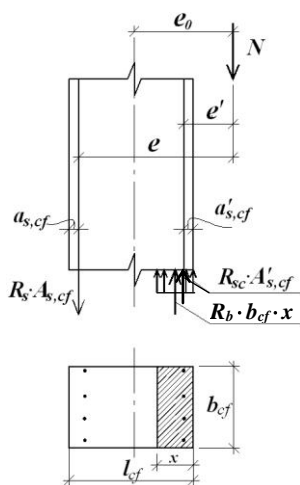
$$e_{0,1} = \frac{M_{cf,1}}{N_{cf,1}} + e_a;$$

● сечение 2-2

$$e_{0,2} = \frac{M_{cf,2}}{N_{cf,2}},$$

где e_a — случайный эксцентриситет, принимаемый равным максимальному из трёх значений: $e_a = \max \{ l_{cf} / 30, 1 \text{ см}, h'_{cf} / 600 \}$.

Расчётную высоту подколонника h'_{cf} при наличии засыпки его грунтом принимают равной фактической высоте h_{cf} , а при отсутствии засыпки расчётную высоту увеличивают до $1,2 \cdot h_{cf}$.



Расстояние от точки приложения продольной силы N до оси растянутой арматуры подколонника составляет

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot l_{cf} - a_{s,cf},$$

где

η — коэффициент, учитывающий гибкость подколонника. Для подколонников, находящихся в грунте, при соотношении $h_{cf} / b_{cf} \leq 6$, а также подколонников с $h_{cf} / b_{cf} \leq 4$ при отсутствии засыпки грунтом, коэффициент η принимают равным единице. В остальных случаях коэффициент $\eta > 1$ и его величину определяют по правилам расчёта

внецентренно сжатых элементов железобетонных конструкций. При проверке прочности коробчатого сечения 2-2 случайный эксцентриситет e_a не учитывают и коэффициент $\eta = 1$.

Для определения требуемой площади продольной арматуры подколонника используют два уравнения равновесия. Исходя из равенства изгибающих моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси растянутой арматуры определяют высоту сжатой зоны бетона x :

$$\Sigma M = 0;$$

$$N \cdot e = R_b \cdot b_{cf} \cdot x \cdot (l_{cf} - a_{s,cf} - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_{s,cf} \cdot (l_{cf} - a'_{s,cf} - a_{s,cf}).$$

Далее проверяют условие $\xi \leq \xi_R$, где $\xi = x/(l_{cf} - a_{s,cf})$. При его выполнении для подбора арматуры используют второе условие равновесия:

$$\Sigma N = 0; \quad N + R_s \cdot A_{s,cf} - R_{sc} \cdot A'_{s,cf} = R_b \cdot b_{cf} \cdot x,$$

где количеством сжатой арматуры предварительно задаются, принимая её диаметр $d'_{s,cf}$ не менее 12 мм и расстояние между осями стержней не более 400 мм. Защитный слой бетона для продольной арматуры подколонника составляет не менее 50 мм. Поэтому первоначально принимают $a_{s,cf} = a'_{s,cf} = 60$ мм. Коэффициент армирования, как по сжатой, так и по растянутой грани подколонника должен быть не менее 0,05%:

$$\mu = \frac{A_{s,cf}}{b_{cf} \cdot (l_{cf} - a_{s,cf})} \cdot 100\% \geq 0,05\%, \quad \mu = \frac{A'_{s,cf}}{b_{cf} \cdot (l_{cf} - a'_{s,cf})} \cdot 100\% \geq 0,05\%.$$

Если толщина стенок стакана в уровне обреза фундамента составляет не менее 200 мм и не менее $0,75 \cdot h_{st}$, то армирование продольной вертикальной арматурой осуществляют конструктивно диаметром не менее 10 мм с расстоянием между осями стержней не более 400 мм. Если продольная арматура не требуется по расчёту, то её также устанавливают конструктивно, но только в пределах стаканной части с заглублением ниже дна стакана на величину не менее $35 \cdot d_{s,cf}$. При необходимости армирования подколонника по расчёту вертикальную продольную арматуру устанавливают на всю высоту фундамента. В качестве рабочей рекомендуется применять арматуру класса А400 (А-III), а при недостаточном использовании её прочностных свойств допускается применять арматуру класса А300 (А-II).

Поперечное армирование подколонника определяют, выполняя **расчёт его прочности по наклонным сечениям**. Эти сечения проходят через верхнее ребро подколонника и точки условного поворота колонны К' (сечение 3-3) и К (сечение 4-4) (рис. 11, а). При действии нормальной силы N в пределах ядра сечения, т. е. когда $e_{0,2} \leq l_c / 6$, поперечное армирование подколонника назначают конструктивно: $d_{sw,cf} \geq 8$ мм, $d_{sw,cf} \geq 0,25 \cdot d_{s,cf}$. По высоте стаканной части в этом случае устанавливают не менее пяти сеток С-3 в соответствии с рис. 11, а.

Если $e_{0,2} > l_c / 6$, то поперечное армирование устанавливают по расчёту. При $l_c / 6 < e_{0,2} < l_c / 2$ условной точкой поворота считается точка

К', расположенная в расчётном сечении 3-3. Если $e_{0,2} \geq l_c / 2$, то условной точкой поворота считается точка К, расположенная в расчётном сечении 4-4. Условные (фиктивные) изгибающие моменты определяют по следующим формулам:

- сечение 3-3

$$M_{fic} = M + Q \cdot h_{c,st} - 0,7 \cdot N \cdot e_{0,2};$$

- сечение 4-4

$$M_{fic} = 0,8 \cdot (M + Q \cdot h_{c,st} - 0,5 \cdot N \cdot l_c).$$

Требуемую площадь поперечной арматуры сеток С-3 в одном направлении определяют из условия восприятия указанных изгибающих моментов только поперечной арматурой:

$$A_{sw,cf} = \frac{M_{fic}}{R_{sw} \cdot \sum_{i=1}^n z_i},$$

где

R_{sw} – расчётное сопротивление поперечной арматуры растяжению; в качестве поперечной применяют арматуру класса В500 (Вр-I), А300 (А-II) и в случае необходимости А400 (А-III).

$d_{sw,cf}$ – диаметр поперечной арматуры, $d_{sw,cf} \leq 14$ мм,

z_i – расстояние по высоте от торца колонны до каждого ряда поперечной арматуры.

При $e_{0,2} > l_c / 6$ сетки С-3 с шагом 200 мм устанавливают до дна стакана. Количество стержней в каждом направлении равно четырём (рис. 11, б). Поэтому требуемый диаметр поперечной арматуры определяют из выражения:

$$A_{sw,cf} = n \cdot \frac{\pi \cdot d_{sw,cf}^2}{4} = \pi \cdot d_{sw,cf}^2, \quad d_{sw,cf} \geq \sqrt{\frac{A_{sw,cf}}{\pi}}.$$

При монолитном сопряжении колонны с подколонником его поперечное армирование выполняют конструктивно в виде сеток С-2 (рис. 11, г).

ЛЕКЦИЯ 5

Расчёт подколонника на местное сжатие (смятие). Расчёт плитной части отдельного фундамента и подколонника по образованию и раскрытию трещин

Расчёт подколонника на местное сжатие (смятие) выполняют на усилие N_c в уровне торца колонны по правилам расчёта элементов железобетонных конструкций. Первоначально проверяют прочность подколонника при отсутствии косвенной арматуры в виде сеток С-2 под дном стакана:

$$N_c \leq \psi_{loc} \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc},$$

где

$A_{b,loc}$ — площадь смятия, $A_{b,loc} = l_c \cdot b_c$;

ψ_{loc} — коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия; при $e_{0,2} \leq l_c/6$ распределение нагрузки считают равномерным и принимают $\psi_{loc} = 1$, при $e_{0,2} > l_c/6$ распределение нагрузки считают неравномерным и принимают $\psi_{loc} = 0,75$;

$R_{b,loc}$ — расчётное сопротивление бетона местному сжатию (смятию).

Значение $R_{b,loc}$ определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b,$$

где

R_b — расчётное сопротивление бетона осевому сжатию;

$$\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \text{ но } \varphi_b \text{ принимают не более 2,5 и не менее 1,0;}$$

$A_{b,max}$ — максимальная расчётная площадь смятия, $A_{b,max} = l_{cf} \cdot b_{cf}$.

Если вышеприведенное условие прочности не выполняется, то под дном стакана требуется установка сеток косвенного армирования С-2 (рис. 11, а, г). Их изготавливают из арматуры класса В500 (Вр-I) или А300 (А-II).

При необходимости допускается применять арматуру класса А400 (А-III). Диаметр арматуры принимают не более 14 мм ($d_{s,x} = d_{s,y} \leq 14$ мм). Размер ячеек сеток С-2 назначают не менее 45 мм (кратно 5 мм), но не более 100 мм и не более четверти меньшего размера подколонника ($0,25 \cdot b_{cf}$). Первую сетку устанавливают с шагом 30 мм ниже дна стакана, а вторую и последующие – с шагом от 60 до 150 мм (кратно 10 мм), но не более $b_{cf} / 3$. Часто используют шаг сеток, равный 100 мм.

Первоначально осуществляют проверку прочности поперечного сечения подколонника на местное сжатие с учётом двух сеток косвенного армирования:

$$N_c \leq \psi_{loc} \cdot R_{bs,loc} \cdot A_{b,loc},$$

где

$R_{bs,loc}$ — приведенное с учётом косвенной арматуры расчётное сопротивление бетона сжатию,

$$R_{bs,loc} = \varphi_b \cdot R_b + 2 \cdot R_{s,xy} \cdot \mu_{s,xy} \cdot \varphi_{s,xy};$$

$R_{s,xy}$ — расчётное сопротивление растяжению арматуры сетки С-2;

$\mu_{s,xy}$ — коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{b,loc,ef} \cdot s},$$

здесь

n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки, считая в осях крайних стержней в направлении большего размера подколонника;

n_y, A_{sy}, l_y — то же, в направлении меньшего размера подколонника;

$A_{b,loc,ef}$ — площадь бетона, заключённая внутри крайних стержней сетки косвенного армирования;

s — шаг сеток косвенного армирования по высоте подколонника; шаг принимают не менее 60 мм и не более 150 мм;

$\varphi_{s,xy}$ — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования,

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}.$$

При невыполнении условия прочности с учётом двух сеток косвенного армирования следует увеличить диаметр арматуры или количество стержней в сетке С-2. При выполнении условия проверяют прочность бетона на местное сжатие в уровне нижней сетки С-2 по формуле

$$N_c \leq \psi_{loc} \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}^*,$$

где площадь смятия $A_{b,loc}^*$ определяют с учётом распределения давления от дна стакана под углом 45° :

$$A_{b,loc}^* = (b_{st} + 2 \cdot z^*) \cdot (l_{st} + 2 \cdot z^*).$$

В приведенной зависимости z^* — расстояние от дна стакана до нижней (второй) сетки косвенного армирования. При невыполнении последнего условия прочности увеличивают число сеток С-2 до трёх или четырёх с повторением соответствующей проверки.

Расчёт отдельных железобетонных фундаментов по образованию и раскрытию трещин производят для тех сечений плитной части фундамента и подколонника, в которых требуется максимальное количество продольной арматуры, установленной проверками прочности по нормальным сечениям. Вместе с тем, указанный расчёт для подколонника можно не производить в следующих случаях:

- 1) фундамент является центрально нагруженным;
- 2) коэффициент армирования подколонника μ по его растянутой грани не превышает 0,8 %:

$$\mu = \frac{A_{s,cf}}{b_{cf} \cdot l_{0,cf}} \cdot 100 \% \leq 0,8\%, \quad \text{где} \quad l_{0,cf} = l_{cf} - a_{s,cf}, \quad a_{s,cf} = 6 \text{ см};$$

в этом случае подколонник считается слабоармированным конструктивным элементом, у которого момент образования трещин практически совпадает с исчерпанием несущей способности, ранее обеспеченной расчётом прочности по нормальным сечениям;

- 3) относительные деформации на растянутой грани подколонника не превышают предельного значения относительной деформации бетона при растяжении

$$\varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bt, \max}.$$

Ранее в СНиП 2.03.01-84* последнее условие имело следующий вид:

$$\sigma_{bt} \leq 2 \cdot R_{bt,n},$$

где

$R_{bt,n}$ — нормативное сопротивление бетона растяжению;

σ_{bt} — растягивающее напряжение на указанной грани подколонника, вычисленное как для упругого тела по приведенному сечению,

$$\sigma_{bt} = -\frac{N_n + G_{n,cf}}{A_{red}} + \frac{M_n + Q_n \cdot h_{cf}}{W_{red}},$$

здесь

N_n, M_n, Q_n — внутренние усилия в уровне обреза фундамента от нормативной внешней нагрузки;

$G_{n,cf}$ — нормативная нагрузка от собственного веса подколонника ($\rho_{ж/б} = 25 \text{ кН/м}^3$),

$$G_{n,cf} = l_{cf} \cdot b_{cf} \cdot h_{cf} \cdot \rho_{ж/б} \cdot \gamma_n;$$

A_{red} — приведенная к бетону площадь поперечного сечения подколонника;

W_{red} — момент сопротивления приведенного к бетону поперечного сечения подколонника.

Знак «-» в формуле при вычислении σ_{bt} указывает на сжатие, а знак «+» — на растяжение.

Если обратиться к диаграммам σ - ε работы бетона при сжатии и растяжении (рис. 12), то нетрудно убедиться в том, что приведенное выше условие СНиП соответствует ограничению $\varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bt,R}$, так как при упругой работе бетона будут справедливы следующие выражения:

$$\varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{E_b}, \quad \varepsilon_{bt,R} = \frac{R_{bt,n}}{E'_b}, \quad E_b = \text{tg} \alpha, \quad E'_b = \text{tg} \beta, \quad \text{tg} \beta = 0,5 \cdot \text{tg} \alpha,$$

и тогда
$$\sigma_{bt} \leq 2 \cdot R_{bt,n},$$

где

E_b — начальный модуль упругости бетона,

E'_b — секущий модуль упругопластичности бетона, соответствующий напряжению $R_{bt,n}$.

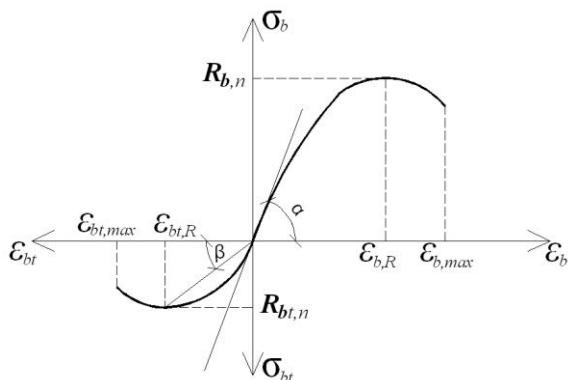


Рис. 12. Диаграммы работы бетона при сжатии и растяжении

Вычислять напряжения в бетоне как для упругого тела по приведенному сечению гораздо проще, чем определять относительные деформации его волокон. Поэтому представляется, что условие СНиП, ограничивающее деформации растяжения бетона значением $\epsilon_{bt,R}$, а не $\epsilon_{bt,max}$ можно оставить для расчёта подколонника и сейчас.

К трещиностойкости фундаментов предъявляют требования второй категории, т. е. в них допускаются и ограничиваются по величине трещины, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок $a_{crc,2}$ и от полных нагрузок $a_{crc,1}$. Первоначально производят **расчёт по образованию трещин**.

Для плитной части фундамента этот расчёт производят из условия

$$M_n \leq M_{crc} = R_{bt,n} \cdot W_{pl},$$

где

M_n — изгибающий момент в сечении плитной части фундамента от нормативных нагрузок, а именно реактивного давления грунта, рассчитанного от нормативных нагрузок;

W_{pl} — упругопластический момент сопротивления рассчитываемого сечения.

Для подколонника условие отсутствия трещин имеет вид:

$$M_{n,r} \leq M_{crc} = R_{bt,n} \cdot W_{pl},$$

где

$M_{n,r}$ — изгибающий момент от внешних нормативных нагрузок относительно ядровой точки, наиболее удалённой от растянутой грани, трещиностойкость которой проверяется.

Если для внецентренно сжатого элемента рассмотреть случай действия продольной силы N_n с эксцентриситетом $e_{0,n}$ относительно центра тяжести его сечения, то напряжению на растянутой грани этого элемента σ_{bt} будет соответствовать изгибающий момент от внешней нагрузки, равный

$$M_{n,r} = \sigma_{bt} \cdot W_{red} = \left(-\frac{N_n}{A_{red}} + \frac{N_n \cdot e_{0,n}}{W_{red}} \right) \cdot W_{red} = N_n \cdot (e_{0,n} - r),$$

где

r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до указанной выше ядровой точки,

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}.$$

В нашем случае при расчёте подколонника соответствующие формулы будут иметь следующий вид:

$$M_{n,r} = (N_n + G_{n,cf}) \cdot (e_{0,n} - r),$$

$$e_{0,n} = \frac{M_n + Q_n \cdot h_{cf}}{N_n + G_{n,cf}}.$$

Если приведенные выше условия не выполняются, то в расчётных сечениях плитной части фундамента и подколонника образуются трещины и, следовательно, требуется выполнить проверки ширины их раскрытия.

Допускаемые значения ширины продолжительного раскрытия трещин от постоянных и временных длительных нагрузок составляют:

- $[a_{crc,2}] = 0,2$ мм, если рассчитываемый элемент конструкции фундамента находится в условиях переменного уровня грунтовых вод;
- $[a_{crc,2}] = 0,3$ мм, если рассчитываемый элемент конструкции фундамента находится выше или ниже уровня грунтовых вод.

Допускаемые значения ширины непродолжительного раскрытия трещин от полных нагрузок составляют:

- $[a_{crc,1}] = 0,3$ мм, если рассчитываемый элемент конструкции фундамента находится в условиях переменного уровня грунтовых вод;
- $[a_{crc,1}] = 0,4$ мм, если рассчитываемый элемент конструкции фундамента находится выше или ниже уровня грунтовых вод.

В общем случае **ширина раскрытия трещин** определяется по методике расчёта элементов железобетонных конструкций. В новом СП 52-101-2003 представленная зависимость имеет вид:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s \cdot \psi_s ,$$

где

φ_1 — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки ($\varphi_1 = 1,4$ при вычислении $a_{crc,2}$, $\varphi_1 = 1,0$ при вычислении $a_{crc,1}$);

φ_2 — коэффициент, учитывающий профиль продольной рабочей арматуры ($\varphi_2 = 0,5$ при арматуре периодического профиля, $\varphi_2 = 0,8$ при гладкой арматуре);

φ_3 — коэффициент, учитывающий характер нагружения элемента конструкции (при изгибе и внецентренном сжатии $\varphi_3 = 1$);

σ_s — напряжение в рабочей растянутой арматуре подколонника или плитной части фундамента от соответствующих нормативных нагрузок;

E_s — модуль упругости рабочей арматуры;

l_s — расстояние между смежными (соседними) нормальными трещинами, определяемое в соответствии с правилами расчёта элементов железобетонных конструкций;

ψ_s — коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций в растянутой арматуре в сечении с трещиной и между ними.

Для фундаментов величину σ_s допускается определять упрощённым способом по формулам:

$$\sigma_s = R_s \cdot \frac{M_{n,r}}{M_{pr}} \text{ — при расчёте подколонника,}$$

$$\sigma_s = R_s \cdot \frac{M_n}{M_{pr}} \text{ — при расчёте плитной части;}$$

здесь

M_{pr} — предельный момент по прочности, воспринимаемый в расчётном сечении,

$$M_{pr} = (N + G_{cf}) \cdot (e_0 - r) \cdot \frac{A_{s,f}}{A_{s,t}} \text{ — при расчёте подколонника,}$$

$$M_{pr} = M \cdot \frac{A_{s,f}}{A_{s,t}} \text{ — при расчёте плитной части,}$$

где

$A_{s,f}$, $A_{s,t}$ — соответственно фактически принятая и требуемая по расчёту прочности площадь рабочей арматуры.

При вычислении $a_{crc,2}$ вместо M и N в указанные выше формулы подставляют усилия от постоянных и временных длительных нагрузок. Значение $a_{crc,1}$ вычисляют как сумму величины $a_{crc,2}$ и приращения ширины раскрытия трещины от кратковременных нагрузок Δa_{crc} . При вычислении значения Δa_{crc} в аналогичные формулы подставляют усилия от кратковременных нагрузок. Если в расчётном сечении подколонника или плитной части фундамента изгибающий момент от постоянных и временных длительных нагрузок составляет менее двух третей изгибающего момента от полной нагрузки, то проверяют значения как $a_{crc,2}$, так и $a_{crc,1}$. В противном случае допускается проверять только величину $a_{crc,2}$.

ЛЕКЦИЯ 6

Особенности расчёта отдельно стоящих фундаментов под стальные колонны

Глубина заложения фундамента h_{gf} , его полная высота h_f , решение вопроса о количестве ступеней плитной части, их полной высоте h_{pl} и высоте подколонника h_{cf} (при его наличии) принимаются так же, как и для фундаментов под железобетонные колонны. Отметка верха подколонника (обрез фундамента), его размеры в плане $l_{cf} \times b_{cf}$ определяются размерами опорных плит башмаков стальных колонн, конструктивным решением базы колонны (с траверсой или с фрезерованным торцом), принятым в расчётной схеме способом сопряжения колонны с фундаментом (шарнирным или жёстким) и связанным с ним расположением анкерных болтов, а также расстоянием от оси болта до края фундамента.

Решение с траверсой, которая воспринимает нагрузку от стержня колонны и передает её на опорную плиту, применяют при $N \leq 5000$ кН, а при более высоких расчётных усилиях в колоннах ($N > 5000$ кН) торцы их стержней фрезеруют и на монтаже приваривают к строганой плите башмака. При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты устанавливают конструктивно для фиксации проектного положения колонны и закрепления её в процессе монтажа. Анкеры в этом случае крепятся непосредственно к опорной плите базы колонны. При жёстком сопряжении анкеры крепят к стержню колонны с помощью специальных выносных столиков (консолей), и фактически они устанавливаются в фундаменты за габаритами опорных плит.

По конструктивному решению болты могут быть с отгибом, с анкерной плитой, прямые и конические (рис. 13). **По способу установки** болты подразделяют на *устанавливаемые до бетонирования фундаментов*, в которые они заделываются (с отгибом и с анкерной плитой), и *устанавливаемые на готовые фундаменты* в специальные колодцы или скважины (прямые и конические). **По условиям эксплуатации** болты подразделяют на расчётные (при жёстком

сопряжении колонны с фундаментом) и на конструктивные (при шарнирном сопряжении).

Болты с отгибом и с анкерной плитой применяют для крепления строительных конструкций без ограничений. Болты, устанавливаемые в скважины, не следует применять для несущих конструкций колонн зданий и сооружений, оборудованных мостовыми кранами, а также для высотных зданий и сооружений, ветровая нагрузка для которых является основной.

Марку стали расчётных болтов принимают в зависимости от расчётной зимней температуры наружного воздуха: при температуре $t < -40^{\circ}\text{C}$ и выше рекомендуется малоуглеродистая сталь марки ВСтЗкп2; при $-50^{\circ}\text{C} \leq t < -40^{\circ}\text{C}$ рекомендуется низколегированная сталь марки 09Г2С; при $-65^{\circ}\text{C} \leq t < -50^{\circ}\text{C}$ рекомендуется низколегированная сталь марки 10Г2С1. Конструктивные болты во всех случаях допускается изготавливать из стали марки ВСтЗкп2.

Диаметр анкерных болтов для сталей вышеприведенных марок составляет 12, 16, 20, 24, 30, 36, 42, 48, 56, 64, 72, 80, 90, 100, 110, 125 и 140 мм. Исходя из опыта проектирования зданий и сооружений, при шарнирном сопряжении колонны с фундаментом применяют анкерные болты диаметром не менее 20 мм, а при жёстком – не менее 24 мм.

Минимальные значения глубины заделки расчётных и конструктивных анкерных болтов в фундамент $l_{ан}$, расстояний между осями болтов z и от оси крайних болтов до наружной грани подколонника Δl приведены в таблице (рис. 13). Для расчётных болтов, выполненных из низколегированной стали, и бетоне фундамента, имеющего класс прочности на сжатие более В12,5, табличные значения $l_{ан}$ умножаются на два коэффициента k_1 и k_2 :

k_1 — отношение расчётных сопротивлений растяжению бетона класса В12,5 и принятого класса бетона,

k_2 — отношение расчётных сопротивлений растяжению анкерных болтов принятой марки стали и стали марки ВСтЗкп2.

Расстояния z и Δl допускается уменьшать на $2d$ при соответствующем увеличении значения $l_{ан}$ на $5d$. Кроме этого, расстояние Δl допускается уменьшать ещё на один диаметр при наличии армирования вертикальной грани фундамента в месте установки анкерного болта. С целью ограничения размеров подколонника в плане во

всех случаях принимают $\Delta l \leq \Delta l_{\max}$, где $\Delta l_{\max} = 100$ мм при $d \leq 30$ мм, $\Delta l_{\max} = 150$ мм при $30 < d \leq 48$ мм, $\Delta l_{\max} = 200$ мм при $d > 48$ мм.

Болты	С отгибом	С анкерной плитой	Прямые	Конические
эскиз				
l_{an} для конструктивных	15·d	10·d	5·d	5·d
l_{an} для расчётных	25·d	15·d	10·d	10·d
z_l, z_b	6·d	8·d	5·d	10·d
Δl	4·d	6·d	5·d	10·d

Рис. 13. Конструктивные решения анкерных болтов

Для крепления базы центрально сжатых колонн анкерные болты устанавливают конструктивно. Для крепления базы внецентренно сжатых колонн анкерные болты устанавливают по расчёту. При этом используют комбинацию внешних нагрузок, при которой изгибающий момент имеет наибольшее значение, а продольная сжимающая сила – наименьшее. Если постоянная нагрузка разгружает анкерные болты (моменты от полной и постоянной нагрузки имеют разные знаки), то она вводится в расчёт с коэффициентом надёжности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$.

Для сплошных, а также лёгких сквозных колонн при их габарите $l_c < 1000$ мм применяют **общие базы** (рис. 14, а). В этом случае расчётные усилия в растянутых анкерных болтах определяют из условия их совместной работы со сжатым бетоном обреза фундамента. Расчёт производят как для прямоугольных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов. Первоначально используют условие равновесия $\Sigma M = 0$. Это условие равенства моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси растянутых болтов. Из этого уравнения определяют высоту сжатой зоны бетона x :

$$N \cdot (e_0 + 0,5 \cdot z_l) = R_b \cdot b_b \cdot x \cdot \left(\frac{l_b + z_l}{2} - 0,5 \cdot x \right),$$

затем проверяют условие $\xi = \frac{x}{0,5 \cdot (l_b + z_l)} \leq \xi_R$.

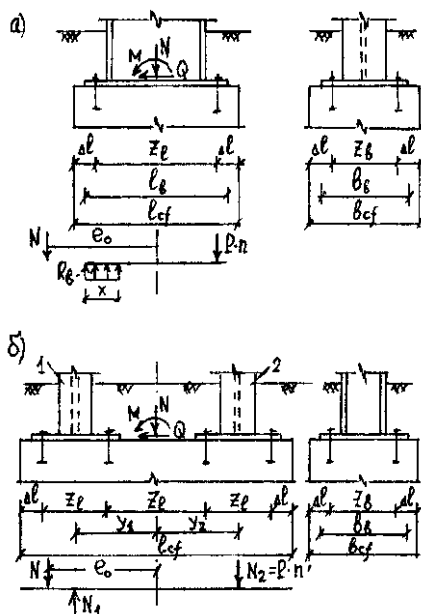


Рис. 14. Расчётные схемы для определения усилий в анкерных болтах стальных колонн: а – сплошного типа, б – сквозного типа

При его выполнении из второго условия равновесия $\Sigma N = 0$ определяют расчётное усилие растяжения в анкерном болте P :

$$R_b \cdot b_b \cdot x = N + P \cdot n, \quad P = \frac{(R_b \cdot b_b \cdot x - N)}{n},$$

где

n — число анкерных болтов, расположенных с растянутой стороны базы колонны;

l_b, b_b — длина и ширина опорной плиты базы колонны;

$e_0 = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет продольной силы в уровне обреза

фундамента;

z_l — расстояние между осями анкерных болтов вдоль большей стороны опорной плиты базы колонны;

R_b — расчётное сопротивление бетона осевому сжатию с учётом трех коэффициентов условия работы: $\gamma_{b1}, \gamma_{b2}, \gamma_{b3}$.

В случае $\xi > \xi_R$ следует произвести армирование подколонника в уровне обреза фундамента горизонтальными сетками косвенного армирования и использовать в расчёте вместо R_b значение $R_{bs,loc}$.

Для тяжёлых сквозных колонн при $l_c \geq 1000$ мм применяют **базы раздельного типа** (рис. 14, б). Здесь ветви колонн работают на продольные осевые силы, и величину расчётного усилия P , приходящегося на один болт растянутой ветви, определяют из условия равенства моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси сжатой ветви:

$$N \cdot (e_0 - y_1) = P \cdot n' \cdot (y_1 + y_2), \quad e_0 = \frac{M}{N}, \quad P = \frac{M - N \cdot y_1}{(y_1 + y_2) \cdot n'},$$

где

n' — число анкерных болтов крепления растянутой ветви колонны;

y_1, y_2 — расстояния от оси колонны до соответствующих осей её сжатой и растянутой ветви.

Требуемую площадь поперечного сечения анкерного болта «нетто», то есть с учётом ослабления его резьбой, вычисляют по формуле

$$A_{bn} = \frac{P}{\gamma_c \cdot R_{bt}^*},$$

где

R_{bt}^* — расчётное сопротивление растяжению болтов принятой марки стали;

$\gamma_c = 0,95$ — коэффициент условий работы конструкций.

Далее определяют требуемый диаметр болта, пользуясь соответствующими таблицами или по формуле $d \geq 1,3 \cdot \sqrt{A_{bn}}$.

После определения диаметра анкерных болтов, их количества и условий расстановки ($z_l, z_b, \Delta l$) назначают размеры подколонника в плане $l_{cf} \times b_{cf}$ по аналогии с фундаментами под железобетонные колонны. Затем производят определение размеров фундамента по подошве и все необходимые его расчёты по первой и второй группе предельных состояний: расчёт плитной части фундамента на продавливание по первой схеме от низа подколонника (при его наличии) или опорной плиты базы

колонны (при отсутствии подколонника), расчёты на прочность по нормальным и наклонным сечениям (у подколонника рассчитывают только прямоугольное сечение в уровне плитной части, а поперечное армирование устанавливают конструктивно), проверку прочности подколонника на местное сжатие под опорной плитой базы колонны, расчёты по образованию и раскрытию трещин. Проверку фундамента по прочности на раскалывание не производят.

Все болты должны быть затянуты на величину предварительной затяжки, которую принимают равной $V = 0,75 \cdot P$. Для этого используют специальные динамометрические ключи с контролем величины крутящего момента.

Для стальных колонн, имеющих базы раздельного типа, сдвигающую силу Q , действующую в плоскости изгибающего момента, допускается передавать на фундаменты через силу трения под сжатой ветвью колонны (рис. 15). **Устойчивость против сдвига** обеспечивается при выполнении условия

$$Q \leq f \cdot N_1,$$

где $N_1 = \frac{M + N \cdot y_2}{y_1 + y_2}$ — усилие в сжатой ветви колонны;

f — коэффициент трения, равный 0,25.

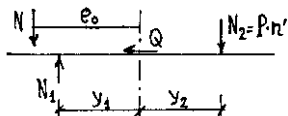


Рис. 15. Расчётная схема для определения сдвигающей силы при базе колонны раздельного типа

Для стальных колонн, имеющих общую базу, кроме сжимающей продольной силы учитывают усилия затяжки болтов. Для обеспечения устойчивости против сдвига здесь требуется выполнение условия

$$Q \leq f \cdot (N + 0,25 \cdot n'' \cdot A_{bm} \cdot R_{bm}^*),$$

где n'' — число анкерных болтов крепления сжатой ветви сквозной колонны или число сжатых анкерных болтов, расположенных с одной стороны базы колонны сплошного типа.

При невыполнении этих условий передачу сдвигающих усилий на фундамент осуществляют с помощью специальных упорных элементов, заделанных в его конструкцию.

ЛЕКЦИЯ 7

Расчёт и конструирование ленточных фундаментов под несущие стены

Ленточные фундаменты под несущие стены проектируют сборными и монолитными. **Монолитные фундаменты** из бутового камня, бетона и бутобетона применяют для малоэтажных зданий при отсутствии индустриальной базы и в случае передачи на грунт только сжимающих усилий. Основным строительным материалом для ленточных фундаментов под стены является железобетон. Монолитные железобетонные фундаменты представляют собой непрерывную ленту, как правило, прямоугольного сечения (рис. 16, а, поз. 1). При большой ширине фундамента b_f поперечное сечение ленты принимают трапецеидальным (рис. 16, б, поз. 2). Тем самым увеличивают высоту ленты h_f (рис. 16, поз. 8) с целью последующего выполнения её расчётов на продавливание, поперечную силу и изгибающий момент, то есть обеспечения несущей способности.

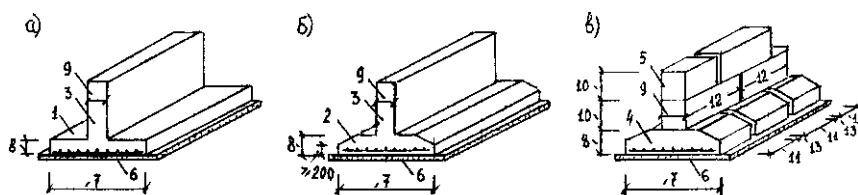


Рис. 16. Конструктивные элементы ленточного фундамента под несущие стены: а – монолитного с лентой прямоугольного сечения, б – монолитного с лентой трапецеидального сечения, в – сборного с блок-подушкой трапецеидального сечения

У **сборных железобетонных фундаментов** (рис. 16, в) роль монолитной ленты выполняют отдельные блок-подушки (рис. 16, в, поз. 4), укладываемые впритык один к другому или с небольшими разрывами Δ_f вдоль оси стены. Величина разрыва

определяется расчётом, но принимается не более 0,9 м (рис. 16, поз 13). По конструкции блок-подушки могут быть сплошные (прямоугольного и трапецеидального сечения), ребристые и пустотные. Наибольшее распространение получили сплошные блок-подушки трапецеидального сечения. Они просты в изготовлении, их конструкция (геометрические размеры и армирование по подошве одной сеткой) обеспечивает необходимую прочность и трещиностойкость. Стенки сборных фундаментов собирают из сплошных (при любой водонасыщенности грунта) или пустотелых (только при маловлажных грунтах) стеновых (фундаментных) блоков (рис. 16, в, поз.5). Их изготавливают из тяжелого бетона, керамзитобетона или силикатного бетона. Ширину блоков b_{fb} (рис. 16, в, поз. 9) принимают равной или менее толщины надземных стен, но не менее 300 мм и при свесах стен не более 100 мм в каждую сторону. Фундаментные блоки имеют унифицированные размеры: ширину b_{fb} , равную 300, 400, 500, 600 мм, высоту h_f , равную 280 и 580 мм (рис. 16, в, поз. 10), и длину l_{fb} (рис. 16, поз. 12), равную 880, 1180 и 2380 мм. Высота блок-подушек h_f (рис. 16, в, поз. 8) составляет 300 и 500 мм, ширина b_f — 800...4400 мм, длина l_f — 880, 1180 и 2380 мм (рис. 16, в, поз. 11).

Стены фундаментов собирают из нескольких рядов блоков, укладываемых с перевязкой вертикальных швов (рис. 16, в) на длине не менее $0,4 \cdot h_{fb}$ при малосжимаемых грунтах или не менее h_{fb} при структурно неустойчивых (просадочных) грунтах. Для **обеспечения пространственной жёсткости** фундамента между продольными и поперечными стенами устраивают не только перевязку швов (рис. 17, в), но и закладку в швы сеток из арматуры класса А240 (А-I) диаметром 8...10 мм на растворе марки не менее марки раствора основной кладки и не менее М50. Аналогичные сетки вводят в горизонтальные швы между блоками для повышения устойчивости стен подвала под действием активного давления грунта. Толщину армируемых швов принимают равной 30...50 мм (рис. 17, а). В некоторых случаях для увеличения жёсткости стен подвала их изготавливают из монолитного железобетона или дополнительно устраивают армированные пояса из монолитного железобетона понизу и поверху фундаментных блоков. Высота таких поясов составляет 150...300 мм (рис. 17, б). При их изготовлении применяют бетон класса не менее В15.

Под ленточными фундаментами устраивают подготовку (рис. 16, поз. б) аналогично отдельным железобетонным фундаментам. Обрез ленточного фундамента (уровень верха фундаментных блоков) обычно выполняют в уровне отметки планировки грунта (рис. 17, а, б).

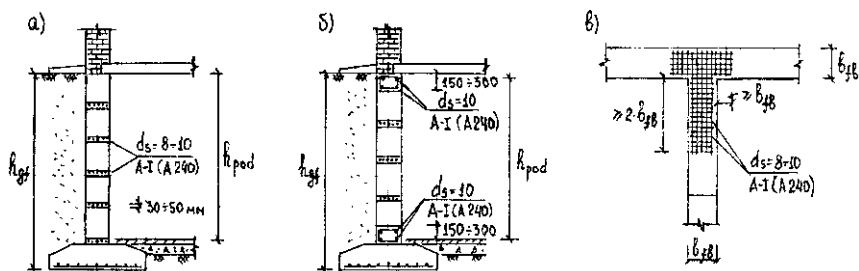


Рис. 17. Конструктивные мероприятия по увеличению пространственной жёсткости стен ленточных фундаментов: а – армирование горизонтальных швов, б – армированные пояса из монолитного железобетона, в – армирование горизонтальных швов перевязки продольных и поперечных стен

Несущие стены и стены ленточных фундаментов в продольном направлении обладают большой жёсткостью и практически не изгибаются под действием внешней нагрузки. Это приводит к перераспределению нагрузки в этом направлении и к равномерному реактивному давлению грунта. В поперечном направлении под действием реактивного давления грунта происходит изгиб консолей блок-подушки или монолитного ленточного фундамента. Всё это позволяет при расчёте фундамента выделить отрезок стены длиной один метр и определить приходящуюся на него вертикальную нагрузку в уровне верха фундаментных блоков. Для определения требуемой площади подошвы ленточного фундамента используют нормативные значения вертикальных нагрузок N_n и условное расчётное сопротивление несущего слоя грунта R_0 :

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot h_{gf}},$$

где

h_{gf} — глубина заложения фундамента;

γ_m — средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах (при отсутствии подвала принимают $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$, а при наличии подвала — $\gamma_m = 17 \text{ кН/м}^3$);

N_n — продольная сила от нормативной вертикальной нагрузки в уровне обреза фундамента.

Требуемую ширину блок-подушки $b_{f, \text{тп}}$ вычисляют как $b_{f, \text{тп}} = A_f / l \text{ н.м.}$ (погонный метр) и принимают подушку с шириной больше или равной требуемой для сборных фундаментов по каталогу, а для монолитных — кратно 100 мм в большую сторону. У сборных фундаментов допускается укладывать блок-подушки с разрывом. Его величину определяют по формуле

$$\Delta_f = \frac{l_f \cdot (b_f - b_{f, \text{тп}})}{b_{f, \text{тп}}},$$

где l_f — фактическая длина блок-подушки по каталогу.

Пространство между блок-подушками заполняется песком или грунтом с уплотнением.

Для **центрально нагруженных ленточных фундаментов** следующим этапом является уточнение значения расчётного сопротивления грунта основания R и проверка среднего давления на грунт по подошве (рис. 18, а):

$$p_n = \frac{N_n + G_{n, gr} + G_{n, fb} + G_{n, f}}{b_f \cdot l_f} \leq R,$$

где

$G_{n, gr}$ — вес грунта на уступах блок-подушки;

$G_{n, fb}$ — вес фундаментных блоков;

$G_{n, f}$ — вес блок подушки;

$l_f = 1 \text{ м}$, так как все нормативные вертикальные нагрузки собраны с одного погонного метра длины стены. Вместе с тем, все эти нагрузки можно представить в виде:

$$G_{n, gr} + G_{n, fb} + G_{n, f} = b_f \cdot l_f \cdot h_{gf} \cdot \gamma_m.$$

В результате проверку среднего давления на грунт производят по формуле:

$$p_n = \frac{N_n}{b_f \cdot l_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} \leq R.$$

При выполнении этой проверки переходят к расчётам основания по второй и первой группе предельных состояний, а после этого – к расчётам ленточного фундамента по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации. Это расчёты блок-подушки на продавливание, на прочность по нормальному и наклонному сечениям, а также по образованию и раскрытию трещин.

При расчётах на продавливание и на прочность реактивное давление грунта по подошве определяют от расчётных нагрузок, приложенных к обрезу фундамента (рис. 18 б, в). При расчёте центрально нагруженного ленточного фундамента собственный вес блок-подушки и грунта на её уступах не учитывают. Среднее давление на грунт и соответствующий отпор грунта вычисляют по формуле

$$p = \frac{N + G_{fb}}{b_f \cdot l_f},$$

где $l_f = 1$ м, так как вертикальные нагрузки N и G_{fb} собраны с одного погонного метра длины стены.

Расчёт на продавливание выполняют по аналогии с отдельным центрально нагруженным прямоугольным в плане фундаментом под колонны, но проверяют одну грань призмы продавливания:

$$F'_{pr} \leq R_{bt} \cdot l_f \cdot h_{0,f},$$

где

F'_{pr} — часть продавливающей силы, приходящаяся на проверяемую грань, $F'_{pr} = p \cdot A_0$;

$h_{0,f}$ — рабочая высота сечения блок-подушки;

A_0 — часть площади основания фундамента, приходящаяся на проверяемую грань (рис. 18, в),

$$A_0 = 0,5 \cdot l_f \cdot (b_f - b_{fb} - 2 \cdot h_{0,f}).$$

Проверку прочности блок-подушки на скалывание не производят.

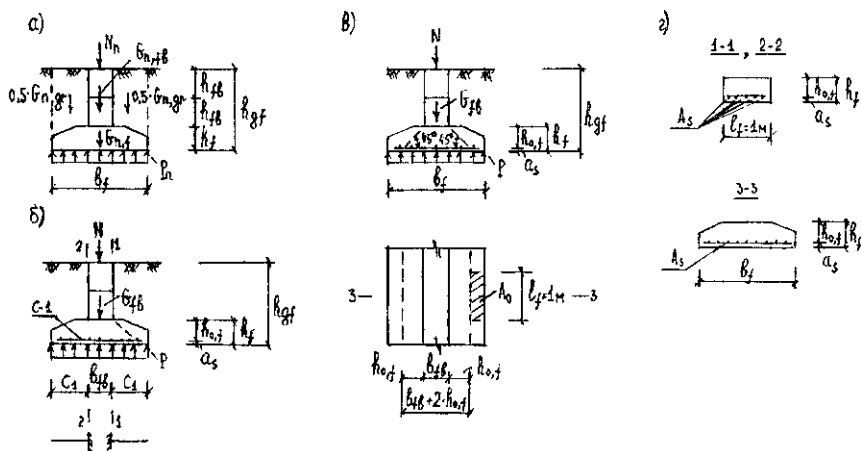


Рис. 18. Расчётные схемы центрально нагруженного ленточного фундамента под несущие стены: а – определение размеров подошвы фундамента, б – расчёт на прочность по нормальным и наклонным сечениям, в – расчёт на продавливание, г – поперечные сечения

Расчёт прочности блок-подушки по нормальному и наклонному сечениям выполняют как для консольного стержня вылетом c_1 с жёстким защемлением в уровне наружной грани фундаментных блоков и нагруженного реактивным давлением грунта. Поперечную силу и изгибающий момент в сечении 1-1 по грани фундаментных блоков определяют по формулам:

$$Q_1 = p \cdot l_f \cdot c_1, \quad M_1 = \frac{p \cdot l_f \cdot c_1^2}{2},$$

$$c_1 = \frac{b_f - b_{fb}}{2},$$

где $l_f = 1$ м (здесь и в последующих расчётах этой лекции).

При **проверке прочности наклонного сечения на действие поперечной силы** исходят из условия восприятия этой силы только бетоном без установки поперечной арматуры в блок-подушке. При $c_1 \leq 2,4 \cdot h_{0,f}$ указанную проверку производят по формуле

$$Q_1 \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot l_f \cdot h_{0,f},$$

а при $c_1 > 2,4 \cdot h_{0,f}$ условие прочности имеет вид

$$Q_1 \leq \frac{6 \cdot R_{bt} \cdot l_f \cdot h_{0,f}^2}{c_1}.$$

При невыполнении указанных условий увеличивают высоту блок-подушки.

Проверку прочности по нормальному сечению производят по аналогии с расчётом прямоугольного сечения плитной части отдельного фундамента: для определения требуемой площади рабочей арматуры используют два условия равновесия. Из условия равенства моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси растянутой арматуры сетки, укладываемой в уровне подошвы фундамента, вычисляя относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$M_1 = R_b \cdot l_f \cdot x \cdot (h_{0,f} - 0,5 \cdot x),$$

$$\xi = x / h_{0,f}.$$

При выполнении условия $\xi \leq \xi_R$ используют второе условие равновесия $\Sigma N = 0$:

$$R_b \cdot l_f \cdot x = R_s \cdot A_s,$$

где R_b — расчётное сопротивление бетона блок-подушки осевому сжатию.

Из этого уравнения определяют требуемую площадь растянутой арматуры A_s на длине фундаментной ленты (блок-подушки) $l_f = 1$ м. В качестве рабочей используют арматуру класса А400 (А-III) или А300 (А-II). Эту арматуру располагают в поперечном направлении (вдоль ширины подошвы) с шагом вдоль оси стены 100...200 мм. Если ширина фундаментной ленты (блок-подушки) $b_f \leq 3$ м, то диаметр рабочей арматуры принимают не менее 10 мм ($d_s \geq 10$ мм), а если $b_f > 3$ м — то не менее 12 мм ($d_s \geq 12$ мм).

В продольном направлении (вдоль оси стены) арматуру устанавливают конструктивно с шагом 200 или 250 мм. Её диаметр d_{sk} уточняют по свариваемости с рабочей арматурой: $d_{sk} \geq 0,25 \cdot d_s$. Площадь конструктивной арматуры должна составлять не менее 20 % от площади рабочей арматуры на длине фундамента $l_f = 1$ м. Коэффициент

армирования в рассчитываемом сечении 1-1 должен быть не менее минимально допустимого:

$$\mu = \frac{A_s}{l_f \cdot h_{0,f}} \cdot 100 \% \geq 0,1 \% .$$

Расчёт ленточного фундамента по образованию и раскрытию трещин производят для прямоугольного сечения 1-1 по аналогии с отдельно стоящими железобетонными фундаментами. При этом используют нормативные нагрузки и проверяют выполнение следующего условия:

$$M_{n,1} \leq M_{crc} = R_{bt,n} \cdot W_{pl} ;$$

где

W_{pl} — упругопластический момент сопротивления рассчитываемого сечения;

$$M_{n,1} = \frac{P_n \cdot l_f \cdot c_1^2}{2} ; \quad P_n = \frac{N_n + G_{n,fb}}{b_f \cdot l_f} ,$$

При невыполнении этого условия трещины образуются и требуется расчёт ширины их раскрытия как от постоянных и временных длительных нагрузок $a_{crc,2}$, так и от полных нагрузок $a_{crc,1}$. Указанные расчёты выполняют по аналогии с проверками плитной части отдельных фундаментов под колонны.

При наличии подвала **ленточный фундамент** под несущие стены рассчитывают как **внецентренно нагруженный**. При этом так же, как и у центрально нагруженных фундаментов, выделяют отрезок стены длиной один метр, определяют приходящуюся на него вертикальную нагрузку в уровне обреза фундамента N_n , и вычисляют требуемую площадь подошвы фундамента A_f по формуле

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot h_{gf}} ,$$

где γ_m — средний удельный вес фундамента и грунта на его уступе с одной стороны консольного вылета монолитной ленты или блок-подушки ($\gamma_m = 17 \text{ кН/м}^3$).

Затем принимают ширину блок-подушки b_f по каталогу или кратно 100 мм для монолитных ленточных фундаментов.

В дальнейших расчётах таких фундаментов учитывают следующие нагрузки:

- нормальную силу $N_n (N)$ и изгибающий момент $M_n (M)$ от внешней нагрузки в уровне обреза фундамента; изгибающий момент возникает из-за возможного смещения оси стены здания относительно оси стены подвала и из-за эксцентриситета приложения нагрузки от надподвального перекрытия;
- вес грунта от уровня планировки земли до уровня верха блок-подушки с одной стороны её консольного вылета $0,5 \cdot G_{n,gr} (0,5 \cdot G_{gr})$ и изгибающий момент $M_{n,gr} (M_{gr})$, создаваемый этим усилием относительно центра тяжести подошвы фундамента:

$$\frac{1}{2} \cdot G_{n,gr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{gr} \cdot (b_f - b_{fb}) \cdot l_f \cdot h_{gr}, \quad \frac{1}{2} \cdot G_{gr} = \frac{1}{2} \cdot G_{n,gr} \cdot \gamma_f,$$

$$M_{n,gr} = \frac{1}{2} \cdot G_{n,gr} \cdot e_{gr}, \quad M_{gr} = \frac{1}{2} \cdot G_{gr} \cdot e_{gr},$$

$$e_{gr} = \frac{(b_f - b_{fb})}{4} + \frac{b_{fb}}{2} = 0,25 \cdot (b_f + b_{fb}),$$

где

$l_f = 1 \text{ м};$

γ_{gr} — объёмный вес грунта обратной засыпки;

h_{gr} — расстояние от уровня планировки земли до уровня верха блок-подушки;

$\gamma_f = 1,15$ — коэффициент надёжности по нагрузке для грунта обратной засыпки;

• вес фундаментных блоков $G_{n,fb} (G_{fb})$; при бетонных блоках со средней плотностью $\rho \leq 1600 \text{ кг/м}^3$ $\gamma_f = 1,2$, а при $\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$ или изготовлении стены подвала из монолитного железобетона $\gamma_f = 1,1$;

• активное (горизонтальное) давление грунта обратной засыпки $E_{n,a} (E_a)$ с учётом полезной нагрузки $q_n (q)$ на прилегающей к подвалу территории и изгибающий момент $M_{n,a} (M_a)$, создаваемый этим усилием относительно центра тяжести подошвы фундамента; при отсутствии в проекте данных о полезной нагрузке её нормативное значение q_n принимают равным 10 кН/м^2 , а расчётное значение вычисляют при $\gamma_f = 1,2$:

$$E_{n,a} = (\sigma_{n,a1} + 2 \cdot \sigma_{n,a2}) \cdot \frac{1}{2} \cdot h_{gf} \cdot l_f, \quad E_a = (\sigma_{a1} + 2 \cdot \sigma_{a2}) \cdot \frac{1}{2} \cdot h_{gf} \cdot l_f,$$

$$\sigma_{n,a1} = \gamma_{gr} \cdot h_{gf} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad \sigma_{n,a2} = q_n \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{n,a1} \cdot \gamma_f,$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{n,a2} \cdot \gamma_f,$$

где

$l_f = 1$ м, так как все нагрузки учитывают на один погонный метр длины стены;

$\gamma_f = 1,15$ — коэффициент надёжности по нагрузке для грунта обратной засыпки;

$\gamma_f = 1,2$ — коэффициент надёжности для полезной нагрузки;

φ — угол внутреннего трения грунта обратной засыпки;

γ_{gr} — объёмный вес грунта обратной засыпки.

ЛЕКЦИЯ 8

Расчётные схемы внецентренно нагруженных ленточных фундаментов под несущие стены. Расчёт и конструирование ленточных фундаментов под ряды колонн. Метод прямолинейной эпюры

Существуют две основные **расчётные схемы внецентренно нагруженных ленточных фундаментов под несущие стены** в зависимости от очередности устройства пола подвала, надподвального перекрытия и производства обратной засыпки грунта.

Схема 1. Обратная засыпка грунта за пазухи фундамента производится до устройства пола подвала и надподвального перекрытия. Расчётная схема фундамента принимается в этом случае в виде консольного стержня с жёстким защемлением в уровне его подошвы (рис. 19, а). В результате изгибающий момент от активного давления грунта может быть вычислен по формулам:

$$M_{n,a} = E_{n,a} \cdot y_0, \quad M_a = E_a \cdot y_0,$$

$$y_0 = \frac{h_{gf}}{3} \cdot \frac{h_{gf} + 3 \cdot \frac{q_n}{\gamma_{gr}}}{h_{gf} + 2 \cdot \frac{q_n}{\gamma_{gr}}}.$$

Схема 2. Обратная засыпка грунта за пазухи фундамента производится после устройства пола подвала и надподвального перекрытия. Расчётная схема фундамента в этом случае принимается в виде вертикального стержня с шарнирно неподвижной опорой в уровне перекрытия над подвалом и жёстким защемлением в уровне подошвы фундамента (рис. 19, б). Изгибающий момент от активного давления грунта вычисляют по следующим зависимостям:

$$M_{n,a} = \frac{l_f \cdot (\sigma_{n,a1} + \sigma_{n,a2}) \cdot m^2 \cdot (8 \cdot H^2 + 9 \cdot n \cdot H + 3 \cdot n^2)}{120 \cdot H^2},$$

$$M_a = \frac{l_f \cdot (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \cdot m^2 \cdot (8 \cdot H^2 + 9 \cdot n \cdot H + 3 \cdot n^2)}{120 \cdot H^2},$$

$$m = h_{gf} + \frac{q_n}{\gamma_{gr}}, \quad n = H - m, \quad H = h_{\text{под}} + h_f,$$

где

$h_{\text{под}}$ — высота подвала,

h_f — высота блок-подушки (монолитной ленты).

При устройстве мягкой гидроизоляции поверху блок-подушки (рис. 20, а) в расчётной схеме фундамента принимают шарнирное закрепление в нижней части стены подвала (**схема 3**), согласно которому изгибающие моменты от внешней нагрузки и от активного давления грунта в этом уровне равны нулю:

$$M_{n,a} = M_n = 0, \quad M_a = M = 0.$$

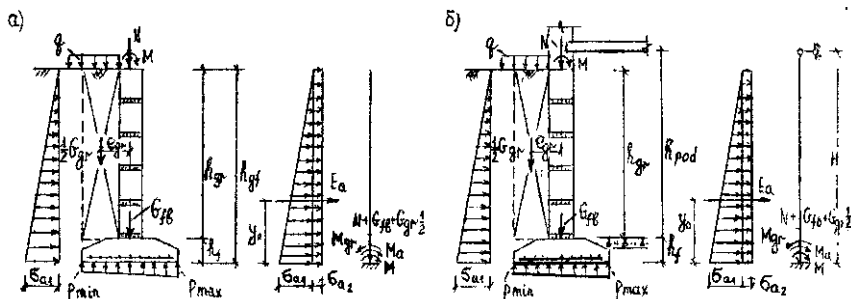


Рис. 19. Расчётные схемы внецентренно нагруженного ленточного фундамента при производстве обратной засыпки грунта: а — до устройства пола подвала и надподвального перекрытия, б — после устройства пола подвала и надподвального перекрытия

Приведенные три схемы справедливы для монолитных и сборных железобетонных фундаментов при отношении ширины фундаментных блоков к ширине блок-подушки $b_{fb}/b_f \leq 0,7$ и ширине блок-подушки $b_f \geq 1$ м. При невыполнении этих условий для сборных ленточных

фундаментов используют **схему 4** (рис. 20, б), которая идентична схеме 3, но фундамент считают центрально нагруженным:

$$M_{n,a} = M_n = M_{n,gr} = 0, \quad M_a = M = M_{gr} = 0.$$

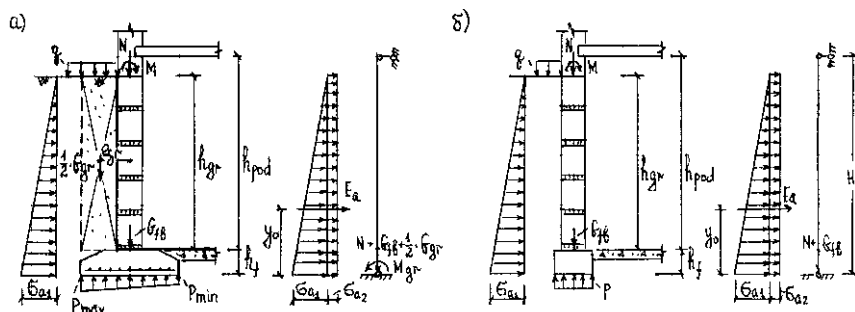


Рис. 20. Расчётные схемы внецентренно нагруженного ленточного фундамента: а – при устройстве мягкой гидроизоляции поверху блок-подушки, б – для сборных фундаментов при $b_{fb}/b_f > 0,7$ и $b_f < 1$ м

Проверку краевых давлений на грунт по подошве фундамента выполняют по формулам:

$$p_{n,max} = \frac{N_n - 0,5 \cdot G_{n,gr}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} + \frac{M_{n,a} - M_{n,gr} + M_n}{W_f} \leq 1,2 \cdot R,$$

$$p_{n,min} = \frac{N_n - 0,5 \cdot G_{n,gr}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} - \frac{M_{n,a} - M_{n,gr} + M_n}{W_f} \geq 0,$$

где

$$W_f = \frac{l_f \cdot b_f^2}{6}, \quad G_{n,f} + G_{n,fb} + G_{n,gr} = \gamma_m \cdot h_{gf} \cdot b_f \cdot l_f, \quad l_f = 1 \text{ м}.$$

При невыполнении указанных условий увеличивают ширину блок-подушки, а при их выполнении производят расчёты основания по второй и первой группе предельных состояний. Затем переходят к расчёту самого фундамента по несущей способности. Реактивное давление грунта в этом случае вычисляют по формулам:

$$p_{\max} = \frac{N + G_{fb} + \frac{1}{2} \cdot G_{gr}}{b_f \cdot l_f} + \frac{M_a - M_{gr} + M}{W_f},$$

$$p_{\min} = \frac{N + G_{fb} + \frac{1}{2} \cdot G_{gr}}{b_f \cdot l_f} - \frac{M_a - M_{gr} + M}{W_f}.$$

Вес блок-подушки не учитывают.

При расчёте блок-подушки на продавливание проверяют одну наиболее нагруженную грань призмы продавливания по формуле

$$F'_{pr} \leq R_{bt} \cdot l_f \cdot h_{0,f},$$

где

F'_{pr} — часть продавливающей силы, приходящаяся на проверяемую грань призмы продавливания,

$$F'_{pr} = A_0 \cdot p_{\max}; \quad A_0 = 0,5 \cdot (b_f - b_{fb} - 2 \cdot h_{0,f}) \cdot l_f; \quad l_f = 1 \text{ м};$$

$h_{0,f}$ — рабочая высота сечения блок-подушки.

При невыполнении условия прочности на продавливание увеличивают высоту блок-подушки или высоту монолитной фундаментной ленты.

При **проверках прочности по нормальному и наклонному сечениям** расчёт блок-подушки производят как консольного стержня с вылетом c_1 . Расчётным является сечение 1-1, проходящее по грани фундаментных блоков со стороны максимального отпора грунта. Методика расчёта прочности аналогична центрально нагруженным ленточным фундаментам под несущие стены. Поперечную силу и изгибающий момент вычисляют по формулам:

$$p_1 = p_{\max} - \frac{p_{\max} - p_{\min}}{b_f} \cdot c_1,$$

$$Q_1 = 0,5 \cdot (p_{\max} + p_1) \cdot l_f \cdot c_1, \quad M_1 = \frac{2 \cdot p_{\max} + p_1}{6} \cdot l_f \cdot c_1^2.$$

Также аналогичен **расчёт блок-подушки** в сечении 1-1 по **образованию и раскрытию трещин**. При этом изгибающий момент $M_{n,1}$ и

отпор грунта ($p_{n,max}$, $p_{n,min}$, $p_{n,l}$) вычисляют от нормативных нагрузок. Первоначально проверяют условие

$$M_{n,l} \leq M_{crc} = R_{bt,n} \cdot W_{pl}.$$

Если оно не соблюдается, то расчёт ширины раскрытия трещин $a_{crc,2}$ и $a_{crc,1}$ выполняют по аналогии с проверками плитной части отдельных фундаментов под колонны.

Ленточные железобетонные фундаменты под ряды колонн выполняют с тавровым поперечным сечением и преимущественно монолитными (рис. 21, поз. 1). Ширину подошвы b_f (рис. 21, поз. 6) ленточного фундамента обычно принимают постоянной по длине. В том случае, если имеются участки с резко повышенной нагрузкой, устраивают местное уширение подошвы фундамента. Толщину полки у наружного края принимают не менее 200 мм (рис. 21, б), а толщину полки у ребра h_{pl} (рис. 21, поз. 9) из расчёта, чтобы поперечная сила от отпора грунта могла быть воспринята только бетоном без поперечного армирования ленты.

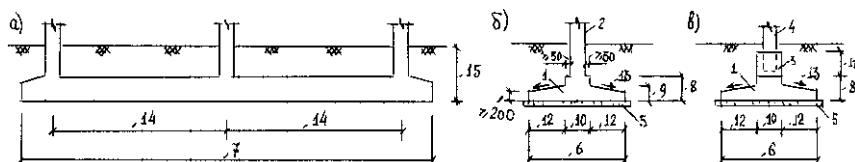


Рис. 21. Конструктивные элементы ленточного фундамента под ряды колонн: а – продольный разрез, б – опирание монолитной колонны, в – опирание сборной колонны

При консольных вылетах плитной части не более 75 см её толщину (рис. 21, поз. 12) рекомендовано принимать постоянной, а при больших вылетах — переменной с утолщением к ребру, но с уклоном $i \leq 1:3$ (рис. 21, поз. 13). Ширину ребра b_r (рис. 21, поз. 10) принимают исходя из размеров опирающихся на него колонн. При монолитных колоннах (рис. 21, б) ширина ребра должна быть шире колонны не менее чем на 50 мм в каждую сторону от её грани для удобства установки опалубки колонны. При сборных колоннах (рис. 21, в, поз. 4) ширину ребра принимают равной ширине подколонника (рис. 21, поз. 3). Высоту ребра h_r (рис. 21, поз. 8) принимают постоянной по всей длине фундаментной ленты l_f

(рис. 21, поз. 7). Она зависит от глубины заложения фундамента и уровня его обреза.

Характер напластования грунтов (их податливость) определяет выбор метода расчёта ленточного фундамента, а его геометрические характеристики и, прежде всего, высота ребра h_r — **категорию жёсткости**. Ленточные фундаменты под колонны разделяют на две основные категории:

1. **Условно абсолютно жёсткие** фундаменты, которые в силу своих конструктивных особенностей ($h_r \geq 1/6 \cdot l$, где l — шаг колонн) практически не изгибаются в продольном направлении под действием внешних нагрузок. Реактивное давление грунта по подошве таких фундаментов определяют без учёта их совместной работы с основанием (деформации фундаментов малы по сравнению с деформациями основания). Принимается, что реактивное давление грунта изменяется по линейному закону не только по ширине фундаментной ленты, но и по её длине (рис. 22, а).

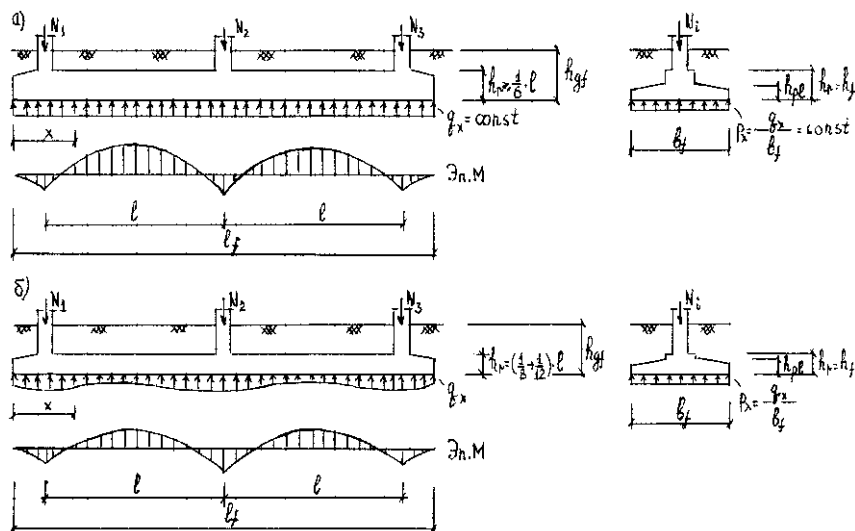


Рис. 22. Эпюры реактивного давления грунта и изгибающих моментов в ленточных фундаментах под ряды колонн: а — условно абсолютно жёсткий фундамент, б — гибкий фундамент

2. **Гибкие** фундаменты, которые в силу своих конструктивных особенностей ($h_f < 1/6 \cdot l$) обладают способностью изгибаться в продольном направлении. Деформации фундамента приводят к перераспределению реактивных давлений грунта по подошве, которые определяют из условия совместной работы фундамента с основанием, и которые зависят от прогиба фундамента (рис. 22, б).

В настоящее время нет единого метода расчёта ленточных фундаментов под ряды колонн. Существуют три принципиальных метода, каждый из которых имеет свои достоинства, недостатки и преимущественную область применения: метод прямолинейной эпюры, метод местных упругих деформаций, метод общих упругих деформаций (деформаций полупространства). Однако все эти методы требуют **предварительного определения ширины подошвы фундамента b_f** . Её значение устанавливают расчётом на суммарное действие нормативных вертикальных нагрузок с учётом веса фундамента и грунта на его уступах:

$$A_f = \frac{\sum_{i=1}^n N_{n,i}}{R_0 - \gamma_m \cdot h_{gf}}, \quad b_f = \frac{A_f}{l_f},$$

где

l_f — длина фундаментной ленты (определяется габаритами здания в плане);

γ_m — средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах (при отсутствии подвала принимают $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$, а при наличии подвала — $\gamma_m = 17 \text{ кН/м}^3$);

$\sum_{i=1}^n N_{n,i}$ — сумма продольных сил от нормативных вертикальных нагрузок на все колонны ленточного фундамента.

При монолитных ленточных фундаментах величину b_f принимают в большую сторону кратно 100 мм, а при сборных подбирают блок-подушку большего размера по каталогу. После этого уточняют значение расчётного сопротивления грунта основания R .

Для жёстких ленточных фундаментов дальнейшие расчёты выполняют по **методу прямолинейной эпюры**. Для гибких ленточных фундаментов этот метод используют как предварительный с целью подбора размеров поперечного сечения фундаментной ленты. Согласно

этому методу реактивное давление принимают по прямолинейной эпюре, которое при симметричном нагружении ленты вдоль её оси имеет вид прямоугольника, а при несимметричном нагружении – вид трапеции (рис. 23, а). Первоначально проверяют краевые давления на грунт от нормативных нагрузок с учётом собственного веса фундамента и грунта на его уступах:

$$p_{n,\max} = \frac{\sum_{i=1}^n N_{n,i}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} + \frac{\sum_{i=1}^n [M_{n,i} + N_{n,i} \cdot (0,5 \cdot l_f - x_i)]}{W_f} \leq 1,2 \cdot R,$$

$$p_{n,\min} = \frac{\sum_{i=1}^n N_{n,i}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_m \cdot h_{gf} - \frac{\sum_{i=1}^n [M_{n,i} + N_{n,i} \cdot (0,5 \cdot l_f - x_i)]}{W_f} \geq 0,$$

где

$$W_f = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} \text{ — момент сопротивления подошвы фундамента;}$$

$$\sum_{i=1}^n N_{n,i} \text{ — сумма всех нормативных вертикальных нагрузок на}$$

фундаментную ленту;

$$\sum_{i=1}^n M_{n,i} \text{ — сумма моментов от всех нормативных вертикальных}$$

нагрузок на фундаментную ленту (за положительный принимают момент против хода часовой стрелки);

x_i — расстояние от левого конца фундаментной ленты до оси i -ой колонны.

При выполнении указанных условий производят расчёт основания по второй и первой группе предельных состояний, а затем переходят к расчётам фундаментной ленты по несущей способности. В этом случае реактивное давление грунта определяют от расчётных нагрузок без учёта собственного веса фундамента и грунта на его уступах по формулам:

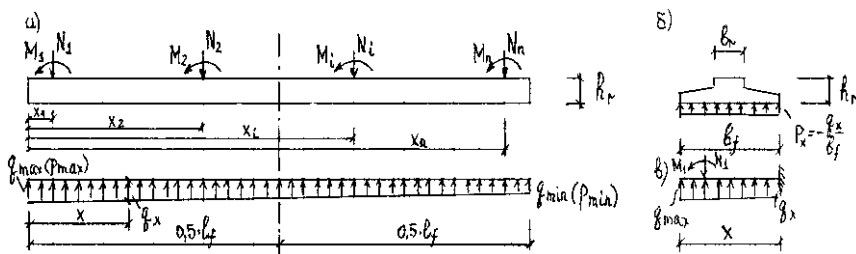


Рис. 23. Расчётные схемы ленточного фундамента под ряды колонн по методу прямолинейной эпюры: а – вдоль оси ленты, б – в поперечном направлении, в – при определении внутренних усилий

$$p_{\max} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{b_f \cdot l_f} + \frac{\sum_{i=1}^n [M_i + N_i \cdot (0,5 \cdot l_f - x_i)]}{W_f},$$

$$p_{\min} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{b_f \cdot l_f} - \frac{\sum_{i=1}^n [M_i + N_i \cdot (0,5 \cdot l_f - x_i)]}{W_f},$$

$$p_x = p_{\max} - \frac{x}{l_f} \cdot (p_{\max} - p_{\min}).$$

Изгибающие моменты и поперечные силы в фундаментной ленте вычисляют как в консольной балке, вводя условную заделку в заданном сечении x (рис. 23, в):

$$M_x = M_{gr} - \sum_{i=1}^n N_i^* \cdot (x - x_i) - \sum_{i=1}^n M_i^*,$$

$$Q_x = \sum_{i=1}^n N_i^* - 0,5 \cdot (p_{\max} + p_x) \cdot x \cdot b_f,$$

где

M_{gr} — изгибающий момент в заданном сечении от реактивного давления (отпора) грунта,

$$M_{gr} = \frac{2 \cdot p_{\max} + p_x}{6} \cdot b_f \cdot x^2;$$

$\sum_{i=1}^n N_i^* \cdot (x - x_i)$ — сумма изгибающих моментов от вертикальных

нагрузок, расположенных левее заданного сечения;

$\sum_{i=1}^n M_i^*$ — сумма изгибающих моментов, передаваемых колоннами,

расположенными левее заданного сечения.

По величине найденного максимального изгибающего момента $M_{x,\max}$ определяют необходимый по условию прочности (как для бетонного фундамента) момент сопротивления поперечного сечения W , а по нему уточняют ранее принятые конструктивные размеры фундаментной ленты и вычисляют её изгибную жёсткость EJ :

$$M_{x,\max} \leq R_{bt} \cdot W_{pl}, \quad W_{pl} \geq \frac{M_{x,\max}}{R_{bt}}, \quad W = \frac{W_{pl}}{\gamma},$$

где

R_{bt} — расчётное сопротивление бетона фундаментной ленты растяжению;

W_{pl} , W — соответственно упругопластический и упругий моменты сопротивления поперечного сечения фундаментной ленты;

γ — коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения ($\gamma = 1,2$ для таврового сечения с полкой в нижней зоне).

ЛЕКЦИЯ 9

Расчёт ленточных фундаментов под ряды колонн по методу местных упругих деформаций

Метод местных упругих деформаций основан на *гипотезе Винклера*, которая предполагает, что величина осадки грунта в какой-либо точке основания s прямо пропорциональна давлению p , приложенному к этой точке, и не зависит от осадки других точек:

$$s = \frac{p}{k_s},$$

где k_s — коэффициент упругости основания, именуемый *коэффициентом постели* (10...30 Н/см³).

Как показали исследования, данная гипотеза даёт достаточно достоверные результаты для слабых грунтовых оснований с модулем деформации грунта $E_{gr} = 5...20$ МПа, подстилаемых малосжимаемыми грунтами с $E_{gr} \geq 100$ МПа (скальный грунт). В этом случае при загрузении основания грунт за пределами фундамента практически не оседает. Критерием этого является отношение глубины сжимаемой толщины H_c к ширине подошвы фундамента b_f , которое должно составлять менее 0,4.

$$k_s = \frac{E_{gr}}{H_c \cdot (1 - 2 \cdot \mu_{gr}^2)},$$

где

E_{gr} — модуль деформации грунта;

H_c — глубина сжимаемой толщи;

μ_{gr} — коэффициент Пуассона грунта.

Согласно гипотезе Винклера ленточный фундамент под ряд колонн рассчитывают как балку на упругом основании. В связи с этим используют принцип суперпозиции, когда полные эпюры отпора грунта, изгибающих моментов и поперечных сил находят суммированием решений, полученных для каждого из грузов (N_i , M_i) в отдельности (рис. 24).

Для балки на упругом основании погонное давление со стороны грунта в месте фиксированном расстоянием x от её края равно:

$$q_x = p_x \cdot b_f = s \cdot k_s \cdot b_f.$$

Продифференцируем это выражение дважды и учтём ряд зависимостей, известных из сопротивления материалов:

$$q_x'' = s'' \cdot k_s \cdot b_f, \quad q_x = M'', \quad q_x'' = M^{IV}, \quad s'' = -\frac{M}{EJ}.$$

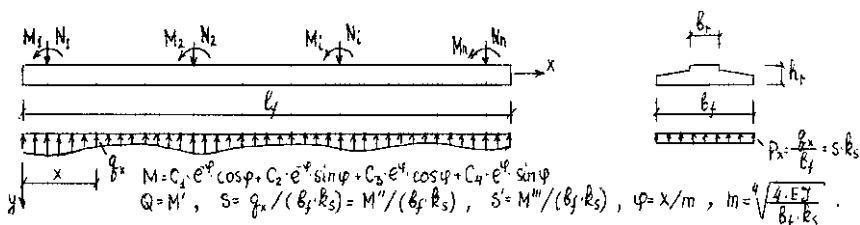


Рис. 24. Расчётные схемы ленточного фундамента под ряды колонн по методу местных упругих деформаций

Тогда получим дифференциальное уравнение изогнутой оси балки:

$$M^{IV} = -b_f \cdot k_s \cdot \frac{M}{EJ},$$

$$\text{или } \frac{EJ}{b_f \cdot k_s} \cdot M^{IV} + M = 0, \quad \text{или } \frac{m^4}{4} \cdot M^{IV} + M = 0,$$

где $m = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EJ}{b_f \cdot k_s}}$ — линейная характеристика балки на упругом основании, м.

Общее решение дифференциального уравнения имеет вид:

$$M = C_1 \cdot e^{-\varphi} \cdot \cos \varphi + C_2 \cdot e^{-\varphi} \cdot \sin \varphi + C_3 \cdot e^{\varphi} \cdot \cos \varphi + C_4 \cdot e^{\varphi} \cdot \sin \varphi,$$

где

$$\varphi = x/m,$$

x — текущая координата,

C_1, C_2, C_3, C_4 — постоянные интегрирования.

Значения постоянных интегрирования получают, рассматривая граничные условия при нагружении балки тем или иным грузом (N_i или M_i). С этой же целью используют выражения для поперечной силы $Q = M'$, осадки грунта $s = q_x / b_f \cdot k_s = M'' / (b_f \cdot k_s)$ и угла поворота фундаментной ленты $s' = M''' / (b_f \cdot k_s)$. При этом в зависимости от соотношения линейной характеристики балки m и её пролета l различают *длинные* фундаментные балки ($l/m \geq 3$), *короткие* ($0,75 < l/m < 3$) и *жёсткие* ($l/m \leq 0,75$).

Для **длинных балок** постоянные интегрирования C_1, C_2, C_3, C_4 получают, рассматривая четыре схемы нагружения (рис. 25). При этом за положительное принимают направление поперечной силы снизу вверх.

Для **коротких балок** решение дифференциального уравнения с использованием граничных условий приводит к громоздким формулам. Между тем, в практике проектирования ленточных фундаментов короткие балки встречаются значительно реже, чем жёсткие и длинные. Поэтому в технической литературе рассматривается решение лишь одной из практически важных задач: загрузка балки двумя симметрично расположенными на ней сосредоточенными грузами (рис. 26, а). Результаты приближенного решения имеют вид, представленный на рис. 26, б. После определения эпюры осадок погонное давление со стороны грунта вычисляют по формуле

$$q_x = p_x \cdot b_f = s \cdot k_s \cdot b_f.$$

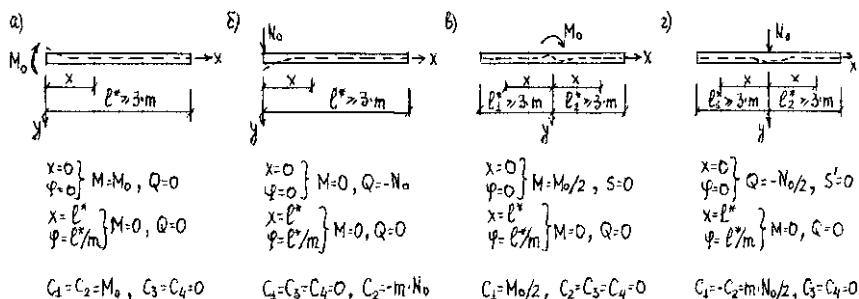


Рис. 25. Расчётные схемы нагружения длинных балок

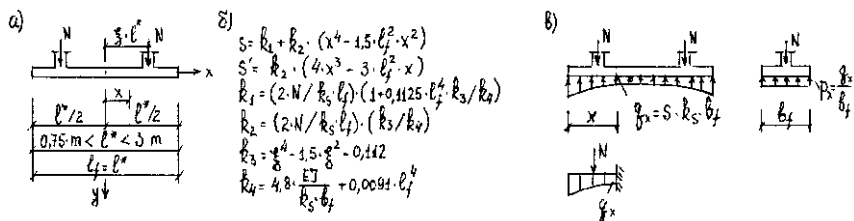


Рис. 26. К расчёту короткой балки: а – схема нагружения, б – основные зависимости, в – эпюра отпора грунта и расчётная схема

Изгибающие моменты и поперечные силы определяют как в консольной балке от внешней нагрузки и отпора грунта. В отличие от метода прямолинейной эпюры, в данном случае эпюра отпора грунта не является линейной, так как нелинейной является эпюра осадок s . При этом, начиная с левого конца фундаментной ленты, вводят условную заделку и рассматривают все нагрузки, расположенные левее заданного сечения.

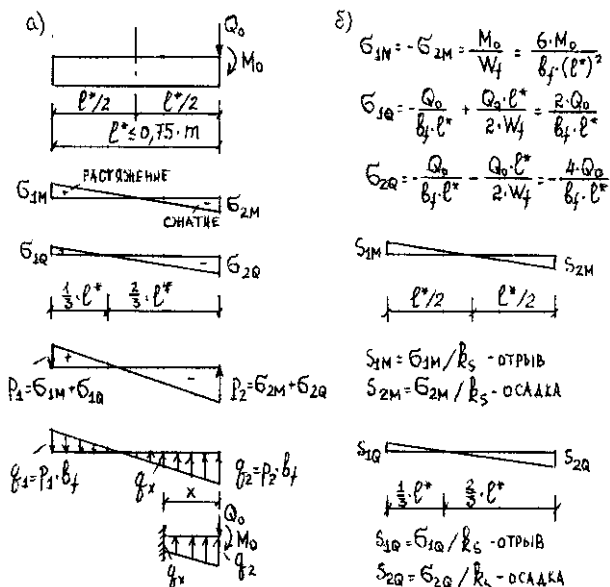


Рис. 27. Расчёт жёстких балок: а – схемы нагружения, б – эпюры давления на грунт, отпора грунта и осадок

Для **жёстких балок** их изгибными деформациями пренебрегают и давление по подошве определяют по формулам сопротивления материалов. При этом рассматривают две схемы нагружения: сосредоточенный изгибающий момент M_0 и поперечная сила Q_0 на конце балки (рис. 27). Используя эти схемы, определяют как давление на грунт, так и осадки основания.

Из полученных решений для длинных и жёстких балок можно определить соответствующие **коэффициенты влияния перемещений** для загруженного конца каждой балки: угла поворота (a_{11} , a_{12} , a'_{11} , a'_{12}) и осадки (a_{21} , a_{22} , a'_{21} , a'_{22}) от единичных воздействий. Расчётные схемы и формулы для вычисления указанных коэффициентов представлены на рис. 28. При этом коэффициенты влияния перемещений принимают со знаком «+», если направление перемещения совпадает с направлением единичного воздействия. В противном случае их принимают со знаком «-».

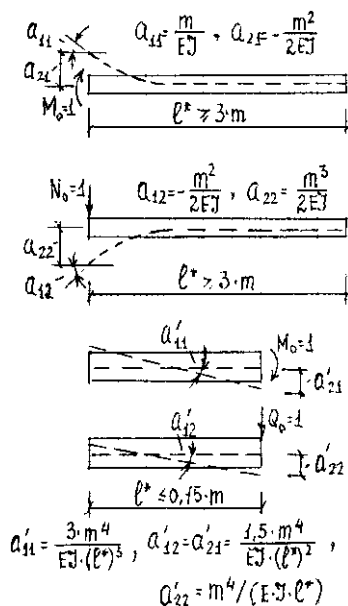


Рис. 28. Расчётные схемы и коэффициенты влияния перемещений для загруженного конца длинных и жёстких балок

Значения указанных коэффициентов влияния перемещений используют для **решения задач с комбинированными схемами**, которые образуются сочетанием жёстких и длинных балок. К задачам такого типа относится расчёт концевой участка фундаментной ленты (рис. 29, а) и расчёт узла сопряжения фундаментной балки с колонной при большой ширине последней (сборная колонна при её стаканном сопряжении с фундаментной балкой, рис. 29, б). В месте сопряжения балок производят условный разрез и прикладывают неизвестные усилия: изгибающий момент M_0 и перерезывающую силу Q_0 . Их значения находят из условия отсутствия взаимных перемещений краёв балок. Эти условия выражаются системой уравнений:

$$\begin{cases} \sum a_{11} \cdot M_0 + \sum a_{12} \cdot Q_0 + \sum a_{1p} = 0 \\ \sum a_{21} \cdot M_0 + \sum a_{22} \cdot Q_0 + \sum a_{2p} = 0 \end{cases}$$

где

$\sum a_{11}$ — сумма краевых перемещений (углов поворота) длинной и жёсткой балок от $M_0 = 1$;

$\sum a_{12}$ — то же, но от $Q_0 = 1$;

$\sum a_{21}$ — сумма краевых перемещений (осадок) длинной и жёсткой балок от $M_0 = 1$;

$\sum a_{22}$ — то же, но от $Q_0 = 1$;

$\sum a_{1p}$ — сумма краевых перемещений (углов поворота) длинной и жёсткой балок от внешнего изгибающего момента;

$\sum a_{2p}$ — то же, но от внешней вертикальной нагрузки.

Как уже отмечалось, полные эпюры q , M , Q в фундаментной ленте длиной l_f получают в результате суммирования соответствующих решений, полученных для каждого внешнего воздействия M_i , N_i , а также M_0 и Q_0 (рис. 30).

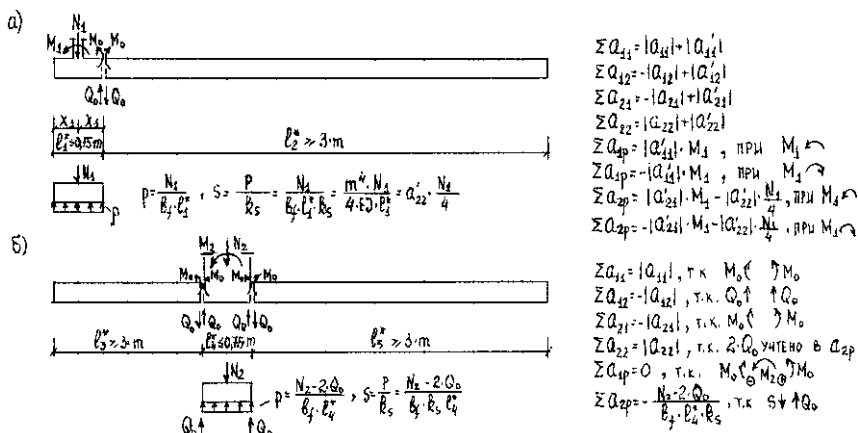


Рис. 29. Комбинированные схемы расчёта ленточных фундаментов под ряды колонн: а – концевой участок фундаментной балки, б – узел сопряжения фундаментной балки с колонной при большей ширине последней

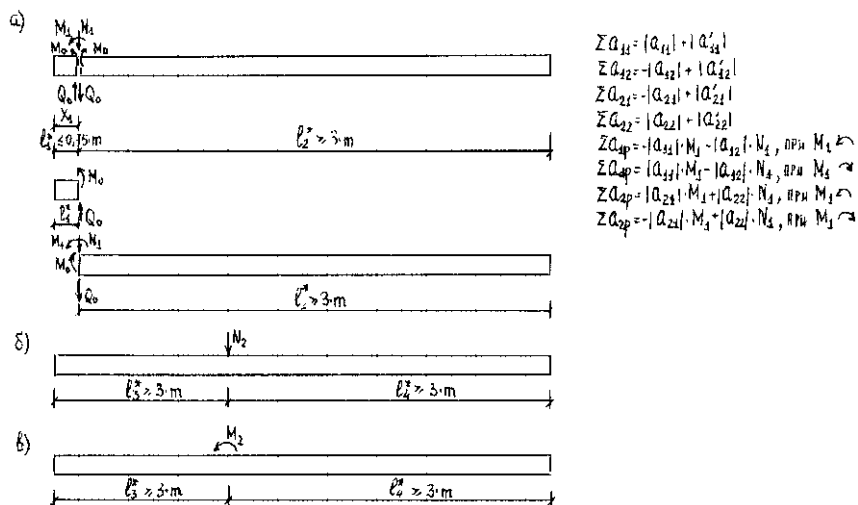
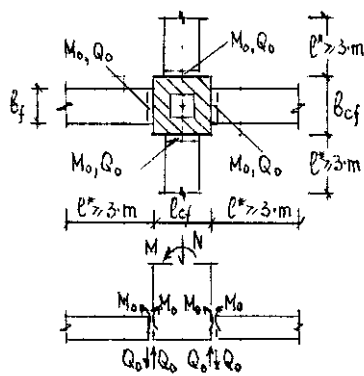


Рис. 30. Расчётные схемы для определения полных эпюр отпора грунта q , изгибающих моментов M и поперечных сил Q в ленточных фундаментах под ряды колонн

При расчёте **перекрёстных ленточных фундаментов** под ряды колонн возникает дополнительная задача о расчёте узла, состоящего из жёсткого подколонника и четырёх длинных балок. Здесь также производят условные разрезы в местах соединения длинных балок и жёсткого подколонника и прикладывают неизвестные усилия M_0 и Q_0 . Их значения находят, решая аналогичную приведенной выше систему двух уравнений с двумя неизвестными. Расчётная схема такого узла и значения коэффициентов влияния перемещений приведены на рис. 31. После того, как M_0 и Q_0 будут вычислены, рассматривают два следующих нагружения: длинные балки с приложенными на их концах усилиями M_0 и Q_0 , и жёсткая балка (подколонник) с приложенными усилиями M_0 , Q_0 и внешней нагрузкой. Решая задачу, определяют эпюры отпора грунта и находят эпюры изгибающих моментов и поперечных сил, которые в дальнейшем суммируют с эпюрами от других внешних воздействий на фундамент.



$$\begin{aligned} \sum A_{11} &= |A_{11}|, \text{ т.к. } M_0 \uparrow \uparrow M_0 \\ \sum A_{12} &= -|A_{12}|, \text{ т.к. } Q_0 \uparrow \uparrow Q_0 \\ \sum A_{21} &= -|A_{21}|, \text{ т.к. } M_0 \uparrow \uparrow M_0 \\ \sum A_{22} &= |A_{22}|, \text{ т.к. } 4 \cdot Q_0 \text{ учтено в } A_{2p} \\ \sum A_{1p} &= 0, \text{ т.к. } M_0 \uparrow \uparrow M_0 \\ \sum A_{2p} &= -\frac{N - 4 \cdot Q_0}{b_{cf} \cdot b_{cf} \cdot k_s}, \text{ т.к. } s \downarrow \uparrow Q_0 \end{aligned}$$

$$Q_0 = \frac{N}{4 + \frac{b_{cf} \cdot l_{cf}}{m \cdot b_f}}, \quad M_0 = \frac{0.5 \cdot m \cdot N}{4 + \frac{b_{cf} \cdot l_{cf}}{m \cdot b_f}}$$

Рис. 31. Расчётные схемы перекрёстных ленточных фундаментов под ряды колонн

ЛЕКЦИЯ 10

Расчёт ленточных фундаментов под ряды колонн по методу общих упругих деформаций. Армирование ленточных фундаментов

Метод общих упругих деформаций основан на *гипотезе упругого полупространства*, согласно которой основание работает как сплошная однородная упругая среда, ограниченная сверху плоскостью и бесконечно простирающаяся в стороны и вниз. Деформативные свойства упругой среды характеризуются величиной модуля деформации грунта E_{gr} , который, в отличие от коэффициента постели k_s , не зависит от величины нагрузки под подошвой фундамента, а также величиной коэффициента Пуассона грунта μ_{gr} . При нагружении такого упругого основания деформации грунта возникают не только в месте приложения нагрузки, но и за её пределами, что и происходит под реальными фундаментами. Метод общих упругих деформаций даёт достоверные результаты для среднесжимаемых грунтов с $E_{gr} = 20...40$ МПа и малосжимаемых грунтов с $E_{gr} > 40$ МПа в основании, а также при большой суммарной мощности сжимаемых слоёв.

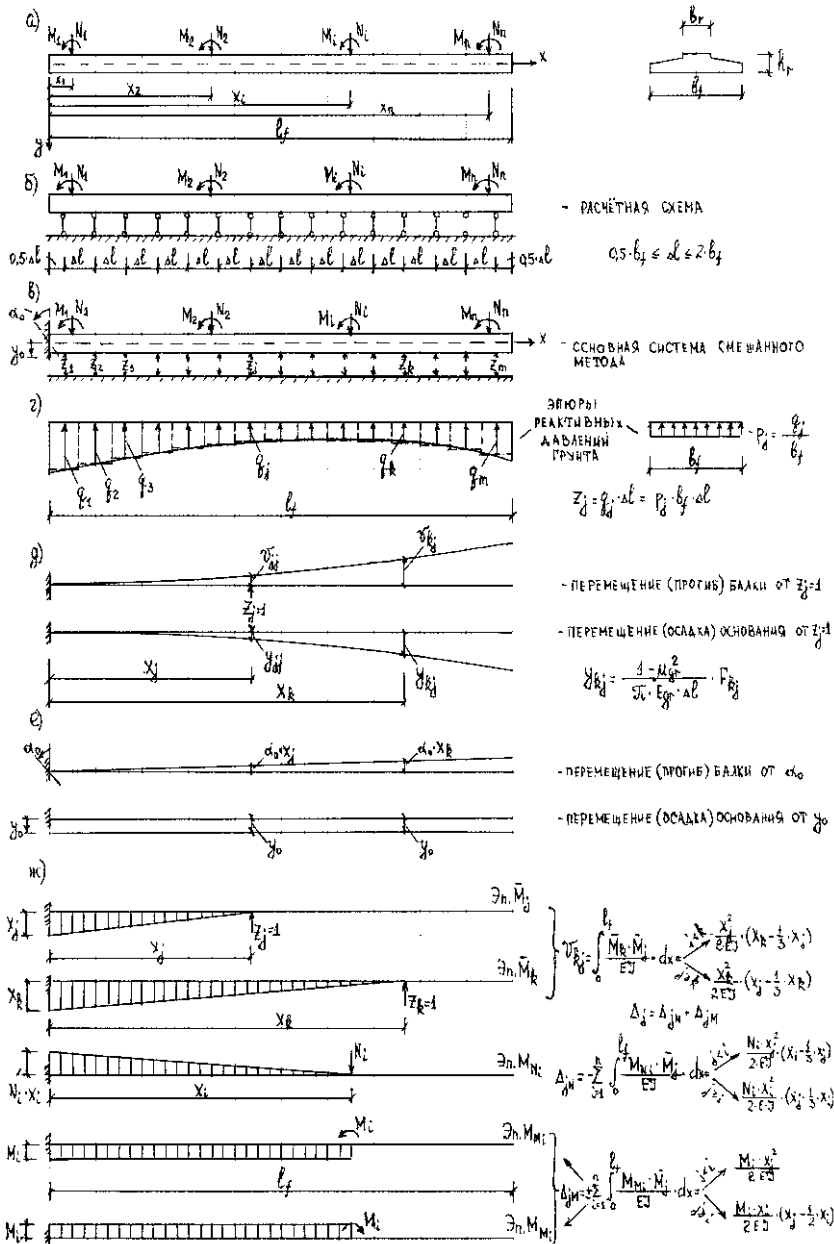
Существует несколько подходов к решению задач с ленточными фундаментами под колонны по методу общих упругих деформаций. Одним из таких подходов является предложенный в 1962 году метод Жемочкина-Синицина (рис. 32). Согласно этому методу непрерывную связь балки с основанием заменяют системой сосредоточенных и абсолютно жёстких стерженьков с их шарнирным соединением с ленточным фундаментом и грунтовым основанием (рис. 32, б). Такие стержни расположены с некоторым шагом Δl , что превращает расчётную схему ленточного фундамента в статически неопределимую систему. В пределах каждого участка Δl реакцию грунта q_j осредняют и усилия в стержнях z_j принимают равными соответствующим равнодействующим

$$z_i = q_i \cdot \Delta l = p_i \cdot b_f \cdot \Delta l.$$

Основную систему получают по смешанному методу расчёта статически неопределимых систем, а именно: балку отделяют от основания, заменяя при этом действие стержней действием неизвестных сил $z_1, z_2, \dots, z_j, \dots, z_m$ и вводя условную заделку в конце балки (рис. 32, в). Поэтому неизвестными будут не только указанные силы z_j ($j = 1...m$), но и осадка заделки y_0 (положительное направление — вниз) и угол её поворота α_0 (положительный — против хода часовой стрелки).

[illegible]

► **Рис. 32.** К расчёту ленточного фундамента под ряды колонн по методу общих упругих деформаций: а – схема расположения внешних нагрузок, б – расчётная схема фундаментной ленты, в – основная система смешанного метода расчёта, г – эпюры реактивных давлений грунта, д – перемещение ленты и осадка основания от единичных сил, е – то же, но от осадки и угла поворота условной заделки, ж – эпюры изгибающих моментов от единичных сил и внешних нагрузок



δ_{kj} — единичное перемещение по направлению искомым неизвестных (перемещение точки k от действия единичной силы, приложенной в точке j). В основной системе оно складывается из двух составляющих: перемещения от прогиба балки v_{kj} и осадки основания y_{kj} . Прогиб балки v_{kj} вычисляют по правилам строительной механики. Соответствующие формулы и примеры расположения единичных сил приведены на рис. 32, ж.

Осадку основания y_{kj} определяют на основе решения задачи теории упругости о деформировании упругого полупространства (рис. 32, д):

$$y_{kj} = \frac{1 - \mu_{gr}^2}{\pi \cdot E_{gr} \cdot \Delta l} \cdot F_{kj},$$

где F_{kj} — функция осадки поверхности основания в точке k при воздействии единичной силы в точке j . Для определения F_{kj} в технической литературе приведены соответствующие таблицы (В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. «Железобетонные конструкции. Общий курс»).

Грузовое перемещение Δ_j от внешней нагрузки также вычисляют по правилам строительной механики от суммарного действия изгибающих моментов и нормальных сил, приложенных к фундаментной ленте. Соответствующие формулы и примеры расположения внешней нагрузки приведены на рис. 32, ж. Знак минус в этих формулах указывает на то, что направление перемещений от внешней нагрузки противоположно направлению перемещения от единичной силы z_j .

После определения значений неизвестных сил z_j ($j = 1...m$) вычисляют ординаты эпюры отпора грунта:

$$p_j = \frac{z_j}{\Delta l \cdot b_f}.$$

Эпюра отпора грунта получается ступенчатой, разрывы в ней сглаживают.

Изгибающие моменты и поперечные силы по длине ленточного фундамента определяют от внешней нагрузки N_i , M_i ($i = 1...n$) и реактивного давления (отпора) грунта $q_j = p_j \cdot b_f$ как в консольной балке, вводя условную заделку в заданном сечении и рассматривая все нагрузки, расположенные левее такого сечения. По полученным значениям изгибающих моментов и поперечных сил **подбирают продольную и**

поперечную арматуру ребра ленточного фундамента. С этой целью выполняют расчёты на прочность по нормальным и наклонным сечениям фундаментной ленты как неразрезной многопролётной балки таврового сечения с полкой понизу (рис. 33). Рёбра ленточных фундаментов армируют сварными или вязаными каркасами К-1. Количество плоских сварных каркасов определяется шириной ребра b_r : при $b_r \leq 400$ мм устанавливают не менее двух каркасов, при $400 < b_r \leq 800$ — не менее трёх, при $b_r > 800$ мм — не менее четырёх. Плоские сварные каркасы объединяют в пространственный каркас, тем самым увеличивая его жёсткость, с помощью корытообразных или плоских с крюками на концах поперечных стержней сеток С-2 (рис. 33 б, в). При армировании рёбер ленточных фундаментов вязаными каркасами хомуты должны быть замкнутыми, диаметром не менее 8 мм, с шагом не более требуемого по расчёту на поперечную силу и не более $15 \cdot d_s$, где d_s — диаметр продольной арматуры. Количество вертикальных ветвей хомутов в поперечном сечении должно быть не менее четырёх при $b_r = 400 \dots 800$ мм, а при $b_r > 800$ мм — не менее шести.

Диаметр продольной рабочей арматуры ребра ленточного фундамента определяют из его расчёта на действие изгибающего момента. Около 70 % её требуемого количества в нижней зоне устанавливают в пределах ширины ребра, а 30 % распределяют по всей ширине подошвы b_f вместо конструктивной арматуры сетки С-1 (рис. 33).

Процент армирования поперечного сечения ребра фундаментной ленты верхней и нижней продольной рабочей арматурой должен быть не менее минимально допустимого по конструктивным соображениям, учитывающего возможность неравномерного нагружения фундамента в процессе возведения здания и неравномерность осадок основания:

$$\mu = \frac{A_s}{b_r \cdot h_{0,r}} \cdot 100 \% \geq 0,2 \% , \quad \mu' = \frac{A'_s}{b_r \cdot h_{0,r}} \cdot 100 \% \geq 0,2 \% .$$

Ленточные фундаменты под ряды колонн **рассчитывают** не только в продольном, но и **в поперечном направлении**. Здесь расчётным является сечение 1-1, которое проводят по грани ребра ленты. Этот расчёт аналогичен расчёту блок-подушки ленточного фундамента под несущие стены. Его производят, выделяя отрезок фундаментной ленты длиной

один метр в зоне максимального значения эпюры отпора грунта. Результатом расчёта является подбор поперечной арматуры сетки С-1.

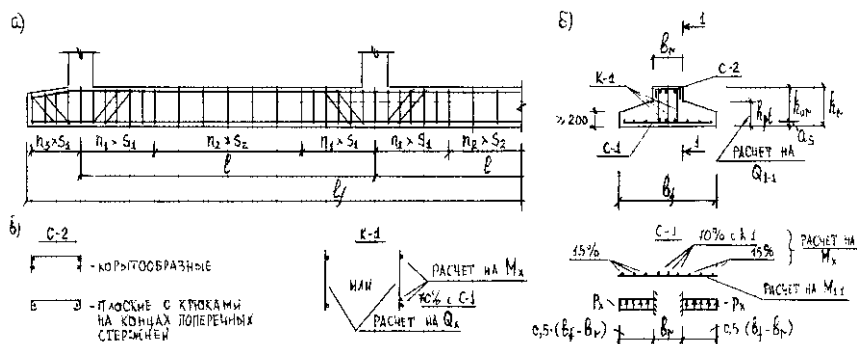


Рис. 33. Армирование ленточного фундамента под ряды колонн: а — продольный разрез, б — поперечный разрез, в — корытообразные и плоские каркасы и сетки

Для ленточных фундаментов в качестве рабочей используют арматуру класса А400 (А-III), а в качестве конструктивной — А240 (А-I). Бетон принимают класса В15 и выше. Под фундаментом устраивают бетонную или песчано-гравийную подготовку. После подбора армирования фундамента выполняют расчёты ленты на продавливание от низа монолитной колонны, подколонника или дна стакана сборной колонны, а также расчёты по образованию и раскрытию трещин.

ЛЕКЦИЯ 11

Расчёт и конструирование сплошных фундаментов

Сплошную фундаментную плиту под всё здание применяют в следующих случаях:

1) отдельные или ленточные фундаменты становятся недостаточными для передачи нагрузки на основание ($p > R$, $p_{\max} > 1,2 \cdot R$) и их подошву приходится развивать в поперечном или в обоих (поперечном и продольном) направлениях;

2) необходимо перераспределить усилия между более или менее податливыми участками грунта (благодаря устройству сплошной плиты исключается резкая неравномерность осадок различных частей здания);

3) в основании под подошвой фундамента залегают слабые и неоднородные грунты.

Сплошные фундаменты устраивают как под сеткой колонн, так и под несущими стенами (рис. 34, а, б). Их выполняют *плитными безбалочными* с уширением-капителью или без неё под монолитные колонны (рис. 34 в, г), а также со сборными или монолитными подколонниками под сборные колонны (рис. 34 д, е), *плитно-балочными* (ребристыми) (рис. 34, ж) и *коробчатыми* (рис. 34, з). Конфигурацию и размеры сплошного фундамента в плане устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила приблизительно в центре тяжести всей плиты.

Плоские фундаментные плиты (рис. 35, а) рекомендуется применять при расстоянии между колоннами 6...8 м (при отсутствии капителей у монолитных колонн – до 6 м включительно) и нагрузках на колонну до 10 000 кН. Такие плиты отличаются простотой конструкции и технологичностью изготовления. Толщину плиты принимают равной $1/6 \cdot l \dots 1/8 \cdot l$, где l — шаг колонн. В дальнейшем её уточняют расчётом на продавливание от низа монолитной колонны, монолитного или сборного подколонника. В том случае, если прочность плиты на продавливание недостаточна (как правило, это бывает при бескапительном опирании

монолитных колонн), то по высоте фундаментной плиты в пределах граней пирамиды продавливания устанавливают вертикальные каркасы с поперечной расчётной арматурой. Армируют плоские фундаментные плиты сварными или вязаными сетками: верхними С-2 и нижними С-1. Верхние сетки укладывают на специальные каркасы-подставки или фиксаторы, расположенные с шагом 50...60 см. Нижние сетки также укладывают на фиксаторы, обеспечивая необходимый защитный слой бетона.

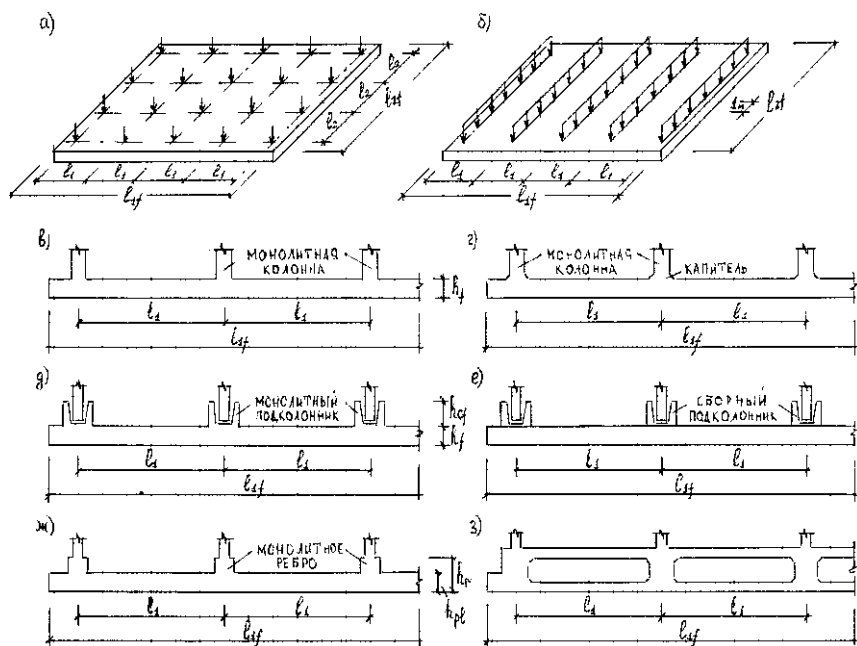


Рис. 34. Конструктивные решения сплошных фундаментов: а – под сетку колонн, б – под несущие стены, в, г – плоские под монолитные железобетонные колонны, д, е – плоские под сборные железобетонные колонны, ж – плитно-балочные (ребристые), з – коробчатые

Плитно-балочные (ребристые) фундаментные плиты (рис. 35, б) рекомендуется применять при нагрузках на колонны свыше 10 000 кН и расстояниях между ними от 9 м и более. Толщину плиты принимают равной $1/8 \cdot l \dots 1/10 \cdot l$. Рёбра устраивают только по осям рядов колонн.

Ширину и высоту ребра назначают из тех же условий, что и в ленточных фундаментах под ряды колонн. Плиты армируют верхними С-2 и нижними С-1 сварными или вязаными сетками. В рёбрах устанавливают каркасы К-1 по аналогии с ленточными фундаментами под ряды колонн.

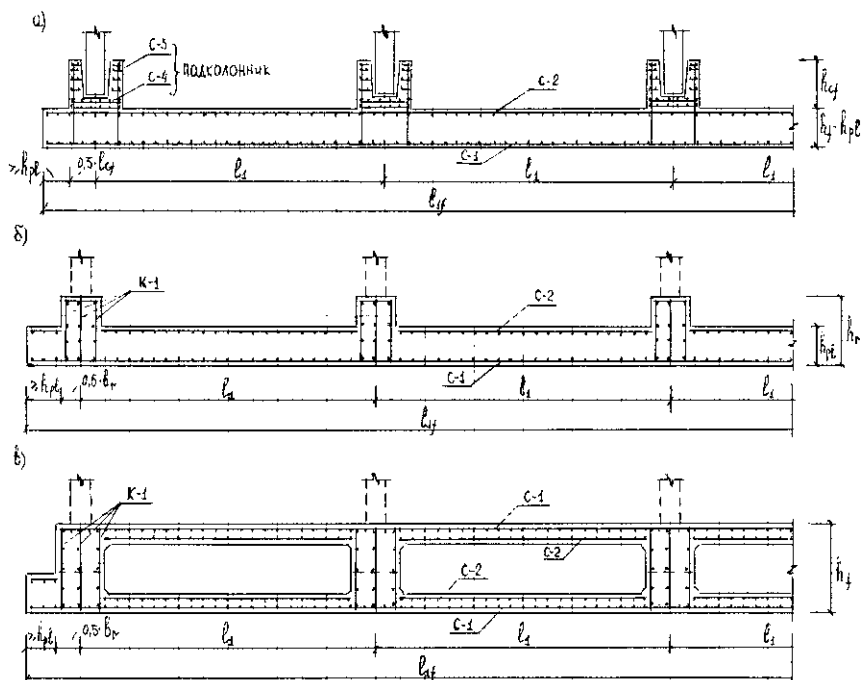


Рис. 35. Армирование сплошных фундаментов: а – плоские, б – плитно-балочные, в – коробчатые

Полые коробчатые фундаменты (рис 35, в) также армируют сетками и каркасами. Они обладают высокой жёсткостью, но требуют гораздо большего расхода бетона и арматуры (почти в два раза по сравнению с плоскими фундаментными плитами). Кроме этого, такие фундаменты сложны в изготовлении и поэтому их применяют в особых случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании. При высоте подземного пространства фундаментов более двух метров оно используется в качестве технического этажа.

При проектировании фундаментных плит применяют бетон класса не менее В20 и рабочую арматуру класса А400 (А-III). В качестве монтажной и конструктивной используют арматуру класса А240 (А-I). Коэффициент армирования фундаментной плиты должен быть не менее 0,3 % от рассчитываемой площади её поперечного сечения. Толщину фундаментных плит принимают не менее 50 см и не более 200 см.

Размеры фундаментной плиты в плане (l_{1f} , l_{2f}) предварительно назначают исходя из размеров в плане самого здания. При этом консольные выступы от наружных граней стен или рядов колонн рекомендуется принимать не менее предварительно назначенной толщины плиты с целью последующего обеспечения её прочности на продавливание. Затем размеры плиты в плане уточняют расчётом на суммарное действие нормативных вертикальных нагрузок с учётом собственного веса плиты и грунта на её уступах:

$$A_f = \frac{\sum_{i=1}^n N_{i,n}}{R_0 - \gamma_m \cdot h_{gf}},$$

где $\sum_{i=1}^n N_{i,n}$ — сумма всех нормативных вертикальных нагрузок на фундаментную плиту;

h_{gf} — глубина заложения фундаментной плиты;

R_0 — условное расчётное сопротивление несущего слоя грунта.

Если $A_f > l_{1f} \cdot l_{2f}$, то ранее принятые размеры плиты в плане уточняют в большую сторону кратно 100 мм. Далее проверяют среднее давление на грунт от нормативных вертикальных нагрузок:

$$p_n = \frac{\sum_{i=1}^n N_{i,n}}{l_{1f} \cdot l_{2f}} + \gamma_m \cdot h_{gf} \leq R.$$

При невыполнении указанной проверки размеры плиты в плане вновь увеличивают.

В том случае, если равнодействующая основных вертикальных нагрузок от сооружения приложена примерно в центре тяжести всей плиты, а толщина плиты принята равной или более 1/6 шага колонн или несущих стен, **расчёт сплошной фундаментной плиты** выполняют

приближённым способом. Плиту рассматривают как перевёрнутое железобетонное перекрытие: безбалочное (при плоских фундаментных плитах) или ребристое (при ребристых фундаментных плитах). В последнем случае при соотношении сторон опорного контура $l_1/l_2 > 2$ выполняют расчёт плиты балочного типа (рис. 36, е), а при отношении указанных сторон $l_1/l_2 \leq 2$ — плиты с опиранием по четырём сторонам (рис. 36, д).

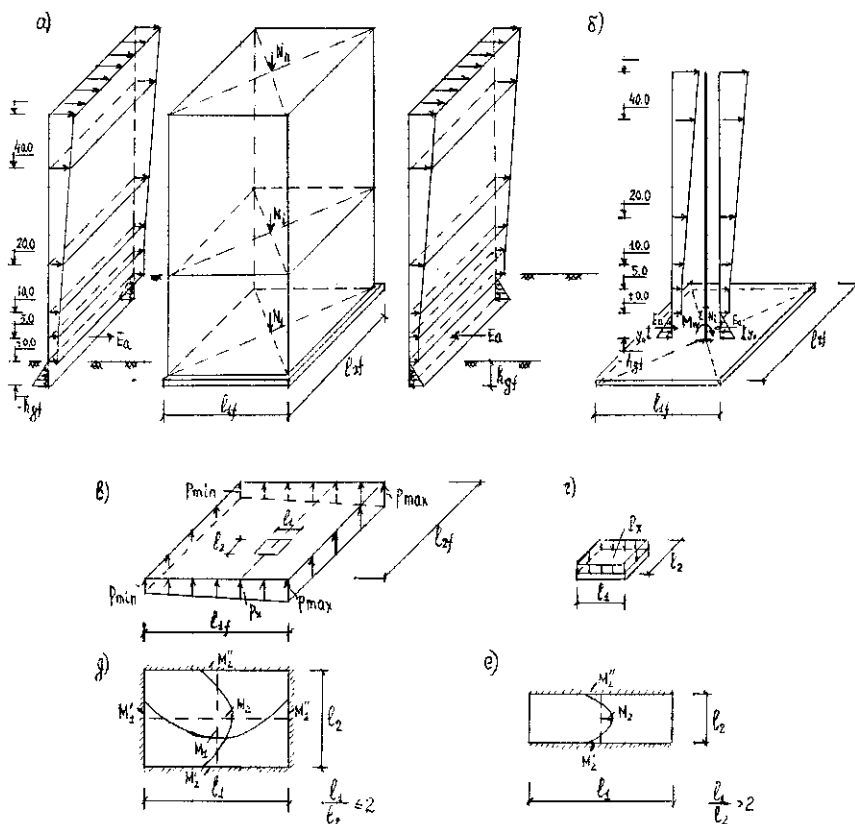


Рис. 36. Расчётные схемы к определению отпора грунта в сплошных фундаментах высотных зданий: а — характер действия вертикальных и горизонтальных нагрузок, б — расчётная схема высотного здания, в, г — эпюры отпора грунта по подошве сплошного фундамента и в пределах его отсека, д, е — эпюры изгибающих моментов в отсеке сплошного фундамента при его опирании по контуру и по двум сторонам

Такое перекрытие считают нагруженным равномерно распределённым реактивным давлением грунта p . Его определяют от расчётных нагрузок без учёта веса фундамента и грунта на его уступах:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{l_{1f} \cdot l_{2f}}.$$

Для высотных зданий учитывают не только вертикальные, но и ветровые горизонтальные нагрузки. В этом случае в пределах габаритов фундамента в зависимости от направления ветровой нагрузки определяют максимальные и минимальные значения реактивного давления грунта (рис. 36, в):

$$p_{\max} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{l_{1f} \cdot l_{2f}} + \frac{6 \cdot M_w}{l_{1f}^2 \cdot l_{2f}}, \quad p_{\min} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{l_{1f} \cdot l_{2f}} - \frac{6 \cdot M_w}{l_{1f}^2 \cdot l_{2f}},$$

где M_w — момент от ветровой нагрузки в уровне подошвы фундамента. Его определяют как в консольном вертикальном стержне с жёстким защемлением в уровне подошвы фундаментной плиты (рис. 36 а, б). В дальнейшем при расчёте тех или иных отсеков фундаментной плиты давление грунта усредняют (рис. 36, г).

В случае назначения толщины плоской фундаментной плиты менее 1/6 шага колонн или несущих стен, а толщины ребристой фундаментной плиты менее 1/8 этого шага, **расчёт сплошных фундаментных плит** следует производить **с учётом их совместной работы с основанием**. При этом, если расположение нагрузки на фундаментной плите имеет регулярный характер (сетка колонн с шагом $l_1 \times l_2$ или система несущих стен с шагом l_1), то возможным является выделение полосы шириной один метр (для несущих стен) или шириной, равной шагу колонн, и расчёт этой полосы по методу местных или общих упругих деформаций в зависимости от характера напластования грунтов. При редком и неравномерном расположении нагрузок на сплошном фундаменте его следует рассчитывать методом конечных элементов. При этом связь фундамента с основанием заменяют пространственной системой жёстких стерженьков по аналогии с методом Жемочкина-Синицина. Расчёт

выполняют на ЭВМ с применением программных комплексов Lira, SCAD, MicroFe, MONOMAX и других.

В случае состава основания из нескольких слоёв грунта различного качества расчёт ленточных и сплошных фундаментов выполняют как плиты на обжимаемом слое ограниченной глубины. При этом последовательно производят следующие вычисления:

1) методом послойного суммирования определяют глубину сжимаемой толщи H_c — уровень от подошвы фундамента, на котором напряжение в грунте от вертикальных нагрузок σ_{zp} составляет не более 20 % от природного давления грунта σ_{zg} :

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}, \quad \sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0, \quad p_0 = p - \sigma_{zg,0},$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{gr} \cdot h_{gf}, \quad \sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_{gr,i} \cdot h_i,$$

где

γ_{gr} — объёмный вес грунта обратной засыпки;

h_{gf} — глубина заложения фундаментной плиты;

α — коэффициент рассеивания, зависящий от соотношения размеров фундамента в плане;

2) уточняют величину H_c в случае расположения в её пределах слоя грунта с модулем деформации $E_{gr} \geq 100$ МПа или при залегании ниже H_c слабого грунта с $E_{gr} \leq 5$ МПа; в последнем случае слабый грунт включают в глубину сжимаемой толщи и её величину определяют соотношением

$$\sigma_{zp} \leq 0,1 \cdot \sigma_{zg};$$

3) принимают основание двухслойным: сжимаемый слой высотой H_c с осреднёнными по вертикали модулем деформации грунта E_{gr} и коэффициентом Пуассона μ_{gr} и скала.

В остальном полностью сохраняется последовательность расчёта по методу Жемочкина-Синицина, однако функцию осадки поверхности основания F_{kj} определяют с помощью таблиц, составленных автором этой методики — профессором С.С. Давыдовым, а не по таблицам Жемочкина-Синицина (В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. «Железобетонные конструкции. Общий курс»).

ЛЕКЦИЯ 12

Область применения и основные конструктивные элементы свайных фундаментов. Шарнирное и жёсткое сопряжение свай с ростверком. Виды свайных фундаментов, классификация свай, конструктивные решения и область применения свай из дерева, металла и железобетона

Необходимость устройства свайных фундаментов возникает, если верхние слои грунта являются слабыми, малопрочными и сильносжимаемыми, то есть малопригодными для устройства на них фундаментов мелкого заложения без улучшения свойств грунтов. Сваи передают нагрузку от сооружения на нижние более уплотнённые и более прочные слои грунта. При этом они способны воспринять и передать гораздо большие нагрузки по сравнению с фундаментами мелкого заложения, а иногда являются и более экономичными, так как при их возведении уменьшается объём трудоёмких земляных работ. В настоящее время свайные фундаменты применяют для зданий высотой девять этажей и более.

Свайным фундаментом называют группу свай, объединённую поверху специальными плитами или балками, именуемыми *ростверком*. Под **свайей** понимают относительно длинный стержень, погружаемый в грунт в готовом виде или изготавливаемый в грунте в вертикальном или наклонном положении. **Ростверк** служит для распределения нагрузки, передаваемой сооружением на отдельные сваи. Нижнюю поверхность ростверка называют его *подшовой*, верхнюю часть сваи — *головой*, а её нижний конец — *остриём* или *пятой* (уширением). **Глубина заложения свайного фундамента** определяется расстоянием от уровня планировки грунта до плоскости, проведённой через остриё или пята сваи. Голову сваи, испытывающей только сжимающие усилия (центрально нагруженный фундамент), заделывают в ростверк на величину 5-10 см.

Такую заделку считают **шарнирной**. Для свай, работающих на выдёргивание (внецентренно нагруженный фундамент), осуществляют **жёсткую** заделку головы сваи в ростверк на величину не менее 30 см и не менее длины анкеровки продольной арматуры сваи.

В практике современного строительства в зависимости от конструктивных особенностей здания, интенсивности и характера внешней нагрузки используют следующие **виды свайных фундаментов** (рис. 37):

1) **одиночные сваи**, применяемые для лёгких сооружений, когда нагрузку от колонны здания воспринимает одна свая; такая колонна может являться монолитным продолжением самой сваи; возможен также вариант, когда на голову сваи одевают специальный *оголовник*, а уже на него устанавливают сборный подколонник или стеновые панели (рис. 37, а, б);

2) **ленточные свайные фундаменты**, используемые под стены зданий; различают однорядное и многорядное расположение свай в ленте; они могут располагаться правильными рядами (рис. 37, в) или в шахматном порядке (рис. 37, г);

3) **свайные кусты**, возводимые под отдельными конструкциями (обычно под колоннами каркасных зданий); минимальное количество свай в кусте равно трём (рис. 37, д);

4) **сплошное свайное поле** под тяжёлыми сооружениями (многоэтажные здания, башенные сооружения, дымовые трубы), когда сваи располагают по некоторой сетке под всем сооружением; по свайному полю устраивают сплошную железобетонную плиту (ростверк), на которую и опираются все надземные конструкции (стены, колонны, оборудование) (рис. 37, ж).

По способу передачи давления от сооружения на основание различают *свай-стойки* и *свай трения* (висячие сваи). **Свай-стойки** (рис. 38, а) прорезают толщу сжимаемых грунтов и своим нижним концом (остриём или пятой) опираются на малосжимаемые грунты. К таким грунтам относятся скальные, полускальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем средней плотности и плотные, плотные песчаные грунты, глины твёрдой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации грунта $E_{gr} \geq 50$ МПа. Остриё (пятю) сваи в этом случае заглубляют в прочный грунт не менее, чем на 0,5...1,5 м в

зависимости от конструкции сваи, и не менее трехкратного размера её поперечного сечения (диаметра). Перемещение сваи-стойки под нагрузкой практически отсутствует и мобилизация сил трения по её боковой поверхности не происходит. Несущая способность такой сваи определяется прочностью её материала на сжатие и сопротивлением грунта под нижним концом (остриём или пятой).

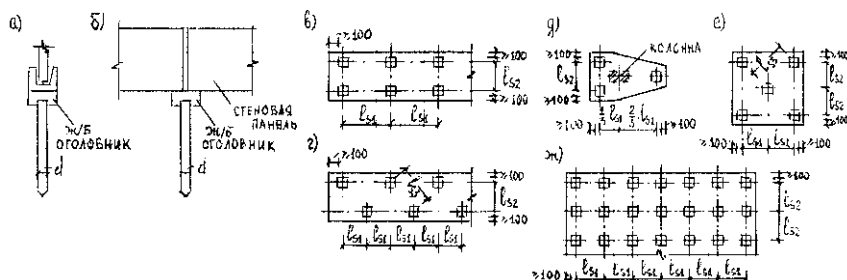


Рис. 37. Виды свайных фундаментов: а, б — одиночные сваи, в, г — ленточные свайные фундаменты, д, е — свайные кусты, ж — сплошное свайное поле

Висячие сваи (сваи трения) со всех сторон окружены сжимаемыми грунтами. Под действием вертикальной нагрузки такие сваи получают перемещение и на их боковой поверхности возникают силы трения, препятствующие внедрению свай в грунт. Поэтому несущая способность свай трения определяется не только прочностью её материала на сжатие и сопротивлением грунта под нижним концом, но и сопротивлением грунта по боковой поверхности сваи (рис. 38, б).

Существует несколько **способов погружения готовых свай в грунт**:

- 1) забивка механическими, паровоздушными, дизельными или электрическими молотами;
- 2) погружение с помощью вибраторов (вибромолотов) для прохождения насыщенных водой песков;
- 3) вдавливание статической нагрузкой в случае невозможности использования динамических воздействий при устройстве свайных фундаментов вблизи существующей застройки;
- 4) ввинчивание с помощью специального механизма, называемого **кабестаном**; используется для устройства свайных фундаментов, работающих на выдёргивание; при этом ствол сваи соединяется внизу со

специальным башмаком с винтовой лопастью при помощи закладных деталей.

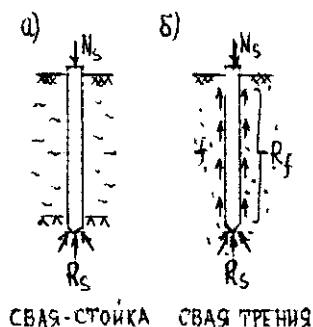


Рис. 38. Характер работы свай в грунте: а – сваи-стойки, б – сваи трения (висячие сваи)

Сваи, изготавливаемые в грунте, подразделяют на *набивные* и *буронабивные* в зависимости от способа устройства скважины и бетонирования сваи. **Набивные сваи** устраивают с помощью предварительной забивки в грунт полый инвентарной трубы с нижним концом в виде железобетонного башмака-наконечника, который остаётся в грунте после извлечения трубы по мере заполнения скважины бетоном. Такие сваи используют при необходимости передачи на грунт больших сосредоточенных нагрузок. **Буронабивные сваи** применяют в сложных инженерно-геологических условиях для проходки грунтов, содержащих включения валунов, гальки, гравия, а также при реконструкции зданий и усилении фундаментов. Пробуренные скважины заполняют бетоном по специальной технологии.

В практике современного строительства применяют **сваи из различных материалов**: деревянные, металлические, бетонные и железобетонные. **Деревянные сваи** ранее широко применялись в строительстве. В качестве материала использовались хвойные смолистые породы дерева – лиственница, сосна, ель. Они пропитывались антисептическими материалами для предотвращения загнивания, что особенно важно для зоны переменного уровня грунтовых вод. В настоящее время деревянные сваи применяют редко, в основном в богатых лесом местностях, когда отсутствуют заводы железобетонных

изделий. Деревянные сваи изготавливают из брёвен со снятой корой длиной до 6,5 м и заострённым нижним концом. Если длины одной сваи или сечения одного бревна оказывается недостаточным, то сваи наращивают и объединяют в пакет из двух-трёх брёвен, соединённых параллельно. Такие пакеты имеют одно остриё, на которое одевают металлический башмак. На верхний конец сваи или пакета свай одевают специальное металлическое кольцо (*бугель*), предохраняющее древесину от размочаливания во время забивки.

Металлические сваи из-за высокой стоимости металла и подверженности его коррозии для капитальных зданий и сооружений используют редко. Их применяют в аварийных ситуациях для обеспечения устойчивости основания и устройства временных опор несущих конструкций. В качестве свай используют стальные трубы диаметром 20...80 см с открытым или закрытым нижним концом, а иногда – широкополочные двутавры и швеллеры. Трубчатая свая после забивки или ввинчивания (в этом случае на конце сваи расположена винтовая лопасть размером до трёх диаметров трубы) может быть заполнена бетоном. Забивные сваи выполняют с конусом, приваренным снизу. По длине сваи могут состоять из секций, которые между собой сваривают или соединяют с помощью навинчивающегося кольца. Обязательным для металлических свай является использование антикоррозионного покрытия.

Железобетонные сваи более универсальны и получили наибольшее распространение в строительстве. Они могут иметь квадратное сечение, в том числе и с круглой полостью, а также полое круглое сечение (рис. 39). В зависимости от грунтовых условий и характера действующих на них нагрузок железобетонные сваи могут изготавливать с поперечной арматурой или без неё, а также с ненапрягаемой или предварительно напряжённой продольной арматурой. По длине свай их поперечное сечение (профиль) может изменяться. **По продольному профилю** различают сваи *призматические* (рис. 39, а), *цилиндрические* (рис. 39, б), *пирамидальные* (рис. 39, в), *ромбовидные* (рис. 39, г), *трапециевидные* (рис. 39, д), *булавовидные* (рис. 39, е), *камуфлетные* (рис. 39, ж) и *лопастные* (рис. 39, з).

Наиболее распространены **призматические сваи** с квадратным поперечным сечением. Их размеры варьируются от 20×20 см до 40×40 см с шагом 5 см, а длина составляет 3...20 м. При необходимости получения

свай большей длины их стыкуют из нескольких элементов. Стык выполняют на болтах или сварным, для чего по торцам свай устраивают специальные закладные детали. В слабых грунтах с целью экономии бетона используют **пустотелые квадратные** (с размерами от 25×25 см до 40×40 см и длиной 3...12 м) или **круглые сваи** (диаметром 40...80 см, с толщиной стенок 8...10 см и длиной 4...12 м). При низкой несущей способности грунта прочность свай, ослабленной внутренней полостью, оказывается достаточной.

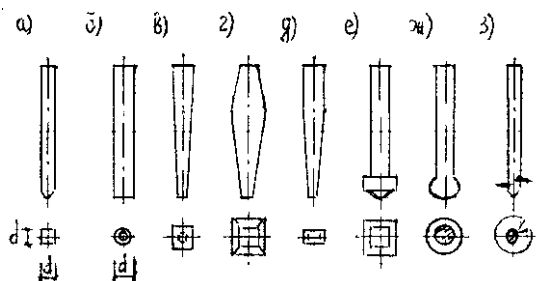


Рис. 39. Железобетонные сваи различного профиля: а – призматические, б – цилиндрические, в – пирамидальные, г – ромбовидные, д – трапециевидные, е – булавовидные, ж – камуфлетные, з – лопастные

Сваи-оболочки диаметром более 80 см выпускаются с толщиной стенок 12 см и длиной секции 6...12 м. У таких свай нижний конец является открытым. Сваи-оболочки наиболее целесообразно применять при необходимости прорезки слабых грунтов большой мощности, а также при значительных сосредоточенных нагрузках и изгибающих моментах.

Пирамидальные, ромбовидные и трапециевидные сваи применяют только как висячие с целью более полного использования несущей способности грунта. Так, ромбовидные сваи позволяют уменьшить величину касательных сил морозного пучения грунта при его промерзании. При забивке пирамидальных и трапециевидных свай происходит уплотнение окружающего грунта с уменьшением его пористости на 15...40 % на расстоянии до трёх диаметров свай.

Камуфлетные и булавовидные сваи применяют в слабых грунтах, подстилаемых более прочными, для того, чтобы увеличить их несущую способность при работе в качестве свай-стоек.

ЛЕКЦИЯ 13

Минимально допустимые расстояния между сваями в ростверке. Типы свайных ростверков и их предварительное конструирование. Определение несущей способности одиночной железобетонной сваи по материалу

При забивке сваи в грунт происходит его уплотнение в границах цилиндрического тела диаметром $3 \cdot d \dots 6 \cdot d$ в зависимости от вида грунта. Особенно неблагоприятными с этой точки зрения являются водонасыщенные глинистые грунты, где процесс погружения сваи сопровождается разрушением структурных связей и возникновением избыточного давления в поровой воде. Таким образом, вокруг сваи возникает напряжённо-деформированная зона. На расстоянии $3 \cdot d$ от оси сваи величина сжимающих напряжений в грунте уже незначительна, что особенно важно для **висячих свай**. Поэтому для того, чтобы не происходило наложение напряжений от соседних свай, их рекомендуется располагать на расстоянии $l_s \geq 6 \cdot d$ друг от друга, где d — сторона квадратной сваи или диаметр круглой сваи (рис. 40, б). При $3 \cdot d < l_s < 6 \cdot d$ (рис. 40, в) увеличивается осадка свайного фундамента, а при $l_s \leq 3 \cdot d$ (рис. 40, г), кроме этого, снижается его несущая способность.

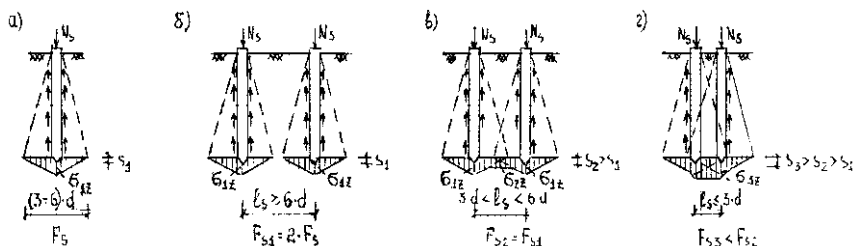


Рис. 40. Схемы работы свай в грунте: а — одиночной, б, в, г — в составе свайного куста

Для **свай-стоек**, опирающихся на прочные грунты, указанные выше обстоятельства не так существенны и расстояние между осями свай в уровне их острия (пяты) принимают $l_s \geq 1,5 \cdot d$. Расстояние в свету между стволами **свай-оболочек, набивных и буронабивных свай** принимают не менее одного метра. Расстояние от наружной грани внешней сваи до края ростверка должно составлять не менее 10 см и не менее $(0,2 \cdot d + 5 \text{ см})$ при однорядном расположении свай, $(0,3 \cdot d + 5 \text{ см})$ – при двух- и трёхрядном расположении свай, $(0,4 \cdot d + 5 \text{ см})$ – при большем количестве рядов, где $0,2 \cdot d$, $0,3 \cdot d$, $0,4 \cdot d$ – возможные отклонения головы свай от проектного положения при их забивке.

Ростверки под свайные фундаменты проектируют в большинстве своём из монолитного железобетона. Бетон принимают класса не ниже В15. Под стены ростверки проектируют в виде лент как одного направления, так и перекрёстных. Ростверки под отдельные конструкции (колонны) имеют квадратное (при центральном нагружении) или прямоугольное очертание (при внецентренном нагружении). Треугольное очертание ростверка используют редко. Круглые в плане сооружения имеют обычно круглые или кольцеобразные ростверки. Сваи в этом случае размещают по концентрическим окружностям.

Типы свайных ростверков классифицируют в зависимости от их расположения относительно поверхности грунта (рис. 41). **Низкий ростверк** (рис. 41, а) устраивают ниже поверхности грунта. Такой ростверк может передавать часть вертикальной нагрузки от сооружения своей подошвой и воспринимать боковой поверхностью горизонтальные нагрузки. При этом сваи полностью находятся в грунте и их продольный изгиб от вертикальной нагрузки учитывают только в очень слабых грунтах, к которым относят ил, торф, рыхлый песок и глины с текучей консистенцией. Глубина заложения ростверка h_{gr} зависит от тех же факторов, что и у фундаментов мелкого заложения на естественном основании. В пучинистых грунтах, к которым относят пылевато-глинистые, пески пылеватые и мелкие, крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие к началу промерзания влажность более определённого уровня, значение h_{gr} должно быть не менее расчётной глубины промерзания грунта. При наличии подвала ростверк располагают ниже пола подвала. В бесподвальных зданиях верхний обрез ростверка устраивают ниже уровня планировки грунта на 150 мм при

железобетонных колоннах или на 500...1000 мм при металлических колоннах для размещения их опорного башмака (базы). Кроме этого, для удобства производства работ ростверк стремятся по возможности располагать выше уровня горизонта грунтовых вод.

В непучинистых грунтах и при отсутствии подвала ростверк располагают непосредственно на поверхности грунта. Такой ростверк называют **повышенным** (рис. 41, б). Поскольку верхние слои обычно сложены насыпными неуплотнёнными грунтами, имеющими низкую несущую способность, повышенные ростверки не могут передать часть вертикальной нагрузки от сооружения своей подошвой. Продольный изгиб свай учитывают только в очень слабых грунтах (ил, торф, рыхлый песок, глины с текучей консистенцией).

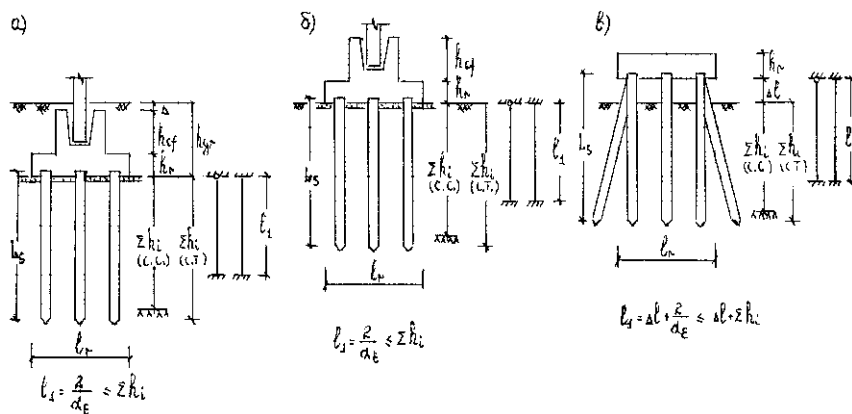


Рис. 41. Типы свайных ростверков: а — низкий, б — повышенный, в — высокий

При строительстве надземных трубопроводов, надземных пешеходных переходов и мостов применяют **высокий ростверк** (рис. 41, в). В этом случае проверку прочности вертикальных свай выполняют с учётом их продольного изгиба. Для снижения изгибающих моментов, возникающих в верхней части свай от горизонтальных нагрузок, устраивают наклонные сваи.

На рис. 41
$$\alpha_{\varepsilon} = \sqrt[5]{\frac{k \cdot b_p}{\gamma_c \cdot E \cdot J}}, \quad 1/\text{м},$$

где

J – момент инерции поперечного сечения сваи, м^4 ;

$k = 4\,000 \dots 10\,000 \text{ кН/м}^4$ – коэффициент пропорциональности, зависящий от грунтов, окружающих сваи, и их характеристик;

b_p – условная ширина сваи,

$b_p = d + 1 \text{ м}$ при $d \geq 0,8 \text{ м}$, $b_p = 1,5 \cdot d + 0,5 \text{ м}$ при $d < 0,8 \text{ м}$;

E – модуль упругости материала сваи, кПа ;

γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 3$ при высоком ростверке или сейсмической нагрузке, $\gamma_c = 1$ во всех остальных случаях.

Размеры подошвы ростверков, ступеней их плитной части и подколонника принимают в плане кратно 100 мм или 300 мм в зависимости от используемой индивидуальной или инвентарной опалубок, а по высоте – кратно 150 мм. При стаканном сопряжении сборных железобетонных колонн с ростверками толщину дна стакана принимают исходя из расчёта ростверка на продавливание колонной, но не менее 250 мм. Глубину заделки колонны в стакан, глубину стакана, зазоры между стенками колонны и стакана, толщину стенок стакана в уровне обреза свайного фундамента принимают по аналогии с фундаментами мелкого заложения на естественном основании (см. лекцию 2). У повышенных ростверков плитную часть обычно выполняют из одной ступени высотой 300, 450 или 600 мм. У низких ростверков количество ступеней зависит от глубины заложения ростверка h_{gr} , но также возможен вариант использования одной ступени плитной части высотой до 600 мм и высокого подколонника или фундаментных блоков под несущие стены. При низких и повышенных ростверках под ними устраивают подготовку из втрамбованного в грунт щебня или бетона класса В10 толщиной 100 мм.

На первом этапе расчёта свайного фундамента определяют его основные параметры: 1) длину свай; 2) предварительные размеры их поперечного сечения исходя из принятой длины и в соответствии с ГОСТ; 3) сопряжение свай с ростверком (жёсткое или шарнирное); 4) глубину заложения ростверка; 5) вид свай по условию взаимодействия с грунтом (свай-стойки или сваи трения) и по способу заглубления свай в грунт

(забивные, сваи-оболочки, набивные или буронабивные). Основанием для соответствующих решений являются инженерно-геологические условия площадки строительства, физико-механические свойства грунтов основания, тип здания или сооружения, нагрузки, действующие на фундамент, условия строительной площадки (свободная застройка или стеснённые условия). Забивные сваи рекомендуется применять при любых сжимаемых грунтах, подлежащих прорезке, за исключением насыпи с твёрдыми включениями, прослоек или линз твёрдого глинистого грунта или плотного песка, а также других видов грунтов с включениями валунов. Жёсткую заделку свай в ростверк предусматривают не только для внецентренно нагруженных фундаментов и работе свай на выдёргивание, но и при действии на свайный фундамент значительных горизонтальных нагрузок (таким образом ограничивают перемещение головы сваи), а также расположении свай в слабых грунтах (ил, торф, рыхлый песок, глины с текучей консистенцией).

Вторым этапом расчёта является определение несущей способности одиночной сваи. Она зависит от условий работы и прочности как материала сваи, так и грунта, в который она погружена. **Несущую способность сваи по материалу F_m** определяют в соответствии с требованиями нормативных документов по железобетонным, металлическим или деревянным конструкциям. Для железобетонных свай, воспринимающих через ростверк **сжимающие нагрузки**, несущую способность (силу расчётного сопротивления сваи по материалу) определяют по формуле

$$F_m = \varphi \cdot \gamma_c \cdot (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s),$$

где

φ — коэффициент продольного изгиба сваи, принимаемый по приведенной ниже таблице в зависимости от отношения расчётной длины сваи l_0 к её диаметру d (размеру поперечного сечения):

l_0/d	< 6	6	10	15	20
φ	1	0,92	0,9	0,83	0,7

$$l_0 = l_1 \cdot \mu, \quad l_1 = \Delta l + 2/\alpha_{\epsilon}, \quad 2/\alpha_{\epsilon} \leq \Sigma h_i,$$

l_1 — расстояние от подошвы ростверка до уровня жёсткого защемления сваи в грунте;

Δl — длина участка сваи от подошвы высокого ростверка до уровня планировки грунта; для низкого или повышенного ростверка $\Delta l = 0$;

α_c — коэффициент деформации (1/м), определяемый по приложению 1 СНиП 2.02.03-85* или СП 50-102-2010 «Свайные фундаменты» и зависящий от материала сваи, её жёсткости и характеристик окружающего сваю грунта; в любом случае значение $2/\alpha_c$ принимают не более Σh_i , то есть глубины прорезаемых сваями слоёв грунта от уровня планировки земли (при высоком ростверке) или от уровня подошвы ростверка (при низком или повышенном ростверке) до её острия или пяты;

μ — коэффициент, учитывающий закрепление концов сваи в расчётной схеме; при условно жёстком защемлении сваи в грунте её заделка в ростверк может быть шарнирной ($\mu = 0,7$) или жёсткой ($\mu = 0,5$) (рис. 42);

γ_c — коэффициент условий работы сваи: $\gamma_c = 0,9$ при $d = 0,2$ м, $\gamma_c = 1$ при $d > 0,2$ м;

γ_{b1} — коэффициент условий работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки: $\gamma_{b1} = 1$ при учёте в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок непродолжительного действия (крановой, ветровой) или сейсмической нагрузки; $\gamma_{b1} = 0,9$ при учёте в рассматриваемом сочетании постоянных и временных длительных нагрузок, а также особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих и вечномёрзлых грунтов;

γ_{b3} — коэффициент условий работы бетона, учитывающий снижение его расчётного сопротивления при бетонировании сваи в вертикальном положении: $\gamma_{b3} = 0,85$ — для набивных и буронабивных свай, $\gamma_{b3} = 1$ — для забивных свай, так как их изготавливают в горизонтальном положении;

γ_{cb} — коэффициент условий работы, учитывающий способ бетонирования свай: $\gamma_{cb} = 1$ — для забивных свай или для изготавливаемых в грунте при бетонировании насухо, то есть выше уровня грунтовых вод; $\gamma_{cb} = 0,9$ — при бетонировании насухо в извлекаемой обсадной трубе; $\gamma_{cb} = 0,8$ — при бетонировании в обводнённой скважине в извлекаемой обсадной трубе; $\gamma_{cb} = 0,7$ — при бетонировании в

обводнённой скважине под глинистым раствором или под избыточным давлением воды (без обсадных труб);

R_b — расчётное сопротивление бетона сваи сжатию; для железобетонных свай с ненапрягаемой продольной арматурой используют бетона класса не ниже В15, а для свай с продольной напрягаемой арматурой — не ниже В25;

A_b — площадь поперечного сечения сваи;

R_{sc} — расчётное сопротивление продольной арматуры сваи сжатию; в качестве ненапрягаемой используют арматуру класса А300 (А-II) или А400 (А-III), а в качестве напрягаемой — класса А600 (А-IV) и выше;

A_s — площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры сваи.

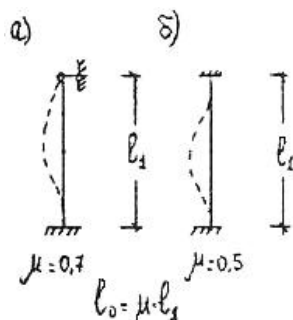


Рис. 42. Расчётные схемы свай при их шарнирном (а) и жёстком (б) соединении с ростверком

В качестве конструктивной арматуры (спирали, сетки) применяют В500 (Вр-I) и А240 (А-I). Подъёмные петли выполняют из арматуры класса А240 (А-I).

Несущую способность железобетонных свай, **работающих на выдергивание**, определяют по формуле

$$F_m = \gamma_c \cdot (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{cb} \cdot R_{bt} \cdot A_b + R_s \cdot A_s),$$

где

R_{bt} — расчётное сопротивление бетона сваи растяжению;

R_s — расчётное сопротивление растяжению продольной арматуры сваи.

ЛЕКЦИЯ 14

Несущая способность свай по грунту. Конструирование свайного фундамента. Проверка усилий, передаваемых на сваи

Несущую способность свай по грунту F_s определяют либо *расчётным методом*, основанным на использовании табличных значений расчётных сопротивлений грунта, либо *экспериментальным методом*, основанным на прямых испытаниях свай. Расчётный метод используют на стадии технико-экономического обоснования проекта, а также для зданий и сооружений пониженного уровня ответственности. Экспериментальный метод используют для зданий и сооружений нормального и повышенного уровня ответственности. В качестве экспериментального применяют статический метод, динамический метод или метод зондирования. Формулы для определения несущей способности свай по грунту расчётным и экспериментальными методами приведены в СНиП 2.02.03-85, СП 50-102-2003 и СП 50-102-2010 «Свайные фундаменты». В последующих расчётах в качестве несущей способности свай используют меньшее из двух значений: $F = \min\{F_m, F_s\}$.

Третьим этапом расчёта свайного фундамента является **определение площади подошвы ростверка и назначение количества свай в ростверке**. При этом, в отличие от фундаментов мелкого заложения, площадь подошвы ростверка определяют от расчётных нагрузок, учитывая вес ростверка и грунта на его уступах, так как эти нагрузки создают дополнительные усилия в сваях. Кроме этого, вместо условного расчётного сопротивления несущего слоя грунта R_0 используют условное расчётное давление под подошвой ростверка p , считая, что вся нагрузка, воспринимаемая сваями, передаётся на основание в этом уровне:

$$A_r = \frac{N}{p - \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot h_{gr}} \quad \text{— для низких ростверков,}$$

$$A_r = \frac{N}{p - \gamma_f \cdot \rho_{жс/б} \cdot h_r} \text{ — для повышенных ростверков,}$$

где

N — усилие от вертикальных расчётных нагрузок в уровне обреза ростверка;

p — условное расчётное давление под подошвой ростверка,

$$p = \frac{F}{l_s^2},$$

здесь $l_s = 3 \cdot d \dots 6 \cdot d$ — расстояние между осями свай; первоначально принимают $l_s = 3 \cdot d$;

$\gamma_f = 1,15$ — коэффициент надёжности по нагрузке для грунта обратной засыпки;

$\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надёжности по нагрузке для железобетонных ростверков;

γ_m — средний удельный вес ростверка и грунта на его уступах (при наличии подвала принимают $\gamma_m = 17 \text{ кН/м}^3$, при его отсутствии — $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$);

$\rho_{жс/б} = 25 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес (плотность) железобетона;

h_{gr} — глубина заложения подошвы ростверка от уровня планировки грунта;

h_r — высота ростверка.

Размеры ростверка по подошве определяют следующим образом:

- для центрально нагруженных свайных кустов под колонны ростверки принимают квадратными в плане и тогда $l_r = b_r = \sqrt{A_r}$;

- для внецентренно нагруженных свайных кустов ростверки принимают прямоугольными в плане с соотношением сторон $\eta = b_r / l_r = 0,6 \dots 0,85$; если эксцентриситет внешней нагрузки в уровне обреза ростверка $e_0 \leq l_c / 6$, то $\eta = 0,85$, а если $e_0 \geq l_c / 2$, то $\eta = 0,6$, где l_c — больший размер поперечного сечения колонны; в этом случае $l_r = \sqrt{A_r / \eta}$, $b_r = \eta \cdot l_r$;

- для ленточных свайных фундаментов под несущие стены усилие от вертикальных расчётных нагрузок в уровне обреза ростверка N вычисляют на один погонный метр его длины и тогда при $l_r = 1 \text{ м}$ $b_r = A_r / l_r$.

Полученные размеры ростверка в плане уточняют в большую сторону кратно 100 или 300 мм в зависимости от применяемой опалубки (индивидуальной или инвентарной). После этого определяют приближённый вес ростверка и грунта на его уступах:

$G_r + G_{gr} = l_r \cdot b_r \cdot h_{gr} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_f$ — для пониженного ростверка,

$G_r + G_{gr} = l_r \cdot b_r \cdot h_r \cdot \rho_{ж/б} \cdot \gamma_f$ — для повышенного ростверка.

Число свай в ростверке под колонну вычисляют по следующей формуле:

$$n = \frac{N + G_r + G_{gr}}{F} \cdot \eta_m,$$

где

η_m — коэффициент, учитывающий схему размещения свай;

F — несущая способность свай.

Для центрально нагруженных фундаментов сваи размещают симметрично относительно осей поперечного сечения колонны. В этом случае $\eta_m = 1$.

Для внецентренно нагруженных свайных кустов возможны три схемы размещения свай:

1. Сваи размещают симметрично относительно центра колонны, но число их увеличивают для восприятия момента введением коэффициента $\eta_m > 1$ (рис. 43, а). При этом сваи нагружены неравномерно. Наиболее нагружены сваи, максимально удалённые от центра колонны в направлении действия момента.

2. Сваи размещают неравномерно (рис. 43, б), но так, чтобы равнодействующая всех сил проходила через центр тяжести свайного поля. При этом все сваи нагружены равномерно, а $\eta_m = 1$.

3. Сваи размещают равномерно, но центр тяжести подошвы ростверка смещают в направлении действия момента относительно центра поперечного сечения колонны на среднюю величину эксцентриситета $e_0 = M / N$. При этом все сваи оказываются загруженными равномерно, а $\eta_m = 1$ (рис. 43, в).

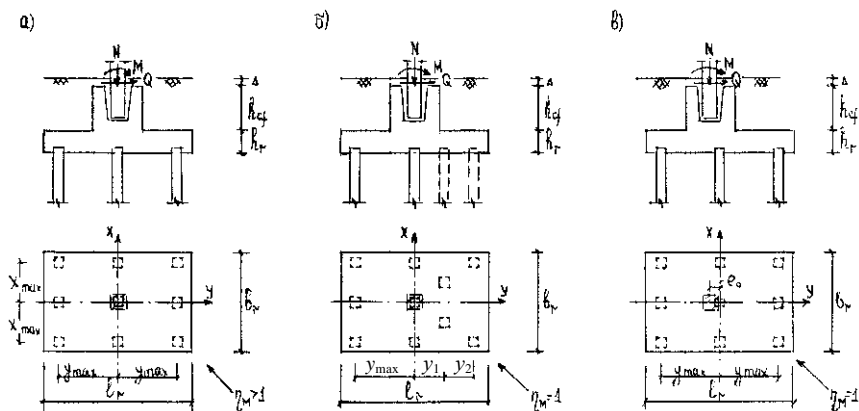


Рис. 43. Схемы размещения свай во внецентренно нагруженных фундаментах: а – симметричная, б – несимметричная, в – со смещением осей

Схемы 2 и 3 применяют, если изгибающий момент действующих на фундамент сил постоянен как по величине, так и по направлению.

Для схемы 1 значение η_m принимают в зависимости от величины эксцентриситета e_0 : при $e_0 \leq l_c / 6$ $\eta_m = 1$; при $e_0 \geq l_c / 2$ $\eta_m = 1,6$; при $l_c / 6 < e_0 < l_c / 2$ значение η_m определяют по линейной интерполяции.

Для ленточных ростверков под стены здания число свай на один погонный метр длины вычисляют по формуле

$$n = \frac{N + G_r + G_{gr}}{F \cdot k_s},$$

где

k_s — принятое число рядов свай в свайном ростверке;

N — усилие от вертикальных расчётных нагрузок на один погонный метр длины ростверка.

Расстояние между осями свай в каждом их ряду (шаг свай) может быть определено следующим образом: $l_s \leq l_r / n$, где $l_r = 1$ м. Это расстояние принимают кратно 50 мм.

Четвёртым этапом расчёта является размещение требуемого числа свай в плане и конструирование ростверка. При этом характер размещения свай (правильными рядами или в шахматном порядке)

зависит от числа свай. В ленточных свайных фундаментах при размещении свай в один ряд их наличие в углах здания и в местах пересечения стен является обязательным.

Пятым этапом расчёта является проверка усилий, передаваемых на сваи. Для свайных кустов с симметрично расположенными вертикальными сваями расчётное усилие в последних N_{sj}^* определяют по формуле

$$N_{sj}^* = \gamma_f \cdot G_{sj} + \frac{N + G_r + G_{gr}}{n} \pm \frac{M_x^* \cdot y_j}{\sum_{j=1}^n y_j^2} \pm \frac{M_y^* \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n x_j^2},$$

где

G_{sj} — вес сваи, определяемый умножением её объема V_s на удельный вес (плотность) железобетона $\rho_{жб}$;

γ_f — коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса сваи; при действии сжимающих нагрузок $\gamma_f = 1,1$, а при работе сваи на выдёргивание (растяжение) $\gamma_f = 0,9$;

N — усилие от вертикальных расчётных нагрузок в уровне обреза ростверка;

G_r — вес ростверка, определяемый умножением его объема V_r на $\rho_{жб}$ и $\gamma_f = 1,1$;

G_{gr} — вес грунта на уступах ростверка,

$$G_{gr} = (b_r \cdot l_r \cdot h_{gr} - V_r) \cdot \gamma_{gr} \cdot \gamma_f,$$

здесь $\gamma_f = 1,15$; γ_{gr} — объёмный вес грунта обратной засыпки;

M_x^*, M_y^* — расчётные изгибающие моменты относительно главных (центральных) осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка,

$$M_x^* = M_x + Q_y \cdot (h_{cf} + h_r),$$

$$M_y^* = M_y + Q_x \cdot (h_{cf} + h_r),$$

M_x, M_y, Q_x, Q_y — расчётные изгибающие моменты и поперечные силы в уровне обреза свайного фундамента;

x_j, y_j — расстояния от главных осей плана свай до оси j -ой сваи (рис. 44).

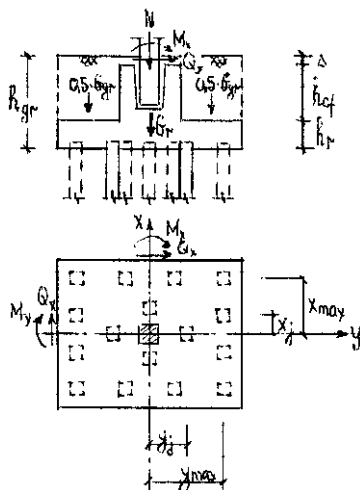


Рис. 44. Схема к определению усилий в сваях внецентренно нагруженного фундамента

Для нахождения максимальных значений $N_{s,\max}^*$ выбирают крайние сваи в ростверке, у которых $y_j = y_{\max}$ и $x_j = x_{\max}$, и перед последними двумя слагаемыми в формуле принимают знак «+».

Условием обеспечения несущей способности сваи будет выполнение неравенства $N_{s,\max}^* \leq F$, где $F = \min\{F_m, F_s\}$. Если расчёт свайного фундамента производят на сочетание нагрузок, включающих в себя крановые, ветровые или сейсмические, то несущую способность сваи по грунту принимают увеличенной на 20%, и тогда приведенное выше неравенство будет иметь следующий вид: $N_{s,\max}^* \leq F$, где $F = \min\{F_m, 1,2 \cdot F_s\}$. Если эти условия не выполняются, то корректируют размеры ростверка, количество и расположение свай.

При вычитании составляющих усилий от M_x^* и M_y^* получают минимальное расчётное усилие в свае $N_{s,\min}^*$. Если оно окажется отрицательным, то свая работает на выдёргивание и требуется выполнить проверку несущей способности такой сваи как по её материалу, так и по грунту: $N_{s,\min}^* \leq F$, где $F = \min\{F_m, F_s\}$.

ЛЕКЦИЯ 15

Расчёт забивной сваи при транспортировании и складировании. Расчёт железобетонного ростверка свайного куста на продавливание

Шестой этап. Забивные сваи рассчитывают не только на нагрузки, передаваемые от зданий и сооружений, но и на усилия, возникающие в них от собственного веса при транспортировании, складировании и подъёме на копёр за одну точку, удалённую от головы сваи на $0,3 \cdot L_s$ (в этом месте расположены подъёмные петли). Усилия в свае определяют как в балке на двух опорах с учётом коэффициента динамичности: $k_d = 1,5$ — при расчётах на прочность по нормальным и наклонным сечениям, $k_d = 1,25$ — при расчётах по образованию и раскрытию трещин. В этих расчётах коэффициент надёжности по нагрузке к собственному весу сваи γ_f принимают равным единице.

Расчётная схема, действующие нагрузки и внутренние усилия (M и Q) в забивной свае при ее транспортировании и складировании приведены на рис. 45, а, а при подъёме на копёр за одну точку — на рис. 45, б. После определения внутренних усилий проверки сваи на прочность по нормальным и наклонным сечениям, а также на трещиностойкость производят по общим правилам расчёта элементов железобетонных конструкций.

Ранее уже отмечалось, что сваи изготавливают как с напрягаемой продольной арматурой, так и с ненапрягаемой. Предварительное напряжение используют для свай, работающих на выдёргивающие нагрузки. Передаточная прочность бетона к моменту отпуска натяжения арматуры должна составлять не менее 70% его класса по прочности на сжатие: $R_{bp} \geq 0,7 \cdot B$. Концы напрягаемой арматуры после отпуска натяжения срезают заподлицо с торцевой поверхностью сваи. Натяжение арматуры осуществляют механическим или электротермическим способом.

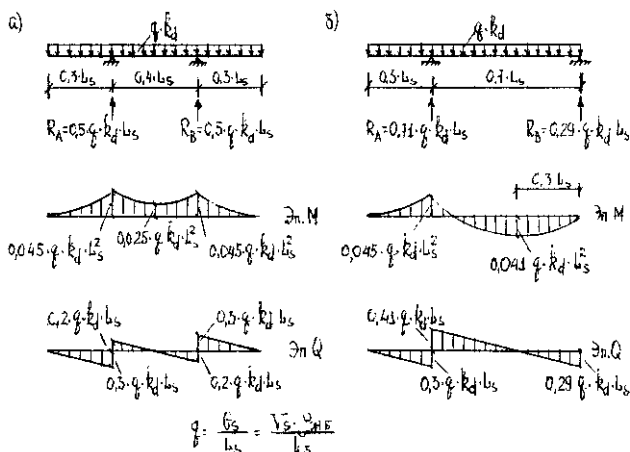


Рис. 45. Расчётные схемы и эпюры внутренних усилий в забивной свае: а – при транспортировании и складировании, б – при подъёме на копёр

В забивных сваях часто в качестве поперечной используют спиральную арматуру (рис. 46, поз. 2) диаметром 5 мм класса В500 (Вр-I) или диаметром 6 мм класса А240 (А-I). Такую арматуру приваривают к продольной ненапрягаемой арматуре в каждой точке контактной сваркой. Это конструктивное решение применяют при диаметре продольной рабочей арматуры $d_s \leq 22$ мм (рис. 46, поз. 1). При $d_s \geq 25$ мм устанавливают сварные или вязанные каркасы, где в качестве поперечной используют арматуру класса А240 (А-I) диаметром не менее 8 мм. Подъёмные петли (рис. 46, поз. 4) выполняют из арматуры класса А240 (А-I) диаметром 8...12 мм. Голову сваи усиливают сетками косвенного армирования (рис. 46, поз. 3), а остриё — специальной спиралью (рис. 46, поз. 5). Последнее решение принимают в сваях с одним центральным стержнем без поперечного армирования (рис. 46, б).

Седьмым этапом расчёта свайного фундамента являются следующие **проверки прочности ростверка**:

- на продавливание колонной или подколонником;
- на продавливание угловой свай;
- нормальных и наклонных сечений плитной части;
- нормальных и наклонных сечений подколонника;
- на местное смятие (сжатие) под торцом колонны.

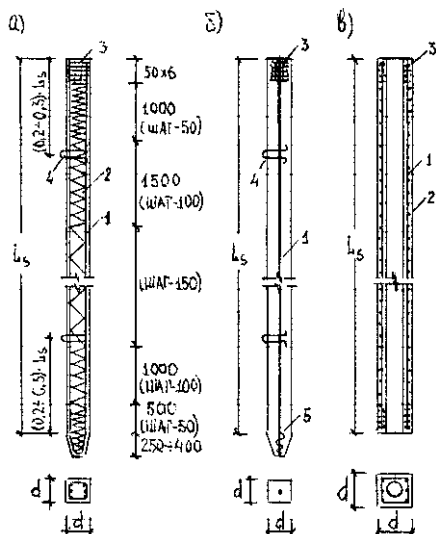


Рис. 46. Армирование железобетонной призматической сваи: а – с поперечным армированием ствола, б – без поперечного армирования ствола, в – с круглой полостью

Основное отличие в **расчётах свайных ростверков** от фундаментов мелкого заложения заключается в том, что пирамиду **продавливания** строят от наружных граней сечения подколонника или дна стакана до внутренних граней поперечного сечения свай, обращённых к колонне (подколоннику) и выходящих за пределы её (его) сечения (рис. 47). При этом грани пирамиды продавливания необязательно будут направлены под углом 45° к горизонтали, а могут быть направлены и под более острым углом вплоть до 68° . В качестве продавливающей силы F_{pr} принимают сумму расчётных усилий в сваях, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.

Как уже отмечалось, продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, верхним основанием которой может являться:

- 1) поперечное сечение монолитной колонны;
- 2) поперечное сечение подколонника при высоком сопряжении сборной железобетонной колонны с ростверком (рис. 47, а), что соответствует выполнению условия

$$h_{cf} - h_{st} \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_{st});$$

железобетонной колонны с ростверком (рис. 47, б), что соответствует выполнению условия

$$h_{cf} - h_{st} < 0,5 \cdot (l_{cf} - l_{st}).$$

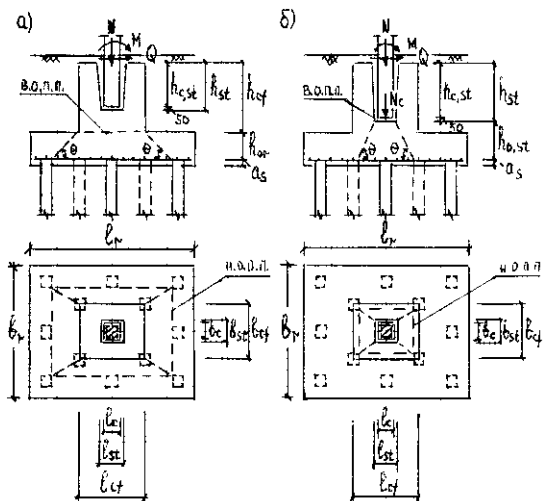


Рис. 47. Схемы образования пирамиды продавливания ростверка при стаканном сопряжении сборной железобетонной колонны с высоким (а) и низким (б) подколонником

В случае низких и повышенных ростверков наиболее часто встречается низкое сопряжение колонны с ростверком. При этом, как и в случае отдельных фундаментов под колонны, в расчётные формулы вводят поправочный коэффициент α , учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть ростверка через стенки стакана:

$$\alpha = \left(1 - 0,4 \cdot \frac{R'_{bt} \cdot A_c}{N} \right) \geq 0,85,$$

где

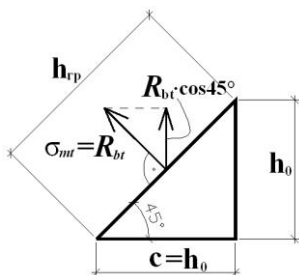
R'_{bt} — расчётное сопротивление бетона замоноличивания стакана растяжению с учётом коэффициента условия работы γ_{b1} (используют бетон класса не менее B15);

A_c — площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан,

$$A_c = 2 \cdot (l_c + b_c) \cdot h_{c,st} ;$$

N — усилие от расчётных нагрузок в уровне обреза свайного ростверка.

Как известно, продавливание отдельных фундаментов или свайных ростверков под колонны происходит при образовании наклонных трещин, по границам которых бетон испытывает разрыв. При расчёте отдельных фундаментов отмечалось, что **при угле наклона такой трещины к горизонтали, равном 45°** , на её границе действуют главные растягивающие напряжения, а касательные напряжения отсутствуют. При достижении первыми предела прочности бетона на растяжение образуются трещины, поэтому условие прочности на продавливание имеет вид:



$$F_{pr} \leq \sum_{i=1}^4 R_{bt} \cdot \cos 45^\circ \cdot h_{гр} \cdot u_i = R_{bt} \cdot h_0 \cdot u_m ,$$

$$h_{гр} = \frac{h_0}{\sin 45^\circ} ,$$

где

u_m — среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, образующейся в пределах высоты h_0 .

При продавливании ростверка от низа подколонника $h_0 = h_{0,r}$ (рис. 47, а), а при продавливании ростверка от дна стакана $h_0 = h_{0,st}$ (рис. 47, б).

При наклоне боковых граней пирамиды продавливания под углом более 45° к горизонтали на их границах начинают действовать не только растягивающие напряжения, но и касательные. И несмотря на то, что площадь боковой поверхности пирамиды продавливания уменьшается, суммарное действие вертикальных проекций нормальных и касательных напряжений увеличивает несущую способность ростверка на продавливание. Опыты показывают, что для каждой грани пирамиды продавливания это увеличение пропорционально тангенсу угла её наклона к горизонтали, но не более, чем в 2,5 раза:

$$F_{pr} \leq \sum_{i=1}^4 (\sigma_{mt} \cdot \cos \theta + \tau \cdot \sin \theta) \cdot h_{tp} \cdot u_i = R_{bt} \cdot h_0 \cdot \sum_{i=1}^4 u_i \cdot \frac{h_0}{c_i},$$

где

R_{bt} — расчётное сопротивление бетона ростверка растяжению с учётом коэффициента условия работы γ_{b1} ;

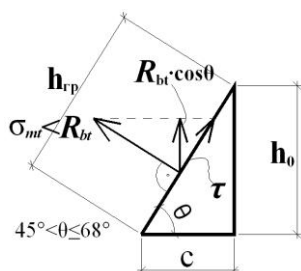
c_i — расстояние от грани дна стакана до боковой грани сваи, расположенной за пределами пирамиды продавливания, $0,4 \cdot h_0 \leq c_i < h_0$,

что соответствует изменению угла θ в диапазоне $68^\circ \geq \theta > 45^\circ$;

h_0 — рабочая высота сечения, равная расстоянию от рабочей арматуры плитной части ростверка до дна стакана;

u_i — полусумма оснований i -ой боковой грани пирамиды продавливания;

F_{pr} — расчётная продавливающая сила.



Для **центрально нагруженных ростверков** F_{pr} равна сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания:

$$F_{pr} = \alpha \cdot N \cdot \frac{n_1}{n},$$

где N — усилие от вертикальных расчётных нагрузок в уровне обреза ростверка;

n — число свай в ростверке;

n_1 — число свай в ростверке за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.

Для **внецентренно нагруженных ростверков** (рис. 48) расчёт выполняют с запасом прочности и продавливающую силу принимают равной

$$F_{pr} = 2 \cdot \alpha \cdot \sum N_{sj},$$

где $\sum N_{sj}$ — сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.

Реакции свай рассчитывают от продольной силы и изгибающего момента, действующих в уровне обреза ростверка. При моментах, действующих в двух направлениях, ΣN_{sj} вычисляют для каждого направления в отдельности и в расчёт принимают большую из этих величин:

$$\Sigma N_{sj} = \max \{ \Sigma N_{sj,x}, \Sigma N_{sj,y} \},$$

$$N_{sj,x} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_j}{\sum_{j=1}^n y_j^2}, \quad N_{sj,y} = \frac{N}{n} + \frac{M_y \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n x_j^2}.$$

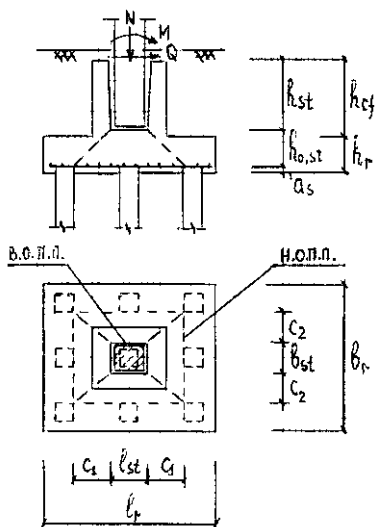


Рис. 48. Схема образования пирамиды продавливания под сборной железобетонной колонной прямоугольного сечения

При шарнирной заделке свай в ростверк на глубину 5 см арматурную сетку С-1 укладывают сверху на оголовки свай. В этом случае защитный слой бетона составляет также 5 см. При жёсткой заделке свай в ростверк на глубину до 30 см стержни сеток, попадающие на сваи, вырезают и сетки всё равно укладывают с защитным слоем бетона 5 см на специальные фиксаторы. Вместо вырезанных стержней по контуру свай укладывают дополнительные стержни, привязанные к основной сетке. В результате при любом характере сопряжения сваи с ростверком первоначально в расчёте на продавливание принимают $a_s = 6$ см.

ЛЕКЦИЯ 16

Особенности расчёта ростверка на продавливание сборной железобетонной двухветвевой колонной и при многорядном расположении свай. Расчёты на раскалывание, продавливание угловой сваей и прочность по наклонным сечениям

При **сборных железобетонных двухветвевых колоннах**, имеющих общий стакан (рис. 49), расчёт ростверка на продавливание выполняют как для колонны со сплошным прямоугольным сечением $l_c \times b_c$, соответствующим внешним габаритам двухветвевой колонны:

$$F_{pr} = (2 \cdot \alpha \cdot \sum N_{sj}) \leq 2 \cdot R_{bt} \cdot h_{0,st} \cdot \left[\frac{h_{0,st}}{c_1} \cdot (b_{st} + c_2) + \frac{h_{0,st}}{c_2} \cdot (l_{st} + c_1) \right].$$

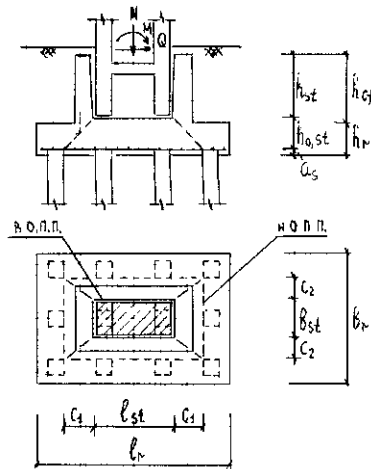


Рис. 49. Схема образования пирамиды продавливания под сборной железобетонной двухветвевой колонной

При **многорядном расположении свай** (рис. 50) помимо расчёта на продавливание ростверка колонной по пирамиде, боковые грани которой проходят от наружных граней дна стакана до ближайших граней свай, должна быть проведена проверка на продавливание ростверка в предположении, что оно происходит по пирамиде, у которой две или все четыре боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали. При этом реакции свай, находящихся в пределах нижнего основания пирамиды продавливания, при вычислении значения F_{pr} не учитывают.

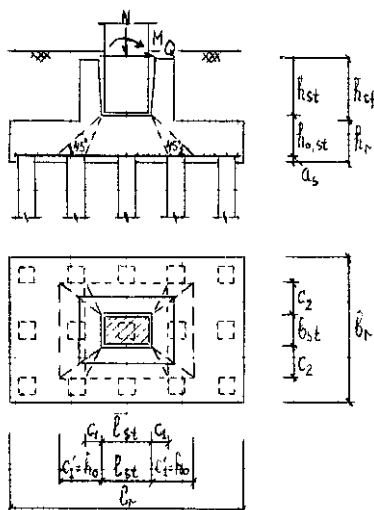


Рис. 50. Схема образования пирамид продавливания под сборной железобетонной колонной при многорядном расположении свай

При **расчёте свайных ростверков, состоящих из одной ступени плитной части**, и заглублении в неё сборной железобетонной колонны не менее, чем на треть высоты ростверка, выполняют не только расчёт ростверка на продавливание, но и на раскалывание (рис. 51, а). **Проверку прочности на раскалывание** производят по формуле

$$\alpha \cdot N = N_c \leq 2 \cdot R_{bt} \cdot A^* \cdot \mu_b,$$

где

N — усилие от вертикальных расчётных нагрузок в уровне обреза ростверка;

R_{bt} — расчётное сопротивление бетона ростверка растяжению с учётом коэффициента условия работы γ_{b1} ;

μ_b — коэффициент трения бетона по бетону, $\mu_b = 0,75$;

$A^* = \min \{A_l, A_b\}$ — наименьшая площадь вертикального сечения ростверка по оси колонны за вычетом вертикальной площади сечения стакана и площади трапеции, расположенной под колонной, с наклонёнными под углом 45° к горизонтали сторонами.

В плитных ростверках такого типа несущую способность по раскалыванию (правую часть вышеприведенного неравенства) принимают не более несущей способности на продавливание колонной, рассчитанной по общим правилам, но от уровня верха ростверка с рабочей высотой $h_{0,r}$ и понижающим коэффициентом, равным 0,75 (рис. 51, б). Фактически это приводит к необходимости выполнения следующего неравенства:

$$\alpha \cdot N = N_c \leq 0,75 \cdot R_{bt} \cdot h_{0,r} \cdot \sum_{i=1}^4 u_i \cdot \frac{h_{0,r}}{c_i}.$$

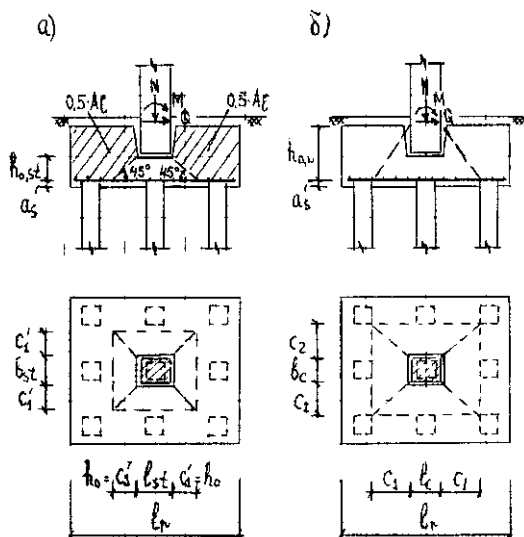


Рис. 51. Схемы расчёта плитного ростверка: а — на раскалывание, б — на продавливание

Расчёт ростверка на продавливание угловой сваей производят из условия

$$N_{sj}^* \leq R_{bt} \cdot h_{01} \cdot \sum_{i=1}^m u_i \cdot \beta_i ,$$

где

N_{sj}^* — расчётная нагрузка на угловую сваю с учётом моментов в двух направлениях в уровне подошвы ростверка;

h_{01} — рабочая высота сечения, равная расстоянию от верха сваи до верхней горизонтальной грани плиты ростверка или его нижней ступени (рис. 52);

u_i — полусумма оснований i -ой боковой грани фигуры продавливания высотой h_{01} , образующейся при продавливании ростверка угловой сваей;

β_i — коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\beta_i = k_i \cdot \frac{h_{01}}{c_{0i}} ,$$

здесь k_i — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности плиты ростверка в угловой зоне: $k_i = 0,6$ при $h_{01}/c_{0i} = 1$, $k_i = 0,4$ при $h_{01}/c_{0i} = 2,5$; при промежуточных значениях h_{01}/c_{0i} коэффициент k_i определяют по линейной интерполяции; в случае, если $h_{01}/c_{0i} < 1$, при вычислении β_i принимают $h_{01}/c_{0i} = 1$ и $k_i = 0,6$; в случае, если $h_{01}/c_{0i} > 2,5$, при вычислении β_i принимают $h_{01}/c_{0i} = 2,5$ и $k_i = 0,4$.

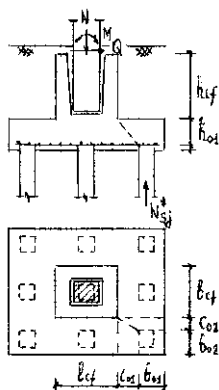


Рис. 52. Схема продавливания ростверка угловой сваей

В преобразованном виде условие прочности на продавливание может быть представлено следующим образом:

$$N_{sj}^* \leq R_{bt} \cdot h_{01} \cdot \left[\beta_1 \cdot (b_{02} + \frac{c_{02}}{2}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + \frac{c_{01}}{2}) \right],$$

$$\beta_1 = k_1 \cdot \frac{h_{01}}{c_{01}}, \quad \beta_2 = k_2 \cdot \frac{h_{01}}{c_{02}},$$

где

c_{01} , c_{02} — расстояния от внутренних граней угловых свай до ближайших граней следующей ступени плитной части или подколонника;

b_{01} , b_{02} — расстояния от внутренних граней угловых свай до наружных граней ростверка.

В тех случаях, когда угловая свая в ростверках по проекту заходит в плане за наружные грани следующей ступени или подколонника, проверка на продавливание плиты ростверка угловой сваей не производится.

Расчёт ростверка на прочность по наклонным сечениям на действие поперечной силы производят из условия, чтобы поперечная сила от внешней нагрузки Q воспринималась только бетоном без установки в плитной части ростверка каркасов с поперечной арматурой. В результате условие прочности $Q \leq Q_b$ может быть представлено в следующем виде:

$$Q = \sum N_{sj}^* \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,r} \cdot \frac{h_{0,r}}{c},$$

где

$Q = \sum N_{sj}^*$ — сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения со стороны наиболее нагруженной части ростверка; реакции свай определяют на уровне подошвы ростверка (рис. 53);

b_r — ширина ростверка;

$h_{0,r}$ — рабочая высота сечения плитной части ростверка;

c — длина проекции наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника (рис. 53, а) или до ближайшей грани колонны (рис. 53, б) при плитных ростверках.

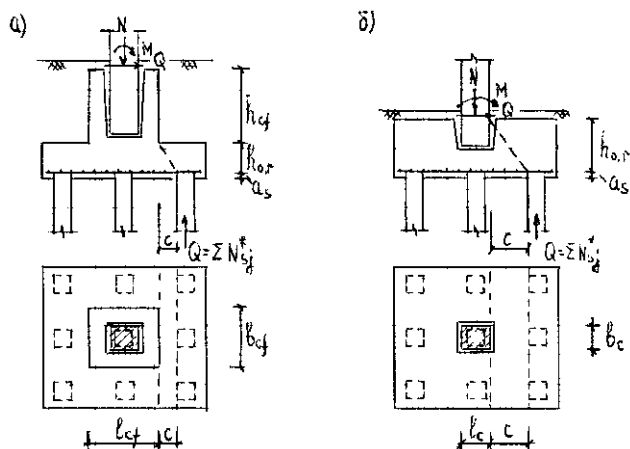


Рис. 53. Схемы расчёта прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе: а – ростверк с подколонником, б – плитный ростверк

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном и представленную в правой части неравенства, принимают не менее $Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,r}$ и не более $Q_{b,max} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,r}$.

В ступенчатых ростверках (см. рис. 55, а) при проверке прочности наклонного сечения, пересекающего две ступени, вместо ширины ростверка b_r в указанных формулах принимают приведенную ширину поперечного сечения b_{red} :

$$b_{red} = \frac{b_r \cdot h_{0,1} + b_2 \cdot h_2}{h_{0,1} + h_2}.$$

В этом случае проверки прочности по двум наклонным сечениям выполняют следующим образом:

- сечение 1-1: $Q \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,1} \cdot \frac{h_{0,1}}{c_1},$
- сечение 2-2: $Q \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_{red} \cdot h_{0,2} \cdot \frac{h_{0,2}}{c_2},$

где

$h_{0,1}$ — рабочая высота нижней ступени ростверка;

$h_{0,2} = h_{0,1} + h_2$ — рабочая высота двухступенчатого ростверка;

b_r — ширина нижней ступени ростверка;

b_2, h_2 — ширина и высота второй ступени ростверка.

При многорядном расположении свай (рис. 54) проверку прочности наклонных сечений на действие поперечной силы производят по сечениям, проходящим через внутренние грани каждого ряда свай:

$$Q_1 = \sum N_{sj,1}^* \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,r} \cdot \frac{h_{0,r}}{c_1},$$

$$Q_2 = \sum N_{sj,1}^* + \sum N_{sj,2}^* \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,r} \cdot \frac{h_{0,r}}{c_2}.$$

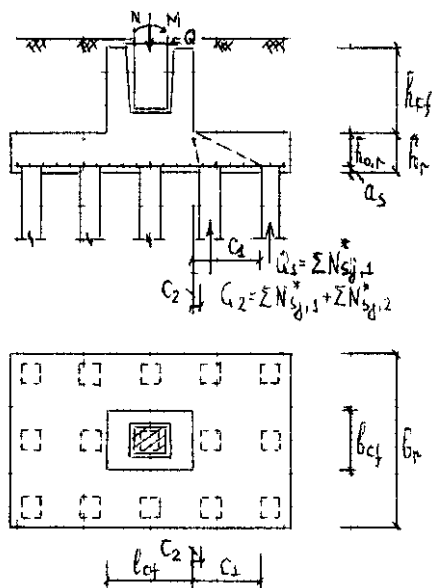


Рис. 54. Схема расчёта прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе при многорядном расположении свай

ЛЕКЦИЯ 17

Расчёт ростверка на прочность по нормальным сечениям, местное сжатие и трещиностойкость

Расчёт плитной части ростверка на прочность по нормальным сечениям производят в двух взаимно перпендикулярных направлениях по граням ступеней ростверка и по наружным граням подколонника или монолитной колонны. В каждом расчётном сечении (1-1, 2-2, 3-3, 4-4) вводят условную заделку и изгибающий момент определяют как сумму моментов от реакций свай и от местных расчётных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения (рис. 55). Таким образом, изгибающие моменты определяют по следующим формулам:

- в сечениях 1-1 и 2-2

$$M_{i-i,x} = \sum_{j=1}^{n_1} N_{sj,x}^* \cdot y_j^* - M_{loc,x_i},$$

- в сечениях 3-3 и 4-4

$$M_{i-i,y} = \sum_{j=1}^{n_2} N_{sj,y}^* \cdot x_j^* - M_{loc,y_i},$$

где

n_1, n_2 — количество рядов свай с наиболее нагруженной стороны ростверка до рассматриваемого сечения;

$N_{sj,x}^*, N_{sj,y}^*$ — реакции свай, нормальные к площади подошвы ростверка;

M_{loc,x_i}, M_{loc,y_i} — изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях от местной нагрузки (веса ростверка и грунта на его уступах).

Реакции свай определяют в каждом направлении в уровне подошвы ростверка:

$$N_{sj,x}^* = \gamma_f \cdot G_{sj} + \frac{N + G_r + G_{gr}}{n} + \frac{M_x^* \cdot y_j}{\sum_{j=1}^n y_j^2},$$

$$N_{sj,y}^* = \gamma_f \cdot G_{sj} + \frac{N + G_r + G_{gr}}{n} + \frac{M_y^* \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n x_j^2},$$

$$M_x^* = M_x + Q_y \cdot (h_{cf} + h_r), \quad M_y^* = M_y + Q_x \cdot (h_{cf} + h_r),$$

где y_j^* , x_j^* — расстояния от осей свай учитываемого ряда до рассматриваемого сечения.

$$M_{loc,x_i} = \frac{q_y \cdot (l_{y,i}^*)^2}{2}, \quad q_y = \frac{G_r + G_{gr}}{l_r},$$

$$M_{loc,y_i} = \frac{q_x \cdot (l_{x,i}^*)^2}{2}, \quad q_x = \frac{G_r + G_{gr}}{b_r},$$

здесь

$$l_{y,1-1}^* = 0,5 \cdot (l_1 - l_2), \quad l_{y,2-2}^* = 0,5 \cdot (l_1 - l_{cf}),$$

$$l_{x,3-3}^* = 0,5 \cdot (b_1 - b_2), \quad l_{x,4-4}^* = 0,5 \cdot (b_1 - b_{cf}).$$

Диаметр и шаг арматуры сетки С-1 подбирают в результате расчёта прочности в соответствующих нормальных сечениях. Такой расчёт в сечениях 1-1 и 2-2 позволяет определить значение требуемой площади арматуры, параллельной большей стороне ростверка l_r , а в сечениях 3-3 и 4-4 — параллельной меньшей его стороне b_r . Расчёт производят по методике, ранее изложенной для отдельных фундаментов под колонны.

Сварную сетку С-1 изготавливают из арматуры класса А400 (А-III). Диаметр стержней принимают не менее 10 мм при стороне ростверка до трёх метров включительно и не менее 12 мм при размере этой стороны свыше трёх метров. Шаг стержней принимают равным 10...20 см кратно 1 см.

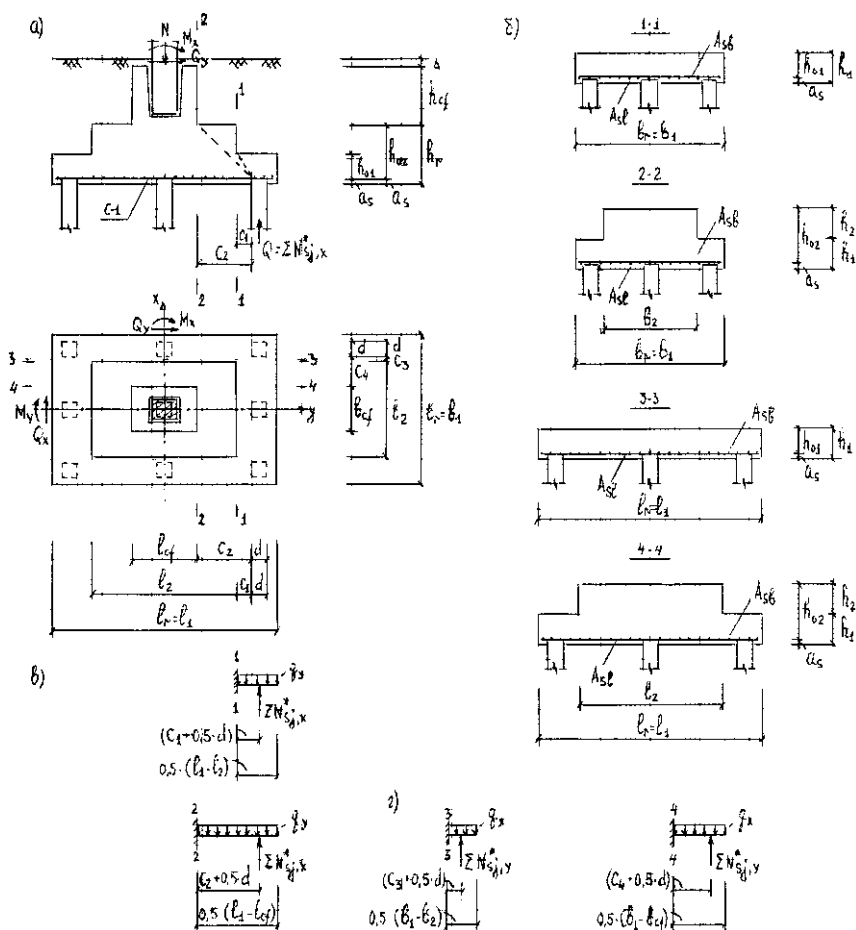


Рис. 55. Расчётные схемы при проверках прочности плитной части ростверка по нормальным и наклонным сечениям: а – расчётные нормальные и наклонные сечения, б – армирование ростверка по подошве, в – расчётные схемы и действующие нагрузки в плоскости действия изгибающего момента, г – то же, но из плоскости действия изгибающего момента

Прочность наклонных сечений ростверка по изгибающему моменту считают обеспеченной, если поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, не превышает

минимального значения поперечной силы, воспринимаемой бетоном ростверка:

$$Q = \sum N_{sj}^* \leq Q_{b,\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_r \cdot h_{0,r}.$$

Если это условие не выполняется, то должна быть обеспечена анкеровка арматуры сетки С-1 за внутренней гранью крайних свай ростверка (рис. 56):

$$l_{fac} \geq l_{an},$$

где

l_{fac} — фактическая длина завода стержней сетки С-1 за внутреннюю грань крайних свай,

$$l_{fac} = b_0 - a_t;$$

a_t — защитный слой бетона для торца арматуры;

l_{an} — требуемая длина анкеровки арматуры,

$$l_{an} = \frac{l_{0,an} \cdot A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

здесь

$l_{0,an}$ — базовая длина анкеровки арматуры;

$A_{s,cal}$ — площадь поперечного сечения арматуры, требуемая по расчёту прочности наклонного сечения по изгибающему моменту;

$A_{s,ef}$ — фактическая площадь поперечного сечения арматуры плитной части ростверка, принятая по результатам расчёта его прочности на изгиб;

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bound} \cdot u_s},$$

где

A_s, u_s — соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_s — расчётное сопротивление растяжению арматуры сетки С-1;

R_{bound} — расчётное сопротивление сцепления арматуры с бетоном,

$$R_{bound} = R_{bt} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2,$$

здесь

R_{bt} — расчётное сопротивление бетона ростверка растяжению;

$\eta_1 = 2,5$ — для горячекатаной арматуры периодического профиля А400 (А-III);

$\eta_2 = 1,0$ — при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

$$A_{s,cal} = \frac{M'}{0,9 \cdot h_{0,1} \cdot R_s}, \quad M' = \sum N_{sj}^* \cdot (c + 0,5 \cdot d) - M_{loc},$$

где

$h_{0,1}$ — рабочая высота сечения нижней ступени ростверка;

c — горизонтальная проекция наклонного сечения (см. рис. 56);

d — размер сечения сваи;

$\sum N_{sj}^*$ — сумма реакций всех свай крайнего ряда со стороны наиболее нагруженной части ростверка;

M_{loc} — изгибающий момент от местной нагрузки (собственного веса ростверка и грунта на его уступах).

На длине анкеровки к продольным стержням сетки С-1 должен быть приварен как минимум один поперечный стержень и выполнены следующие конструктивные требования:

$$l_{an} \geq 0,3 \cdot l_{0,an}, \quad l_{an} \geq 15 \cdot d_s, \quad l_{an} \geq 200 \text{ мм}, \quad a_t \geq 10 \text{ мм}.$$

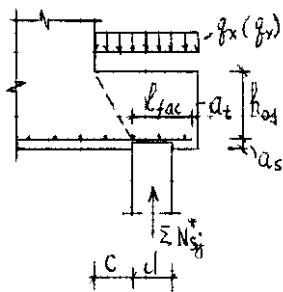


Рис. 56. Расчётная схема при проверке прочности наклонных сечений ростверка на действие изгибающего момента

Расчёты стаканной части ростверка на прочность по нормальным и наклонным сечениям, на местное сжатие под торцами сборных железобетонных колонн квадратного и прямоугольного сечения и под торцами двухветвевых колонн производят по аналогии с отдельно стоящими фундаментами под колонны.

Прочностные расчёты ростверков под монолитные железобетонные колонны и под стальные колонны выполняют по аналогии со сборными железобетонными колоннами. При этом считают, что продавливание ростверков происходит от наружных граней монолитной колонны (рис. 57) или опорной плиты базы стальной колонны.

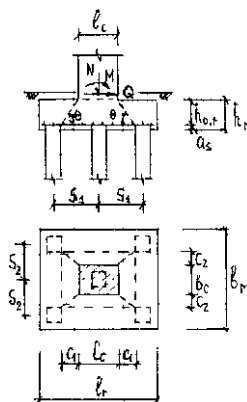


Рис. 57. Схема образования пирамиды продавливания под монолитной железобетонной колонной

При сквозных решётчатых стальных колоннах, имеющих отдельные базы под каждую ветвь, расчёт на продавливание выполняют для наиболее нагруженной ветви колонны по периметру её опорной плиты. За величину продавливающей силы в этом случае принимают удвоенную сумму реакций всех свай, расположенных с наружной стороны от оси ветви за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.

При расчёте прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе длину проекции наклонных сечений принимают равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани опорной стальной плиты базы колонны, а при ступенчатых ростверках — до ближайшей грани ступени.

Расчёт прочности ростверков на изгиб при стальных колоннах выполняют в сечениях по осям ветвей колонн, а в ступенчатых ростверках, кроме этого, — в сечениях по граням ступеней ростверка.

Расчёт ростверков по образованию и раскрытию трещин производят для их плитной части по аналогии с отдельно стоящими фундаментами под колонны.

ЛИТЕРАТУРА

1. **СП 22.13330.2011.** Основания зданий и сооружений (Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*). – М.: Минрегион России, 2010.
2. **СП 50-101-2004.** Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2005.
3. **СП 24.13330.2011.** Свайные фундаменты. (Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85). – М.: Минрегион России, 2010.
4. **СП 50-102-2003.** Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2004.
5. **СП 50-102-2010.** Свайные фундаменты. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2010.
6. **СП 20.13330.2011.** Нагрузки и воздействия. (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*). – М.: Минрегион России, 2010.
7. **СТО 36554501-015-2008.** Нагрузки и воздействия. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2008.
8. **СП 52-101-2003.** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
9. **СП 52-102-2004.** Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. – М.: ФГУП ЦПП, 2005.
10. **Пособие** по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и к СНиП 2.02.01-83). – М.: ЦИТП, 1989.
11. **Пособие** по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП, 1985.

12. **Берлинов М.В., Ягупов Б.А.** Расчёт оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 2001.
13. **Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений.** / Под ред. Б.И. Далматова. – М.-С.Пб.: АСВ, 2001.
14. **Основания и фундаменты.** / Под ред. Б.И. Далматова. – М.-С.Пб.: АСВ, 2002.
15. **Малышев М.В., Болдырев Г.Г.** Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах). – М.: АСВ, 2001.
16. **Основания и фундаменты.** Справочник. / Под ред. Г.И. Швецова. – М.: «Высшая школа», 1991.
17. **Проектирование железобетонных конструкций.** Справочное пособие. / Под ред. А.Б. Голышева. – Киев: «Будивельник», 1985.
18. **Байков В.Н., Сигалов Э.Е.** Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: «Стройиздат», 1991.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ..... 3

Лекция 1. Назначение фундаментов зданий и сооружений и их основные типы. Классификация фундаментов мелкого заложения на естественном основании. Материалы фундаментов и технологии их возведения. Основные положения расчёта по предельным состояниям **4**

Лекция 2. Основные конструктивные элементы отдельного железобетонного фундамента мелкого заложения. Конструктивные решения его обреза и стакана. Выбор глубины заложения фундамента. Назначение высоты фундамента и ступеней его плитной части при предварительном конструировании. Устройство подготовки под фундамент. Эпюры реактивного давления (отпора) грунта. Расчётное сопротивление грунта основания. Допускаемые давления на грунтовое основание **12**

Лекция 3. Определение размеров подошвы отдельного железобетонного фундамента под колонны. Расчёт плитной части центрально и внецентренно нагруженного фундамента на продавливание. Расчёт фундамента по прочности на раскалывание **20**

Лекция 4. Расчёт плитной части фундамента и подколонника на прочность по нормальным и наклонным сечениям **30**

Лекция 5. Расчёт подколонника на местное сжатие (смятие). Расчёт плитной части отдельного фундамента и подколонника по образованию и раскрытию трещин **39**

Лекция 6. Особенности расчёта отдельно стоящих фундаментов под стальные колонны **47**

Лекция 7. Расчёт и конструирование ленточных фундаментов под несущие стены **53**

Лекция 8. Расчётные схемы внецентренно нагруженных ленточных фундаментов под несущие стены. Расчёт и конструирование

ленточных фундаментов под ряды колонн. Метод прямолинейной эпюры	63
Лекция 9. Расчёт ленточных фундаментов под ряды колонн по методу местных упругих деформаций	73
Лекция 10. Расчёт ленточных фундаментов под ряды колонн по методу общих упругих деформаций. Армирование ленточных фундаментов	81
Лекция 11. Расчёт и конструирование сплошных фундаментов	87
Лекция 12. Область применения и основные конструктивные элементы свайных фундаментов. Шарнирное и жёсткое сопряжение свай с ростверком. Виды свайных фундаментов, классификация свай, конструктивные решения и область применения свай из дерева, металла и железобетона	94
Лекция 13. Минимально допустимые расстояния между сваями в ростверке. Типы свайных ростверков и их предварительное конструирование. Определение несущей способности одиночной железобетонной сваи по материалу	100
Лекция 14. Несущая способность сваи по грунту. Конструирование свайного фундамента. Проверка усилий, передаваемых на сваи	107
Лекция 15. Расчёт забивной сваи при транспортировании и складировании. Расчёт железобетонного ростверка свайного куста на продавливание	113
Лекция 16. Особенности расчёта ростверка на продавливание сборной железобетонной двухветвевой колонной и при многорядном расположении свай. Расчёты на раскалывание, продавливание угловой сваей и прочность по наклонным сечениям .	120
Лекция 17. Расчёт ростверка на прочность по нормальным сечениям, местное сжатие и трещиностойкость	127
ЛИТЕРАТУРА	133

Св. план 2011 г., поз.36

Красовицкий Михаил Юрьевич

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Курс лекций

для студентов строительных специальностей, бакалавров и магистров по
профилю «Промышленное и гражданское строительство»

Подписано в печать –

Формат 60х84/16

Тираж – 100 экз.

Усл. печ. л. – 8,5

Заказ –

127994, Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9. Типография МИИТа