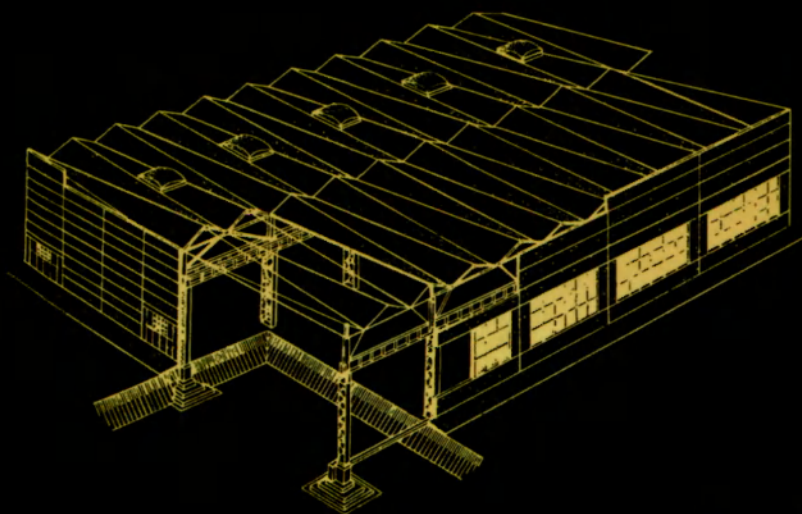


Е.Ю. Давыдов,
М.И. Никитенко,
Л.Д. Шайтаров

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Металлические конструкции,
основания и фундаменты



Е.Ю. Давыдов, М.И. Никитенко, Л.Д. Шайтаров

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

Металлические конструкции, основания и фундаменты

*Допущено Министерством образования
Республики Беларусь в качестве
учебного пособия для учащихся
строительных специальностей учреждений,
обеспечивающих получение
среднего специального образования*

Минск
УП «Технопринт»
2005

УДК 624.04(075)

ББК 38.5я7

Д13

Рецензенты:

Цикловая комиссия конструктивных дисциплин Могилевского строительного колледжа;

Зав. кафедрой «Строительные конструкции, основания и фундаменты» Белорусского государственного университета транспорта, доктор технических наук, профессор И.А. Кудрявцев.

Давыдов Е.Ю.

Д13 Строительные конструкции. Металлические конструкции, основания и фундаменты: Учебное пособие / Е.Ю. Давыдов, М.И. Никитенко, Л.Д. Шайтаров. — Мн.: УП «Технопринт», 2005. — 330 с.

ISBN 985-464-600-9

В учебном пособии изложены вопросы конструирования и расчета наиболее распространенных видов металлических конструкций, оснований и фундаментов. Все основные разделы снабжены примерами использования теоретического материала для практических расчетов.

Учебное пособие предназначено для учащихся средних специальных учреждений и студентов высших учебных заведений строительного профиля в начальной стадии изучения металлических конструкций, оснований и фундаментов. I—VIII главы написаны Е.Ю. Давыдовым, IX — М.И. Никитенко, X—XI — М.И. Никитенко и Л.Д. Шайтаровым.

УДК 624.04(075)

ББК 38.5я7

ISBN 985-464-600-9

© Давыдов Е.Ю., Никитенко М.И.,
Шайтаров Л.Д., 2005.

© Оформление УП "Технопринт", 2005.

ВВЕДЕНИЕ

История использования металлических конструкций насчитывает около двух тысячелетий — по дошедшей до нас информации металлические конструкции использовались уже в древней Греции при строительстве культовых сооружений (432 год до н. э.). Первые металлические конструкции изготавливались из так называемого кричного железа, которое из-за несовершенного метода получения имело пористую и неоднородную структуру и в связи с этим — низкую прочность и высокую деформативность.

В начальный период развития металлические конструкции изготавливались в виде балок, стоек, затяжек, распоров, каркасов куполов («корзинок»). Соединения элементов осуществлялись на проушинах, замках и горновой сварке.

С XVIII до середины XIX веков металлические конструкции изготавливались преимущественно из чугуна. Используя хорошие литейные свойства чугуна, а также высокую коррозионную стойкость, строители Западной Европы и Российской Империи изготавливали из него, прежде всего, пролетные строения мостов. Первый чугунный мост был изготовлен в Англии в 1779 году, а в России в 1784 году. Тогда же с использованием металлоконструкций были воздвигнуты известнейшие общественные объекты: театр французской комедии (1786 г.), Александрий-

ский театр (1830 г.), Зимний дворец (1837 г.) и др. Существенно усложнились конструктивные формы: появились арочные конструкции и шпренгельные балки. Для металлических деталей использовались уже уголки и швеллеры, изготавливаемые гнутьем разогретых полос. С 1830 года для соединений металлических конструкций стали применяться заклепки.

Третий период — середина XIX и начало XX веков — характеризуется бурным развитием металлических конструкций. В это время появились эффективные способы выплавки стали, которая и становится доминирующим металлом в строительстве. Другим фактором, обусловившим резкое увеличение объемов изготовления металлоконструкций, явилось изобретение в 1881 году в России электросварки. На этот период приходится появление новых конструктивных форм: плоских стержневых конструкций (ферм), рамно-арочных систем, стержневых башен, листовых висячих покрытий, стальных резервуаров. Тогда же был освоен прокат стали — появились уголки, швеллеры, двутавры.

Множество замечательных сооружений было построено в этот период: павильоны парижских выставок (1867, 1878, 1889 г.), где пролеты достигли 115 м, Эйфелева башня (1889 г.), павильоны ярмарки в Нижнем Новгороде (1896 г.), дебаркадер Киевского вокзала (1913 г.), ажурные стержневые башни Шухова в Москве и т. д. В это же время было возведено первое производственное здание со стальным каркасом (США) и множество стальных железнодорожных мостов.

Четвертый период — вторая половина XX века характеризуется применением, кроме обычных, легированных сталей и сплавов алюминия. Были разработаны предварительно напряженные металлоконструкции, вантовые покрытия, пространственные стержневые конструкции (структуры), тонколистовые металлические оболочки покрытий зданий и сооружений, трансформируемые конструкции. Были усовершенствованы сечения профилей, появились профили с параллельными гранями полок и профили (в основном, из сплава алюминия), изготавливаемые методом прессования. Основным видом соединения осталась сварка. Кроме того, получили распространение соединения на обычных и на высокопрочных болтах, стали применяться клеевые соединения и соединения на дюбелях. Значительным событием явилась

разработка и внедрение нового метода расчета конструкции по предельным состояниям.

Среди уникальных сооружений XX века с использованием металлических конструкций можно назвать, прежде всего, олимпийские объекты в Торонто, Мюнхене и Москве, среди которых следует выделить крытый стадион размером в плане 224x183 м и велотрек размером 168x138 м в Москве, мост пролетом 1420 м в Англии, стальные каркасы небоскребов в США и Малайзии и на Тайване, башня высотой 370 м в Киеве, мачта высотой 646 м в Польше. В Беларуси к таким объектам можно отнести здание Дворца спорта, Выставочный павильон, крытый спортивный манеж в Минске.

Основания и фундаменты ведут свою летопись со времени появления первых строительных объектов. Вначале сооружения строились непосредственно на поверхности земли, затем с увеличением массы и габаритов сооружаемых объектов возникла необходимость опирания их на более плотные грунты, расположенные ниже поверхности земли, что повлекло за собой появление фундаментов.

Наиболее древним конструктивным решением являются свайные фундаменты. Еще в каменном веке древние строители использовали деревянные сваи для возведения отдельных жилищ и целых поселений. В Индии и Египте за несколько тысячелетий до нашей эры строились объекты на свайных фундаментах, в VII в. до нашей эры в Риме был построен свайный мост через р. Тибр.

В дальнейшем свайные фундаменты, наряду с ленточными и столбчатыми, нашли самое широкое распространение как в прошлом, так и в современном строительстве. В 1845 г. появились паровые машины для забивки свай, что позволило увеличить длину (до 40 м) и диаметр (до 50 см) забиваемых свай.

С середины XIX века, наряду с деревянными сваями, стали применяться железобетонные и стальные сваи. В 1899 г. в России появились набивные сваи — бетон укладывали в заранее пробуренные скважины.

Другой разновидностью древних фундаментов являются опускные колодцы — их применение было зафиксировано еще в Древнем Египте. Опускные колодцы нашли свое дальнейшее применение, прежде всего, в мостостроении. Также применительно к строительству мостов были раз

работаны в 1841 году кессонные фундаменты, которые позволили закладывать фундаменты на глубину до 35 м от уровня воды.

Одновременно с развитием фундаментов совершенствовались методы геологических исследований, способы укрепления грунтов и методы расчета. В настоящее время расчет оснований и фундаментов ведется по методу предельных состояний, с учетом совместной работы основания и расположенного на нем сооружения. На базе теоретических и экспериментальных исследований разработаны нормативные документы по проектированию оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Раздел I. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава I. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

1.1. Требования, предъявляемые к строительным конструкциям, и основные принципы их проектирования.

Строительные конструкции, используемые для возведения зданий и сооружений, должны обеспечивать требуемые условия эксплуатации и, прежде всего, воспринимать нагрузки, обусловленные технологическим процессом и средой эксплуатации. Поэтому строительные конструкции должны обладать определенной несущей способностью и необходимой жесткостью, которые должны сохранять свои значения с достаточной степенью надежности в течение определенного временного периода.

Все узлы и детали конструкций должны быть доступны для осмотра, ремонта и возобновления антикоррозийного покрытия. Конструкции не должны иметь щелей и пазух, где могут скапливаться пыль и влага, являющиеся источниками коррозионного поражения.

Строительные конструкции должны не только обеспечивать функциональное назначение здания или

сооружения, но и соответствовать архитектурным требованиям.

Суммарная стоимость строительных конструкций должна быть минимальной. При этом требовании минимизация стоимости не должна достигаться в ущерб надежности этих конструкций.

Строительные конструкции должны быть транспортабельными. С этой целью большеразмерные конструкции необходимо членить на отправочные марки в соответствии с транспортными габаритами и грузоподъемностью транспортных средств.

При проектировании должны быть обеспечены все перечисленные выше требования.

Проектирование строительных конструкций следует выполнять с учетом:

- режима работы оборудования, вида и интенсивности нагрузок;
- степени агрессивности среды эксплуатации;
- температуры эксплуатации.

Кроме того, при проектировании строительных конструкций должны быть учтены нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже конструкций.

Снижение стоимости конструкций достигается за счет уменьшения расхода материалов и снижения трудозатрат при изготовлении и монтаже. В большинстве случаев уменьшение расхода материала влечет за собой увеличение стоимости изготовления или монтажа. Исходя из этого, экономическая задача должна решаться либо с помощью вариантного проектирования, либо методами оптимизации с учетом всех факторов, определяющих стоимость конструкций.

Экономия металла достигается посредством применения высокоэффективных конструктивных форм, использования высокопрочных металлов и рационального распределения материала по сечению элементов. Также этому способствует совмещение несущих и ограждающих функций и концентрация материала (увеличение массы конструктивного элемента за счет уменьшения их количества).

Снижение стоимости изготовления достигается преимущественно за счет индустриализации и типизации конструктивных форм. Индустриализация в данном случае — это перенос наибольшего количества операций

по изготовлению конструкций в заводские условия, что позволяет использовать высокопроизводительное оборудование и обеспечить высокое качество работ.

Снижению трудоемкости изготовления способствует упрощение конструктивных форм, уменьшение количества сборочных деталей и объема сварочных работ, обеспечение возможности механизированной резки, обработки и сварки деталей.

Другим условием снижения стоимости изготовления является типизация, которая обеспечивает большую повторяемость технологических операций и позволяет использовать однотипное оборудование для изготовления различных конструктивных форм. Отрицательной стороной типизации является уменьшение количества типоразмеров конструктивных элементов, что влечет за собой увеличение расхода материалов. Поэтому степень типизации должна определяться с учетом обоих факторов: трудоемкости и материалоемкости. При этом следует учитывать, что степень типизации напрямую зависит от уровня развития технологии изготовления строительных конструкций и, следовательно, является изменяющимся фактором.

Стоимость монтажа строительных конструкций снижается за счет уменьшения количества отпавочных марок, простоты оформления узлов сопряжений и возможностью блочного монтажа конструкций.

1.2. Основы метода расчета по предельным состояниям

Целью расчета строительных конструкций является определение геометрических параметров конструкций, обеспечивающих заданные условия их эксплуатации в течение определенного периода времени при минимальном расходе материалов, трудозатратах и при достаточной степени надежности. Расчет строительных конструкций производится методом предельных состояний. Под понятием «предельное состояние» подразумевается состояние конструкции, когда она перестает удовлетворять предъявленным к ней требованиям. Для строительных конструкций различают две группы предельных состояний: 1 — потеря несущей способности (конструкция разрушается или теряет устойчивость); 2 — появление недопустимых по

условиям эксплуатации перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин (только для железобетонных конструкций). Аналитически предельные состояния можно представить в виде:

$$N \leq F \cdot \gamma_c / \gamma_n, \quad (1.1)$$

$$f \leq f_{np} \quad (1.2)$$

где N — усилие, действующее на конструкцию (функция нагрузок и пролета конструкций); F — предельное усилие, которое может воспринять конструкция (функция геометрических параметров, механических характеристик материала, условий работы); f — перемещение конструкции (функция нагрузок, геометрических параметров, модуля деформации); f_{np} — предельное значение перемещений, допустимое по условиям эксплуатации; γ_c — коэффициент условий работы, учитывает влияние температуры, влажности и агрессивности среды, длительность воздействия и его многократную повторяемость, приближенность расчетных схем и принятых предположений расчета, перераспределение силовых факторов и деформаций; γ_n — коэффициент надежности по назначению (по ответственности), принимаемый в зависимости от уровня ответственности здания или сооружения, который, в свою очередь, определяется размером материального и социального ущерба, возможного при достижении конструкциями предельного состояния.

По этому признаку здания и сооружения подразделяются на три уровня: для 1-го уровня (атомные станции, гидротехнические плотины и т. д.) $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$; для 2-го уровня (промышленные и гражданские здания и сооружения) $\gamma_n = 0,95$, для 3-го уровня (склады, одноэтажные жилые постройки) $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$. Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет $\gamma_n = 0,8$. Выбор значений коэффициента γ_n производится проектной организацией по согласованию с заказчиком.

Концепция расчета конструкций по предельным состояниям предполагает, что предельное состояние в пределах нормативного срока службы не достигается.

1.3. Нормативные и расчетные сопротивления материалов

При расчете строительных конструкций в качестве характеристик прочности используются нормативные и расчетные сопротивления. Нормативное сопротивление назначается равным значению контрольной или браковочной характеристики. Например, для металла нормативное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу принимается равным или пределу текучести или, если допускается работа металла за пределом упругости, временному сопротивлению. В связи с тем, что характеристики прочности, например, предел текучести или временное сопротивление, для одного материала не имеют строго определенного постоянного значения, то в качестве нормативного сопротивления применяется значение, обеспеченность которого составляет не менее 0,95. Т. е., если испытать 1000 образцов одного и того же материала, то как минимум 950 из них будут иметь фактическую характеристику прочности не ниже нормативного сопротивления.

Расчетные сопротивления получаются делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу γ_m , который учитывает возможные отклонения характеристик прочности в неблагоприятную сторону от их нормативных значений. Численные значения коэффициента надежности по материалу принимаются в зависимости от свойств материала, их статистической изменчивости, а также от нестатистических факторов, например, от уровня прочности материала: чем выше прочность, тем больше значения указанного коэффициента при прочих равных условиях.

1.4. Нагрузки и воздействия

При проектировании строительных конструкций должны учитываться нагрузки, возникающие как в стадии эксплуатации, так и при изготовлении, транспортировке, хранении и монтаже конструкций.

По времени действия нагрузки бывают: постоянные (вес постоянных частей зданий, давление грунта, пред. напряжение — эти нагрузки неизменны во времени) и временные, которые, в свою очередь, подразделяются на

— временные;

— длительные (вес стационарного оборудования, давление газов, сыпучих и др.);

— кратковременные (нагрузки от снега, ветра, гололеда, температурные воздействия, нагрузки от подъемных механизмов, от людей, нагрузки, возникающие при ремонте, транспортировке, монтаже и др.);

— особые (сейсмические воздействия, нагрузки, вызванные неисправностью оборудования и неравномерной осадкой грунта).

Некоторые кратковременные нагрузки могут рассматриваться как длительные, но с пониженным значением (примерно 20...30% от полного значения). Это делается в расчетах, где учитывается длительность воздействия нагрузки, например, в расчетах на выносливость.

Значения нагрузок являются случайными, изменяющимися во времени и пространстве. В нормах основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения. В дальнейшем эти нагрузки будут обозначаться буквами с индексом «п» (q_n , ρ_n , и т. д.). Нормативная нагрузка — это детерминированное значение нагрузки как случайной величины. Оно назначается на основе статистических наблюдений при их обработке методами теории вероятностей и теории надежности. Например, нормативная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$q_n = \rho V^2 / 2, \quad (1.3)$$

где ρ — плотность воздуха; V — скорость ветра (величина переменная во времени и пространстве).

Значения скорости ветра определяются на основании многолетних наблюдений для каждого района на уровне 10 метров от поверхности земли (этим занимаются метеостанции, расположенные по всей стране). В качестве значения скорости ветра для определения нормативной нагрузки принимается значение, вероятность превышения которого является незначительной, например, которая может быть превышена только один раз в течение 5...7 лет. Иногда статистических данных нет, и тогда значение нормативной нагрузки назначается на основе инженерного опыта. Например, нагрузки от людей, нагрузки, возникающие при ремонте и т. д.

Изменчивость нагрузки и влияние (значимость) этой изменчивости учитываются коэффициентом надежности по нагрузке (коэффициентом пере-

грузки). Нормативная нагрузка, умноженная на коэффициент надежности по нагрузке называется расчетной. Значение коэффициента надежности по нагрузке зависит от вида нагрузки, например, для ветровой нагрузки он равен 1,4; крановой — 1,1. Если нагрузка оказывает благоприятное влияние на работу конструкций, то значение этого коэффициента принимается меньше единицы.

Нагрузки действуют на конструкции не раздельно, а в сочетании друг с другом, т. е. конструкции находятся под воздействием, как правило, нескольких из них. Например, балки покрытия находятся под воздействием собственного веса и снега; колонны промзданий воспринимают нагрузки от собственного веса, грузоподъемного крана и т. д. Сочетания нагрузок устанавливаются исходя из физически реальных вариантов одновременного их действия. При расчете строительных конструкций используют, в большинстве случаев, два сочетания: основное, которое включает в себя постоянные, временные, длительные и кратковременные нагрузки, и особое, куда входят те же нагрузки, что и в основном сочетании, плюс одна особая нагрузка. Во всех сочетаниях постоянная нагрузка учитывается всегда, другие нагрузки могут быть, а могут и отсутствовать. При одновременном действии нескольких нагрузок вероятность того, что все они в одно и то же время и в одном и том же месте будут иметь наибольшее значение, как правило, не равна единице. Этот фактор учитывается введением в расчетные формулы коэффициента сочетаний ψ , значения которого $\leq 1,0$. В основном сочетании, включающем только две нагрузки (постоянную и одну временную) коэффициент сочетаний принимается равным единице. В основном сочетании, включающем две и более временные нагрузки, значение временной длительной нагрузки понижается умножением ее на коэффициент сочетаний, равный 0,95, а кратковременной нагрузки — на 0,9. При возможности разграничения удельного влияния кратковременных нагрузок допускается учитывать их в основном сочетании следующим образом: первую по степени влияния принимать без понижения, вторую — умножать на 0,8, все остальные — на 0,6. В особом сочетании временные длительные нагрузки умножаются на 0,95, кратковременные — на 0,8, а особая нагрузка учитывается без понижения. Приведенные выше значения коэффициентов сочетаний не имеют строгого математического обоснования и приняты на основе инженерного опыта.

Раздел II. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава II. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ

МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Основные свойства металлов

Для изготовления металлических конструкций используются преимущественно стали и в редких случаях сплавы алюминия. Сталь — это железоуглеродистый сплав, основными элементами которого по степени влияния являются железо и углерод. Сплавы алюминия, применяемые в металлических конструкциях, изготавливаются на основе алюминия и одного или нескольких легирующих элементов.

Материалы, используемые для изготовления металлических конструкций, должны обладать следующими свойствами: сопротивлением статическим и динамическим воздействиям, пластичностью, сопротивлением расслоению и свариваемостью. Сопротивление статическим воздействиям характеризуется пределом пропорциональности, пределом текучести и временным сопротивлением. На рис. 2.1, где приведена зависимость между напряжениями σ и относительными деформациями ϵ при растяжении образца, указанные характеристики обозначены соответствен-

но: σ_p , σ_y , σ_u . Предел пропорциональности — это наименьшее напряжение, при котором нарушается линейная связь между напряжениями и деформациями. Предел текучести может быть физическим (для низкоуглеродистых сталей) и условным. Физический предел текучести — это наименьшее напряжение, при котором образец деформируется без увеличения растягивающих напряжений. На рис. 2.1 физическому пределу текучести соответствует «площадка текучести» (горизонтальная часть диаграммы «напряжение-деформация»). Условный предел текучести $\sigma_{0.2}$ — это напряжение, при котором остаточное удлинение образца составляет 0,2%. Условный предел текучести используется для металлов, диаграмма которых не имеет «площадки текучести».

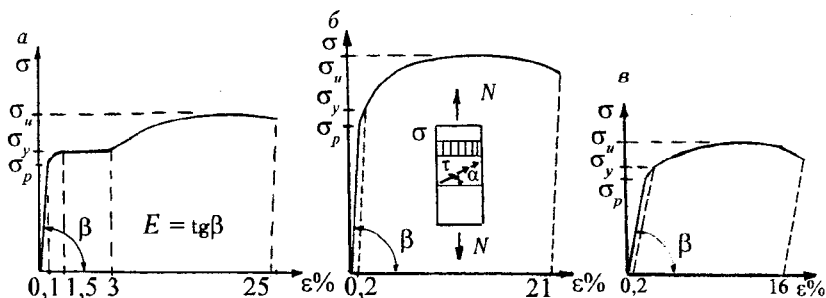


Рис. 2.1. Диаграммы «напряжение—деформация»:

а — малоуглеродистой стали; б — низколегированной стали;
в — сплава алюминия

Сопротивление динамическим воздействиям характеризуется ударной вязкостью (a_n), которая определяется как отношение работы, расходуемой для ударного излома образца, к поперечному сечению образца в месте излома.

Ударная вязкость является комплексной характеристикой: кроме оценки сопротивления динамическим воздействиям, ударная вязкость оценивает чувствительность металла к концентрации напряжений и определяет вид разрушения (хрупкое или вязкое). В изломе можно выделить два участка: с волокнистой структурой (здесь произошло вязкое разрушение) и с зернистой структурой (здесь произошел хрупкий разрыв). Чем больше вязкий участок, тем лучше металл работает при динамических нагрузках.

С понижением температуры доля вязкого участка уменьшается. Температура, при которой доля участка, где произошло вязкое разрушение, уменьшается до нуля, называется пределом хладноломкости.

Пластичность ϵ_{\max} характеризуется отношением приращения расчетной длины образца после его разрыва к первоначальному значению расчетной длины. Сопротивление расслоению определяется наименьшим диаметром стержня, вокруг которого образец загибается на 180° без появления трещин. Свариваемость — это свойство металла образовывать сварные соединения без снижения его механических характеристик. Она определяется химическим составом стали. Например, повышенное содержание углерода ухудшает свариваемость.

2.2 Химический состав сталей

В сталях на долю железа приходится 90...98,5%, а доля углерода составляет 0,09...2%. Кроме указанных элементов, в сталях присутствуют кремний, марганец, медь, хром, никель, фосфор и сера. Влияние химических элементов на свойства стали указано в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Влияние химических элементов на свойства стали

Наименование хим. элемента	Символ	σ_k	σ_y	Δ	a_k	Свариваемость	Коррозионная стойкость
Углерод		«+»	+	«-»	-	«-»	
Кремний	С	+	+	-	«-»	-	-
Марганец	Г	+	+	-	+		
Медь	Д	+				-	«+»
Хром	Х	+	+		+	-	+
Никель	Н						
Фосфор	П	+	+	«-»	«-»	-	«+»
Сера		-	-		«-»		
Алюминий	Ю				+		

Примечания: Знак + обозначает увеличение (улучшение); «+» означает значительное увеличение; - — уменьшение (ухудшение); «-» — означает значительное уменьшение.

Фосфор и сера относятся к вредным примесям: фосфор делает сталь «хладноломкой», склонной к хрупким разрушениям при отрицательной температуре, а сера делает сталь «красноломкой», склонной к образованию трещин при высокой температуре, например, при сварке. Присутствие фосфора и серы в составе стали обусловлено химическим составом руды. Кроме фосфора и серы, на свойства сталей отрицательно влияют кислород и азот. Однако азот (символ этого элемента буква «А») в химически связанном состоянии с алюминием, титаном, ванадием (символ «Ф») и ниобием используется для улучшения свойств стали. При этом содержание азота не превышает 0,03%.

В состав легированных сталей специально вводят химические элементы, улучшающие те или иные свойства. Для этой цели, кроме ранее названных элементов, используют алюминий, вольфрам, марганец, медь, молибден, никель, титан, хром, фосфор (для повышения коррозионной стойкости)

2.3. Классификация стали

По содержанию углерода стали бывают низкоуглеродистые (с содержанием углерода не более 0,25% по весу), среднеуглеродистые (с содержанием углерода 0,25...0,6%) и высокоуглеродистые (с содержанием углерода более 0,6%). Кроме железа и углерода в состав железоуглеродистых сплавов входят и другие химические элементы, присутствие которых обусловлено химическим составом руды. Такие стали называются углеродистыми. Иногда химические элементы вводят специально в состав сталей для улучшения (легирования) их свойств. Такие стали называются легированными. По количеству легированных элементов различают стали низколегированные (с содержанием легирующих элементов не более 2,5%), среднелегированные (с содержанием легирующих элементов не более 5%) и высоколегированные (с содержанием легирующих элементов более 5%). Для строительных металлоконструкций применяют, как правило, низкоуглеродистые и низколегированные стали как имеющие оптимальные сочетания свойств.

Исходя из механических характеристик, различают стали обычной прочности ($\sigma_u \leq 420$ МПа) и высокой прочности ($\sigma_u \leq 550$ МПа).

прочности ($\sigma_u > 550$ МПа). Углеродистые и легированные стали классифицируются по маркам: углеродистые — СтО, Ст1, Ст2, Ст3, Ст4, Ст5, Ст6 (ГОСТ380); легированные — 09Г2С, 15ХСНД, 08ГСДП, 12ГН2МФАЮ и т.д. (ГОСТ 19281). Для марок углеродистой стали буквосочетание «Ст» означает сталь, цифра-порядковый номер (чем больше номер, тем больше углерода). Для легированных сталей первые цифры указывают на содержание углерода в сотых долях процента, буквы являются символами химических элементов. Символы элементов приведены в параграфе 2.2. Цифры после буквы указывают процентное содержание данного элемента (при содержании, меньшим 1%, цифра, как правило, не ставится). Углеродистые и легированные стали классифицируются также по классам прочности (ГОСТ27772): углеродистые — С235, С245, С255, С275, С285; низколегированные стали — С345, С345К, С375, С390, С590, С590К. Буква «С» в обозначении стали указывает на принадлежность к строительству, цифра после буквы «С» указывает номинальное значение предела текучести в Мпа. Буква «К» после цифр указывает на модификацию по химсоставу. Классификация по классам прочности определяется механической прочностью стали в готовой продукции — в листовом и фасонном прокате (к фасонному прокату относятся уголки, тавры, двутавры и швеллеры). Прочность проката зависит не только от химсостава и термической обработки стали, но и от вида проката (прочность листового проката меньше, чем фасонного), от толщины проката (с увеличением толщины прочность снижается). Уменьшение прочности является следствием того, что при изготовлении листового проката, металл подвергается меньшему обжатию, чем при изготовлении фасонного проката. То же имеет место при изготовлении толстого проката по сравнению с тонким. Кроме того, с увеличением толщины металл после прокатки остывает медленнее, что также приводит к уменьшению прочности.

При разливке стали из нее выделяются газовые образования (в основном, кислород), сталь как бы кипит. При затвердении мельчайшие пузырьки газа остаются в металле и ухудшают его механические свойства. Такая сталь называется кипящей (обозначается буквами «кп»). Для ликвидации кипения и для улучшения свойств стали в нее добавляют

раскислители (кремний 0,12...0,3% или алюминий 0,1%). Такая сталь называется спокойной (обозначается буквами «сп»). Спокойная сталь является более однородной и мелкозернистой, лучше сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Спокойная сталь на 10...15% дороже кипящей. При добавлении промежуточного количества раскислителя получают полуспокойную сталь (обозначается буквами «пс»), которая имеет промежуточные механические свойства и стоимость.

Для всех указанных сталей, кроме стали С235, ударная вязкость гарантируется. Исключение составляет стальной прокат толщиной, как правило, менее 4 и более 40 мм. Условия, при которых гарантируется ударная вязкость, определяются категориями: для углеродистых сталей их 5, для легированных — 15. Категория записывается после марки или класса прочности, например, ст3кп2, С345-4.

Выбор стали для металлических конструкций осуществляется в зависимости от вида нагрузки, температурных условий эксплуатации и вида соединений, а также в зависимости от степеней ответственности конструктивного решения. Физические характеристики стали приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2

Физические характеристики стали и сплавов алюминия

Наименование и обозначение физической характеристики	Значения	
	для стали	для сплавов алюминия
Модуль упругости (E), МПа	$2,06 \cdot 10^5$	$0,7 \cdot 10^5$
Модуль сдвига (G), МПа	$0,78 \cdot 10^5$	$0,265 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации Пуассона	0,3	0,3
Коэффициент линейного расширения, 1/град	$0,12 \cdot 10^{-4}$	$0,23 \cdot 10^{-4}$
Плотность, кг/м ³	7850	2700
Температура плавления	1525	400...500

2.4 Сплавы алюминия

Алюминий является самым распространенным химическим элементом среди металлов — по оценочным данным в земной коре его содержание составляет около 8,8%, в то время, как содержание железа составляет 5,1%, магния 2,1%, меди и хрома — сотые доли процента; цинка, свинца, олова и других металлов — тысячные доли процента. Несмотря на широкую распространенность, объем выплавляемого алюминия в мире примерно в десять раз меньше объема выплавляемой стали. Это связано с большой энергоемкостью и сложностью процесса выделения алюминия из природных соединений.

В металлических строительных конструкциях чистый алюминий применения не находит из-за низкой прочности и высокой пластичности (деформативности). Для повышения механических свойств алюминий легируют с помощью следующих химических элементов: марганца, магния, кремния, меди и цинка. Легирующие элементы составляют 2...10% от общей массы сплава. В таблице 2.3 приведен перечень сплавов алюминия, которые находят наибольшее применение в строительстве.

Таблица 2.3

Сплавы алюминия, применяемые в строительстве

Основные хим. элементы сплава	Обозначение сплава и вид обработки	Расчетное сопротивление при растяжении, МПа
Al-Mg-Si (авиаль)	АД1М	25
Al-Mn	АМцМ	40
Al-Mg (магналий)	АМг2М	70
	АМг2Н2	125
Al-Mg-Si	АД31Т	55
	АД31Т1	120
	АД31Т4	55
	АД31Т5	100
Al-Zn-Mg-Cu	1915	175
	1915Т	195
	1925	175
	1935Т	140

Алюминиевые сплавы поставляются большей частью механически или термически обработанными. Механическая обработка заключается в предварительной вытяжке металла до появления пластических деформаций. Такая обработка называется нагартовкой или полунагартовкой — в зависимости от степени пластического удлинения — и обозначается соответственно буквой «Н» и «Н2». Нагартовка увеличивает прочность сплава и уменьшает его пластичность. Полунагартовка оказывает аналогичное влияние, но в меньшей степени. Нагартовка и полунагартовка применяются преимущественно для термически неупрочняемых сплавов.

Термическая обработка алюминия применяется в виде отжига и закалки с последующим старением для улучшения механических свойств сплавов. Отжиг заключается в нагреве сплава до температуры 250...300° С с последующим медленным охлаждением. В результате отжига происходит снижение внутренних напряжений, измельчение зерен, улучшается механическая обрабатываемость. Сплавы, подвергшиеся отжигу, называются отожженными или мягкими, и после их обозначения ставится буква «М».

Сплавы, закаленные и состаренные в естественных условиях (при комнатной температуре), обозначаются буквой «Т». Те же сплавы, но при искусственном убыстрении процесса старения (выдержке закаленного сплава при температуре 150...200° С в течение нескольких часов), имеют в конце обозначения «Т1». Сплавы алюминия, полузакаленные, естественно и искусственно состаренные, обозначаются соответственно: «Т4» и «Т5». Сплавы алюминия с искусственным старением имеют более высокие механические характеристики по сравнению с естественно состаренными, но при этом их разупрочнение при сварке происходит в значительно большей степени. То же самое можно сказать и в отношении нагартованных сплавов.

Все сплавы алюминия, используемые для строительных конструкций, поставляются с гарантиями как по химическому составу, так и по механическим свойствам. Физические характеристики сплавов алюминия приведены в таблице 2.2.

Сплавы алюминия имеют ряд существенных преимуществ по сравнению со сталью, среди которых следует назвать следующие: меньшая масса, стойкость против коррозии, изготовление профилей более рациональной формы в связи с возможностью использования для этого

метода прессования (см. § 2.6), сохранение механических свойств при отрицательных температурах, лучший внешний вид и отсутствие искробразований. К недостаткам сплавов алюминия следует отнести меньший модуль упругости, большой коэффициент линейного расширения, более сложную технологию сварки, разупрочнение некоторых сплавов при сварке, высокую стоимость.

2.5. Сортамент

Перечень профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик и массы называется сортаментом. Первый сортамент был составлен в 1881 году в Германии. В дальнейшем, с развитием науки и техники, сортамент неоднократно пересматривался с целью его оптимизации. Оптимизация сортамента заключается в обеспечении высоких геометрических характеристик (момента инерции, момента сопротивления, радиуса инерции) при наименьших площадях поперечного сечения. Как правило, это достигается за счет уменьшения толщины стенки и полок профиля или за счет совершенствования формы профиля. Рациональность профилей при сжатии может быть оценена по значению удельного радиуса инерции ρ : чем больше, тем лучше:

$$\rho = i / \sqrt{A}, \quad (2.1)$$

где i , A — соответственно радиус инерции и площадь сечения. Рациональность профилей, работающих на изгиб, оценивается удельным моментом сопротивления W :

$$\omega = W / \sqrt{A^3}, \quad (2.2)$$

где W — момент сопротивления сечения.

Другой проблемой формирования сортамента является определение оптимального количества типоразмеров профилей: для экономии металла сортамент должен содержать наибольшее количество типоразмеров, но с другой стороны увеличение количества типоразмеров ведет к увеличению стоимости профилей, так как увеличивается стоимость оборудования и трудозатрат.

Современный сортамент включает в себя листовой прокат, профили в виде уголков, швеллеров, двутавров, тавров, круглых и прямоугольных труб, а также усложненные профили с отгибами, «бульбами» и пр. (рис. 2.2).

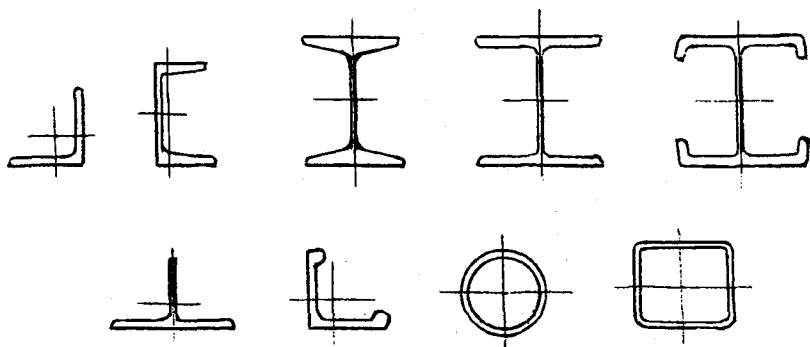


Рис. 2.2. Виды проката из стали и сплавов алюминия

При этом уголки и швеллеры могут быть прокатными или холодногнутыми. Листовой прокат включает: сталь толстолистовую толщиной 4...160 мм, ширина листов — 600...3600 мм, длина — до 12 м; сталь тонколистовую толщиной 0,2...4 мм с шириной листов в пределах 600...1400 мм и длиной 1,2...5 м; сталь широкополосную толщиной 4...60 мм с шириной полос 200...1050 мм и длиной 9...12 м. Кроме указанных листов, металлургическая промышленность поставляет листовую сталь рулонную, рифленую, просечновытяжную, оцинкованную, кровельную. На чертежах сечение листовых деталей обозначается чертой с двумя числами, например: -100×8 , где первое число указывает ширину детали, а второе — толщину. Сортамент уголковых профилей включает уголки равнополочные и неравнополочные. Сортамент равнополочных прокатных уголков (ГОСТ 8509) состоит из 118 типоразмеров, размер полок изменяется от 20 мм до 250 мм, а толщина полок от 3 мм до 30 мм. Сортамент неравнополочных прокатных уголков (ГОСТ 8510) состоит из 66 типоразмеров, при этом размеры полок изменяются в пределах 16...250 мм, а толщины в пределах 3...20 мм. На чертежах прокатные уголки обозначаются уголковым знаком и двумя (для равнополочных уголков) или тремя (для неравнополочных уголков) числами, например: $\angle 75 \times 8$, где первая цифра обозна-

чает размер полок, а вторая — толщину полок; $\angle 250 \times 160 \times 20$, где первые два числа обозначают размеры полок, а третья — толщину полок. Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед уголковым знаком ставятся две буквы «Гн», например: Гн $\angle 120 \times 6$. Длина холодногнутых профилей определяется длиной листовых заготовок.

Сортамент прокатных швеллеров (ГОСТ 8240) включает в себя швеллеры с уклоном внутренних граней полок и с параллельными гранями полок. Сортамент первых и вторых состоит из 22-х типоразмеров. На чертежах швеллеры обозначаются знаком [и числом, которое обозначает высоту швеллера в см, например, [40. При параллельных гранях добавляется буква «П» например, [40 П.

Сортамент двутавров также включает в себя двутавры с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ 8239) и с параллельными гранями полок (ГОСТ 26020). Количество типоразмеров двутавров с уклоном внутренних полок равно 28. На чертежах такие двутавры обозначаются знаком I и числом, обозначающим высоту двутавра в см, например I24. Двутавры с параллельными гранями полок подразделяются на двутавры нормальные (обозначаются буквой Б), широкополочные (Ш), колонные (К) и колонные уширенные (КУ). Пример обозначения широкополочного двутавра: I 100Ш2, где 100 — это номинальная высота сечения в см, Ш — широкополочный, 2 — номер двутавра с номинальной высотой, равной 100 см. Аналогичную классификацию имеют и тавры, к указанным выше буквенным символам добавляется буква Т. Пример обозначения широкополочного тавра: I 20ШТ2. Длины уголков, швеллеров, двутавров и тавров находятся в интервале 4...13 м.

Кроме указанных профилей, сортамент содержит трубчатые профили (круглые и прямоугольные), крановые и железнодорожные рельсы, сталь квадратную и круглую, профили для оконных и фонарных переплетов.

Глава III. РАБОТА МЕТАЛЛОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

3.1. Работа металлов при одноосном напряженном состоянии

Одноосное напряженное состояние иллюстрируется диаграммой « σ – ε » (рис. 2.1).

При одноосном напряженном состоянии в металле возникают нормальные ($\sigma = N/A$) и касательные ($\tau = \sigma \cdot \sin 2\alpha/2$) напряжения, где A — площадь поперечного сечения образца до приложения нагрузки. Нормальные напряжения изменяют расстояния между атомами в направлении силы N . Касательные напряжения сдвигают атомы относительно друг друга. При $\sigma < \sigma_p$ (σ_p — предел пропорциональности) деформации являются только упругими (обратимыми). Упругие деформации вызываю-ются нормальными и касательными напряжениями и распределяются равномерно по всему объему напрягаемой части образца. Упругие продольные деформации сопровождаются поперечными деформациями. Отношение последних к продольным деформациям (относительным) определяется коэффициентом Пуассона ν . При упругой работе металла $\nu = 0,3$. На этой стадии работы металла зависимость σ – ε является линейной и соблюдается закон Гука:

$$\sigma = \varepsilon E. \quad (3.1)$$

Упругая работа металла заканчивается (условно) при напряжениях, равных пределу пропорциональности, чему соответствует $\varepsilon = 0,1$ %. При напряжениях, превышающих предел пропорциональности, кроме упругих деформаций, появляются пластические (необратимые) деформации. Особенностью пластических деформаций является то, что они вызываются только касательными напряжениями и концентрируются по отдельным плоскостям. Плоскости, по которым происходят пластические деформации, направлены, как правило, под углом примерно 45° к направлению силы N , т.е. совпадают с направлением наибольших касательных напряжений. Между плоскостями, где появились пластические деформации, материал работает упруго.

При напряжениях, равных пределу текучести, начинается интенсивное развитие пластических деформаций: деформации увеличиваются без увеличения нагрузки (металл как бы течет). На диаграмме « σ — ϵ » этому этапу работы металла соответствует горизонтальный участок диаграммы « σ — ϵ » (для сталей с содержанием углерода в пределах 0,1...0,3%). Этот участок, называемый площадкой текучести, имеет протяженность от 1,5 до 3%. Плоскости интенсивного развития пластических деформаций на поверхности образца проявляются в виде линий, называемых линиями «Чернова—Людерса». На этом этапе нагружения продольные деформации, как и при упругой работе металла, сопровождаются поперечными деформациями. В местах развития пластических деформаций коэффициент Пуассона равен 0,5.

После того, как относительные деформации достигнут $\approx 3\%$, наступает зона самоупрочнения, т.е. для дальнейшего увеличения деформаций необходимо увеличение нагрузки. При напряжениях, равных временному сопротивлению σ_u , происходит резкое уменьшение поперечного сечения образца (образуется «шейка») в месте наиболее интенсивного развития пластических деформаций. На диаграмме σ — ϵ этому этапу соответствует ниспадающая часть графика. За образованием «шейки» следует разрыв образца. Разрыв образца при одноосном напряженном состоянии является пластическим разрывом. Его характерными признаками являются: образование «шейки» и грани места разрыва примерно совпадают с направлением наибольших касательных напряжений.

Поскольку наибольшее развитие пластических деформаций происходит при напряжениях, равных пределу текучести, то принято считать, что при одноосном напряженном состоянии переход металла в пластическую стадию осуществляется при $\sigma = \sigma_y$.

3.2. Работа металлов при двухосном и трехосном напряженном состоянии

Работа стали при двухосном напряжении иллюстрируется диаграммой σ — ϵ на рис. 3.1. Образец и усилия в нем представлены в верхней правой части рисунка 3.1 а. Индексы при σ указывают усилие, в резуль-

тате которого появились эти напряжения. Индексы при ϵ указывают направление деформаций (в направлении оси x или y).

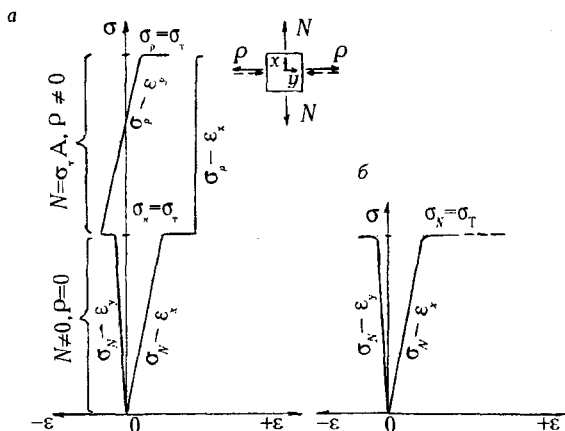


Рис. 3.1. Диаграммы «напряжение—деформация» при последовательном нагружении: а — при растяжении образца в двух направлениях; б — при растяжении в одном и сжатии в другом направлении

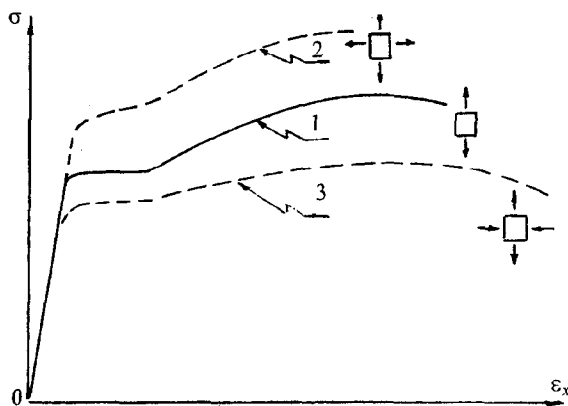


Рис. 3.2. Диаграммы «напряжение—деформация» при одновременном нагружении: 1 — при одноосном растяжении; 2 — при двухосном растяжении; 3 — при растяжении в одном и сжатии в другом направлении

При действии усилия N ($P = 0$) образец увеличивается в длине по направлению оси x и уменьшается по направлению оси y . Это иллюстрируется нижней частью рисунка. При достижении напряжениями σ_N предела текучести увеличение нагрузки в направлении оси x прекращается. После этого к образцу прикладывается усилие P в направлении оси y . В этом направлении образец работает так, как если бы $N = 0$, т.е. растяжение образца в направлении x не сказывается на несущей способности в направлении y . Этот вывод получен при условии, что N и P являются усилиями одного знака: или растягивающими, или, сжимающими.

На рис. 3.1, б приведены диаграммы σ — ϵ для образца растянутого в одном направлении и сжатого в другом. При загрузении образца в направлении x до предела текучести силой N его несущая способность становится практически равной нулю в направлении y , если сила P противоположна по знаку усилию N . На рис. 3.2 приведены диаграммы σ — ϵ для образцов, загружаемых одновременно в двух направлениях. Из приведенных диаграмм видно, что при однозначных напряжениях (диаграмма 2) зоны упругой работы металла увеличивается, а зона упруго-пластической работы — уменьшается. При разнозначных напряжениях наоборот: упругая зона уменьшается, а упруго-пластическая увеличивается.

Исследования показывают, что переход материала из упругого состояния в пластическое при двух и трехосном напряженном состоянии может быть достаточно точно описан как третьей теорией прочности:

$$2\tau_{12} = \sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_y; \quad 2\tau_{13} = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_y;$$

$$2\tau_{23} = \sigma_2 - \sigma_3 = \sigma_y; \quad (3.2)$$

так и четвертой (энергетической):

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 - \sigma_1 \cdot \sigma_3 - \sigma_2 \cdot \sigma_3} = \sigma_y \quad (3.3)$$

где σ_{np} — приведенное напряжение; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — главные напряжения.

Выражение (3.3) может быть представлено через нормальные (не главные) и касательные напряжения:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_x \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} = \sigma_y \quad (3.4)$$

3.3. Работа металлов при концентрации напряжений

При резком изменении сечения образца в нем возникает концентрация напряжений — неравномерное распределение напряжений по сечению (рис. 3.3).

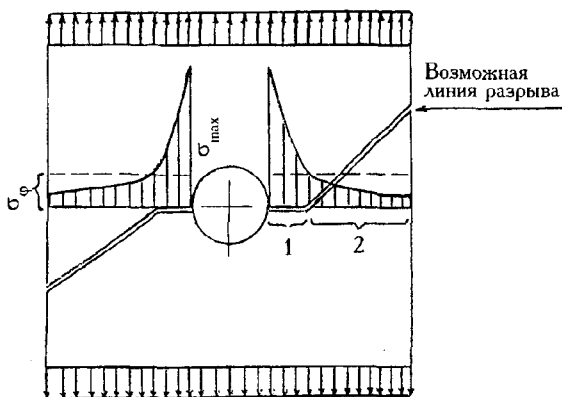


Рис. 3.3. Распределение напряжений в образце с отверстием

Отношение наибольшего напряжения к среднему называется коэффициентом концентрации. Чем резче меняется сечение, тем больше коэффициент концентрации. При концентрации напряжений можно выделить два участка в эпюре напряжений: участок, где происходит резкое изменение напряжений (участок 1 на рис. 3.3), и участок, где напряжения меняются плавно (участок 2 на рис. 3.3). В местах резкого изменения напряжений развитие пластических деформаций становится затруднительным из-за задержки соседними менее напряженными участками. Поэтому разрыв образца на участке 1 происходит за счет нормальных напряжений, а на участке 2 — за счет касательных напряжений. Подтверждением этому является форма разрыва. На участках 1 происходит хрупкий разрыв, характерными признаками которого являются отсутствие шейки и перпендикулярность поверхности разрыва к направлению усилия. Из-за задержки развития пластических деформаций разрушающие напряжения (средние) оказываются выше, чем для гладких образцов (рис. 3.4).

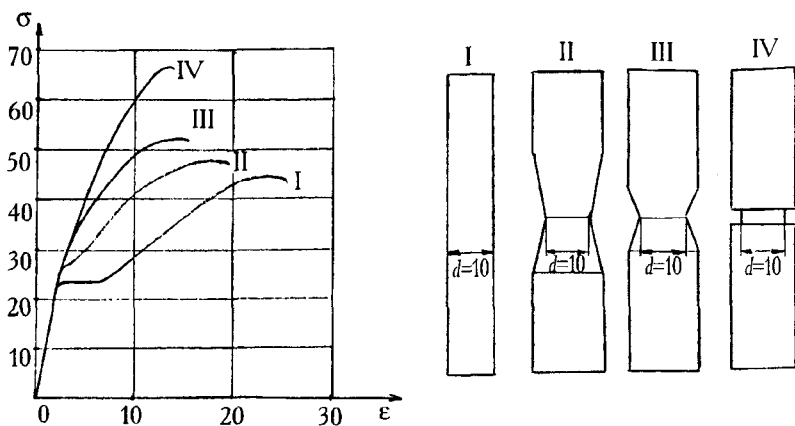


Рис. 3.4. Диаграммы «напряжение—деформаций» для образцов с разной концентрацией напряжений

В связи с тем, что концентрация напряжения как бы увеличивает прочность материала, в расчетах конструкций она не учитывается. Но это при нормальных условиях эксплуатации (при положительной температуре и статическом нагружении). При пониженных температурах прочность образцов с концентраторами напряжений может оказаться ниже. В образцах с «наклепом» (см. раздел 3.4) и с острым концентратором напряжений разрушающие напряжения получаются ниже σ_y уже при температуре, равной 30°C . Особо неблагоприятное влияние концентраторы напряжений оказывают при сочетании низких температур и динамических воздействий, а также при резком снижении температуры, носящим характер температурного удара.

3.4. Работа металлов при повторяющихся нагрузках

Повторное нагружение может осуществляться с перерывом и без перерыва. В первом случае, если напряжения не превышают предел текучести, повторное нагружение не сказывается на механических свойствах металла. Если напряжения превышают предел текучести, то повторное нагружение сопровождается увеличением прочности, но снижением пластичности. Это явление называется наклепом.

При многократных непрерывных нагружениях (в лабораторных условиях это примерно 30...50 циклов в минуту) в металлах наблюдается явление, именуемое усталостью. Усталость — это процесс постепенного накопления повреждений материала под действием непрерывно повторяющихся нагрузок, приводящих к разрушению. Время появления усталости металла зависит от значений напряжений: чем больше напряжение, тем меньше требуется циклов нагрузки для разрушения образца (рис. 3.5).

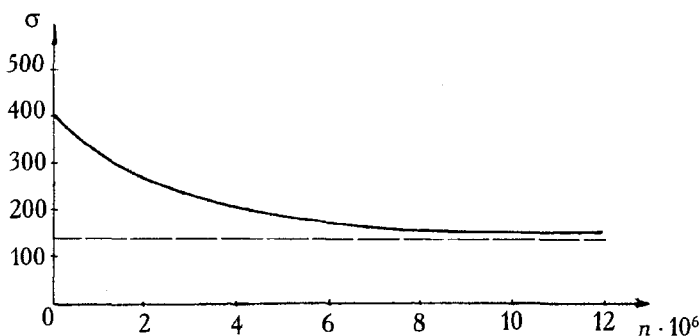


Рис. 3.5. График зависимости разрушающих напряжений от количества циклов нагружения

Из рис. 3.5, где приведены результаты исследований для стали С245, видно, что при некотором напряжении разрушение образца не происходит при сколь угодно большом количестве циклов. Такое напряжение называется пределом выносливости ($\sigma_{вб}$). Предел выносливости зависит, прежде всего, от характеристики цикла ($\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$). На рис. 3.6 приведены некоторые характеристики циклов. Наиболее неблагоприятным является цикл с $\rho = -1$: для стали С245 при $\rho = 0$ $\sigma_{вб} = 240$ МПа, а при $\rho = -1$ $\sigma_{вб} = 140$ МПа. Другим фактором, оказывающим влияние на предел выносливости, является прочность металла — с увеличением прочности предел выносливости также увеличивается. Наиболее существенное влияние на предел выносливости оказывают концентраторы напряжений. Так, для стали С245 — при концентраторе в виде начала сварного шва предел выносливости равен лишь 40 МПа. При концентраторах напряжений предел выносливости высокопрочных сталей мало отличается от

предела выносливости сталей обычной прочности. На предел выносливости оказывает влияние также вид напряжения — при преобладании сжатия он больше, чем при растяжении.

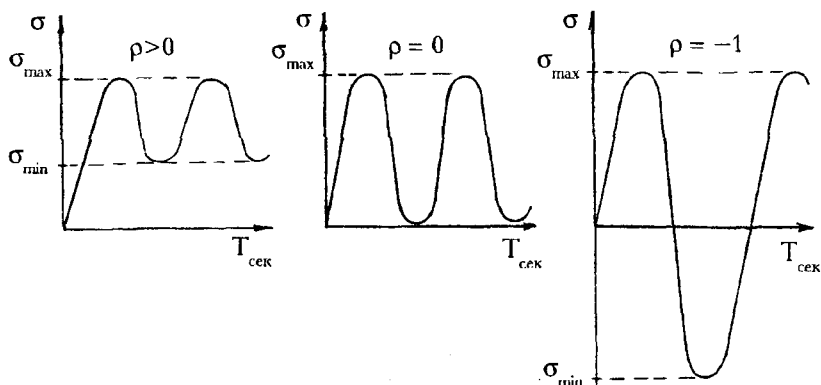


Рис. 3.6. Характеристики циклов изменения напряжений

При многократных непрерывных нагружениях разрыв металлических элементов является хрупким. Поверхность разрушения имеет два ярко выраженных участка: гладкий (здесь образовались первые микротрещины и при повторных нагружениях поверхности отшлифовались) и зернистый (здесь произошел окончательный разрыв). Предел выносливости значительно снижается при термической или гильотинной резке. В первом случае в результате образования закалочных структур, во втором — в результате наклепа и образования микротрещин. Для устранения отрицательных последствий термической и гильотинной резки кромки реза необходимо обрабатывать механическим способом.

ГЛАВА IV. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Металлические конструкции рассчитываются по 1-й группе предельных состояний (на прочность и устойчивость) и по 2-й группе предельных состояний (на жесткость). Расчеты по 1-й группе предельных состояний выполняются на действие расчетных нагрузок, а по 2-й на действие нормативных нагрузок (см. § 1.3). Все расчеты на прочность выполняются с использованием геометрических характеристик сечений, вычисленных с учетом ослаблений, а на устойчивость и жесткость — без учета ослаблений при условии, что ослабления не превышают 15% от неослабленного сечения. В дальнейшем в обозначении нормативных и расчетных нагрузок, геометрических характеристик с учетом и без учета ослаблений, различие, как правило, не делается. В расчетах на прочность и общую устойчивость расчетные характеристики металла необходимо умножать на коэффициент условий работы γ_c и делить на коэффициент надежности по назначению γ_n . В расчетах по 2-й группе предельных состояний на коэффициент γ_n умножается нагрузка. В аналитических зависимостях, используемых в настоящем разделе, указанные коэффициенты не вписаны. Это сделано с целью упрощения записи проверочных и других формул.

4.1. Нормативные и расчетные сопротивления металлов

При расчете металлических конструкций в качестве механической прочности используются расчетные сопротивления, которые определяются через нормативные сопротивления. В свою очередь, нормативные сопротивления назначаются либо по пределу текучести, либо по временному сопротивлению. В первом случае нормативное сопротивление обозначается $R_{уп}$, а во втором $R_{ст}$. В обоих случаях обеспеченность нормативных сопротивлений должна быть не менее 0,95 (см. § 1.2). Расчетные сопротивления металлов определяются делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу γ_m . Значения этого коэффициента

ента для стали изменяются в пределах 1,025...1,1 в зависимости от марки стали и стандарта, по которому эта сталь поставляется. Формулы по определению расчетных сопротивлений стали приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1.

Расчетные сопротивления стали для различных видов напряженного состояния

Вид напряженного состояния	Обозначения и расчетные формулы
Растяжение (вдоль или поперек проката), сжатие, изгиб (по пределу текучести) То же по временному сопротивлению	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков	$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката	$R_{th} = 0,5 \cdot R_{un} / \gamma_m$

4.2. Расчет центрально-нагруженных элементов

Элементы считаются центрально-нагруженными, если направление действия растягивающей или сжимающей силы совпадает с осевой линией элемента. Центрально-нагруженные элементы рассчитываются только по первому предельному состоянию (см. § 1.1). При этом растянутые рассчитываются только на прочность, а сжатые — на прочность и общую устойчивость.

Расчет на прочность выполняется по формуле:

$$N/A \leq R_y \quad (4.1)$$

Расчет на прочность элементов из стали с пределом текучести до 530 МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, допускается выполнять с учетом упруго-пластической работы металла:

$$N/A \leq R_u / \gamma_u, \quad (4.2)$$

где N — растягивающее или сжимающее усилие, вызванное расчетными нагрузками; A — площадь сечения с учетом ослаблений; γ_u — коэффициент надежности равный 1,3.

Расчет центрально сжатых элементов на устойчивость базируется на критическом напряжении, при котором сжатый стержень может иметь две формы равновесия: прямолинейную и деформированную (рис. 4.1).

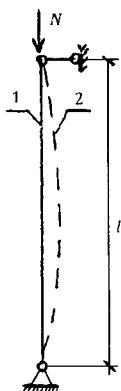


Рис. 4.1. Формы равновесия центрально-сжатого стержня

Значение критического напряжения определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2, \quad (4.3)$$

где T — приведенный модуль деформаций. При упругой работе металла приведенный модуль деформаций равен модулю упругости; λ — гибкость стержня, определяемая по формуле:

$$\lambda = l_{ef} / i, \quad (4.4)$$

где i , l_{ef} — соответственно, радиус инерции и расчетная длина стержня:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (4.5)$$

l — длина стержня; μ — коэффициент расчетной длины, зависящий от способов закрепления концов стержня и способа передачи на него сжимающего усилия (табл. 4.2)

Проверка устойчивости центрально сжатого элемента производится по формуле:

$$\sigma = N / \varphi \cdot A \leq R_y, \quad (4.6)$$







где A — площадь сечения; φ — коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = \sigma_{cr} / R_y \cdot \kappa_b, \quad (4.7)$$

где κ_b — коэффициент, учитывающий снижение критических напряжений из-за случайного эксцентриситета приложения нагрузки, а также из-за возможного присутствия в стержне собственных, например, сварочных напряжений.

Таблица 4.2

Значения коэффициентов расчетной длины
для стержней постоянного сечения

Схема закрепления и вид нагрузки						
μ	1	0,725	0,7	0,5	2	1,12

Значения коэффициента продольного изгиба приводятся в нормативных документах в зависимости от гибкости и расчетного сопротивления. Анализ, расчетных формул показывает, что устойчивость центрально сжатых стержней мало зависит от прочности металла, поэтому использование высокопрочных сталей для этих элементов, как правило, не эффективно.

4.3. Расчет изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы рассчитываются по 1-му предельному состоянию на прочность и устойчивость и по 2-му предельному состоянию — по прогибам. Расчет по 1-му предельному состоянию ведется на действие расчетных нагрузок, по 2-му — на действие нормативных нагрузок. При расчетах изгибаемых элементов может учитываться как упругая, так и упруго-пластическая стадия работы металла.

4.3.1. Расчет на прочность при упругой работе металла

Один из вариантов расчетной схемы изгибаемого элемента приведен на рис. 4.2. Наиболее часто сечение изгибаемых элементов принимается в виде двутавра, как наиболее экономичное по расходу металла.

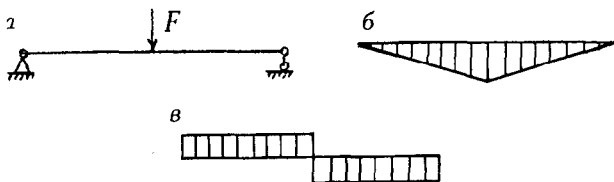


Рис. 4.2. Расчетная схема изгибаемого элемента (а), эпюра моментов (б), эпюра поперечных сил (в)

Двутавровое сечение состоит из двух полок (поясов) и стенки, которая может быть укреплена ребрами жесткости (рис. 4.3). В дальнейшем все формулы и эпюры напряжений будут даны применительно к двутавровому сечению.

На рис. 4.3 приведены также эпюры нормальных напряжений, направленных вдоль продольной оси изгибаемого элемента, нормальных напряжений (локальных) поперек продольной оси, т.е. вдоль оси Y и эпюры касательных напряжений. Напряжения вдоль продольной оси определяются по формуле:

$$\sigma_x = M_x / W_x \leq R_y \quad (4.8)$$

При изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = M_x / W_x \pm M_y / W_y \leq R_y, \quad (4.9)$$

где индекс при M и W указывает, относительно какой оси определяется изгибающий момент и момент сопротивления.

Локальные напряжения, направленные вдоль оси y , учитываются только в стенке при действии сосредоточенного (локального) давления и при отсутствии в этом месте ребер жесткости:

$$\sigma_y = F/t_w \cdot l_1 \leq R_y, \quad (4.10)$$

где t_w — толщина стенки; l_1 — условная длина распределения сосредоточенного давления. Для сварных балок:

$$l_1 = b_1 + 2t,$$

для прокатных:

$$l_1 = b_1 + 2(t + r),$$

где b_1 — ширина опоры, передающей сосредоточенное давление, t — толщина полки и r — радиус закругления в месте сопряжения полки со стенкой.

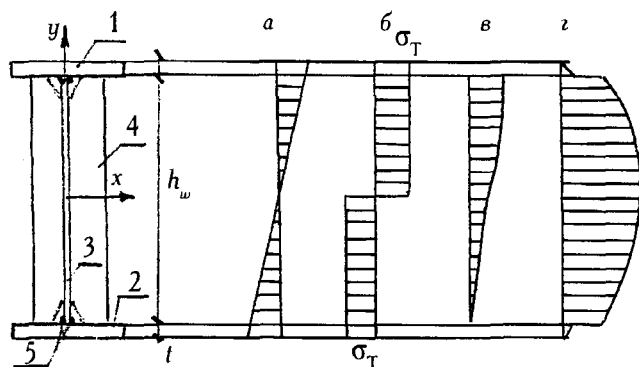


Рис. 4.3. Двутавровое сечение изгибаемого элемента:

а, б — соответственно, эпюра нормальных напряжений при упругой и упруго-пластической работе металла; в — эпюра локальных напряжений; г — эпюра касательных напряжений; 1, 2 — полки (пояса), 3 — стенка, 4 — ребра жесткости, 5 — поясные швы

Если стенка укреплена ребрами жесткости, в месте приложения сосредоточенной нагрузки, то они рассчитываются на устойчивость как центрально сжатый элемент. При этом в расчетное сечение включаются ребра жесткости и часть стенки шириной, равной $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны от ребра жесткости.

Касательные напряжения распределяются по всей высоте сечения и определяются по формуле:

$$\sigma = Q \cdot S / I_x \cdot t_w \leq R_s \quad (4.11)$$

где Q — поперечная сила в проверяемом сечении; I_x — момент инерции сечения относительно оси x ; S — статический момент сдвигаемой части сечения относительно оси x . Например, при определении касательного напряжения в месте сопряжения полки со стенкой S — это есть статический момент полки относительно оси x . Для определения касательных напряжений в центре сечения в качестве S принимается статический момент полусечения. При наличие отверстий в стенке значения, полученные по формуле (4.11), умножаются на отношение $a/(a - d)$, где a — шаг отверстий, d — диаметр отверстий.

Прочность стенки, где действуют несколько напряжений, проверяется по приведенному напряжению:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y \quad (4.12)$$

Коэффициент 1.15 предполагает развитие локальных неупругих деформаций. Все напряжения в формуле (4.12) определяются для одного сечения и одной и той же точки проверяемого сечения и на воздействие одних и тех же нагрузок. Анализ формулы (4.12) показывает, что наличие локальных напряжений σ_y не всегда ухудшает работу конструкции. Например, при $\sigma_y < \sigma_x$ приведенное напряжение будет меньше, чем при $\sigma_y = 0$.

4.3.2. Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла

Учет упруго-пластической работы позволяет уменьшить расход металла на 5...15%. Однако, при упруго-пластической работе металла увеличивается риск исчерпания несущей способности конструкции, поэтому в нормах учет работы металла за пределом упругости допускается лишь при выполнении следующих условий: предел текучести стали не должен превышать 530 МПа, а касательные напряжения не должны быть больше $0,9R_s$ (кроме опорных сечений); нагрузка на сжатый пояс должна передаваться через сплошной жесткий настил, обеспечивающий общую устойчивость изгибаемого элемента.

При учете пластической работы металла допускается появление напряжений, равных пределу текучести по всей площади поперечного сечения (см. рис. 4.3 б). Охват пластичностью всей площади может быть только в одном, наиболее напряженном, сечении. Проверочные формулы при этом имеют следующий вид:

при изгибе в одной плоскости:

$$\sigma_x = M_x / c_1 \cdot W_x \leq R_y \quad (4.13)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = M_x / c_x W_x \pm M_y / c_y \cdot W_y \leq R_y \quad (4.14)$$

При $\tau \leq 0,5 R_s$ коэффициент c_1 равен c . Значения c , c_x , c_y определяются по специальным таблицам в зависимости только от геометрии сечения (касательные напряжения ввиду их малости не учитываются). При $\tau > 0,5 R_s$ коэффициент c_1 определяется уже с учетом касательных напряжений:

$$c_1 = 1,05 \cdot c \cdot \beta, \quad (4.15)$$

где

$$\beta = \sqrt{\left[1 - (\tau / R_s)^2\right] / \left[1 - \alpha (\tau / R_s)^2\right]} \quad (4.16)$$

Для двугавра при его изгибе в плоскости стенки $\alpha = 0,7$. В остальных случаях $\alpha = 0$. В формуле (4.16) значение касательного напряжения определяется по упрощенной формуле:

$$\tau = Q / t_w \cdot h_w \quad (4.17)$$

При $\tau > 0,5 R_s$ расчет с учетом упруго-пластической работы металла допускается лишь при изгибе в одной плоскости. Если по длине изгибаемого элемента имеется зона чистого изгиба (рис. 4.4), то вместо коэффициентов c_1 , c_x , c_y используются коэффициенты c_{1m} , c_{xm} , c_{ym} , определяемые по формулам:

$$c_{1m} = 0,5(1 + c_1), \quad c_{xm} = 0,5(1 + c_x), \quad c_{ym} = 0,5(1 + c_y) \quad (4.18)$$

Уменьшение коэффициентов c_1 , c_x , c_y обусловлено тем, что здесь наибольший изгибающий момент действует не в одном сечении, а на протяже-

нии определенного участка, что значительно увеличивает риск истощения несущей способности.

4.3.3 Проверка общей устойчивости

Изгибаемые элементы могут истощить несущую способность в результате потери общей устойчивости. При потере общей устойчивости перемещения изгибаемых элементов происходит не только в направлении действия нагрузки, но и в перпендикулярном направлении. На рис. 4.5 изображена консоль после потери общей устойчивости.

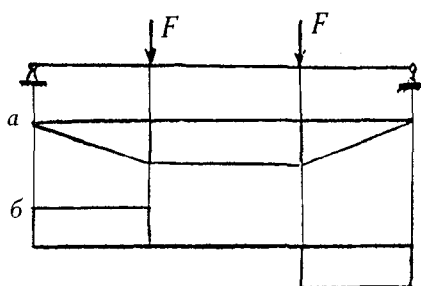


Рис. 4.4. Изгибаемый элемент с зоной чистого изгиба:
а, б — эпюры моментов и поперечных сил

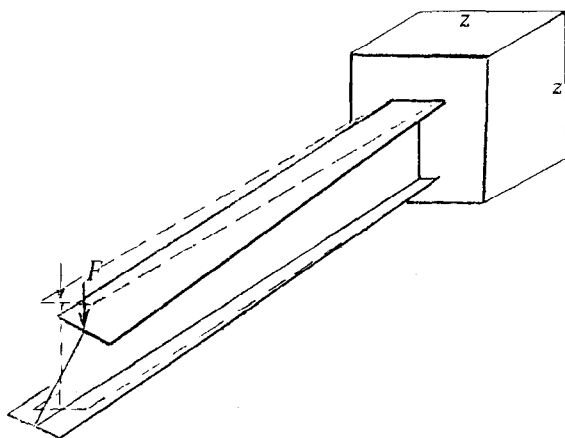


Рис. 4.5. Потеря общей устойчивости изгибаемого элемента
(штриховой линией показано исходное состояние)

Проверка общей устойчивости производится по формуле:

$$M/\varphi_b \cdot W_x + M_y \leq R_y, \quad (4.19)$$

где W_x — момент сопротивления для сжатого пояса в точке, наиболее удаленной от центра тяжести сечения;

$$\varphi_b = \sigma_{cr}/R_y. \quad (4.20)$$

Значение критического напряжения (σ_{cr}) определяется по приложению в [1] в зависимости от типа сечения, соотношения геометрических характеристик, наличия или отсутствия промежуточных закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения (к сжатому или растянутому поясу или между ними). Проверка общей устойчивости не требуется, если выполняется одно из двух условий:

— нагрузка на изгибающийся элемент передается через жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс и надежно с ним связанный (соединение настила с поясом должно быть рассчитано на действие фактической или условной силы, действующей в плоскости сжатого пояса);

— отношение расстояния между точками сжатого пояса, закрепленными от перемещений к ширине этого пояса, не превышает предельных значений, приведенных в нормативных документах.

При выполнении указанных условий общая устойчивость обеспечивается конструктивными элементами и критическое напряжение превышает расчетное сопротивление ($\sigma_{cr} > R_y$).

4.3.4 Проверка жесткости

Прогиб изгибаемых элементов определяется по формуле:

$$f = M_n \cdot l^2/9,8 \cdot E \cdot J, \quad (4.21)$$

где M_n — изгибающий момент от нормативной нагрузки.

Значение найденного прогиба необходимо сравнить с его предельным значением ($f_{пр}$):

$$f \leq f_{пр} \quad (4.22)$$

В нормативных документах, как правило, даны предельные значения относительных перемещений (n_0). В этом случае проверочная формула имеет следующий вид:

$$l / f \geq n_0 \quad (4.23)$$

4.4. Расчет элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом

В практике проектирования не делаются различия между элементами внецентренно-сжатыми (рис. 4.6, а) и сжато-изогнутыми (рис. 4.6, б). Первые можно рассматривать, как сжатые силой N и изогнутые моментом $M = N \cdot e$, а вторые, как внецентренно-сжатые с эксцентриситетом $e = M/N$. В дальнейшем оба вида загрузки будут называться внецентренным сжатием.

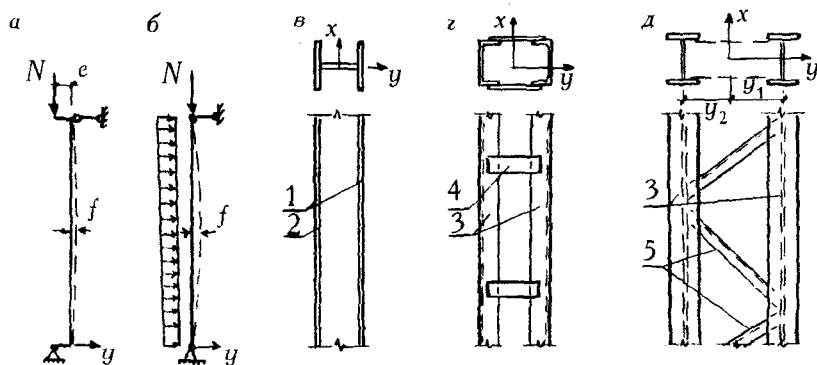


Рис. 4.6. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом: а — внецентренно-сжатый; б — сжато-изогнутый; в — сплошнотенчатый; г — сквозной с планками; д — сквозной с раскосами; 1 — полки; 2 — стенка; 3 — ветви; 4 — планки; 5 — раскосы

Расчет внецентренно сжатых элементов производится только по 1-му предельному состоянию, т.е. на прочность (при упругой и упруго-пластической работе металла) и на общую устойчивость (в плоскости и из

плоскости действия изгибающего момента). При проектировании внецентренно сжатых элементов делается различие между сплошностенчатыми и сквозными стержнями. Первые состоят из двух полок (полюсов), соединенных сплошной стенкой, а вторые — из двух ветвей, соединенных между собой планками или решеткой, состоящей из раскосов (рис. 4.6).

4.4.1 Расчет на прочность при упругой работе металла

Напряжения в элементе складываются из напряжений, вызванных сжимающей силой N и изгибающим моментом M .

Исходя из этого, проверочные формулы имеют вид:

— при изгибе в одной плоскости:

$$N/A \pm M/W \leq R_y, \quad (4.24)$$

— при изгибе в двух плоскостях:

$$N/A \pm M_x/W_x \pm M_y/W_y \leq R_y \quad (4.25)$$

Все геометрические характеристики определяются с учетом ослаблений. При расчете сквозных колонн сжимающая сила и изгибающий момент распределяются между ветвями:

$$N_1 = (N \cdot y_1 + M) / (y_1 + y_2), \quad N_2 = (N \cdot y_2 - M) / (y_1 + y_2) \quad (4.26)$$

где y_1 и y_2 — расстояние от центра тяжести соответствующей ветви до центра тяжести всего сечения (рис. 4.6, д).

В дальнейшем каждая ветвь сквозного стержня рассчитывается как центрально-сжатый элемент.

4.4.2. Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла

Расчетная формула, используемая при проверке прочности внецентренно-сжатых элементов с учетом упруго-пластической работы металла, основана на предположении, что в предельном состоянии наибольшие напряжения в металле равны расчетному сопротивлению этого металла или, по другому, их отношение равно единице. Исходя из этого предположения, при действии на элемент только нормальной силы:

$$N/A \cdot R_y \leq 1;$$

— при действии только изгибающего момента относительно оси x :

$$M_x/c_x \cdot W_x \cdot R_y \leq 1;$$

— при действии только изгибающего момента относительно оси y :

$$M_y/c_y \cdot W_y \cdot R_y \leq 1.$$

При действии на элемент всех указанных выше усилий проверочная формула имеет следующий вид:

$$(N/A \cdot R_y)^n + M_x/c_x \cdot W_x \cdot R_y + M_y/c_y \cdot W_y \cdot R_y \leq 1, \quad (4.27)$$

где n — зависит от формы сечения (для наиболее распространенных сечений — двутавров и труб — $n = 1,5$). Другие символы означают то же самое, что и в формулах (4.1), (4.14).

Приведенная формула не учитывает уровень развития касательных напряжений, поэтому она может быть использована только при их небольших значениях: касательные напряжения не должны превышать половины расчетного сопротивления на сдвиг ($\tau \leq 0,5R_s$). Если указанное условие не выполняется, то расчет следует выполнять по формуле (4.25). Другим условием применимости формулы (4.27) является уровень напряжений, вызванных нормальной силой:

$$N/A \cdot R_y > 0,1 \quad (4.28)$$

Если условие (4.28) не выполняется, то предварительно нужно проверить отдельно местную устойчивость стенки и полок как в изгибаемом элементе (см. формулу 6.44 и первую формулу 6.21). Формула (4.27) используется также и при проверке прочности растянуто-изгибаемых элементов.

Расчет на прочность элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом, оказывается решающим лишь для стержней с ослаблениями, когда площадь сечения нетто, меньше площади сечения брутто. В других случаях решающим расчетом для таких элементов является проверка на общую устойчивость.

4.4.3 Расчет на общую устойчивость в плоскости изгиба

Методика расчета, изложенная ниже, предусматривает лишь один частный случай загрузки, когда плоскость действия изгибающего момента (плоскость изгиба) совпадает с плоскостью симметрии (на рис. 4.6 ось y является осью симметрии и расположена в плоскости изгиба).

Внецентренно-сжатые элементы, в отличие от центрально-сжатых, изгибаются с момента приложения нагрузки (рис. 4.6 а). При некотором значении N дальнейшее увеличение нагрузки становится невозможным: малейшее увеличение нагрузки вызывает беспредельное нарастание прогибов (рис. 4.7). Значение N , соответствующее этому моменту, является критическим N_{cr} , а отношение N_{cr}/A дает значение критического напряжения σ_{cr} . Значение критического напряжения для внецентренно-сжатого стержня, как правило, меньше, чем для центрально-сжатого. Критическое напряжение для внецентренно-сжатых элементов зависит от трех факторов: гибкости, эксцентриситета и формы сечения. При постоянном эксцентриситете e с увеличением гибкости увеличивается нарастание прогиба f и изгибающего момента:

$$M = N(e + f). \quad (4.29)$$

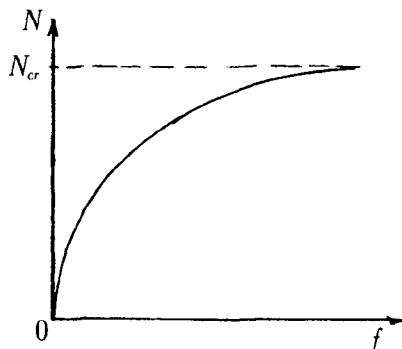


Рис. 4.7. График зависимости прогиба от нагрузки

В итоге критическое состояние наступает при меньшем значении силы N и, следовательно, критического напряжения, т.е. с увеличением гибкости критическое напряжение уменьшается.

С увеличением эксцентриситета также происходит уменьшение критических напряжений. Однако, влияние эксцентриситета не одинаково для различных сечений и зависит от ядрового расстояния ρ . Ядровое расстояние — это расстояние от центра тяжести сечения до границы ядра сечения, которое, в свою очередь, характеризуется тем, что, если сжимающая сила находится в пределах этого ядра, то все сечение будет сжато, а если за пределами этого ядра, то кроме сжатия в сечении появятся растягивающие напряжения. На рис. 4.8 ядро сечения обозначено штриховой линией. Для двутаврового сечения радиус ядра в плоскости стенки составляет примерно $0,37 h$, а для прямоугольного $0,16 h$, т.е. для сечения, например, высотой 50 см и при эксцентриситете равном 16 см, двутавр будет только сжат, а прямоугольник будет иметь уже разнозначную эпюру напряжений. Для того, чтобы увязать эксцентриситет с радиусом ядра сечения, используют относительный эксцентриситет:

$$m = e \cdot \rho = M \cdot A / (N \cdot W), \quad (4.30)$$

где W — момент сопротивления для наиболее сжатого волокна сечения.

Для сквозных колош:

$$m = M \cdot A \cdot a / (N \cdot J), \quad (4.31)$$

где a — расстояние от центра тяжести до оси наиболее сжатой ветви, но не меньше расстояния до оси стенки наиболее сжатой ветви.

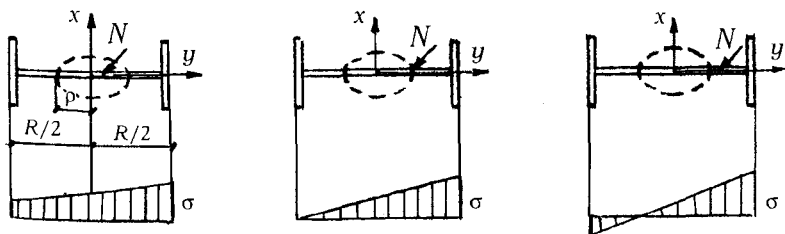


Рис. 4.8. Распределение напряжений по сечению: а — сила в пределах ядра сечения; б — на границе ядра сечения; в — за пределами ядра сечения

Третий фактор — форма сечения, учитывается только для стержней со сплошной стенкой: для этих стержней вычисляется приведенный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta, \quad (4.32)$$

где η — коэффициент влияния формы сечения на развитие пластических деформаций.

Коэффициент η зависит от того, какая часть сечения охватывается пластичностью при одной и той же эпюре напряжений. На рис. 4.9 приведена эпюра напряжений, где часть напряжений достигла предела текучести, и два двутавровых сечения, различно ориентированных относительно плоскости изгиба. Из рисунка видно, что в первом случае (стенка двутавра совпадает с плоскостью изгиба) пластичностью охвачена значительно большая часть сечения (на рис. 4.9 эта часть сечения заштрихована), чем во втором (стенка двутавра перпендикулярна плоскости изгиба). Коэффициент влияния формы отражает указанную разницу: чем большая часть сечения охватывается пластичностью при одинаковой эпюре напряжений, тем больше значение этого коэффициента. Например, для прямоугольника, а также для двутавра на рис. 4.9, в $\eta = 1$, для двутавра на рис. 4.9 б $\eta \approx 1,25$. Значения коэффициента η приведены в нормативных документах в зависимости от вида сечения относительного эксцентриситета и условной гибкости, которая равна:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$$

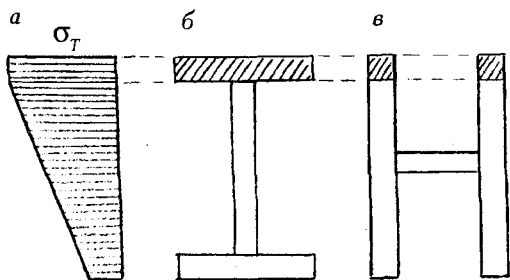


Рис. 4.9. Распределение пластических деформаций по сечению:

а — эпюра напряжений; б, в — двутавровое сечение (стенка двутавра параллельна и перпендикулярна плоскости изгиба)

В сквозных внецентренно-сжатых элементах коэффициент влияния формы не учитывается — предполагается, что напряжения в ветвях распределяются равномерно по сечению.

Проверка устойчивости внецентренно-сжатых элементов в плоскости изгиба производится по формуле:

$$N/\varphi_e \cdot A \leq R_y, \quad (4.33)$$

где φ_e — коэффициент, учитывающий явление потери устойчивости стержня в плоскости действия момента. Значения этого коэффициента определяются по таблицам в зависимости от условной гибкости в плоскости изгиба и приведенного эксцентриситета для сплошностенных стержней и относительного эксцентриситета для сквозных стержней.

4.4.4. Расчет на общую устойчивость из плоскости изгиба

Если $I_x < I_y$, то проверка устойчивости элемента из плоскости изгиба производится как для центрально-сжатого стержня:

$$N/\varphi_y \cdot A \leq R_y, \quad (4.34)$$

где коэффициент продольного изгиба определяется в зависимости от гибкости относительно оси y и расчетного сопротивления. Очевидно, что указанная проверка имеет смысл лишь при $\lambda_y > \lambda_x$.

В случае, если $I_x \geq I_y$, проверка устойчивости из плоскости изгиба производится по другой формуле:

$$N/c \cdot \varphi_y \cdot A \leq R_y, \quad (4.35)$$

где коэффициент «с» учитывает наличие изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости. При $m_x \leq 5$ значение коэффициента «с» определяется по формуле:

$$c = \beta/(1 + \alpha \cdot m_x). \quad (4.36)$$

При $m_x \geq 10$ предполагается, что стержень может потерять устойчивость как от сжатия, так и от изгиба и, следовательно, в этом случае проверочная формула должна учитывать обе эти возможности:

$$N/\varphi_y \cdot A + M_x/\varphi_b \cdot W_x \leq R_y. \quad (4.37)$$

После алгебраических преобразований формула (4.37) принимает вид формулы (4.35), где

$$c = 1/(1 + m_x \cdot \varphi_y/\varphi_b). \quad (4.38)$$

Если относительный эксцентриситет m_x находится в интервале 5...10, то используется интерполирующая формула:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2 \cdot m_x - 1), \quad (4.39)$$

где c_5 и c_{10} — значения коэффициента «с», найденные соответственно по формуле (4.36) при $m_x = 5$ и (4.38) при $m_x = 10$.

В формуле (4.36) коэффициенты α и β определяются по таблице норм в зависимости от типа сечения, относительного эксцентриситета m_x и гибкости относительно оси y . При определении относительного эксцентриситета используется момент в заделке, если стержень относительно оси y — консоль. Если оба конца стержня закреплены от смещений из плоскости изгиба, то используется наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не меньше половины наибольшего изгибающего момента. В формуле (4.38) коэффициент φ_b определяется, как для изгибаемого элемента (см. § 4.2.3.). Для стержней замкнутого сечения $\varphi_b = 1$. Если выполняется условие:

$$J_y \cdot E \cdot h_1^2/J_x \cdot R_y \cdot l_{by}^2 \geq 0,68 \quad (4.40)$$

то φ_b также равно единице и для других сечений. В приведенном выражении: l_{by} — расстояние между точками колонны, закрепленными от горизонтальных перемещений из плоскости изгиба; h_1 — расстояние между центрами тяжести поясов.

Для сквозных стержней проверка общей устойчивости из плоскости изгиба сводится к проверке общей устойчивости относительно оси y каждой ветви в отдельности как центрально-сжатого элемента.

4.5. Понятие о местной устойчивости элементов металлических конструкций

Сечения элементов металлических конструкций образуются тонкими пластинками, соединенными между собой тем или иным способом. Например, двутавр на рис. 4.10 образован тремя пластинками: двумя полками и одной стенкой. Сжатие может привести к выпучиванию пластинок, к потере местной устойчивости (на рис. 4.10 изображена потеря местной устойчивости одной из полок). Следствием этого становится резкое уменьшение несущей способности всей конструкции. Для того, чтобы местная устойчивость не ограничивала несущую способность всей конструкции, необходимо превышение или равенство напряжений, вызывающих потерю местной устойчивости отдельных пластинок, и напряжений, определяющих несущую способность конструкции по прочности или по общей устойчивости.

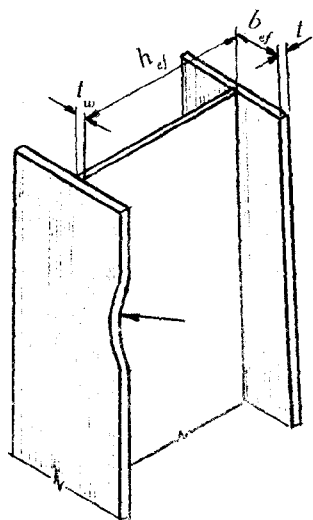


Рис. 4.10. Потеря местной устойчивости полки двутавра

При определении значений напряжений, при которых происходит потеря местной устойчивости, составные части сечений (пластинки) рассматриваются как отдельные элементы с соответствующими закреплениями краев. Например, в двутавровом сечении полка рассматривается как пла-

стинка с одним зашце́мленным и другим свободным краем, а стенка — как пластинка с двумя зашце́мленными краями. Условия закрепления краев пластинок не меняют качественную сторону потери местной устойчивости, а только изменяют количественные значения критических напряжений. Следует отметить также, что потеря местной устойчивости зависит не от длины, а от ширины пластинки.

Критическая сила потери местной устойчивости для отдельной пластинки может быть определена по формуле, подобной формуле Эйлера, определяющей критическую силу потери общей устойчивости центрально-сжатого стержня:

$$N_m = \kappa \pi^2 E_{\text{ц}} \cdot I/h^2 \quad (4.41)$$

где κ — коэффициент, учитывающий распределение напряжений по сечению пластинки, и вид закрепления ее краев; $E_{\text{ц}}$ — цилиндрический модуль деформаций:

$$E_{\text{ц}} = E/(1 - \nu^2),$$

где ν — коэффициент Пуассона; I — момент инерции пластинки $I = th^3/12$; h — ширина пластинки (для полки двутавра на рис. 4.10 $h = b_{ef}$, а для стенки $h = h_{ef}$).

Разделив N_m на площадь сечения пластинки ($t \cdot h$) и подставив в (4.41) выражение для определения $E_{\text{ц}}$ и I , можно получить выражение для критического напряжения:

$$\sigma_m = \kappa \pi^2 E t^2 / 12 (1 - \nu^2) h^2 \quad (4.42)$$

В нормах проверка местной устойчивости при однородном напряженном состоянии сводится к сравнению отношения h/t с предельным отношением:

$$h/t \leq [h/t] \quad (4.43)$$

Для конструкций, несущая способность которых ограничивается прочностью, например, для изгибаемых элементов, предельное отношение определяется из равенства:

$$\sigma_m = R_y \quad (4.44)$$

Для конструкций, несущая способность которых определяется общей устойчивостью, например, для центрально-сжатых элементов:

$$\sigma_m = \sigma_{cr}, \quad (4.45)$$

где $\sigma_{cr} = \pi^2 \cdot E / \lambda^2$

Из равенства (4.42) и (4.44) следует: чем больше прочность металла, тем меньше должно быть отношение ширины пластинки к толщине, а из сравнения (4.42) и (4.45): чем больше гибкость, тем больше это отношение.

Если пластинка находится в сложном напряженном состоянии (имеются нормальные напряжения σ_x , σ_y и касательное τ), то проверочная формула имеет следующий вид:

$$\sqrt{\left(\sigma_x / \sigma_{xcr} + \sigma_y / \sigma_{ycr}\right)^2 + \left(\tau / \tau_{cr}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (4.46)$$

где σ_{xcr} , σ_{ycr} и τ_{cr} — соответствующие критические напряжения. Способ определения этих напряжений изложен в п. 6.4.5. Для определения критических напряжений формулу (4.42) можно привести к виду

$$\sigma_m = c \cdot R / \bar{\lambda}^2$$

где $c = k\pi^2 / 12(1 - \mu^2)$; $R = R_y$ при сжатии, $R = R_s$ при сдвиге;

$$\bar{\lambda} = \frac{h}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

4.6. Расчет металлических конструкций на выносливость

На выносливость рассчитываются металлические конструкции, воспринимающие многократно действующие, подвижные и вибрационные (динамические) нагрузки с количеством циклов нагружений за весь период эксплуатации не менее 10^5 . Принятый в нормах метод расчета основан на предположении, что появление усталости определяется действием наибольших нормальных напряжений. Исходя из этого предположения, проверочная формула имеет вид:

$$\sigma_{\max} \leq \alpha \cdot R_v \gamma_v, \quad (4.47)$$

где σ_{\max} — наибольшее по абсолютному значению напряжение, определяемое с учетом ослаблений сечения и без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ , φ_e и φ_b , используемых при расчетах элементов на общую устойчивость; α — коэффициент, зависящий от количества циклов нагружения; γ_v — коэффициент, учитывающий характеристику цикла нагружения (отношение $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$), а также вид напряженного состояния (растяжения или сжатие); R_v — расчетное сопротивление усталости, назначаемое в зависимости от прочности металла и вида соединения деталей конструкции между собой.

Следует отметить, что расчетное сопротивление усталости слабо зависит от прочности металла. Например, при увеличении прочности металла (временного сопротивления) в 1,5 раза расчетное сопротивление усталости увеличивается только в 1,2 раза. Кроме того, высокопрочные стали более чувствительны ко всякого рода изменениям сечений, что имеет место, прежде всего, в болтовых и сварных соединениях. В этих местах расчетное сопротивление усталости высокопрочных сталей имеет такое же значение, как и сталей обычной прочности. Из сказанного следует, что применение высокопрочных сталей в металлических конструкциях, воспринимающих многократно повторяющиеся нагрузки, в большинстве случаев является неэффективным.

Глава V. СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Болтовые соединения

По способу восприятия сдвиговых усилий различают болтовые соединения на обычных болтах и на высокопрочных. В соединениях на обычных болтах сдвиг воспринимается за счет работы самих болтов на срез и соединяемых элементов на снятие. В соединениях на высокопрочных болтах сдвиг воспринимается силами трения, возникающими между соединяемыми элементами, при их обжатии болтами, при этом сами болты работают на растяжение. Сила натяжения обычного болта не контролируется и не учитывается при расчете. Натяжение высокопрочных болтов является величиной контролируемой, т.к. оказывает решающее влияние на несущую способность соединения. Кроме сдвигоустойчивых соединений существуют еще фланцевые соединения, где болты работают на растяжение. Такие соединения могут выполняться как на обычных болтах, так и на высокопрочных болтах с регулируемым натяжением.

5.1.1. Болтовые соединения на обычных болтах

Соединения образуются постановкой в проколотые или просверленные отверстия болтов с последующим закручиванием гаек. Под гайку, а иногда и под головку болта, ставят шайбу. По точности изготовления болты подразделяются на классы «С», «В» и «А». Класс точности «С» допускает плюсовые и минусовые допуски при изготовлении болта, например, при номинальном диаметре болта 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19,45...20,84 мм. То же допускается для болтов класса точности «В», но в меньшем интервале. Болты класса точности «А» могут иметь только минусовые допуски: для болта с номинальным диаметром 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19,72...20 мм. Болты точности «С» и «В» ставят в отверстия, диаметр которых на 2...3 мм больше диаметра стержня болта. При сборке соеди-

нений на болтах точности «С» и «В» допускается несовпадение («чернота») отверстий. Болты точности «А» ставятся в отверстия, равные диаметру болта («чернота» здесь не допускается). Соединения на болтах класса точности «В» и «С» являются более простыми в изготовлении (отверстия можно сверлить или колоть отдельно в каждом соединяемом элементе), но такие соединения являются более деформативными и в них возможна неравномерность в распределении усилия между болтами. Соединения на болтах класса точности «А» являются более трудоемкими, но зато менее деформативными. Такие соединения используются преимущественно в конструкциях, работающих на динамические нагрузки.

При размещении болтов ограничиваются как минимальные расстояния между болтами, так и максимальные. Минимальные расстояния определяются из условия прочности металла соединяемых элементов, максимальные — из условия плотности соединений. Из этих же условий определяются минимальные и максимальные расстояния от центра болта до края элемента. При размещении болтов следует также учитывать минимальные расстояния, необходимые для закручивания гаек.

5.1.2. Расчет соединений на обычных болтах

Металлы для болтов подразделяются на классы прочности: 4.6, 5.6, 4.8, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Первая цифра, умноженная на 10, — это временное сопротивление в $\text{кН}/\text{см}^2$; произведение первой и второй цифр равно пределу текучести металла также в $\text{кН}/\text{см}^2$. Выбор болтов производится в зависимости от климатического района, вида нагрузки (статическая или динамическая) и вида напряженного состояния (растяжение или срез).

Несущая способность болтового соединения определяется как прочностью металла болта, так и прочностью металла соединяемых элементов. Металл болта находится в сложном напряженном состоянии (рис. 5.1). В рабочем состоянии в болтах возникают следующие усилия: растяжение, изгиб, срез и скручивание. По действующим нормам расчет болтов выполняется только на срез, поэтому этот расчет следует считать условным.

Также в сложном напряженном состоянии находятся и соединяемые элементы (рис. 5.2). В соединяемых элементах возникают напряжения растяжения, сжатия и смятия. При этом имеет место концентрация напря-

жений (неравномерное распределение напряжений по сечению). Расчет же соединяемых элементов ведется только на смятие.

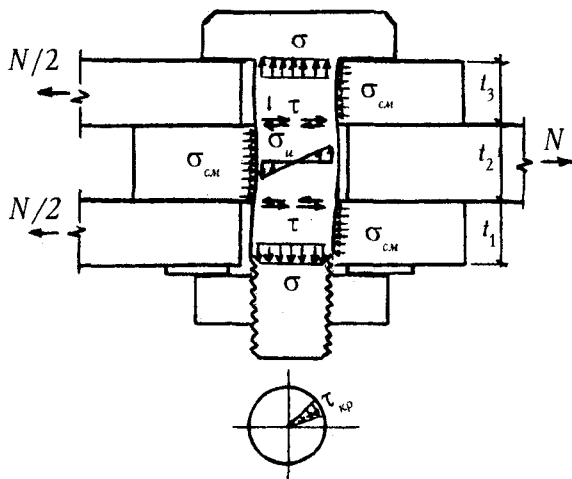


Рис. 5.1. Напряженное состояние болта

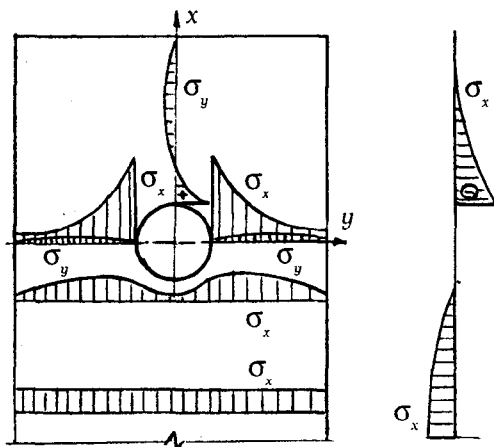


Рис. 5.2. Напряженное состояние соединяемого элемента вблизи отверстия

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом:

на срез:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (5.1)$$

на смятие:
$$N_{b\rho} = R_{b\rho} \cdot d \cdot \Sigma t_{\min} \cdot \gamma_b, \quad (5.2)$$

на растяжение:
$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bн}, \quad (5.3)$$

где R_{bs} , $R_{b\rho}$, и R_{bt} — расчетные сопротивления, соответственно, металла болта — на срез, металла соединяемых элементов — на смятие, металла болта — на растяжение; γ_b — коэффициент условий работы соединения (зависит от класса точности изготовления); A — площадь болта брутто; n_s — число срезов болта; d — диаметр болта; Σt_{\min} — наименьшая сумма толщин элементов, сминаемых в одном направлении; $A_{bн}$ — площадь сечения болта нетто.

При расчете болтовых соединений диаметр болта, как правило, предварительно назначается в интервале $(1.5...2) \cdot t$, где t — наименьшая толщина крайних элементов.

Требуемое количество болтов определяется по формуле:

$$n = N/N_{b\min}, \quad (5.4)$$

где $N_{b\min}$ — меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.1), (5.2) или (5.3).

В нахлесточных соединениях с эксцентриситетом (рис. 5.3, а) количество болтов увеличивается по сравнению с расчетным на 10%. В болтовых соединениях с применением «коротышей» (рис. 5.3 б) удлиняется путь передачи усилия с одного элемента на другой и, как следствие этого, увеличивается деформативность. Для уменьшения деформативности рекомендуется количество болтов на одной из сторон «коротыша» увеличивать на 50%. При одновременном действии на болтовое соединение сдвигающей и отрывающей силы (рис. 5.3 в) болты рассчитываются раздельно на срез и на растяжение. Если на болтовое соединение действует изгибающий момент, вызывающий сдвиг в соединении (рис. 5.3 г), то усилия в болтах распределяются прямо пропорционально расстоянию от центра болта до центра соединения. Например, для соединения, изображенного на рис. 5.3 в, наибольшее усилие (в крайнем болте) будет равно:

$$N_1 = M \cdot h_1 / (h_1^2 + h_2^2) \quad (5.5)$$

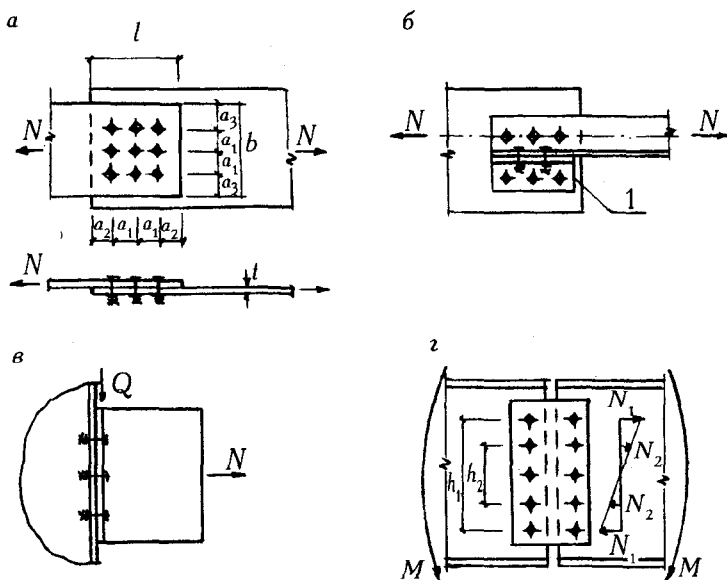


Рис. 5.3. Виды болтовых соединений: а — нахлесточное;

б — с коротышом (1); в — соединение, работающее на сдвиг и отрыв;

г — соединение, воспринимающее изгибающий момент

Соединяемые элементы, кроме проверки прочности на смятие, проверяются еще на прочность по ослабленному сечению:

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \text{ или } \sigma = M/W_n \leq R_y, \quad (5.6)$$

где A_n , W_n — площадь и момент сопротивления соединяемого элемента с учетом ослаблений (отверстий под болты).

Пример 1.

Расчет болтового соединения, изображенного на рис. 5.3 а. Исходные данные: $N = 210$ кН, $t = 10$ мм, $b = 160$ мм, материал — сталь С245, точность изготовления болтов — «С», нагрузка статическая, $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Требуется определить диаметр и количество болтов, а также наименьшее значение нахлеста l . При решении задачи используются таблицы, приведенные в [1]. По таблице 57

принимается класс прочности 4.6, для которого $R_{bs} = 150$ МПа (см. табл. 58). Для стали С245 $R_{уп} = 370$ МПа (см. табл. 51), тогда $R_{bp} = 450$ МПа (см. табл. 59). По таблице 35 $\gamma_b = 0,9$. Рекомендуемый интервал для назначения диаметра болтов:

$$(1,5...2) \cdot t = (15...20) \text{ мм.}$$

Принимается $d = 16$ мм ($A = 2,01$ см²). Несущая способность одного болта на срез и соединяемых элементов на смятие определяется по формулам (5.1) и (5.2):

$$N_{bs} = 15 \cdot 0,9 \cdot 2,01 \cdot 1 = 27,135 \text{ кН,}$$

$$N_{bp} = 45 \cdot 0,9 \cdot 1,6 \cdot 1 = 64,8 \text{ кН.}$$

Здесь и далее в качестве единиц измерения используются кН и см. Количество болтов определяется по формуле (5.4):

$$n = 210/27,135 = 7,74.$$

Принимается восемь болтов. Т.к. рассматриваемое соединение является нахлесточным и не симметричным, то количество болтов следует увеличить на 10%. В результате требуемое количество болтов равно девяти.

Для размещения болтов следует по таблице 39 определить интервалы для размеров a_1 , a_2 и a_3 в зависимости от диаметра отверстия ($d_{отв} = 19$ мм) и толщины соединяемых пластин: $a_1 = 47,5...120$ мм, $a_2 = 38...76$ мм, $a_3 = 28,5...76$ мм. Исходя из ширины пластин, болты размещаются в три ряда (рис. 5.3, а), при этом $a_1 = 50$ мм, $a_2 = 40$ мм, $a_3 = 30$ мм. Тогда значение нахлеста будет равно:

$$l = 2(a_1 + a_2) = 2(50 + 40) = 180 \text{ мм.}$$

Проверка прочности пластин по ослабленному сечению производится по формуле (5.6):

$$\begin{aligned} \sigma &= 210/10,3 = 20,4 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = \\ &= 24 \cdot 1/1 = 24 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

$$\text{где } A_n = b \cdot t - 3 \cdot d_{\text{отв}} \cdot t = 16 \cdot 1 - 3 \cdot 1,9 \cdot 1 = 10,3 \text{ см}^2.$$

5.1.3. Болтовые соединения на высокопрочных болтах

Высокопрочные болты изготавливаются из высокопрочных, термически упрочняемых сталей. Точность болтов принимается по классу «В», поэтому отверстия под болты на 1...6 мм превышают диаметр болтов. В соединениях на высокопрочных болтах шайбы ставятся как под гайку, так и под головку болта. Натяжение болтов контролируется с помощью специальных динамометрических ключей. Для увеличения сил трения и, следовательно, для увеличения несущей способности болтового соединения, контактные поверхности соединяемых деталей обрабатываются химическим или механическим способом, например, стальными щетками. При этом обработку поверхностей для получения наибольшего коэффициента трения рекомендуется делать непосредственно перед сборкой болтового соединения.

К преимуществам соединений на высокопрочных болтах можно отнести нулевую подвижность и хорошую работу соединения при динамических нагрузках. Кроме того, соединения на высокопрочных болтах не требуют высокой точности изготовления и удобны при ремонте заклепочных соединений, особенно в условиях действующих предприятий. К недостаткам следует отнести высокую трудоемкость и большую стоимость, что обусловлено необходимостью термообработки (закалки и отпуска) готовых изделий, обработки контактных поверхностей соединяемых элементов и контроля натяжения болтов.

5.1.4. Расчет соединений на высокопрочных болтах

Расчетные формулы получены, исходя из двух основных положений: сдвигу соединяемых элементов относительно друг друга препятствуют силы трения; сами болты работают только на растяжение. В настоящее время экспериментально и теоретически исследованы соединения, в которых высокопрочные болты работают на растяжение и на срез. Однако, результаты указанных исследований не вошли в нормативные документы, и поэтому в данном разделе не рассматриваются.

Сила трения, создаваемая одним болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu \cdot n_s / \gamma_h, \quad (5.7)$$

где γ_b — коэффициент условий работы болтового соединения, учитывающий неравномерность распределения сдвигающего усилия между болтами, а также неточность натяжения болтов; A_{bn} — площадь сечения нетто болта; μ — коэффициент трения, зависящий от способа обработки контактных поверхностей соединяемых элементов; n_s — количество контактов соединяемых элементов между собой; γ_h — коэффициент надежности, зависящий от вида нагрузки (статическая или динамическая), способа обработки поверхностей, разности между номинальными диаметрами отверстий и болтов, способа контроля натяжения болтов (по крутящему моменту или по углу поворота гайки); R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению:

$$R_{bh} = 0,7 \cdot \sigma_{bun}, \quad (5.8)$$

где σ_{bun} — временное сопротивление металла болта после термообработки.

Множитель 0,7 обусловлен тем, что в металле болта действуют не только напряжения растяжения, но и касательные напряжения, возникающие в процессе закручивания гаек, т.е. в этом случае проверка прочности болта должна производиться по приведенному напряжению:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{bun}. \quad (5.9)$$

Как показывают экспериментальные исследования, левую часть формулы (5.9) можно принять равной $1,35 \cdot \sigma$, тогда: $\sigma \leq 0,7\sigma_{bun}$. Требуемое количество болтов определяется по формуле:

$$n = N / Q_{bh}.$$

Проверка соединяемых элементов на прочность с учетом ослаблений отверстиями под болты имеет одну особенность по сравнению с аналогичной проверкой для соединений на обычных болтах. Она заключается в том, что сила, действующая в проверяемом сечении, уменьшается на половину усилия, приходящегося на болты, расположенные в этом сечении. Это уменьшение обусловлено тем, что сдвигающая сила передается с одного

соединяемого элемента на другой не через болты, как это имеет место в соединениях на обычных болтах, а через силы трения (рис. 5.4). Проверочная формула имеет вид:

$$\sigma = (N - N_{\rho}) / A_c \leq R_y, \quad (5.10)$$

где $N_{\rho} = N \cdot n_{\rho} \cdot 0,5/n$; n — общее количество болтов в соединении; n_{ρ} — количество болтов в проверяемом сечении; A_c — условная площадь проверяемого сечения. $A_c = A_n$ при динамической нагрузке. При статической нагрузке $A_c = A$, если $A_n \geq 0,85A$, и $A_c = 1,18 A_n$, если $A_n < 0,85A$ (A, A_n — площадь сечения брутто и нетто). При действии в сечении изгибающего момента структура проверочной формулы сохраняется, но вместо силы N подставляется изгибающий момент M , а вместо условной площади A_c — условный момент сопротивления W_c , который определяется через W_n и W также, как и условная площадь.

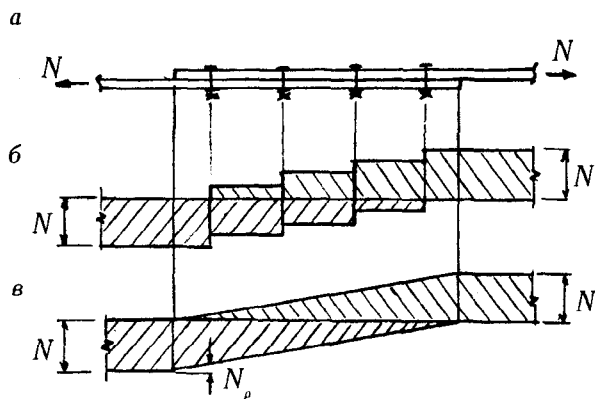


Рис. 5.4. Схема передачи усилия с одного соединяемого элемента на другой: а — схема соединения; б — эпюра усилий в нижней и верхней пластине в соединении на обычных болтах; б — то же на высокопрочных болтах

5.2. Сварные соединения

В настоящее время сварка является основным видом соединений при изготовлении металлических конструкций. Примерно 90% всех металлоконструкций изготавливаются сварными. По способу механизации сварку подразделяют на ручную, автоматическую и полуавтоматическую. При ручной сварке в качестве сварочных материалов используют электроды с защитным покрытием, которые подразделяются по типам: Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А, Э60, Э70. Буква «Э» обозначает «электрод», а цифра указывает временное сопротивление наплавленного металла электрода в кН/см^2 . Если к обозначению типа электрода добавляется буква «А», то это свидетельствует о повышенной пластичности наплавленного металла электрода. Такие электроды используются для сварки конструкций, работающих на динамические нагрузки.

При автоматической и полуавтоматической сварке используются сварочная проволока без каких-либо защитных покрытий или порошковая проволока. В первом случае для защиты дуги и жидкого металла от окружающего воздуха, используют флюс (гранулированный порошок) или углекислый газ. Во втором случае защитные функции выполняет порошок, располагаемый во внутренней полости порошковой проволоки. Выбор сварочных материалов осуществляется по нормативным документам в зависимости от прочности металла и условий эксплуатации конструкций.

При расчете различают сварные соединения со стыковыми и угловыми швами. Стыковые швы соединяют элементы, расположенные в одной плоскости, при этом касательная « $a-a$ » в средней точке внешней поверхности сварного шва параллельна этой плоскости (рис. 5.5 а, б). Угловые швы соединяют элементы, расположенные в разных (рис. 5.5 в, г) или в одной (рис. 5.5 д) плоскости, но при этом касательная « $a-a$ » в средней точке внешней поверхности сварного шва не параллельна плоскостям соединяемых элементов. На чертежах сварные швы, выполняемые на заводе-изготовителе, обозначают «ресничками», а на монтажной площадке — «крестиками».

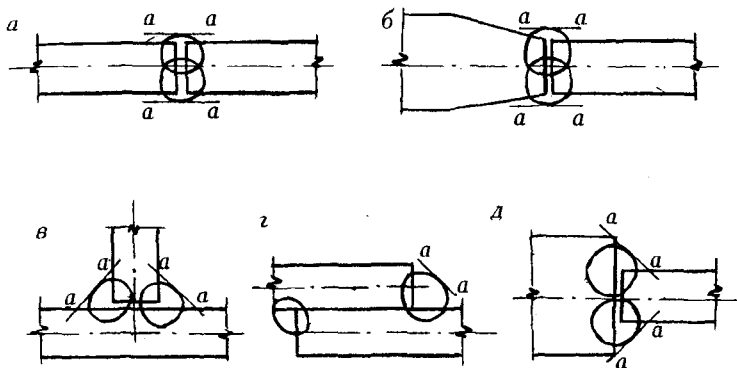


Рис. 5.5. Сварные соединения: а, б — соединения со стыковыми швами; в, г, д — с угловым

5.2.1. Расчет сварных соединений с применением стыковых швов

Расчет стыковых швов выполняется по аналогии с расчетом соединяемых элементов. При сжатии и растяжении расчетная формула имеет вид:

$$N/t \cdot l_w \leq R_{wy}, \quad (5.11)$$

при изгибе:
$$6M/t \cdot l_w^2 \leq R_{wy}, \quad (5.12)$$

при срезе:
$$Q/t \cdot l_w \leq R_{ws}, \quad (5.13)$$

где t — толщина соединяемых элементов; l_w — расчетная длина сварного шва: $l_w = b - 2t$, где b — меньшая ширина соединяемых элементов (рис. 5.6).

Уменьшение расчетной длины по сравнению с конструктивной обусловлено тем, что начало и конец сварного шва не обладают достаточными прочностными характеристиками. Если сварной шов выполняется с применением выводных планок (рис. 5.6 б), т.е. начало и конец шва оказываются за пределами ширины соединяемых элементов, то расчетная длина принимается равной конструктивной ($l_w = b$). После сварки выводные планки срезают.

R_{wy} — расчетное сопротивление стыкового шва, которое принимается равным расчетному сопротивлению металла соединяемых элементов при

сжатии и растяжении R_y , если предусматриваются физические методы контроля. В противном случае при растяжении и изгибе $R_{wy} = 0,85 \cdot R_y$. Если эксплуатация соединяемых элементов допускается не только при упругой, но и при упруго-пластической работе металла, то вместо R_{wy} следует принимать $R_{wi}/1,3$, где R_{wi} принимается равным нормативному сопротивлению основного металла, назначенному по временному сопротивлению. Расчетное сопротивление стыкового шва сдвигу всегда принимается равным расчетному сопротивлению сдвигу металла соединяемых элементов.

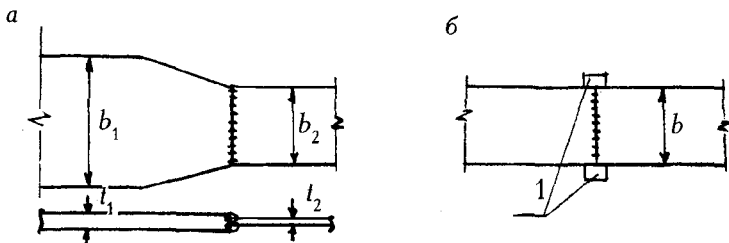


Рис. 5.6. Стыковые соединения: а — без выводных планок; б — с выводными планками (1)

При одновременном действии в отдельных точках сварного шва нормальных и касательных напряжений проверка прочности производится по приведенному напряжению:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,15R_{wy} \quad (5.14)$$

Все выше приведенные формулы действительны при выполнении двух условий: выбор сварочных материалов должен соответствовать требованиям нормативных документов и стыковой шов должен быть двусторонним.

5.2.2. Расчет сварных соединений с применением угловых швов

Экспериментальные исследования показывают, что сварные соединения с угловыми швами могут разрушаться в двух местах: по продольному сечению шва и по продольному сечению, совпадающему с границей сплавления металла шва и основного металла. На рис. 5.7 указанные сечения обозначены соответственно буквами f и z . Основной геометрической характеристикой поперечного сечения шва является катет. Катет углового

шва — кратчайшее расстояние от поверхности одного соединяемого элемента до границы углового шва на поверхности второго соединяемого элемента. На рис. 5.7 катеты сварного шва обозначены k_{f1} и k_{f2} . Как правило, сварные швы имеют одинаковые катеты $k_{f1} = k_{f2}$, но в некоторых случаях, например, когда толщины соединяемых элементов существенно отличаются, катеты шва могут иметь разные значения.

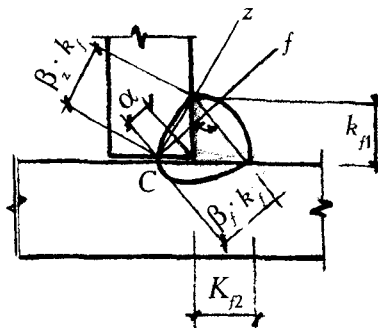


Рис. 5.7. Поперечное сечение углового шва

В проверочных формулах используются расчетные высоты по сечению шва и по границе сплавления, обозначаемые, соответственно, через $\beta_f \cdot k_f$ и $\beta_z \cdot k_f$ (рис. 5.7). Расчетная высота по сечению шва равна длине перпендикуляра, опущенного из точки наибольшего проплавления в месте сопряжения свариваемых элементов (точка С) на гипотенузу вписанного во внешнюю часть углового шва прямоугольного треугольника. Расчетная высота по границе сплавления равна расстоянию от точки С до одной из границ углового шва на поверхностях соединяемых элементов. При определении расчетной высоты используют меньшее значение катета сварного шва. Расчетная высота по сечению сварного шва равна:

$$\beta_f \cdot k_f = a + k_f / \sqrt{2}, \quad (5.15)$$

где a — глубина проплавления (рис. 5.7). Формула (5.15) получена для сварного шва с одинаковыми катетами.

Из 5.15 видно, что значения коэффициента β_f зависят от глубины проплавления: чем больше глубина проплавления, тем больше значение β_f .

В свою очередь, глубина проплавления прямо зависит от силы сварочного тока, которая больше при автоматической сварке и меньше при ручной. Поэтому наибольшее значение коэффициенты β_f будут иметь при автоматической сварке, наименьшее при ручной и промежуточное — при полуавтоматической. Другим фактором, определяющим значение β_f , является катет сварного шва: чем больше катет, тем меньше β_f . Аналогичная зависимость отмечается и для коэффициента β_z .

Ниже приведены проверочные формулы, основанные на предположении, что угловые швы работают только на срез. Прочность сварного соединения, работающего на сдвиг (рис. 5.8, а), проверяется по формулам: по металлу шва:

$$N/\beta_f \cdot k_f l_w \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (5.16)$$

по границе сплавления:

$$N/\beta_z \cdot k \cdot l_w \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \quad (5.17)$$

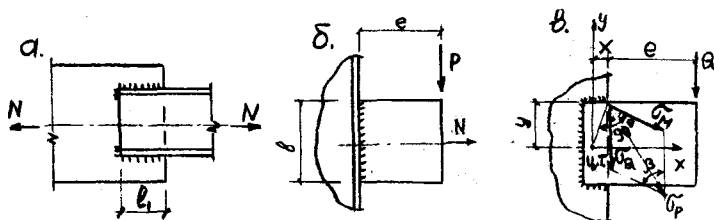


Рис. 5.8. Схемы сварных соединений с угловыми швами

В дальнейшем приводятся проверочные формулы, относящиеся только к сечениям по металлу шва. Проверка прочности сварного соединения, работающего на срез, растяжение и изгибающий момент (рис. 5.8 б), производится по формуле:

$$\sqrt{\tau^2 + (\sigma_N + \sigma_m)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \quad (5.18)$$

где

$$\tau = P/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w,$$

$$\sigma_M = 6P \cdot e / 2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2,$$

$$\sigma_N = N / 2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w.$$

Сварные соединения, работающие на изгибающий момент, действующий в плоскости сварных швов, (рис. 5.8, в), проверяются по формуле:

$$\sigma_m = M \cdot \sqrt{x^2 \cdot y^2} / (I_{fx} + I_{fy}) \quad (5.19)$$

Для получения проверочных формул по границе сплавления необходимо в формулах (5.18) и (5.19) поменять индекс f на индекс z .

Обозначения, принятые в формулах (5.16), (5.17), (5.18), (5.19): l_w — расчетная длина сварного шва, принимаемая равной фактической длине шва, уменьшенной на 10 мм. Указанное уменьшение учитывает снижение прочностных характеристик в начале и в конце сварного шва. Например, для сварного соединения на рис. 5.8 б $l_w = b - 10$ мм; R_{wf} — расчетное сопротивление металла сварного шва, зависящее от прочности металла сварочной проволоки; R_{wz} — расчетное сопротивление металла по границе сплавления, зависящее от прочности металла соединяемых элементов: $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$; R_{un} — нормативное сопротивление металла соединяемых элементов, назначенное по временному сопротивлению; γ_{wf} , γ_{wz} — коэффициенты условий работы сварного шва, зависящие от климатического района и временного сопротивления металла шва; J_{fx} , J_{fy} (J_{zx} , J_{zy}) — моменты инерции, определяемые относительно оси x и y для фигуры, образованной сварным швом. При этом за ширину сварного шва принимается $\beta_f \cdot k_f$ и $\beta_z \cdot k_f$ соответственно, для определения момента инерции по сечению шва и по границе сплавления; x , y — координаты точки, наиболее удаленной от центра тяжести фигуры, образованной сварным швом.

Если на сварное соединение, изображенное на рис. 5.8 в, кроме изгибающего момента действуют другие усилия (поперечная или нормальная сила), то напряжения от каждого усилия определяются отдельно, и проверка прочности производится по равнодействующему напряжению, определяемому геометрическим способом. При этом направление напряжения от изгибающего момента (σ_M) принимается перпендикулярным к радиусу,

соединяющему центр тяжести с точкой, в которой определяется напряжение (рис. 5.8 в).

$$\sigma_{\rho} = \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_Q^2 + 2\sigma_M \cdot \sigma_Q \cdot \cos \beta}$$

5.2.3. Конструктивные требования к сварным соединениям

Образование сварных соединений сопровождается появлением сварочных напряжений и деформаций. На рис. 5.9 штриховой линией показана возможная форма тавра после выполнения сварных швов. Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций следует придерживаться следующих рекомендаций: катеты сварных швов назначать по возможности минимально допустимыми; не допускать пересечения сварных швов и близкого их расположения; располагать сварные швы симметрично относительно центра тяжести сечения. Сварочные напряжения и деформации могут быть уменьшены также с помощью технологических мероприятий: правильным выбором параметров сварки и очередности выполнения сварных швов.



Рис. 5.9. Деформации таврового элемента, вызванные продольной и поперечной усадкой сварных швов

Другим отрицательным следствием сварки является концентрация напряжений в основном металле в местах расположения сварных швов. Для уменьшения этого явления следует ограничивать наименьшее значение как катета шва, так и расчетной длины. Наименьшее значение катета зависит от наибольшей толщины соединяемых элементов (чем больше толщина, тем больше катет), от глубины проплавления (при автоматической сварке больше, чем при ручной) и от прочности металла соединяемых элементов (чем выше прочность, тем больше катет). Наименьшее значение катета шва, обусловленное технологией сварки, равно 3 мм для автоматической и полуавтоматической сварки и 4 мм для ручной сварки.

Катеты швов могут иметь только целые значения, при этом до 10 мм они могут иметь как четные, так и нечетные значения, а свыше 10 мм — только четные. Расчетная длина сварного шва должна быть не меньше 40 мм или $4 \cdot k_f$.

Согласно нормативным документам ограничиваются также максимальное значение катета и максимальная длина флангового углового шва. Первое ограничение связано с тем, что чрезмерное увеличение катета, не повышая несущую способность соединения, может привести к прожогу основного металла, к увеличению концентрации напряжений и, кроме того, требует дополнительных трудозатрат и увеличивает расход сварочных материалов и электроэнергии. Согласно нормам, катет сварного шва не должен быть более $1,2 \cdot t$, где t — меньшая толщина соединяемых элементов. При расположении шва вдоль закругленной кромки, например, вдоль полки уголка, наибольшее значение катета уменьшается и составляет 0,9 от толщины уголка. С другой стороны, для сокращения трудозатрат катеты сварных швов следует назначать такими, чтобы их можно было выполнить за один проход, так как при многопроходном шве требуется зачистка каждого предыдущего слоя наплавленного металла от шлака и брызг. С этой точки зрения, оптимальный размер катета следует принимать равным 8 мм. При сварке «в лодочку» оптимальный размер катета увеличивается примерно в полтора раза для ручной и полуавтоматической сварки и в два раза — для автоматической.

Второе ограничение связано с неравномерным распределением напряжений вдоль длины сварного шва (рис. 5.10). Наибольшие напряжения возникают по краям сварного шва, уменьшаясь к его середине. При слишком длинных швах их средняя часть оказывается не вовлеченной в работу, и тогда несущая способность сварного шва с увеличением его длины не возрастает (рис. 5.10, б). Согласно нормам, расчетная длина сварного углового шва не должна превышать $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$. Исключения составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине, например, поясные швы в составных балках.

При соединении толстых элементов необходимо для полного проплавления предусматривать разделку кромок (рис. 5.11). При односторонней ручной сварке разделку кромок следует предусматривать при толщине

более 8 мм, при полуавтоматической — более 12 мм и при автоматической — более 14 мм. Если сварка двусторонняя, то наименьшая толщина, при которой требуется разделка кромок, увеличивается в 1,5 раза.

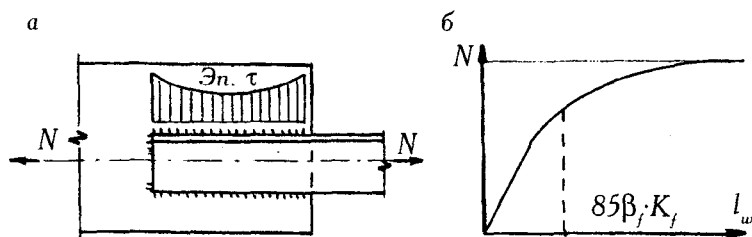


Рис. 5.10. Распределение напряжений вдоль флангового сварного шва (а), зависимость несущей способности шва от его длины (б)

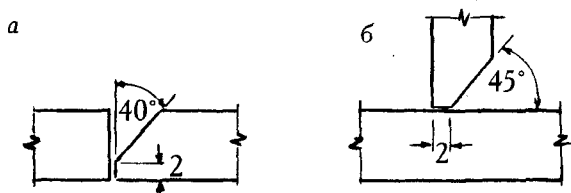


Рис. 5.11. Разделка кромок соединяемых элементов

Прерывистые сварные швы допускается применять лишь в слабонагруженных конструкциях ($\sigma \leq 0,4 R_y$), при этом расположение участков сварного шва должно соответствовать рис. 5.12. Размер b принимается равным $18t$ для сжатых элементов и $24t$ для растянутых (t — наименьшая толщина соединяемых элементов). Расчетная длина участков сварного шва (размер a) должна быть не меньше 40 мм или $4k_f$.

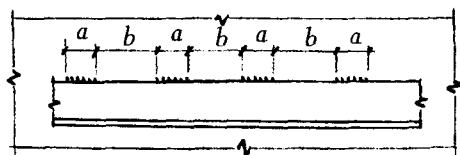


Рис. 5.12. Прерывистый сварной шов

Пример. 2.

Расчет сварного соединения (рис. 5.8 а). Исходные данные: $N300$ кН, толщина листа $t_1 = 10$ мм, номер швеллера — 20, толщина полки швеллера $t_2 = 9$ мм, материал-сталь С245, сварка — ручная покрытым электродом, группа конструкций — 2, климатический район — II₂, $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Требуется определить значение нахлеста l_1 .

Решение. По таблице 55 принимается тип электрода Э42А. По таблице 56 определяется расчетное сопротивление металла сварного шва: $R_{wf} = 180$ МПа. То же по границе сплавления:

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа,}$$

где R_{un} определяется по таблице 51. Согласно п.11,2^х в [1] $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 0,85$. По таблице 38 $k_{fmin} = 5$ мм (при $t_{max} = 10$ мм),

$$k_{fmax} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 9 = 10,8 \text{ мм.}$$

Для рассчитываемого соединения принимается $k_f = 6$ мм. По таблице 34 принимаем $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$. Все таблицы, использованные выше, приведены в [1]. Из формул (5.16) и (5.17) определяются длины одного сварного шва:

$$l_w = 0,5 \cdot 300 / 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 0,85 = 23,3 \text{ см,}$$

$$l_w = 0,5 \cdot 300 / 1 \cdot 0,6 \cdot 16,65 \cdot 0,85 = 17,7 \text{ см.}$$

В качестве окончательного принимается большее значение: $l_w = 23,3$ см. Принятая длина сварного шва должна находиться в интервале:

$$40 \text{ мм} < l_w < 85 \cdot \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ см.}$$

Значение нахлеста равно:

$$l_1 = l_w + 1,0 \text{ см} = 23,3 + 1,0 = 24,3 \text{ см.}$$

При решении задачи предполагалось, что сила N распределяется поровну между обоими фланговыми швами.

Глава VI. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПЛОЩАДОК

6.1. Типы площадок

Технологические площадки предназначены для установки или обслуживания технологического оборудования. Наиболее распространенная схема расположения конструктивных элементов технологической площадки приведена на рис. 6.1 а: листы настила укладываются на балки настила, которые, в свою очередь, опираются на главные балки, закрепляемые на вертикальных стойках (колоннах). Вторая схема технологических площадок (рис. 6.1 б) может быть использована при наличии близко расположенных непрерывных опор, например, стен. Третья схема расположения конструктивных элементов (рис. 6.1 в) используются в случае, если балки настила по первой схеме приходится назначать из условия жесткости, т.е. без полного использования прочности металла. Это случается при большом пролете балок настила l_b и малой нагрузке. В этом случае пролет балок настила уменьшается за счет использования вспомогательных балок. Расчет и конструирование несущих элементов по первой, второй и третьей схемах расположения элементов не имеют принципиальных отличий, и поэтому в дальнейшем будет рассматриваться только первая схема технологических площадок.

Настил площадок может быть из гладкого листа, профилированного настила или железобетона. Балки настила рекомендуется предусматривать из прокатных профилей: из швеллеров или двутавров. Главные балки могут быть прокатными или составными: из трех листов, соединяемых с помощью сварки. Как правило, отметка верха площадок, пролет главных балок l_r и балок настила l_b диктуются технологическими условиями. Шаг балок настила (пролет настила) может назначаться, исходя из технологических требований, например, исходя из габаритов устанавливаемого оборудования. Однако, в большинстве случаев, шаг балок настила определяется экономическими показателями: стоимость одного квадратного метра технологической площадки должна быть наименьшей.

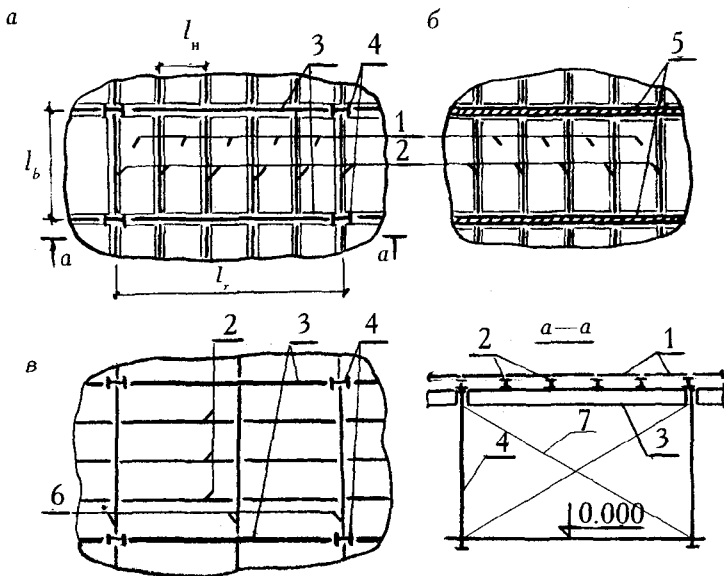


Рис. 6.1. Схемы расположения конструктивных элементов технологических площадок: 1 — листы настила; 2 — балки настила; 3 — главные балки; 4 — колонны; 5 — стены; 6 — вспомогательные балки; 7 — вертикальные связи

Для определения пролета настила, обеспечивающего минимум затрат, составляется целевая функция стоимости настила и балок настила с учетом стоимости металла и других материалов, трудозатрат при изготовлении и монтаже в зависимости от пролета настила. Целевая функция составляется на основе удовлетворения требованиям прочности и жесткости. Как правило, с уменьшением пролета настила уменьшается расход металла, но при этом возрастает количество изготавливаемых и монтируемых конструкций и, следовательно, увеличивается трудоемкость изготовления и монтажа. Решение задачи сводится к определению аргумента (пролета настила), при котором суммарная стоимость настила и балок настила «в деле» будет наименьшей.

Ниже приведена формула по определению пролета стального настила, являющаяся результатом решения оптимизационной задачи:

$$l_n = \sqrt{[a + (k_3 + k_2)/l_b \cdot \gamma] / (k_1 / \psi - b)}, \quad (6.1)$$

где l_b — пролет балок настила (м); γ — плотность металла (т/м^3); k_1 — отношение заводских стоимостей 1 т настила и балок настила; k_2 — отношение стоимости монтажа одной балки настила к заводской стоимости 1 т балок настила; k_3 — отношение стоимости монтажа одного листа настила к заводской стоимости 1 т балок настила (под заводской стоимостью подразумевается суммарная стоимость изготовления и основных материалов); ψ — отношение пролета настила к его толщине, полученное из условия обеспечения требуемой жесткости:

$$\psi = 0,267 \cdot n_0 (1 + 163 \cdot 10^8 / n_0^4 q_n) \quad (6.2)$$

Пролет по формуле (6.1) определяется дважды. В начале при $a = 1,313 \cdot 10^{-3}$ и $b = 14,6q^2 \cdot l_b^4 / R_y^2$ (сечение балок настила назначается по прочности), затем при $a = 2,416 \cdot 10^{-3}$ и $b = 6 \cdot q_n^2 \cdot l_b^6 \cdot n_{01}^2 / E^2$ (сечение балок настила назначается по жесткости). За окончательное значение принимается наибольшее. В приведенных выше выражениях: n_0 , n_{01} — предельные отношения пролета настила и пролета балок настила к их прогибам; E — модуль упругости (кН/м^2); q_n , q — нормативная и расчетная нагрузки (кН/м^2); R_y — расчетное сопротивление (кН/м^2).

Формула (6.1) является эмпирической, поэтому при ее использовании следует строго придерживаться единиц измерения, указанных в скобках. Пролет настила рекомендуется принимать в интервале: 0,4...1,2 м и при этом следует учитывать также ширину листов, указанную в сортаменте. Приведенная формула верна в пределах существующего сортамента: для балок настила требуемый момент сопротивления $W_{\text{тр}}$ не должен превышать $0,003 \text{ м}^3$, а требуемый момент инерции $I_{\text{тр}}$ — $0,0008 \text{ м}^4$.

Продольная и поперечная жесткость балочных площадок может обеспечиваться за счет жесткого сопряжения колонн с фундаментами или с балками площадки, или с помощью вертикальных связей, устанавливаемых между колоннами (рис. 6.1, разрез a — a).

Пример 3. Определение пролета настила балочной площадки

Исходные данные: пролет балок настила: $l_b = 8$ м; нормативная полезная нагрузка: $q_n = 18$ кН/м²; расчетная: $q = 23,4$ кН/м²; расчетное сопротивление стали: $R_y = 23 \cdot 10^4$ кН/м²; предельное отношение пролета к прогибу для настила: $n_0 = 150$; для балок настила: $n_{01} = 250$; $k_1 = 1$; $k_2 = k_3 = 0,025^*$; модуль упругости: $E = 2,06 \cdot 10^8$ кН/м².

Решение: по формуле (6.2):

$$\psi = 0,267 \cdot 150 \cdot [1 + 163 \cdot 10^8 / 150^4 \cdot 18] = 111,69.$$

Значение b из условия прочности:

$$b = 14,6 \cdot 23,4^2 \cdot 8^4 / 23^2 \cdot 10^8 = 619 \cdot 10^{-6}.$$

То же из условия жесткости:

$$b = 6 \cdot 18^2 \cdot 8^6 \cdot 250^2 / 2,06^2 \cdot 10^{16} = 751 \cdot 10^{-6}$$

По формуле (6.1) определяется оптимальный пролет настила:

I в.

$$l_n = \sqrt{\frac{1,313 \cdot 10^{-3} + (0,025 + 0,025) / 8 \cdot 7,85}{1 / 111,69 - 619 \cdot 10^{-6}}} = 0,5 \text{ м}$$

II в.

$$l_n = \sqrt{\frac{2,416 \cdot 10^{-3} + (0,025 + 0,025) / 8 \cdot 7,85}{1 / 111,43 - 751 \cdot 10^{-6}}} = 0,625 \text{ м}$$

Принимается наибольшее значение: $l_n = 0,625$ м.

6.2. Расчет настила

В настоящем разделе рассматривается расчет настила только из гладкого стального листа. Для упрощения аналитических зависимостей в дальнейшем рассматривается полоса настила шириной, равной единице

* Стоимость стали и стоимость монтажа принята по состоянию на 1.01.96.

(рис. 6.2). Расчет настила сводится к определению его толщины t_n и проверке прочности и жесткости принятого сечения.

При расчете настила используются три расчетные схемы. При $l_n/t_n < 50$ настил рассчитывается как однопролетный изгибаемый элемент на шарнирных опорах (рис. 6.3 а). Условие прочности при такой расчетной схеме записывается в виде:

$$M/W < R_y. \quad (6.3)$$

Из формулы (6.3) определяется толщина настила:

$$t_n \geq \sqrt{6M/R_y} \quad (6.4)$$

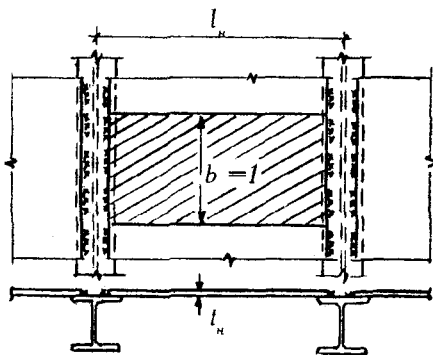


Рис. 6.2. Фрагмент технологической полощадки

При расчете настила, кроме условия прочности, необходимо обеспечивать требуемую жесткость, поэтому необходимо еще раз определить толщину настила, но уже из формулы по определению прогиба:

$$t_n = \sqrt[3]{1,25 \cdot M_n \cdot l_n \cdot n_0 / E_u} \quad (6.5)$$

где M_n — изгибающий момент от нормативных нагрузок. В качестве окончательной принимается наибольшая толщина, которая в дальнейшем приводится в соответствии с сортаментом (округление производится в большую сторону). После назначения толщины настила необходимо проверить исходное условие: $l_n/t_n < 50$.

При отношении $50 \leq l_n/t_n \leq 300$ настил рассчитывается на изгиб с растяжением (рис. 6.3, б). Толщина настила в этом случае определяется отношением: $t_n = l_n/\psi$, затем полученное значение округляется в большую сторону в соответствии с сортаментом. Проверка прочности и жесткости производится как для растянуто-изгибаемого элемента:

$$H/A \pm M/W \leq R_y, \quad l_n/f \geq n_0, \quad (6.6)$$

где H — растягивающее усилие (распор); M — изгибающий момент; A , W — соответственно площадь и момент сопротивления сечения настила шириной равной единице.

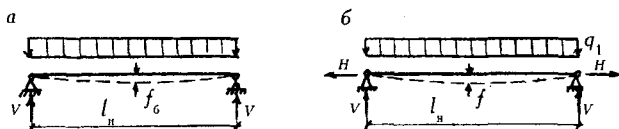


Рис. 6.3. Расчетные схемы настила

Для растянуто-изгибаемого элемента прогиб f будет меньше, чем прогиб для изгибаемого f_δ . Исходя из этого, зависимость между ними можно представить в виде:

$$f = f_\delta/(1 + \alpha), \quad (6.7)$$

где $\alpha \geq 0$.

Учитывая линейную зависимость между прогибом и изгибающим моментом, можно аналогичным образом записать:

$$M = M_\delta/(1 + \alpha), \quad (6.8)$$

где M_δ — изгибающий момент, определенный как для изгибаемого элемента. Зависимость (6.8) можно представить в другом виде:

$$M = M_\delta - H \cdot f \quad (6.9)$$

Приравняв (6.8) и (6.9) и выразив f через M_δ , получим выражение для определения распора:

$$H = \pi^2 E_u \cdot I \alpha / l_u^2 \quad (6.10)$$

где I — момент инерции сечения настила шириной, равной единице.

Значение параметра α определяется из кубического уравнения:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3f_e^2/t_n^2 \quad (6.11)$$

Приведенное уравнение получается из равенства удлинений настила после приложения нагрузки, вычисленных геометрическим путем и через усилие растяжения.

При отношении $l_n/t > 300$ значением изгибной жесткости можно пренебречь, т.е. можно предположить, что в настиле возникают только растягивающие напряжения, равномерно распределенные по его сечению. Расчетная схема для этого случая приведена на рис. 6.3 б. Третья расчетная схема настила может иметь место при $n_0 \leq 233/\sqrt[3]{q}$, где q — расчетная нагрузка в кН/м².

Распор определяется из условия, когда изгибающий момент в любой точке настила равен нулю:

$$H = q \cdot l_n^2/8f, \quad (6.12)$$

где $f = l_n/n_0$. Толщина настила может быть определена по формуле:

$$t_n \geq 0,051 \cdot q \cdot l_n \cdot n_0^3/E \quad (6.13)$$

При этом должно удовлетворяться условие прочности:

$$\frac{\sqrt{H^2 + (0,5 \cdot q \cdot l_n)^2}}{t_n} \leq R_y \quad (6.14)$$

Пример 4. Расчет настила

Исходные данные: пролет настила l_n — 0,86 м, отношение пролета настила к его толщине ψ — 110 (при таком отношении настил рассчитывается на изгиб с растяжением), $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Остальные данные приняты по примеру 1. Требуется определить толщину настила и произвести проверку прочности и жесткости.

Определяется толщина настила:

$$t = l_n/\psi = 0,86/110 = 0,00782 \text{ м.}$$

Полученное значение округляется в большую сторону до толщины листа, приведенного в сортаменте: $t_n = 0,008$ м. Нормативная нагрузка от собственного веса настила:

$$g_{nn} = \gamma \cdot t_n = 7,85 \cdot 0,008 = 0,0628 \text{ т/м}^2 = 0,628 \text{ кН/м}^2$$

Геометрические характеристики сечения настила при ширине $b = 1$ м:

$$A = b \cdot t = 1 \cdot 0,008 = 0,008 \text{ м}^2,$$

$$I = b \cdot t^3/12 = 1 \cdot 0,008^3/12 = 4,27 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4,$$

$$W = b \cdot t^2/6 = 1 \cdot 0,008^2/6 = 10,67 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Прогиб, определяемый как для изгибаемого элемента:

$$\begin{aligned} f_{\delta} &= 5(q_n + g_{nn}) \cdot l_n^4/384 \cdot E_{\text{ц}} \cdot I = \\ &= 5(18 + 0,628)0,86^4/384 \times \\ &\times 2,26 \cdot 10^8 \cdot 4,27 \cdot 10^{-8} = 0,0137 \text{ м} \end{aligned}$$

После этого определяется правая часть уравнения (6.11):

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3 \cdot 0,0137^2/0,008^2 = 8,8.$$

Натуральное значение корня, полученного алгебраического кубического уравнения, будет равно: $\alpha = 1,46$. По формулам (6.10) и (6.8) отыскиваются значения распора и изгибающего момента:

$$H = 3,14^2 \cdot 2,26 \cdot 10^8 \cdot 4,27 \cdot 10^{-8} \cdot 1,46/0,86^2 = 187,82 \text{ кН.}$$

$$M = 2,22/(1+1,46)=0,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\begin{aligned} \text{где } M_{\delta} &= (q_n \cdot \gamma_{f1} + g_{nn} \cdot \gamma_{f2}) \cdot l_n^2/8 = \\ &= (18 \cdot 1,3 + 0,628 \cdot 1,05) \cdot 0,86^2/8 = 2,22 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

В приведенных вычислениях использован коэффициент перегрузки γ_{f2} для нагрузки от собственного веса, равный 1,05. Прогиб настила (с учетом распора) определяется по формуле (6.7):

$$f = 0,0137/(1+1,46) = 0,0056 \text{ м.}$$

Проверка прочности и жесткости настила производится по формулам (6.6):

$$\sigma = 187,82/0,008 + 0,9/10,67 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 107826 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2;$$

$$0,86/0,0056 = 153,6 > n_o = 150.$$

Таким образом, условия прочности и жесткости настила при толщине, равной 0,008 м, удовлетворяются.

Кроме приведенных расчетов, для настила, работающего на изгиб с распором, необходимо произвести расчет крепления настила к балкам или другим элементам, на которые он опирается. Как правило, это крепление выполняется на сварке. При этом необходимо учитывать, что распор, определенный выше, действует на ширине настила, равной 1 м.

6.3. Расчет балок настила и вспомогательных балок

Как уже указывалось выше, балки настила и вспомогательные балки рекомендуется проектировать из прокатных профилей — двутавров или швеллеров. Расчетная схема балок настила приведена на рис. 6.4. Расчет прокатных балок может выполняться как при упругой, так и при упруго-пластической работе металла, если удовлетворяются условия, приведенные в п. 4.3.2.

Подбор сечений прокатных балок осуществляется по сортаменту в зависимости от требуемых момента сопротивления и момента инерции, которые определяют, соответственно, из условия обеспечения прочности и

требуемой жесткости. При упругой работе металла требуемый момент сопротивления определяется по формуле:

$$W_{тр} = M_{max}/R_y. \quad (6.15)$$

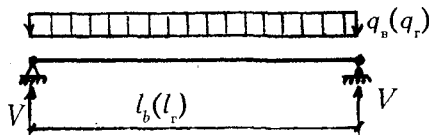


Рис. 6.4. Расчетная схема балок настила

То же при упруго-пластической работе металла:

$$W_{тр} = M_{max}/c_1 \cdot R_y, \quad (6.16)$$

где значение c_1 на этом этапе расчета может быть принято равным 1,1 как наиболее вероятное с последующим уточнением. Требуемый момент инерции определяется из формулы по вычислению прогиба:

$$J_{тр} = 5 \cdot q_{nb} \cdot l_b^3 \cdot n_0 / (384 \cdot E), \quad (6.17)$$

где q_{nb} — нормативная нагрузка на балку.

При определении M_{max} и q_{nb} в формулах 6.15, 6.16 и 6.17 нагрузка от собственного веса балки может быть учтена умножением известной части нагрузки на 1,03. По сортаменту принимается профиль, имеющий момент сопротивления и момент инерции не меньше требуемых. Затем осуществляется проверка прочности, общей устойчивости и жесткости принятого профиля, при этом нагрузка от собственного веса балки уточняется по сортаменту. Проверка прочности по нормальным напряжениям, направленным вдоль оси балки, производится по формуле (4.8) при упругой работе металла и по формуле (4.13) при упруго-пластической работе металла. Нормальные напряжения, направленные перпендикулярно оси балки, проверяются по формуле (4.10), а касательные напряжения по формуле (4.11). В точках отдельных сечений, где напряжения σ_x , σ_y и τ возникают одновременно, проверка прочности производится по приведенному напряжению (4.12), при этом все напряжения определяются от одних

и тех же нагрузок. Проверка общей устойчивости и жесткости балок осуществляется, соответственно, по формулам (4.19) и (4.22). Недоиспользование прочности металла принятого профиля должно быть наименьшим, насколько это позволяет используемый сортамент.

Пример 5. Расчет прокатных балок

Исходные данные: расчетная схема балки приведена на рис. 6.4; пролет балки l_b — 8 м, отношение пролета балки к прогибу n_0 — 250; на верхний пояс балки опирается настил, надежно с ним связанный. Другие исходные данные см. пример 2. Требуется подобрать сечения балки и произвести проверку прочности и жесткости.

Погонная нормативная нагрузка на балку:

$$q_{нв} = (q_n + g_{пн}) \cdot \alpha_1 \cdot l_n =$$

$$= (18 + 0,628) \cdot 1,03 \cdot 0,86 = 16,5 \text{ кН/м}$$

Погонная расчетная нагрузка на балку:

$$q_s = (q_n \cdot \gamma_{f1} + g_{пн} \cdot \gamma_{f2}) \cdot \alpha_1 \cdot l_n =$$

$$= (18 \cdot 1,3 + 0,628 \cdot 1,05) \cdot 1,03 \cdot 0,86 = 21,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Наибольший изгибающий момент:

$$M = 21,3 \cdot 8^2 / 8 = 170,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления определяется по формуле (6.15):

$$W_{тр} = 170,4 \cdot 1 / (1,1 \cdot 23 \cdot 10^4) = 740,87 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Требуемый момент инерции определяется по формуле (6.17):

$$I_{тр} = 5 \cdot 16,5 \cdot 8^3 \cdot 250 / (384 \cdot 2,06 \cdot 10^8) =$$

$$= 13350 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

По сортаменту принимается двутавр N36, имеющий следующие характеристики:

$$W=743 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3,$$

$$I = 13380 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4,$$

статический момент полусечения $S = 423 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$, толщина стенки

$$t_w = 7,5 \text{ мм, собственный вес двутавра } g_{nb} = 48,6 \text{ кг/м.}$$

Для проверки принятого сечения необходимо уточнить нагрузку и усилия с учетом собственного веса двутавра:

$$\begin{aligned} q_{nb} &= (q_n + g_{nn}) \cdot l_n + g_{nb} = \\ &= (18+0,628) \cdot 0,86+0,486 = 16,51 \text{ кН/м;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_s &= (q_n \cdot \gamma_{f1} + g_{nn} \cdot \gamma_{f2}) \cdot l_n + g_{nb} \cdot \gamma_{f2} = \\ &= (18 \cdot 1,3+0,628 \cdot 1,05) \cdot 0,86+0,486 \cdot 1,05 = 21,2 \text{ кН/м;} \end{aligned}$$

$$M = 21,2 \cdot 8^2/8=169,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Наибольшая поперечная сила (опорная реакция):

$$Q = 21,2 \cdot 8/2 = 84,8 \text{ кн.}$$

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\begin{aligned} \sigma &= M/W = 169,6/743 \cdot 10^{-6} = \\ &= 22,83 \cdot 10^4 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 23 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\begin{aligned} \tau &= Q \cdot S/I \cdot t_w = \\ &= 84,8 \cdot 423 \cdot 10^{-6}/13380 \cdot 10^{-8} \cdot 0,0075 = \end{aligned}$$

$$= 3,57 \cdot 10^4 < 0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 13,34 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$$

Прогиб балки принятого сечения определяется по формуле (4.21):

$$f = 1,32 \cdot 8^2 / 9,6 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 13380 \cdot 10^{-8} = 0,032 \text{ м,}$$

где $M_n = 16,5 \cdot 8^2 / 8 = 132,08 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Проверка жесткости: $l_b / f = 8,0 / 0,032 = 250 = n_0 = 250$.

Проверка общей устойчивости не требуется, т.к. на верхний (сжатый) пояс балки опирается жесткий настил, предотвращающий его горизонтальные перемещения.

6.4. Расчет главных (составных) балок

6.4.1. Компоновка сечений составных балок

Расчетная схема рассматриваемых балок приведена на рис. 6.4. В настоящем разделе приведена методика подбора сечений, которые образуются из трех листов: двух поясов (полок) и стенки (см. рис. 6.5). Вначале из условия обеспечения требуемой жесткости определяется наименьшая высота балки:

$$h_{\min} = 5 \cdot R_y \cdot l_r \cdot n_0 \cdot q_{\text{нр}} / (24 \cdot E \cdot q_r), \quad (6.18)$$

где $q_{\text{нр}}$, q_r — соответственно, нормативная и расчетная нагрузки на главную балку.

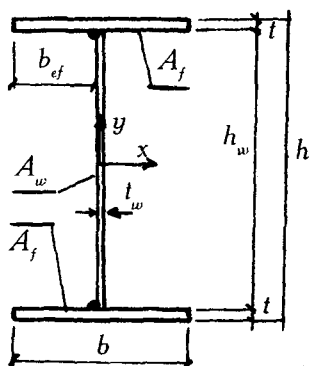


Рис. 6.5. Сечение составной балки

В формуле (6.18) использовано не только условие обеспечения требуемой жесткости, но и полное использование прочности металла $\sigma = R_y$. Применение балок с меньшей высотой не исключается, но при этом прочность металла может быть недоиспользована.

Далее определяется оптимальная высота балки из экономических требований. Эта задача может быть решена с использованием трех критериев: минимизация поперечного сечения, массы металла или стоимости. При этом должны быть учтены ограничения, вытекающие из условия обеспечения прочности балки:

$$\sigma = M/W \leq R_y; \quad \tau = Q \cdot S/J \cdot t_w \leq R_s, \quad (6.19)$$

общей устойчивости:

$$\sigma = M/\varphi_b \cdot W \leq R_y, \quad (6.20)$$

местной устойчивости полки и стенки:

$$b_{ef}/t \leq 0,5\sqrt{E/R_y}; \quad \sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c. \quad (6.21)$$

Кроме того, при назначении линейных размеров сечения следует учитывать возможные конструктивные и технологические ограничения. Например, из условия обеспечения устойчивости балок в процессе транспортировки и монтажа: $b \geq 0,2h$, из условия сварки: $t_w \leq t \leq 3t_w$ и $b_{ef} \geq 90 \dots 100$ мм. Последнее ограничение учитывается только при выполнении поясных швов сварочными тракторами (автоматами). Наиболее полное решение задачи получается, когда в качестве критерия оптимальности принимается стоимость балки «в деле», т.е. с учетом стоимости материалов и трудозатрат. Но процесс оптимизации при этом получается довольно сложным, и результат отыскивается, как правило, с использованием вычислительной техники [8, 9]. Наиболее простые решения получаются при использовании первого критерия и при учете только первого ограничения по прочности. Ниже приведены формулы по определению оптимальной высоты балки, полученные на основе упрощенного решения оптимизационной задачи:

$$h_{\text{опт}} = (5,5 \dots 6,5)\sqrt[3]{W_{\text{тр}}}; \quad h_{\text{опт}} = 1,25\sqrt[3]{W_{\text{тр}}}, \quad (6.22)$$

где $W_{\text{тр}}$ — требуемый момент сопротивления. В последнюю формулу момент сопротивления подставляется в см.

Следует отметить, что балки с высотой, определенной по формулам (6.22), могут лишь случайно иметь минимальную стоимость, т.к. при выводе этих формул не учитывались: трудоемкость изготовления, расход металла на опорные ребра и ребра жесткости и ограничения (6.20, 6.21).

Окончательная высота балки принимается близкой к $h_{\text{опт}}$. Если имеются технологические ограничения высоты балки, то их необходимо учитывать. Толщина стенки назначается из условия прочности балки при ее работе на срез:

$$t_w \geq 1,5 \cdot Q_{\text{max}} / R_s \cdot h \quad (6.23)$$

Как показывают проведенные исследования [8, 9], увеличение площади стенки $h \cdot t_w$ в 1,4...2 раза против определяемой по формуле (6.23) приводит к уменьшению общего расхода металла и трудозатрат, т.к. позволяет увеличить высоту балки и, следовательно, уменьшить расход металла на пояса и уменьшить количество ребер жесткости, необходимых для обеспечения местной устойчивости стенки.

Окончательное значение толщины стенки принимается с учетом сортамента листовой стали. Значение высоты стенки также назначается с учетом ширины листов по сортаменту и найденного значения $h_{\text{опт}}$. При этом должно удовлетворяться условие: $h/t_w \leq 6\sqrt{E/R_y}$, которое определяется областью применения второй формулы (6.21). Площадь поясов балки определяется из условия прочности:

$$A_f = W_{\text{тр}}/h - t_w \cdot h/6. \quad (6.24)$$

В формулах (6.23) и (6.24) в качестве h используется высота балки, найденная по формуле (6.22).

Линейные размеры поясов b и t назначаются, прежде всего, из условия обеспечения местной устойчивости: при упругой работе металла

$b_{ef}/t \leq 0,5\sqrt{E/R_y}$; при упруго-пластической — $b_{ef}/t \leq 0,11h_w/t_w$, но не

более $0,5\sqrt{E/R_y}$. Кроме того, следует учитывать возможные конструк-

тивные и технологические ограничения (см. выше) и размеры листов по сортаменту.

При использовании сталей повышенной и высокой прочности высота, определенная по формуле 6.22, довольно часто оказывается меньше высоты, определенной по формуле (6.18). В этом случае компоновку балок следует производить не из условий прочности, а из условия жесткости, используя требуемый момент инерции:

$$I_{mp} = 5 \cdot M_n \cdot l \cdot n_0 / 48 \cdot E \quad (6.25)$$

И вместо формул (6.22), (6.23) и (6.25) используются следующие выражения:

$$h = 2,28 \sqrt[4]{I_{тр} \cdot \sqrt{E/R}} \quad (6.22a)$$

$$t_w = h / 6 \sqrt{E/R_y} \quad (6.23a)$$

$$A_f = 2I_{тр} / h^2 - t_w \cdot h_w / 6 \quad (6.24a)$$

После окончания компоновки сечения составной балки определяются геометрические характеристики сечения и производится проверка прочности и общей устойчивости. При этом недонапряжение по нормальным напряжениям не должно превышать 5%.

Пример 6. Компоновка сечения составной балки.

Исходные данные: пролет балки: l_r — 12 м; нормативная погонная нагрузка (без учета собственного веса балки): $q_{nr} = 160$ кН/м; тоже расчетная: $q_r = 200$ кН/м; наибольшие усилия: $M_{max} = 3672$ кН · м, $Q_{max} = 1224$ кН*; предельное отношение пролета к прогибу балки: $n_0 = 400$; $R_y = 230$ МПа; $R_s = 133,4$ МПа; $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$; сварные поясные швы выполняются автоматом. Металл работает в упругой стадии, общая устойчивость обеспечивается конструктивными элементами. Тре-

*При определении усилий собственный вес балки учтен введением поправочного коэффициента равного 1.02.

буется определить размеры сечения (рис. 6.5) и проверить прочность принятого сечения балки. По формуле (6.18) определяется наименьшая высота балки:

$$h_{\min} = 5 \cdot 230 \cdot 10^3 \cdot 12 \cdot 400 \cdot 160 / \\ / 24 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 200 = 0,89 \text{ м.}$$

Требуемый момент сопротивления вычисляется по формуле (6.15):

$$W_{\text{тр}} = 3672 \cdot 0,95 / 230 \cdot 10^3 \cdot 1 = 15167 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

По последней формуле (6.22) определяется оптимальная высота:

$$h_{\text{опт}} = 1,25 \sqrt{15167} = 154 \text{ см.}$$

Толщина стенки вычисляется из формулы (6.23):

$$t_w = 1,5 \cdot 1224 \cdot 0,95 / 154 \cdot 13,34 = 0,85 \text{ см.}$$

Толщина стенки принимается равной 1 см. Исходя из сортамента, высота стенки принимается равной 1460 мм. Площадь пояса определяется по формуле (6.24):

$$A_f = 15167 / 154 - 1 \cdot 146 / 6 = 74,1 \text{ см}^2.$$

Учитывая требования по обеспечению местной устойчивости и условие устойчивости в процессе транспортировки и монтажа, принимаются следующие размеры полок: $b = 40$ см, $t = 2$ см. Геометрические характеристики подобранного сечения балки: $I = 1135505 \text{ см}^4$, $W = 15140 \text{ см}^3$, $S = 8584,5 \text{ см}^3$, $A = 306 \text{ см}^2$. Фактическая нагрузка от собственного веса балки:

$$g_{\text{нр}} = A \cdot 1 \cdot \gamma = 306 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 7850 = 240 \text{ кг/м} = 2,4 \text{ кН/м.}$$

Уточняется нагрузка на балку и усилия от нее:

$$q_{\text{нр}} = 162,4 \text{ кН/м, } q_f = 200 + 2,4 \cdot 1,05 = 202,5 \text{ кН/м,}$$

$$M_{\max} = 3645 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad Q_{\max} = 1215 \text{ кН}.$$

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\begin{aligned} \sigma &= M_{\max} / W = 3645 \cdot 10^2 / 15140 = \\ &= 24,07 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 1 / 0,95 = \\ &= 24,21 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Недонапряжение составляет:

$$(24,21 - 24,07) \cdot 100 / 24,21 = 0,58\% < 5\%.$$

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= Q_{\max} \cdot S / I \cdot t_w = 1215 \cdot 8584,5 / 1135504,6 \cdot 1 = \\ &= 9,2 < R_s \cdot \gamma_c / \gamma_n = 13,34 \cdot 1 / 0,95 = 14 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Проверка жесткости:

$$\begin{aligned} f &= 5 \cdot q_{\text{пр}} \cdot l_r^4 / 384 \cdot I \cdot E = \\ &= 5 \cdot 162,4 \cdot 12^4 / 384 \cdot 1135505 \cdot 10^{-8} \cdot 2,06 \cdot 10^8 = 0,019 \text{ м}; \\ l/f &= 12 / 0,019 = 631,6 > n_0 = 400. \end{aligned}$$

6.4.2. Изменение сечений составных балок

Изменение сечения делается с целью уменьшения расхода металла на балку. Изменение сечения возможно, если изгибающий момент имеет переменное значение. Как правило, в средней части пролета изгибающий момент имеет наибольшее значение, а у опор — наименьшее. Сечения балки можно изменить за счет варьирования высоты балки, изменения толщины стенки и пояса или за счет изменения ширины пояса. На практике наиболее часто используется последний вариант. Он проще в технологическом отношении и не требует каких-либо изменений в конструиро-

вании узлов сопряжений, например, при опоре на главные балки других конструктивных элементов. Изменение сечения балки увеличивает трудоемкость ее изготовления за счет роста количества сборочных деталей и объема сварочных работ. Поэтому изменение сечения должно быть экономически обоснованным. На рис. 6.6 показан пояс балки при количестве изменений сечения, равном двум.

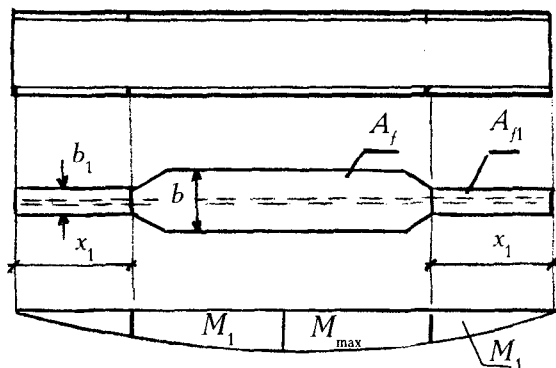


Рис. 6.6. Изменение сечения балки

Основным вопросом при решении данной задачи является определение места изменения сечения, ординаты x_1 (рис. 6.6). За критерий оптимальности решения принимается наибольший объем сэкономленного металла, который можно представить в виде:

$$V_1 = 4 \cdot (A_f - A_{f1}) \cdot x, \quad (6.26)$$

где x — расстояние от опоры до места изменения сечения; A_f, A_{f1} — соответственно площадь пояса балки в средней и крайних частях балки.

Подставив в полученную функцию выражение (6.24), где требуемые моменты сопротивления определены через M_{\max} и M_1 , получим развернутую функцию объема сэкономленного металла:

$$V_1 = (M_{\max} - M_1) \cdot x / R_y \cdot h_w. \quad (6.27)$$

При равномерной нагрузке: $M_{\max} = q \cdot l^2 / 8$; $M_1 = q \cdot (l - x) \cdot x / 2$. Подставив приведенные выражения в (6.27), вычислив первую производ-

нулю и приравняв ее к нулю, после некоторых алгебраических преобразований получим квадратное уравнение:

$$1,5 \cdot x^2 - lx + l^2/8 = 0, \quad (6.28)$$

откуда $x = l/6$. Для сосредоточенной нагрузки, приложенной в центре пролета $x = l/4$. Следует отметить, что ордината x определена только из условия прочности. В общем же случае изменение сечения балки ухудшает условия обеспечения местной устойчивости стенки (об этом будет сказано ниже) и может привести к уменьшению высоты балки или к увеличению толщины стенки, что, в свою очередь, может привести к увеличению расхода металла на балку. Решение задачи изменения сечения балки с учетом обеспечения местной устойчивости стенки в данной работе не рассматривается.

Конструктивное решение места изменения сечения балки представлено на рис. 6.7. Вариант на рис. 6.7 б используется если прочность стыкового шва по варианту на рис. 6.7 а не обеспечивается. Расчет стыкового шва производится на усилие:

$$N_1 = M_1 \cdot I_{1f} / I_1 \cdot (h - t), \quad (6.29)$$

где I_1, I_{1f} — соответственно момент инерции всего измененного сечения и поясов в этом же сечении. Кроме проверки прочности стыкового шва в измененном сечении проверяется прочность по нормальным и касательным напряжениям и по приведенному напряжению.

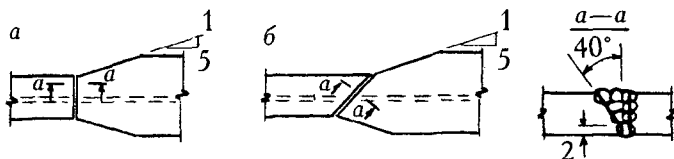


Рис. 6.7. Конструктивное оформление мест изменения сечения балки

Пример 7. Изменение сечения составной балки.

Исходные данные: см. пример 6.

При равномерно распределенной нагрузке изменение сечения делается на расстоянии $1/6$ пролета от опоры, т.е. 2 м.

Усилия в балке в этом месте: $M_1 = 2025 \text{ кн} \cdot \text{м}$, $Q_1 = 810 \text{ кн}$.
Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр1}} = 2025 \cdot 0,95 / 230 \cdot 10^3 \cdot 1 = 8364 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Площадь пояса в измененном сечении определяется по формуле (6.24):

$$A_{f1} = 8364 / 148 - 1 \cdot 146 / 6 = 32,18 \text{ см}^2.$$

Тогда ширина полки в измененном сечении: $b_1 = A_{f1} / t = 32,18 / 2 = 16,09 \text{ см}$. Учитывая, что поясные швы выполняются сварочным трактором, ширина полки должна быть не меньше 18 см. Геометрические характеристики измененного сечения:

$$I_1 = 653616 \text{ см}^4, W_1 = 8714,88 \text{ см}^3, S_1 = 5328 \text{ см}^3,$$

статический момент полки: $S_{1f} = 2664 \text{ см}^3$,

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\begin{aligned} \sigma &= M_1 / W_1 = 2025 \cdot 102 / 8714,88 = \\ &= 23,24 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24,21 \text{ кн/см}^2. \end{aligned}$$

Проверка прочности на опоре по касательным напряжениям:

$$\begin{aligned} \tau_{\text{max}} &= Q_{\text{max}} \cdot S_k / I_1 \cdot t_w = \\ &= 1215 \cdot 5328 / 653616 \cdot 1 = 9,9 < R_s \cdot \gamma_c / \gamma_n = 14 \text{ кн/см}^2. \end{aligned}$$

Проверка прочности по приведенным напряжениям по формуле (4.12) в месте изменения сечения балки в точках сопряжения полок со стенкой:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{пр}} &= \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{22,61^2 + 3 \cdot 3,3^2} = \\ &= 23,2 < 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 27,84 \text{ кн/см}^2 \end{aligned}$$

где σ_1 и τ_1 определены по формулам:

$$\sigma_1 = M_1 \cdot h_w / W_1 \cdot h; \quad \tau_1 = Q_1 \cdot S_{1f} / I_1 \cdot t_w$$

Уменьшение сечения на части длины балки влечет за собой увеличение прогиба. При уменьшении сечения на приопорных участках длиной $l/6$ прогиб в центре пролета равен:

$$f_1 = f / (0,05 I_1 / I + 0,95) =$$

$$= 0,019 / (0,05 \cdot 653616 / 1135505 + 0,95) = 0,0194 \text{ м,}$$

где f — прогиб для балки с постоянным сечением ($I_1 = I$).

6.4.3. Расчет соединения пояса со стенкой

Сварные швы, соединяющие пояса со стенкой, могут быть двусторонние (рис. 4.3) и односторонние (рис. 6.5). Второй вариант является более экономичным, однако применение односторонних поясных швов ухудшает работу составных балок, поэтому их использование не допускается в конструкциях, эксплуатируемых в тяжелых условиях: в средние и сильноагрессивных средах, при температуре ниже -40°C и при динамических воздействиях. Кроме того, в балках с односторонними поясными швами должны выполняться следующие требования: металл работает только в упругой стадии, нагрузка приложена симметрично относительно стенки, в местах приложения сосредоточенных сил установлены ребра жесткости (о ребрах жесткости см. ниже), а общая устойчивость балки обеспечена конструктивными элементами (см. п. 4.2.3).

Поясные швы рассчитываются на воздействие касательных напряжений в месте сопряжения пояса со стенкой, которые определяются по формуле (4.11) с использованием статического момента пояса S_f . Используя формулу (5.16), можно определить наименьшее значение катета поясных швов из условия прочности:

$$k_f = Q \cdot S_f / (n \cdot I \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}), \quad (6.30)$$

где $n = 2$ при двусторонних поясных швах и $n = 1$ — при односторонних.

При наличии местных напряжений в стенке балки, определяемых по формуле (4.10), поясные швы могут быть только двусторонними, катет которых определяется по равнодействующему напряжению:

$$k_f = \frac{\sqrt{(Q \cdot S_f / l)^2 + (F / l_{f1})^2}}{2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} \quad (6.31)$$

Поясные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, считаются равнопрочными с основным металлом и не требуют расчета.

Пример 8. Расчет соединения полок со стенкой

Исходные данные: поясные швы двусторонние и выполняются сварочным трактором под слоем флюса сварочной проволокой св-08А диаметром 2 мм. Местные напряжения в стенке балки отсутствуют. Другие исходные данные см. примеры 4, 5. Требуется определить катет сварного шва.

По табл. 56 расчетное и нормативное сопротивление металла сварного шва, соответственно, равны: $R_{wf} = 180$ МПа, $R_{wzn} = 410$ МПа. Расчетное сопротивление металла по границе сплавления:

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{wn} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа,}$$

где R_{wn} — нормативное сопротивление основного металла, определяемое по табл. 51. Согласно п. 11.2 в [1] $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$. Наибольшее возможное значение катета шва:

$$K_{fmax} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм.}$$

Наименьшее возможное значение катета шва: $K_{fmin} = 6$ мм (см. табл. 38). Значения коэффициентов: $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (см. табл. 34). Используемые выше таблицы приведены в [1]. Наименьшие значения катета из условия прочности получается при расчете по сечению шва. По формуле (6.30):

$$k_f = 1215 \cdot 2664 \cdot 0,95/2 \cdot 653616 \times \\ \times 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 = 0,29 \text{ см.}$$

Окончательное значение катета принимается равным 6 мм.

6.4.4. Расчет опорных частей балок

Конструктивные решения опорных частей балок представлены на рис. 6.8. По первому варианту (рис. 6.8 а) опорное ребро приваривается к торцу балки. Для фиксации места передачи нагрузки опорное ребро выступает за вертикальные габариты балки на величину a . Значение этого параметра рекомендуется принимать не более $1,5 \cdot t_p$. В этом случае прочность опорного ребра проверяется на смятие, в противном случае — на сжатие (расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности, как известно, примерно в 1,4 раза превышает расчетное сопротивление сжатию). Для равномерного распределения давления по сечению опорного ребра его рабочий торец рекомендуется строгать.

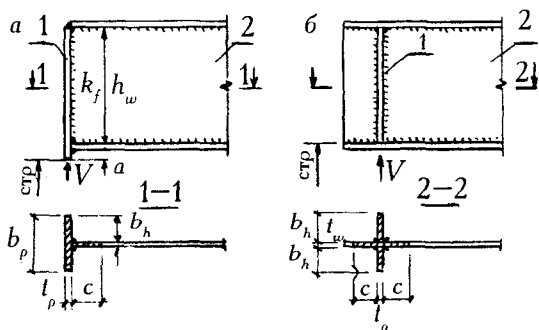


Рис. 6.8. Опорные части балок

По второму варианту конструктивного решения (рис. 6.8 б) опорные ребра устанавливаются на некотором расстоянии от торца. Здесь также рекомендуется нижний торец опорных ребер строгать. Однако при втором конструктивном варианте можно обойтись без строжки, в этом случае опорное давление будет передаваться через нижние сварные швы.

Требуемая площадь сечения опорного ребра определяется по формуле:

$$A_{\text{тр}} \geq V / R_{\rho}, \quad (6.32)$$

где V — опорная реакция; R_{ρ} — расчетное сопротивление смятию.

При назначении линейных размеров опорного ребра (b_p , b_h , t_p) следует предварительно руководствоваться конструктивным требованием:

$$b_h \geq h_w/30 + 40 \text{ мм} \quad (6.33)$$

и требованием по обеспечению местной устойчивости:

$$b_h \leq 0,5 \cdot t_p \cdot \sqrt{E/R_y} \quad (6.34)$$

Рекомендуется ширину опорного ребра увязывать с шириной полки балки — принимать одинаковой или не слишком отличающейся.

Опорная часть балки проверяется на общую устойчивость из плоскости стенки как центрально-сжатый элемент. За расчетную длину при этом принимается высота стенки (h_w), а в расчетное сечение включается сечение опорного ребра и часть стенки шириной, равной $0,65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны опорного ребра (на рис. 6.8 расчетные сечения заштрихованы).

Проверка местной устойчивости осуществляется по формуле:

$$b_h/t_p \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y}, \quad (6.35)$$

где $\bar{\lambda}$ — условная гибкость ($\bar{\lambda} = h_w \cdot \sqrt{R_y/E} / i$).

Катет сварных швов, прикрепляющих опорные ребра, принимается в интервале: $k_{f\min} \dots k_{f\max}$. При этом, требуемая по расчету длина шва должна быть не больше высоты стенки и не больше предельно допустимой длины:

$$h_w - 1 \text{ см} \geq l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f, \quad (6.36)$$

где $l_w = V \cdot \gamma_n / (n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c)$; $n = 2$ для первого конструктивного варианта и $n = 4$ для второго.

Если проверка по формуле (6.36) окажется неудовлетворительной, то следует увеличить катет шва.

Пример 9. Расчет опорной части балки

Исходные данные: конструктивное решение опорной части приведено на рис. 6.8 а. Опорная реакция: $V = 1215$ кн. Расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности: $R_p = 336$ МПа. Сварка выполняется полуавтоматом, сварочной

проволокой Св — 08Г2С в среде углекислого газа. Другие исходные данные см. примеры 4, 5. Требуется определить размеры опорного ребра, проверить устойчивость опорной части и рассчитать катет сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке.

Требуемая площадь сечения опорного ребра определяется по формуле (6.32):

$$A_{\text{тр}} = 1215 \cdot 0,95 / 33,6 \cdot 1 = 34,35 \text{ см}^2,$$

Из формулы (6.34):

$$b_p = \sqrt{34,35 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23}} = 32 \text{ см}$$

Учитывая, что ширина пояса балки у опоры равна 18 см (см. пример 5), ширина опорного ребра также принимается равной 18 см. Тогда

$$t_p = A_{\text{тр}} / b_p = 34,35 / 18 = 1,9 \text{ см.}$$

Толщина принимается равной 2 см. Геометрические характеристики опорной части: $A = 55,45 \text{ см}^2$; $I = 972 \text{ см}^4$; $i = 4,18 \text{ см}$; $\lambda = 35$; $\bar{\lambda} = 1,17$.

По табл. 72 в [1] $\varphi = 0,915$. Проверка общей устойчивости опорной части:

$$\sigma = V / \varphi \cdot A = 1215 / 0,915 \cdot 55,45 =$$

$$= 23,95 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24,21 \text{ кН/см}^2$$

Проверка местной устойчивости опорного ребра производится по формуле (6.35):

$$b_h / t_p = 8,5 / 2 =$$

$$= 4,25 < (0,36 + 0,1 \cdot 1,17 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23}) = 14,3.$$

Для указанного выше способа сварки и для толщин 20 и 10 мм параметры шва будут иметь следующие значения:

$K_{f_{\max}}=12$ мм; $K_{f_{\min}}=6$ мм; $\beta_f=0,9$, $\beta_z=1,05$, $R_{wf}=21,5$ кн/см², $R_{wz}=16,2$ кн/см², $\gamma_{mf}=\gamma_{mz}=1$. Ссылки на таблицы, приведены в примере 6. Расчет ведется по границе сплавления, т.к. $b_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf} = 19,35 > \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot R_{wz} = 17,01$ кн/см². Катет шва принимается равным 7 мм, тогда требуемая расчетная длина сварного шва будет равна:

$$l_{\text{штр}} = V \cdot \gamma_n / 2\beta_z \cdot K_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c =$$

$$= 1215 \cdot 0,95 / 2 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1 = 48,47 \text{ см.}$$

Проверка длины сварного шва по формуле (6.36):

$$h_w - 1 \text{ см} = 146 - 1 = 145 > l_{\text{штр}} =$$

$$= 48,47 < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55 \text{ см.}$$

6.4.5. Проверка местной устойчивости стенки балок

Стенки балок укрепляются ребрами жесткости (рис. 6.9), если условная гибкость стенки ($\bar{\lambda}_w$) превышает 3,2 или 2,2 соответственно при отсутствии и наличии подвижной нагрузки. Условная гибкость стенки определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = h_w \sqrt{R_y / E} / t_w \quad (6.37)$$

Кроме того, ребра жесткости ставятся, как было отмечено выше, в местах приложения сосредоточенных сил. Расстояние между ребрами жесткости a должно быть не более $2h_w$, если $\bar{\lambda} > 3,2$ и не более $2,5 h_w$, если $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$. Шаг ребер жесткости рекомендуется увязывать с расположением сосредоточенных нагрузок на балку. Ребра жесткости могут быть двусторонние и односторонние (рис. 6.9, разрез 1—1, 1-й и 2-й варианты). Односторонние ребра жесткости допускается использовать только при статической нагрузке. Ширина двусторонних ребер жесткости b_h назначается конструктивно по формуле (6.33), а односторонних по формуле (6.38):

$$b_h = h_w / 24 + 50 \text{ мм.} \quad (6.38)$$

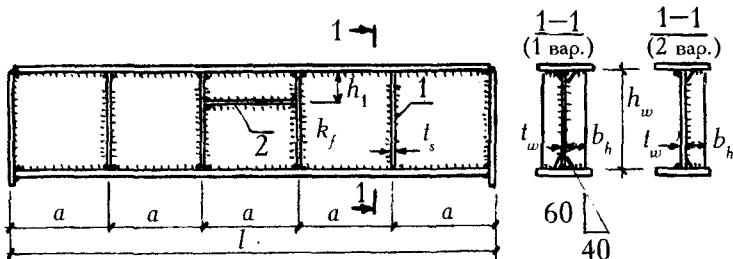


Рис. 6.9. Укрепление стенки балки ребрами жесткости:
1, 2 — поперечные и продольные ребра жесткости

Толщина ребер жесткости t_s определяется из условия обеспечения местной устойчивости:

$$t_s \geq 2b_h \cdot \sqrt{R_y / E} \quad (6.39)$$

Прикрепление ребер жесткости к стенке может осуществляться как односторонними, так и двусторонними сварными швами (условия применения односторонних швов см. п.п. 6.4.3). Катет сварных швов принимается без расчета, как правило, равным минимально допустимому значению. Для пропуска поясных швов в ребрах жесткости делаются вырезы размером 40×60 мм. Ребра жесткости под сосредоточенными силами рассчитываются как центрально-сжатые элементы (см. расчет опорных ребер п.п. 6.4.2), если они двусторонние, и как внецентренно-сжатые элементы, если они односторонние. При этом в расчетное сечение включается часть стенки шириной $0,65 \cdot t_w \sqrt{E / R_y}$ с каждой стороны ребра (рис. 6.8, разрез 2—2).

Проверка местной устойчивости стенки балок сводится к проверке местной устойчивости пластинок (отсеков), заключенных между поясами и ребрами жесткости. При проверке местной устойчивости должны учитываться все компоненты напряженного состояния стенки: нормальные напряжения вдоль оси балки σ_x , нормальные напряжения перпендикулярные оси балки σ_y и касательные напряжения τ . Проверочная формула имеет следующий вид:

$$\sqrt{(\sigma_x / \sigma_{xcr} + \sigma_y / \sigma_{ycr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (6.40)$$

где σ_x — среднее значение напряжений вдоль наиболее сжатой, как правило, верхней кромки отсека; σ_y — сжимающее напряжение от местного давления, определяемое по формуле (4.10); τ — среднее значение касательных напряжений в пределах проверяемого отсека (касательные напряжения здесь определяются по упрощенной формуле (4.17)). Если длина отсека a превышает высоту стенки h_w , то значения σ_x и τ определяются для наиболее напряженной части отсека длиной, равной h_w ; σ_{xcr} , σ_{ycr} , τ_{cr} — соответствующие критические напряжения.

Критическое касательное напряжение определяется по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2) \cdot R_s / \bar{\lambda}_{ef}^2,$$

где

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{R_y / E}, \quad (6.41)$$

μ — отношение большей стороны отсека к меньшей; d — меньшая сторона отсека.

При определении нормальных критических напряжений различают три случая. Первый случай, когда $a/h_w \leq 0,8$. Значения критических напряжений определяются по формулам:

$$\sigma_{xcr} = c_{cr} \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2; \quad (6.42)$$

$$\sigma_{ycr} = c_1 \cdot R_y / \bar{\lambda}_a^2 \quad (6.43)$$

где $\bar{\lambda}_a$ — условная гибкость: $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{R_y / E}$

Коэффициент c_{cr} определяется в зависимости от соотношения геометрических размеров сечения и условий работы сжатого пояса балки. Следует отметить, что значения c_{cr} , и, следовательно, критического напряжения σ_{xcr} не зависят от расстояния между ребрами жесткости. Связано это с тем, что потеря местной устойчивости от нормальных напряжений σ_x проявляется в виде «волн», идущих вдоль оси балки и ребра жесткости не

препятствуют образованию этих «волн». Коэффициент c_1 определяется в зависимости не только от геометрических размеров сечения балки, но и от соотношения размеров отсека. Значения критических напряжений $\sigma_{y_{cr}}$ с уменьшением расстояния между ребрами жесткости увеличиваются.

Второй случай: $a/h_w > 0,8$; $\sigma_y/\sigma_x > [\sigma_y/\sigma_x]$, где $[\sigma_y/\sigma_x]$ — предельное отношение, приведенное в [1] в зависимости от геометрических размеров сечения балки и соотношения размеров отсека. Указанная величина определяет отношение нормальных напряжений, при котором вероятность потери местной устойчивости от напряжений параллельных и перпендикулярных оси балки одинакова. Если фактическое отношение нормальных напряжений больше предельного (рассматриваемый случай), то вначале произойдет потеря местной устойчивости в направлении, перпендикулярном оси балки. Для второго случая $\sigma_{y_{cr}}$ определяется по формуле (6.43), а $\sigma_{x_{cr}}$ по формуле (6.42), но с подстановкой коэффициента c_2 , который больше коэффициента c_{cr} . Это связано с тем, что после потери местной устойчивости в направлении, перпендикулярном оси балки, сечение, на которое действуют напряжения σ_x , превращается из прямоугольного в криволинейное с соответствующим увеличением геометрических характеристик (момента инерции и радиуса инерции), оказывающих положительное влияние на устойчивость отсека.

Третий случай: $a/h_w > 0,8$, $\sigma_y/\sigma_x \leq [\sigma_y/\sigma_x]$. При таком соотношении нормальных напряжений вначале произойдет потеря местной устойчивости в направлении, параллельном оси балки, и только потом — в направлении, перпендикулярном оси балки. Поэтому критическое напряжение в направлении оси балки определяется как для прямоугольного сечения по формуле (6.42), а в направлении, перпендикулярном оси балки, как для криволинейного сечения по формуле (6.43), но с подстановкой $a/2$ вместо a при определении значения коэффициента c_1 и условной гибкости $\bar{\lambda}_a$.

Выбор отсека для проверки местной устойчивости зависит от распределения напряжений по длине балки — значение выражения под знаком радикала в формуле (6.40) должно быть наибольшим. При наличии изменений сечения балки проверяемым отсеком, как правило, является отсек, где происходит изменение сечения, т.к. именно в этом отсеке нормальные и касательные напряжения имеют значения близкие к наибольшим.

Если металл стенки работает в упруго-пластической стадии, то проверка местной устойчивости отсека производится по другой формуле:

$$M \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w (A_f/A_w + \alpha), \quad (6.44)$$

где M — среднее значение изгибающего момента в пределах отсека;

$$\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2 \quad (6.45)$$

Использование формулы (6.44) допускается при: $\sigma_y = 0$, и $\tau \leq 0,9R_s$; $A_f/A_w \geq 0,25$; $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$.

Если проверка местной устойчивости оказывается неудовлетворительной, то возможны три варианта повышения несущей способности: уменьшить расстояние между ребрами жесткости, увеличить толщину стенки, поставить в отсеке продольное ребро (рис. 6.9). В третьем варианте продольное ребро жесткости устанавливается в сжатой зоне стенки на расстоянии $(0,2 \dots 0,3) \cdot h_w$ от сжатого пояса балки. При этом момент инерции сечения продольного ребра жесткости должен находиться в пределах $(1,5 \dots 2,7) \cdot h_w \cdot t_w^3$, Расчетная ширина отсека в случае использования третьего варианта равна расстоянию от сжатого пояса балки до продольного ребра жесткости. Выбор способа усиления стенки балки зависит от напряжения, которое оказывает решающее влияние при использовании проверочной формулы. При этом следует отметить, что в случае использования продольного ребра применяются другие проверочные формулы, которые в настоящей работе не рассматриваются (см [1]).

Проверка местной устойчивости стенки балки не требуется, если $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ при $\sigma_y = 0$ и двусторонних поясных швах; если $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ при $\sigma_y = 0$ и односторонних поясных швах, если $\bar{\lambda}_w \leq 2,5$ при $\sigma_y \neq 0$,

Пример 10. Проверка местной устойчивости стенки

Исходные данные: шаг балок настила, опирающихся на рассматриваемую балку — 860 мм. Подвижная нагрузка отсутствует. Изменение сечения балки происходит на расстоянии 2 м от опоры. Другие исходные данные см. примеры 4, 5. Требуется произвести расстановку поперечных ребер жесткости, определить их размеры и проверить местную устойчивость стенки.

Условная гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = 146 / 1 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 4,88$$

Т.к. условная гибкость превышает 3,2, то следует стенку укреплять ребрами жесткости, при этом шаг ребер жесткости не должен превышать $2h_w$. Учитывая шаг балок настила, расстояние между ребрами жесткости принимается равным 2580 мм, кроме крайних отсеков, где это расстояние, исходя из пролета балки (12 м), принимается равным 2130 мм. Ребра жесткости назначаются двусторонними с размерами, определяемыми по формуле (6.33) и (6.39):

$$b_h \geq 1460/30 + 40 = 88,67 \text{ мм,}$$

принимается $b_h = 90$ мм,

$$t_s \geq 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 6 \text{ мм.}$$

Проверка местной устойчивости производится по формуле (6.40) при $\sigma_y = 0$.

Для проверки выбирается крайний отсек, т.к. здесь происходит изменение сечения (проверяемый отсек приведен на рис. 6.10). В связи с тем, что длина отсека превышает высоту стенки, для определения нормальных и касательных напряжений выбирается наиболее напряженная часть отсека длиной, равной 1460 мм (на рис. 6.10 эта часть заштрихована). Среднее нормальное напряжение:

$$\sigma_x = [(M_3 + M_1) \cdot a_1 / 2W + (M_1 + M_2) \cdot a_2 / 2W_1] / h =$$

$$= [(212859 + 202500) \cdot 13 / 2 \cdot 15140 +$$

$$+ (202500 + 76860) \cdot 133 / 2 \cdot 8714,88] / 150 = 15,4 \text{ кн/см}^2.$$

При определении σ_x использованы изгибающие моменты по краям проверяемой части отсека M_2 , M_3 и в месте изменения сечения M_1 , а также длины участков a_1 и a_2 с различными моментами сопротивления: W и W_1 . Средние касательные напряжения:

$$\tau = (Q_2 + Q_3) / 2h_w \cdot t_w =$$

$$= (1079 + 747) / 2 \cdot 146 \cdot 1 = 6,25 \text{ кн/см}^2$$

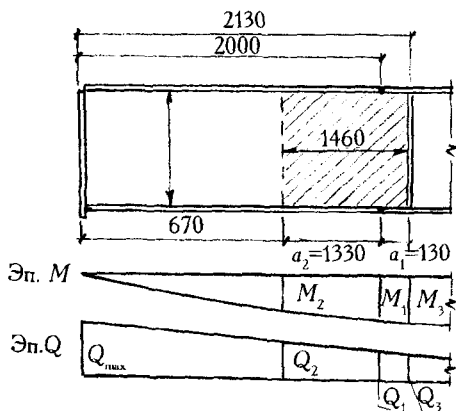


Рис. 6.10. Проверяемый отсек (к примеру 10)

Критическое нормальное напряжение определяется по формуле (6.42):

$$\sigma_{cr} = 30 \cdot 23 / 4,88^2 = 30 \text{ кн/см}^2,$$

где коэффициент c_{cr} определяется по табл. 21 в [1] в зависимости от параметра δ , который, в свою очередь, определяется по формуле (77) в [1]:

$$\delta = \beta \cdot b_1 \cdot t^3 / h_w \cdot t_w^3 = 0,8 \cdot 18 \cdot 2^3 / 146 \cdot 1^3 = 0,79.$$

При определении параметра δ используется ширина полки в месте изменения сечения. Критическое касательное напряжение определяется по формуле (6.41):

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76 / 1,46^2) \cdot 13,34 / 4,88^2 = 7,83.$$

Проверка местной устойчивости стенки:

$$\sqrt{(15,4 / 30)^2 + (6,25 / 7,83)^2} = 0,95 < \gamma_c = 1$$

6.5. Бистальные балки

Наибольшая эффективность применения высокопрочных сталей достигается в растянутых элементах и наименьшая — в сжатых элементах. Это связано с тем, что несущая способность сжатых элементов определяется в большинстве случаев устойчивостью, когда предельные (критические) напряжения не зависят от прочности металла (см. формулу 4.3). Проблема устойчивости в изгибаемых элементах проявляется дважды: в виде общей устойчивости всей балки и местной устойчивости поясов и стенки. Общая устойчивость балки может быть обеспечена конструктивными элементами, опирающимися на сжатый пояс балки, т.е. без увеличения расхода металла. Местная устойчивость сжатого пояса может быть обеспечена за счет соответствующего отношения свеса пояса к его толщине, т.е. тоже без увеличения расхода металла. Решить таким же образом местную устойчивость стенки не удастся, поэтому использование высокопрочных сталей для стенки является, как правило, нецелесообразным. На основе вышеприведенных рассуждений и появились бистальные балки, где пояса изготавливаются из высокопрочных сталей, а стенка — из стали обычной прочности.

Особенностью работы бистальных балок является развитие пластических деформаций в стенке при работе поясов балки в упругой стадии. На рис. 6.11 приведены эпюры относительных деформаций в сечении бистальной балки и эпюра нормальных напряжений. На указанном рисунке σ_{yw} — предел текучести металла стенки. Расчет бистальных балок основан на двух критериях:

1. Напряжения в поясах не должны превышать расчетного сопротивления: $\sigma \leq R_{yf}$, при этом критерии пояса работают только в упругой стадии, а значения пластических деформаций в стенке не ограничиваются.

2. Значения относительных пластических деформаций в стенке не должны превышать предельных значений: $\epsilon_w \leq \epsilon_{lim}$. При этом критерии пластические деформации могут быть не только в стенке, но и в поясах.

В зависимости от расчетного критерия и значений предельных пластических деформаций бистальные балки распределяются по четырем группам. К первой группе относятся подкрановые балки под краны лег-

кого и среднего режимов работы (группа режимов работы 1К...5К), а также бистальные балки с поясами из стали класса С590. Ко второй группе относятся балки, непосредственно воспринимающие подвижные и вибрационные нагрузки (за исключением тех, которые относятся к первой группе). Для второй группы $\epsilon_{lim} = 0,1\%$. К третьей группе относятся балки, воспринимающие статические нагрузки. Для этой группы $\epsilon_{lim} = 0,2\%$. К четвертой группе относятся балки, также воспринимающие статические нагрузки и общая устойчивость которых обеспечивается конструктивно (см. п. 4.3.3). Кроме того, в этих балках не должно быть местных давлений $\sigma_{loc} = 0$ и продольных ребер жесткости, а изгибающий момент может достигать наибольшего значения только в одном сечении. Для четвертой группы $\epsilon_{lim} = 0,4\%$.

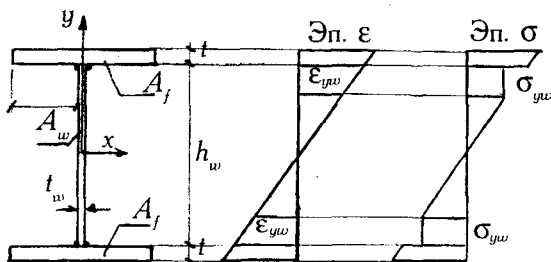


Рис. 6.11. Распределение деформаций и напряжений в бистальной балке

Расчет бистальных балок всех групп выполняется по формулам: при изгибе в одной плоскости:

$$M_x / c_x \cdot W_x \leq R_{yf}, \quad (6.46)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$M_x / c_x \cdot W_x + M_y / c_y \cdot W_y \leq R_{yf}, \quad (6.47)$$

где R_{yf} — расчетное сопротивление металла поясов; для стали класса С590 $R_{yf} = R_u / 1,3$, для остальных сталей $R_{yf} = R_y$. Коэффициенты c_x и c_y определяются по таблицам 6.1 и 6.2. Для третьей группы конструкций коэффициенты c_x определяются по интерполяции. Значения коэффициентов c_x даны для двутаврового сечения с двумя осями симметрии.

Значения коэффициентов «с_х» с увеличением прочности металла поясов R_{yf} уменьшаются. Это сделано с целью ограничения пластических деформаций в стенке балки.

Таблица 6.1

R_{yw} , МПа	R_{yf} , МПа	Коэффициент s_x для групп конструкций											
		1				2				4			
		При A/A_w равных											
		0,25	0,5	1	2	0,25	0,5	1	1	0,25	0,5	1	2
230	300	0,97	0,98	0,99	0,99	1,02	1,01	1,01	1,0	1,05	1,03	1,02	1,01
	330	0,95	0,97	0,98	0,99	0,98	0,99	0,99	1,0	1,01	1,01	1,01	1,0
	370	0,93	0,96	0,97	0,99	0,94	0,96	0,98	0,99	0,97	0,98	0,99	0,99
	400	0,91	0,94	0,97	0,98	0,91	0,94	0,97	0,98	0,94	0,96	0,98	0,99
260	330	0,98	0,98	0,99	1,0	1,02	1,02	1,01	1,0	1,06	1,04	1,02	1,01
	370	0,95	0,97	0,98	0,99	0,98	0,99	0,99	0,99	1,01	1,01	1,0	1,0
	400	0,93	0,96	0,98	0,99	0,95	0,97	0,98	0,99	0,98	0,99	0,99	1,0
	455	0,9	0,94	0,97	0,98	—	—	—	—	—	—	—	—

В таблице 6.1 R_{yw} — расчетное сопротивление металла стенки

Таблица 6.2

Группа конструкций	Коэффициенты s_y при R_{yf} (МПа) равных:				
	300	330	370	400	455
1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2	1,33	1,31	1,3	1,28	1,0
3	1,41	1,4	1,39	1,38	1,0
4	1,47	1,46	1,45	1,44	1,0

Проверка выносливости, жесткости и общей устойчивости бистальных балок выполняется как для обычных изгибаемых конструкций. При расчете на выносливость в качестве расчетного сопротивления принимается R_{yf} или R_{yw} в зависимости от расположения проверяемой точки сечения: в поясе или в стенке. При проверке жесткости предполагается только упругая работа металла, т.е. в проверочной формуле по определению прогиба используется модуль деформаций, равный модулю упругости. В

формулах по проверке общей устойчивости бистальной балки используется расчетное сопротивление металла поясов. Проверка местной устойчивости поясов производится в предположении только упругой работы металла:

для балок, относящихся к 1-й группе конструкций:

$$b_{ef}/t \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}$$

для балок, относящихся к 2, 3 и 4-й группам:

$$b_{ef}/t \leq 0,35 \sqrt{E/R_y}.$$

Местная устойчивость стенки проверяется с учетом упруго-пластической работы металла:

$$M = R_{yf} \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w (A_f/A_w + \alpha \cdot R_{yw}/R_{yf}), \quad (6.48)$$

где параметр α определяется по формуле (6.45) с заменой множителя 0,15 на 0,45. Условия применимости формулы (6.48) те же, что и формулы (6.44), за исключением касательного напряжения, которое должно быть не более половины расчетного сопротивления сдвигу металла стенки. Если напряжения в проверяемом отсеке стенки не превышают расчетного сопротивления R_{yw} , то проверка местной устойчивости выполняется как для обычной балки по формуле (6.40). Конструирование и расчет опорных частей бистальных балок, а также расчет соединения поясов со стенкой выполняются по аналогии с обычными балками. При этом сварочные материалы принимаются по стали поясов.

6.6. Балки с перфорированной стенкой

Как правило, заготовки для образования перфорированных балок получают из прокатных двутавров при разрезании их по ломанной линии (рис. 6.12). В дальнейшем заготовки смещаются на полуволну линии среза относительно друг друга и соединяются между собой стыковыми сварными швами. В результате получается перфорированная балка, высота сечения которой значительно превышает высоту исходного двутавра и, следовательно, геометрические характеристики полученной балки суще-

на все сечения балки, и местный изгибающий момент M_M , действующий в верхней и нижней части сечения в месте расположения выреза стенки. Эпюры нормальных напряжений от указанных моментов приведены на рис. 6.13 и обозначены соответственно σ и σ_M . Нормальные напряжения проверяются в точках 1, 2, 3, 4 (рис. 6.13).

$$\text{В точке 1:} \quad \sigma = M \cdot h_1/I_x + M_{1M}/W_{1\max} < R_{y1}, \quad (6.50)$$

$$\text{В точке 2:} \quad \sigma = M \cdot h_2/I_x + M_{2M}/W_{2\max} < R_{y1}, \quad (6.51)$$

$$\text{В точке 3:} \quad \sigma = M \cdot d_1/I_x + M_{1M}/W_{1\min} < R_{u1}, \quad (6.52)$$

$$\text{В точке 4:} \quad \sigma = M \cdot d_2/I_x + M_{2M}/W_{2\min} < R_{u2}. \quad (6.53)$$

где I_x — момент инерции сечения балки с учетом выреза стенки; M_{1M} , M_{2M} — местные изгибающие моменты для верхнего и нижнего тавра: $M_{1M} = Q_1 \cdot a/2$; $M_{2M} = Q_2 \cdot a/2$, где Q_1 и Q_2 — части поперечной силы Q в сечении балки, приходящиеся, соответственно, на верхний и нижний тавры:

$$Q_1 = Q \cdot I_1/(I_1 + I_2), \quad Q_2 = Q \cdot I_2/(I_1 + I_2), \quad (6.54)$$

где I_1 , I_2 — моменты инерции верхнего и нижнего тавров относительно собственных осей (1—1, 2—2), проходящих через центры тяжести соответствующих тавров (см. сечения a — a на рис. 6.13); $W_{1\max}$, $W_{1\min}$, $W_{2\max}$, $W_{2\min}$ — соответственно: наибольшие и наименьшие моменты сопротивления для крайних точек верхнего и нижнего тавров относительно собственных осей.

Проверка касательных напряжений производится по формуле:

$$\tau = Q_3 \cdot l_1/(a \cdot h_3 \cdot t_{w2}), \quad (6.55)$$

где Q_3 — поперечная сила на расстоянии от опоры, равно:

$$C + l_1 - 0,5 a.$$

Расчет опорной части перфорированных балок производится как для обычных балок, при этом размер C должен быть равен или больше 250 мм. Стенки перфорированных балок следует укреплять поперечными

ребрами жесткости при $h_{ef}/t_{w2} > 2,5\sqrt{E/R_y}$ (для обычных балок это требуется при $h_{ef}/t_w > 3,2\sqrt{E/R_y}$). Определение размеров ребер жесткости, а также их размещение осуществляется по аналогии с обычными балками. При этом, ребра жесткости следует располагать между вырезами в стенке. Сосредоточенные грузы также следует располагать в сечениях, не ослабленных отверстиями.

Проверка общей устойчивости и жесткости перфорированных балок выполняется, как и для балок без отверстий в стенке. Используемый при этом момент инерции вычисляется с учетом вырезов в стенке и при вычислении прогиба умножается на понижающий коэффициент 0,95, если $l/h_{ef} \geq 12$, где l — пролет балки.

6.7. Узлы сопряжений балок между собой

Как правило, узлы сопряжений делаются шарнирными с целью предотвращения скручивания основных, опорных балок. На рис. 6.14 приведены наиболее распространенные варианты узловых сопряжений. Узел на рис. 6.14 а является наиболее простым в конструктивном и технологическом отношении. Недостатком этого узла по сравнению с другими узлами, приведенными на этом рисунке, является большая строительная высота — в данном варианте она равна сумме высот обеих балок. При отсутствии в узле сопряжения ребер жесткости стенки второстепенных (верхних) и главной балок рассчитываются на местное давление по формуле (4.10). Если стенка главной балки в месте опирания второстепенной балки усилена ребрами жесткости, как это показано на рисунке, то они рассчитываются на устойчивость как центрально-сжатые стойки (если $V_1 = V_2$) или как внецентренно-сжатые стойки (если $V_1 \neq V_2$) с включением в расчетное сечение прилегающей части стенки (см. 6.4.4). Диаметр фиксирующих болтов назначается конструктивно.

В узле на рис. 6.14 б балки сопрягаются в одном уровне, т.е. строительная высота здесь равна высоте только одной, главной балки. Опорное давление может передаваться на главную балку через ребро жесткости (этот вариант приведен на рисунке) или через уголок, привариваемый к стенке главной балки,

или через короткое ребро жесткости (длина уголка и короткого ребра жесткости принимается равной высоте второстепенной балки). Размер a_1 принимается равным толщине полки главной балки плюс 10...15 мм. Количество болтов в узле должно быть не менее двух и определяется расчетом:

$$n = 1,2 \cdot V/N_{b\min}, \quad (6.56)$$

где V — опорная реакция второстепенной балки; $N_{b\min}$ — наименьшая несущая способность одного болта на срез или соединяемых элементов на смятие (см. § 5.1.2). Коэффициент 1,2 в формуле (6.56) учитывает частичное защемление балок. Стенка второстепенной балки проверяется на срез:

$$V/t_w(h_1 - n \cdot d_{\text{отв}}) \leq R_s, \quad (6.57)$$

где t_w — толщина стенки; $d_{\text{отв}}$ — диаметр отверстий.

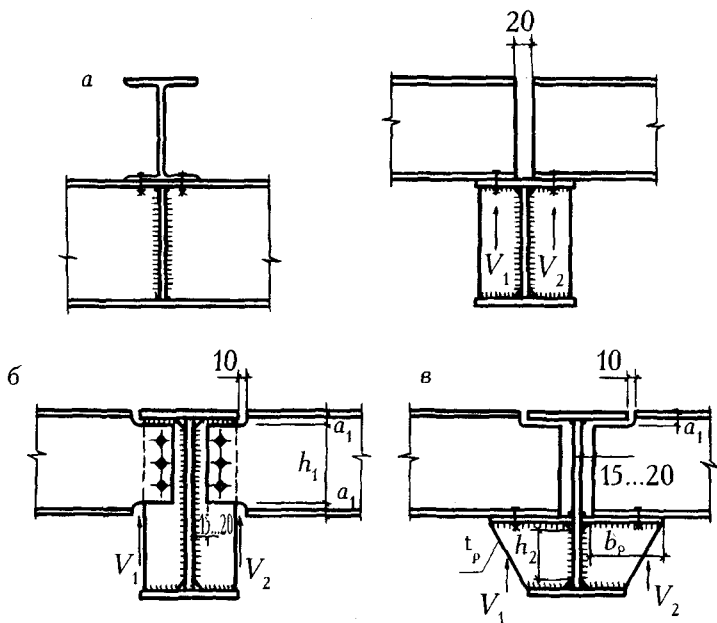


Рис. 6.14. Узлы сопряжений балок

Если несущая способность рассмотренного узла оказывается недостаточной, не удастся разместить требуемое количество болтов или не обес-

печивается проверка по формуле (6.57), то используется третий вариант узла сопряжения с применением опорного столика (см. рис. 6.14 в). Диаметр болтов и размеры опорной плиты столика назначаются конструктивно. Сечение ребра опорного столика определяется из условия прочности на сжатие:

$$t_p \cdot b_p \geq V/R_y. \quad (6.58)$$

При этом должно соблюдаться условие:

$$b_p/t_p \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}.$$

Сварной шов и ребро опорного столика проверяются на прочность при сдвиге:

$$V/2\beta_f \cdot k_f(h_2 - 1 \text{ см}) \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}; \quad V/h_2 \cdot t_p \leq R_s. \quad (6.59)$$

Стенка второстепенной балки рассчитывается на местное давление.

6.8. Центральнo-сжатые колонны

Колонны — вертикально расположенные конструктивные элементы, передающие нагрузку от вышележащих конструкций, например, балок, на нижележащие конструкции, например на фундаменты. Центральнo-сжатые колонны могут быть сплошнoстенчатыми (рис. 6.15) или сквозными, состоящими из двух ветвей, соединенных решеткой (рис. 6.16).

6.8.1. Конструирование сплошнoстенчатых колонн

В настоящем разделе рассматриваются конструктивные решения только ствола (средней части) колонн. Конструирование базы (нижней части) и оголовки (верхней части) колонны будет рассмотрено в последующих разделах.

Возможные сечения сплошнoстенчатых колонн приведены на рис. 6.15. Выбор сечения колонны определяется технологическими и конструктивными соображениями, расходом металла, а также наличием соответствующих профилей. Прокатные профили позволяют изготовить колонны с меньшими трудозатратами, составные профили дают возможность наибо-

лее рационально распределять металл в зависимости от расчетных длин и конструктивных требований. Для получения сечений, экономичных по расходу металла, основополагающим является принцип: чем дальше металл расположен от центра тяжести, тем лучше. С этой точки зрения наиболее рациональными являются трубчатые профили (рис. 6.15 е, ж). Однако они, как правило, дороже двутавровых профилей, их сортамент ограничен и при использовании трубчатых профилей осложняется конструктивное оформление узлов сопряжений колонн с другими элементами.

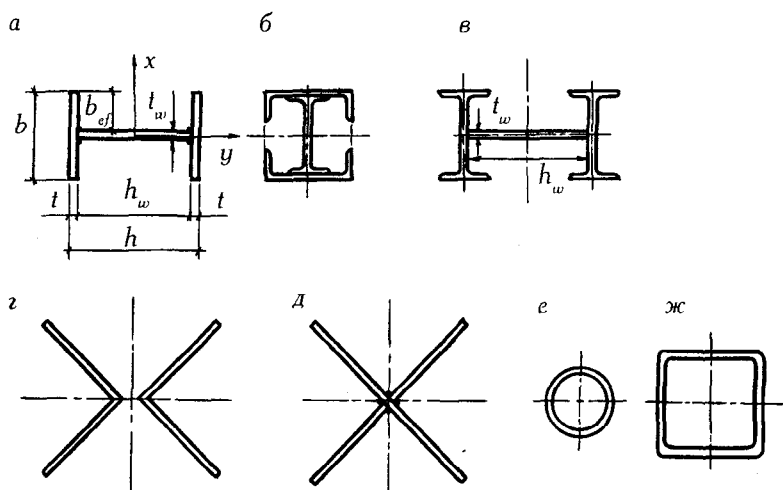


Рис. 6.15. Типы сечений сплошнотенчатых колонн

Сопряжения элементов в составных сплошнотенчатых колоннах осуществляется на сварке в виде поясных швов, которые, как и в составных балках, могут быть двусторонними и односторонними. Применение односторонних поясных швов не допускается в колоннах, воспринимающих динамическую нагрузку, эксплуатируемых в средне- и сильноагрессивной среде, а также при температуре эксплуатации ниже -40°C . Стенки составных балок (рис. 6.15 а, в) усиливаются поперечными ребрами жесткости, если $h_w/t_w \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$. Расстояние между ребрами жесткости должно быть не более $3 \cdot h_w$, а количество ребер на одной колонне

(отправочном элементе) — не менее двух. Размеры ребер жесткости определяются по аналогии с составными балками (см. 6.4.5).

6.8.2. Расчет сплошностенчатых колонн

Наиболее распространенным сечением сплошностенчатых колонн является двутавр, поэтому в дальнейшем все расчетные формулы будут ориентированы на этот тип сечения. Размеры составного двутавра, которые требуются определить в процессе проектирования, приведены на рис. 6.15 а.

В центрально-сжатых колоннах поперечные ребра жесткости не оказывают существенного влияния на трудоемкость и металлоемкость конструкции. Поэтому здесь при решении оптимизационной задачи возможно за критерий оптимальности принять минимизацию поперечного сечения. Решение задачи в указанной постановке приведено в [9, 10]. В настоящей работе приводятся только результаты этого решения.

Оптимальная гибкость относительно оси y определяется по формуле:

$$\lambda_y = 5,13(l_y^2 \cdot e^2 / N)^{\frac{1}{3}} \cdot R_y^{\frac{1}{4}} \quad (6.60)$$

где l_y — расчетная длина колонны относительно оси y в метрах $l_y \leq l_x$;
 R_y — расчетное сопротивление металла сжатию в мегапаскалях (МПа);
 N — сжимающее усилие в меганьютонах (МН).

При определении безразмерного параметра «с» следует различать два случая:

1. Сечение komponуется только из условия равноустойчивости $\lambda_x = \lambda_y$, т.е. какие-либо ограничения на размеры сечения отсутствуют.

2. Размеры элементов составного сечения или их соотношение ограничиваются технологическими или конструктивными требованиями, например, может ограничиваться отношение высоты стенки h_w к ширине полки b при условии сварки листов сварочным трактором.

В первом случае, параметр c определяется с учетом соотношения только расчетных длин:

$$c = \sqrt{2,25 + 0,293 \left(l_x / l_y \right)^2} - 0,5, \quad (6.61)$$

где l_x — расчетная длина колонны относительно оси x ($l_x \geq l_y$).

Во втором случае, параметр «с» определяется по формуле:

$$c = 1 + \alpha^2 \Pi / B, \quad (6.62)$$

где B — отношение свеса полки b_{ef} к толщине; Π — предельное отношение высоты стенки h_w к толщине; α — отношение высоты стенки h_w к ширине полки b .

Отношения B и Π назначаются исходя из технологических или конструктивных требований. Если по условию задачи значения этих отношений не оговорены, тогда $\Pi/B = 0,293$. Отношение высоты стенки к ширине полки также может являться исходным параметром задачи или определяться в процессе решения задачи. В последнем случае в качестве первого приближения значение α принимается равным единице как наиболее вероятное с последующим уточнением методом последовательного приближения.

Для прокатных профилей после определения гибкости по формуле (6.60) вычисляются требуемые радиусы инерции относительно оси y и x и требуемая площадь сечения:

$$i_{x_{тр}} = l_x / \lambda_x; \quad i_{y_{тр}} = l_y / \lambda_y; \quad A_{тр} = N / \varphi \cdot R_y, \quad (6.63)$$

где λ_x принимается равной λ_y , а коэффициент продольного изгиба φ определяется в зависимости от гибкости и расчетного сопротивления. Затем по сортаменту подбирается профиль, имеющий соответствующие характеристики.

Для составных сечений после определения гибкости по формуле (6.60) вычисляется ширина полки:

$$b = l_y \sqrt{12 \cdot c} / \lambda_y. \quad (6.64)$$

Из формулы (6.62) при $\Pi/B = 0,293$ находится значение α и высота стенки: $h_w = \alpha \cdot b$. По нормативным документам в зависимости от найденной гибкости λ_y определяются предельные значения отношений B и Π и вычисляются толщины стенки и полок:

$$t_w = h_w / B, \quad t = (b - t_w) / \Pi \cdot 2, \quad (6.65)$$

Полученные значения приводятся в соответствие с сортаментом. На заключительной стадии расчета определяются геометрические характери-

стики подобранного сечения (A, I_x, I_y, i_x, i_y) и делается проверка общей и местной устойчивости:

$$\sigma = N/\varphi \cdot A \leq R_y; \quad h_w/t_w \leq B; \quad b_{ef}/t \leq \Pi, \quad (6.66)$$

где B и Π имеют предельные значения, определяемые по фактической гибкости.

Если $\alpha > 0,577 \cdot l_x/l_y$, то $I_x < I_y$ и проверка общей устойчивости делается только относительно оси y .

Пример 11. Расчет сплошностенчатой колонны

Исходные данные: $N = 2510$ кН, $l_x = l_y = 10$ м, $R_y = 230$ МПа, $\gamma_c = \gamma_n = 1$, Ограничения на размеры сечения отсутствуют. Требуется определить все размеры сечения (рис. 6.15 а) и произвести проверку общей и местной устойчивости.

По формуле (6.61) определяется параметр c :

$$c = \sqrt{2,25 + 0,293(10/10)^2} - 0,5 = 1,09$$

Гибкость относительно оси y вычисляется по формуле (6.60):

$$\lambda_y = 8\sqrt{10^2 \cdot 1,09^2 \sqrt{\frac{230}{2,51}}} = 71,6.$$

Ширина полки определяется по формуле (6.64):

$$b = 10\sqrt{12 \cdot 1,09} / 71,6 = 0,505 \text{ м}$$

Отношение высоты стенки h_w к ширине полки b находится из уравнения (6.62):

$$\alpha = \sqrt{(c-1)/(\Pi/B)} = \sqrt{(1,09-1)/0,293} = 0,554.$$

Тогда $h_w = \alpha \cdot b = 0,554 \cdot 0,505 = 0,279$ м.

По таблицам 27 и 29 в [1] определяются предельные отношения высоты стенки и свеса полки к их толщинам:

$$B = (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y} = (1,2 + 0,35 \cdot 2,39) \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 60,9;$$

$$\begin{aligned} \Pi &= (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y} = \\ &= (0,36 + 0,1 \cdot 2,39) \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 17,93, \\ \text{где } \bar{\lambda} &= \lambda \sqrt{R_y / E} = 71,6 \sqrt{230 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,39 \\ \text{После этого определяется толщина стенки и полки:} \\ t_w &= h_w / B = 279 / 60,9 = 4,58 \text{ мм}, t = (b - t_w) / 2\Pi = \\ &= (505 - 4,58) / 2 \cdot 17,93 = 13,9 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Полученные размеры сечения округляются и приводятся в соответствие с сортаментом: $b = 50$ см, $h_w = 27,2$ см (в этом случае высота сечения равна 30 см), $t_w = 0,5$ см. Определяются геометрические характеристики: $A = 153,6$ см², $I_y = 29166,6$ см⁴, $I_x = 29467$ см⁴. Учитывая, что $I_x = I_y$, проверка устойчивости делается относительно оси с меньшим моментом инерции, т.е. относительно оси y : $i_y = 13,77$ см, $l_y = 72,62$; $\varphi = 0,746$. Тогда $\sigma = N / \varphi \cdot A = 2510 / 0,746 \cdot 154 = 21,95 < R_y = 23$ кН/см².

Проверка местной устойчивости производится с использованием формул таблиц 27 и 29 в [1]:

$$\begin{aligned} B &= (1,2 + 0,35 \cdot 2,43 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230}) = 61,34 \\ \Pi &= (0,36 + 0,1 \cdot 2,43 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230}) = 18,05 \\ \text{где } \bar{\lambda} &= 72,62 / \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 2,43. \\ \text{Проверка местной устойчивости:} \end{aligned}$$

$$h_w / t_w = 27,2 / 0,5 = 54,4 < B = 61,34;$$

$$b_{ef} / t = 24,75 / 1,4 = 17,68 < \Pi = 18,05,$$

$$\text{где } b_{ef} = (b - t_w) / 2 = (50 - 0,5) / 2 = 24,75 \text{ см.}$$

Пример 12. Расчет сплошностенчатой колонны

Решить задачу, поставленную в примере 11, но с ограничением на размеры сечения: отношение высоты стенки к ширине полки α должно быть равно единице.

Параметр «с» определяется по формуле (6.62):

$$c = 1 + 1^2 \cdot 0,293 = 1,293.$$

Далее вычисляется гибкость относительно оси y по формуле (6.60):

$$\lambda_y = 8 \sqrt[3]{10^2 \cdot 1,293^2 \sqrt{230 / 2,51}} = 80,25$$

Ширина полки и высота стенки:

$$b = 10 \sqrt{12 \cdot 1,293} / 80,25 = 0,49 \text{ м}$$

$$h_w = \alpha \cdot b = 1 \cdot 0,49 = 0,49 \text{ м}.$$

По таблицам 27 и 28 в [1] определяются предельные отношения V и Π :

$$V = (1,2 + 0,35 \cdot 2,68) \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 64;$$

$$\Pi = (0,36 + 0,1 \cdot 2,68) \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 18,79,$$

где условная гибкость равна:

$$\bar{\lambda} = 80,25 \sqrt{230 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,68$$

После этого определяются толщины стенки и полки:

$$t_w = 490 / 64 = 7,66 \text{ мм},$$

$$t = (490 - 7,66) / 2 \cdot 18,79 = 12,84 \text{ мм}.$$

Полученные размеры сечения округляются и приводятся в соответствие с сортаментом: $b = h_w = 49 \text{ см}$, $t = 1,4 \text{ см}$, $t_w = 0,8 \text{ см}$.

Определяются геометрические характеристики: $A = 176,4 \text{ см}^2$, $I_y = 27451 \text{ см}^4$, $I_x = 94970 \text{ см}^4$. Проверка общей устойчивости выполняется относительно оси Y. $i_y = 12,47 \text{ см}$, $\lambda_y = 80,19$, $\varphi = 0,696$,

$$\begin{aligned}\sigma &= N/\varphi \cdot A = 2510/0,696 \cdot 176,4 = \\ &= 20,44 < R_y = 23 \text{ кн/см}^2.\end{aligned}$$

Проверка местной устойчивости:

$$h_w/t_w = 49/0,8 = 61,25 < B = 64,$$

$$b_{ef}/t = 24,1/1,4 = 17,21 < \Pi = 18,79,$$

где B и Π определяются по формулам таблиц № 27 и 29 в [1] в зависимости от $\lambda = 80,19$;

$$b_{ef} = (b - t_w)/2 = (49 - 0,8)/2 = 24,1 \text{ см}.$$

6.8.3. Конструирование сквозных колонн

Наиболее часто используемые сечения сквозных колонн приведены на рис. 6.16. Ветви колонн изготавливают из прокатных швеллеров, уголков или двутавров. В некоторых случаях из труб, например, когда ветровая нагрузка оказывает решающее влияние на напряженно-деформированное состояние конструкции. Соединение ветвей между собой осуществляется с помощью планок (рис. 6.16 д) или раскосов (рис. 6.16 е). Как правило, раскосы используются при расстоянии между ветвями b более 0,8 м. Центрирование раскосов допускается производить на наружную кромку ветви. Угол наклона раскосов рекомендуется принимать в пределах 35...55°.

Для увеличения поперечной жесткости на кручение колонны усиливаются диафрагмами (деталь Д на рис. 6.16 а). Диафрагмы предусматривают через 3...4 м по длине колонны. Расстояние «в свету» между ветвями не должно быть менее 100 мм с тем, чтобы был обеспечен доступ к внутренним поверхностям колонны для возобновления антикоррозийного покрытия.

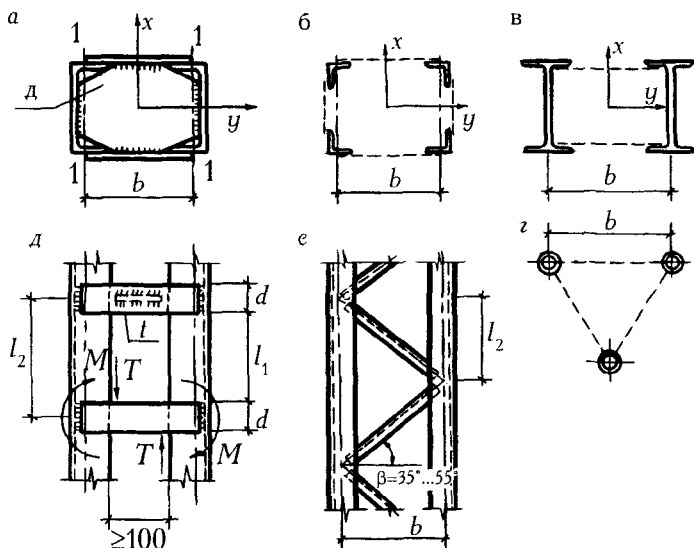


Рис. 6.16. Типы сквозных колонн

6.8.4. Расчет сквозных колонн

При проектировании сквозных колонн требуется определить, прежде всего, сечение ветвей и расстояние между ветвями b . Гибкость колонны относительно материальной оси (ось y) определяется по формуле:

$$\lambda_y = 4,78(l_y^2 / N)^{\frac{1}{3}} \cdot R_y^{\frac{1}{4}}. \quad (6.67)$$

Единицы измерения величин, используемых в формуле (6.67), такие же, как и в формуле (6.60). Затем определяется требуемый радиус инерции относительно оси y и площадь поперечного сечения ветви:

$$i_{\text{угр}} = l_y / \lambda_y, \quad A_{\text{тр}} = N / 2 \cdot \varphi \cdot R_y \quad (6.68)$$

Исходя из найденных значений по сортаменту выбирается соответствующий профиль.

Гибкость относительно оси x определяется с учетом возможности сближения ветвей между точками крепления соединительных элементов (планок или раскосов) и называется приведенной гибкостью. Для сквозных

колонн с планками приведенная гибкость может быть определена по двум формулам:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}; \quad (6.69)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + 0,82\lambda_1^2(1 + \kappa_b / \kappa_s)} \quad (6.70)$$

где λ_1 — гибкость ветви колонны относительно собственной оси 1—1 (рис. 6.16 а, д): $l_1 = \lambda_1/i_1$. На этом этапе расчета гибкость ветви λ_1 следует задавать в интервале: 20...40. Формула (6.69) используется, если погонная жесткость планок κ_s в собственной плоскости в пять и более раз превышает погонную жесткость ветви κ_b относительно оси 1—1. Если это условие не выполняется, то используется формула (6.70).

Соотношение погонных жесткостей при подборе сечений предварительно назначается. Если исходить из условия равноустойчивости колонны, то $\lambda_{ef} = \lambda_y$ и тогда:

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} \quad (6.71)$$

Для сквозных колонн с раскосой решеткой (см. рис. 6.16 е) приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot A / A_d}, \quad (6.72)$$

где α_1 — коэффициент, определяемый через угол наклона раскосов:

$$\alpha_1 = 10 / \sin \beta \cdot \cos^2 \beta, \quad (6.73)$$

где A, A_d — площадь сечения колонны и одного раскоса. При подборе сечения колонны отношение A/A_d принимается равным 80. Из условия равноустойчивости:

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \alpha_1 \cdot A / A_d}. \quad (6.74)$$

Расстояние между ветвями колонны может быть определено по формуле:

$$b = l_x / (0,44 \cdot \lambda_x). \quad (6.75)$$

Следующим этапом расчета является подбор сечений и проверка прочности и устойчивости соединительных элементов (планок или раскосов).

6.8.5. Расчет соединительных деталей сквозных колонн

При центральном сжатии усилия в соединительных планках также, как и в раскосах, не возникают, и поэтому при их расчете используется фиктивная поперечная сила:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E/R_y) \cdot N/\varphi, \quad (6.76)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости относительно «свободной» оси x .

Расчет соединительных планок сводится к определению их сечения и к расчету сварных швов. Перерезывающая сила в соединительной планке определяется по аналогии с расчетом поясных швов в составных балках (см. 6.4.3):

$$T = Q_{fic} \cdot S \cdot l_2/2 \cdot I. \quad (6.77)$$

Если статический момент и момент инерции выразить через площадь ветви, то формула (6.77) примет вид:

$$T = Q_{fic} \cdot l_2/2b. \quad (6.78)$$

Изгибающий момент в соединительной планке определяется через перерезывающую силу:

$$M = T \cdot b/2, \quad (6.79)$$

Сечение соединительных планок предварительно назначается, исходя из конструктивных соображений: $d = (0,5...0,75) \cdot b$, $t \geq d/30$, но не меньше 6 мм. Кроме того, если при определении приведенной гибкости колонны использовалась формула (6.69), то $t \geq 60 \cdot I_1 \cdot b/(l_2 \cdot d)$, где I_1 — момент инерции ветви относительно оси 1—1.

Проверка прочности соединительных планок выполняется по нормальным и касательным напряжениям:

$$\sigma = 6 \cdot M/t \cdot d^2 \leq R_y, \quad \tau = T/t \cdot d \leq R_s. \quad (6.80)$$

Катет сварного шва рассчитывается на равнодействующее напряжение от изгибающего момента и перерезывающей силы:

$$\kappa_f \geq \frac{\sqrt{[6M / (d - 1 \text{ см})]^2 + T^2}}{R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \beta_f (d - 1)} \quad (6.81)$$

Расчет раскосов сводится к определению сечения и расчету сварного соединения раскосов к ветвям колонны. Усилие в раскосе определяется от фиктивной поперечной силы:

$$N_\rho = Q_{fic}/2 \cdot \cos\beta. \quad (6.82)$$

Требуемый радиус инерции и требуемая площадь определяются по формуле (6.68), где в качестве расчетной длины принимается длина оси раскоса между узлами, а гибкость предварительно назначается в пределах 100...150. Если соединительная решетка, кроме раскосов, включает в себя также горизонтальные элементы (стойки), то их расчет ведется аналогичным образом, а усилие в них принимается равным $Q_{fic}/2$. Из условия унификации рекомендуется сечение раскосов и стоек принимать одинаковым. Крепление раскосов и стоек к ветвям осуществляется с помощью сварных швов, расчет которых выполняется как для обычных сварных соединений.

После расчета соединительных элементов производится проверка общей устойчивости колонны относительно осей x и y , а также проверка устойчивости ветвей относительно собственных осей (1—1). При этом за расчетную длину отдельной ветви принимается расстояние «в свету» при использовании планок (l_1 на рис. 6.16 д) и расстояние между геометрическими центрами узлов при использовании раскосов (l_2 на рис. 6.16 е).

Пример 13. Расчет сквозной колонны

Исходные данные: $N = 2200$ кн, $l_x = l_y = 10$ м, $R_y = 230$ МПа, $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Соединение ветвей осуществляется с помощью планок, погонная жесткость которых превышает погонную жесткость ветви в пять и более раз. Требуется подобрать сечение сквозной колонны (тип сечения и обозначения приведены на

рис. 6.16 а, д). Гибкость относительно оси y определяется по формуле (6.67):

$$\lambda_y = 7,45 \sqrt[3]{10^2 \sqrt{230}} / 2,2 = 65,86 .$$

Требуемый радиус инерции относительно оси y :

$$i_{y\text{тp}} = l_y / \lambda_y = 1000 / 65,86 = 15,18 \text{ см.}$$

Коэффициент продольного изгиба: $\varphi = 0,782 /$. После этого определяется требуемая площадь сечения одной ветви:

$$A_{\text{тp}} = N / (\sigma \cdot \varphi \cdot R_y) = 2200 / (23 \cdot 0,782 \cdot 23) = 61,15 \text{ см}^2.$$

По сортаменту требуемым значениям в наибольшей степени соответствует швеллер $N40$, имеющий следующие характеристики:

$$I_y = 15220 \text{ см}^4, i_y = 15,7 \text{ см}, A = 61,5 \text{ см}^2,$$

$$I_1 = 642 \text{ см}^4, i_1 = 3,23 \text{ см.}$$

Проверка общей устойчивости относительно оси y :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1000 / 15,7 = 63,7; \varphi = 0,79,$$

$$\sigma = N / \varphi \cdot A \cdot 2 = 2200 / 0,79 \cdot 61,5 \cdot 2 =$$

$$= 22,64 < R_y = 23 \text{ кн/см}^2.$$

Гибкость относительно оси x определяется по формуле (6.71):

$$\lambda_x = \sqrt{63,7^2 - 40^2} = 49,6 ,$$

где гибкость ветви относительно собственной оси 1—1 принята равной 40. После этого расстояние между ветвями определяется по формуле (6.75):

$$b = 1000 / (0,44 \cdot 49,6) = 45,8 \text{ см.}$$

Принимается $b = 44,5$ см, тогда ширина колонны будет равна:

$$b + 2z_0 = 44,5 + 2 \cdot 2,75 = 50 \text{ см,}$$

где z_0 — расстояние от центра тяжести швеллера до наружной грани стенки (см. сортамент). Расстояние между планками:

$$l_1 \leq \lambda_1 \cdot i_1 = 40 \cdot 3,23 = 129,2 \text{ см.}$$

Принимается: $l_1 = 120$ см.

Проверка общей устойчивости относительно оси x : $I_x = 62177 \text{ см}^4$, $i_x = 22,48$ см, $\lambda_x = l_x/i_x = 1000/2248 = 44,88$, $\lambda_1 = l_1/i_1 = 120/3,23 = 37,15$. Приведенная гибкость определяется по формуле (6.69):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{44,48^2 + 37,15^2} = 57,9$$

Т.к. $\lambda_{ef} < \lambda_y$, то дальнейшие вычисления можно не делать. Устойчивость отдельной ветви также обеспечена, т.к. $\lambda_1 < \lambda_y$.

Высота сечения соединительных планок должна быть в интервале: $d = (22,25 \dots 33,77)$ см. Принимается $d = 24$ см.

$$\text{Тогда } l_2 = l_1 + d = 120 + 24 = 144 \text{ см.}$$

Толщина планок назначается из двух условий:

$$t \geq d/30 = 24/30 = 0,8 \text{ см;}$$

$$t \geq 60 \cdot I_1 \cdot b / (l_2 \cdot d^3) =$$

$$= 60 \cdot 642 \cdot 44,5 / (144 \cdot 23^3) = 0,86 \text{ см.}$$

Принимается $t = 1$ см. Фиктивная поперечная сила, определяется по формуле (6.76):

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - 2,06 \cdot 105/230) \times$$

$$\times 2220/0,845 = 26,8 \text{ кн.}$$

Перерезывающая сила и изгибающий момент определяются по формулам (6.78) и (6.79):

$$T = 26,8 \cdot 144/2 \cdot 44,5 = 43,36 \text{ кн},$$

$$M = 43,36 \cdot 44,5/2 = 964,8 \text{ кн} \cdot \text{см}.$$

Проверка по нормальным и касательным напряжениям производится по формулам (6.80):

$$\sigma = 6 \cdot 964,8/1 \cdot 24^2 = 10 < R_y = 23 \text{ кн/см}^2,$$

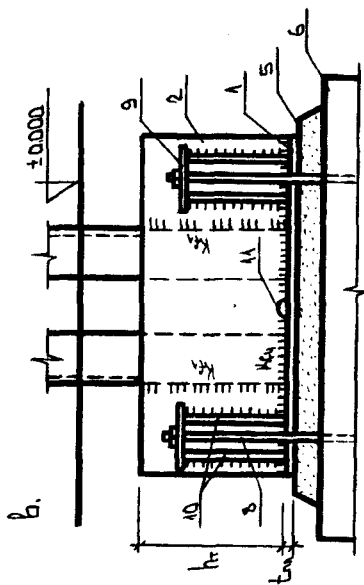
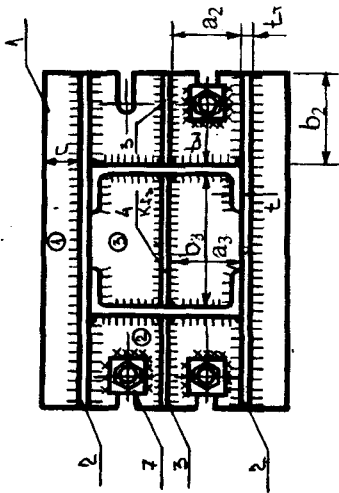
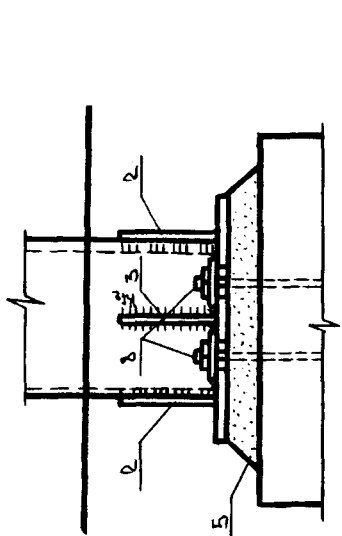
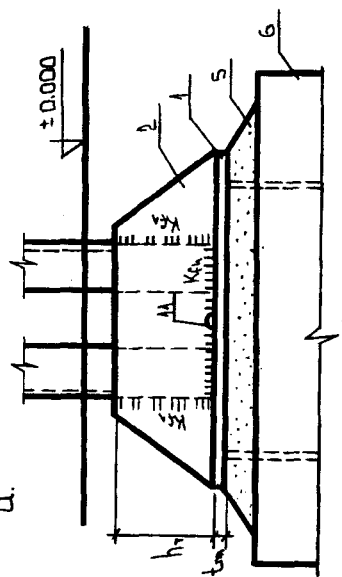
$$\tau = 43,36/1 \cdot 24 = 1,8 < R_s = 13,34 \text{ кн/см}^2.$$

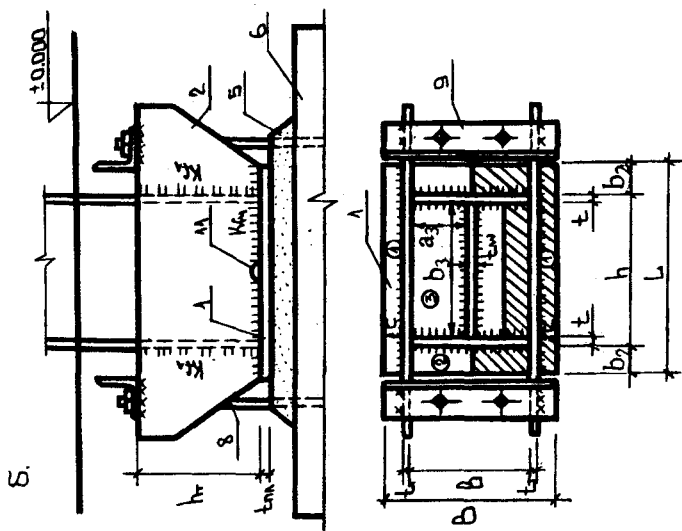
Катет сварного шва определяется по формуле (6.81). В данном примере этот расчет не приводится.

6.8.6. Конструктивные решения баз центрально-сжатых колонн

Нагрузка, воспринимаемая колонной, передается на нижележащие конструкции (на фундамент) через базу. Как правило, базы располагаются ниже уровня пола с тем, чтобы не загромождать производственную площадь здания. Конструктивное решение баз зависит от сечения колонны и вида сопряжения колонны с фундаментом, которое может быть шарнирным или жестким. Вариант шарнирной базы приведен на рис. 6.17 а. В общем случае шарнирная база может состоять из четырех конструктивных элементов: опорной плиты 1, траверс 2, ребер 5 и диафрагм 4. Опорная плита служит для передачи нагрузки на фундамент 6 через выравнивающий слой 5 из цементного раствора. Другие конструктивные элементы служат для уменьшения изгиба опорной плиты от реактивного давления. В зависимости от конкретных условий опирания диафрагмы, ребра и траверсы могут частично или полностью отсутствовать. Для пропуска анкерных болтов в опорной плите предусматриваются вырезы, размеры которых в 2...2,5 раза превышают диаметр анкерных болтов. Это превышение делается с целью компенсации возможных смещений анкерных болтов от проектного положения. После установки колонны на анкерные болты одеваются шайбы 7, которые затем привариваются к опорной плите. В базах центрально-сжа-

D.





б.

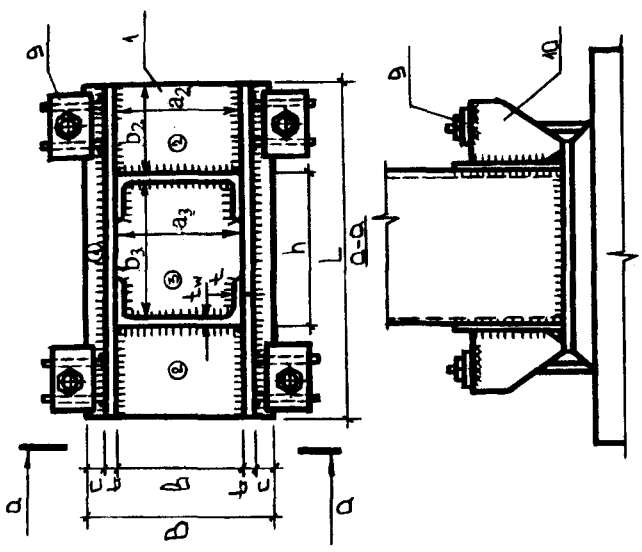


Рис. 6.17. Конструктивные решения баз

тых колонн анкерные болты не испытывают каких-либо силовых воздействий, и их диаметр назначается конструктивно (без расчета) в интервале 20...30 мм. Предполагается, что шарнирность таких баз обеспечивается за счет изгиба опорной плиты в местах крепления анкеров.

Конструктивные решения баз, обеспечивающих жесткое сопряжение колонн с фундаментом, приведены на рис. 6.17 б, в. Здесь используются те же конструктивные элементы, что и для шарнирных баз. Отличительная особенность состоит в том, что в жестких базах анкерные болты 8 прикрепляются не к опорной плите, а к траверсам, имеющим значительно большую изгибную жесткость. В жестких базах добавляется еще один конструктивный элемент — анкерная пластинка 9, которая может опираться непосредственно на траверсы (рис. 6.17 б) или на анкерные ребра 10, приваренные к траверсам (рис. 6.17 в). Во втором случае наиболее эффективно обеспечивается жесткое сопряжение колонны с фундаментом относительно обеих главных осей колонны. В жестких базах неточность установки анкерных болтов компенсируется возможностью смещения анкерных пластинок, которые привариваются к траверсам только после установки колонн в проектное положение. Сечение анкерных болтов так же, как и для шарнирных баз, назначается конструктивно в интервале 24...36 мм.

6.8.7. Расчет баз.

Расчет баз для сплошнотенчатых и сквозных колонн, а также шарнирных и жестких, не имеет принципиальных отличий и сводится к определению размеров опорной плиты, траверс, ребер, диафрагм и катетов сварных швов. Требуемая площадь опорной плиты определяется, исходя из работы бетона фундамента на смятие:

$$A_{\text{тр}} = N/k \cdot R_b, \quad (6.83)$$

где R_b — призмочная прочность бетона; k — коэффициент перехода от призмочной прочности к сопротивлению бетона при местном смятии. Как правило, $k = 1,2$.

Размеры опорной плиты в плане назначаются с учетом полученного значения требуемой площади $B \cdot L \geq A_{\text{тр}}$, а также с учетом размеров сечения колонны:

$$B \geq b + 10 \text{ см}, \quad L \geq h + 10 \text{ см}, \quad (6.84)$$

где b и h — ширина и высота сечения колонны.

Толщина опорной плиты определяется из условия прочности при ее изгибе под действием реактивного давления:

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{6 \cdot M_{\text{max}} / R} \quad (6.85)$$

где M_{max} — наибольший изгибающий момент в опорной плите.

Для выявления наибольшего момента необходимо определить наибольшие моменты в пределах каждого участка опорной плиты, отличающиеся друг от друга способом опирания. Таких участков, как правило, три (на рис. 6.17 участки пронумерованы цифрами в кружках): 1-й участок имеет опирание с одной стороны и является консолью, 2-й участок опирается по трем сторонам и 3-й — по четырем. Для 2-го участка сторона параллельная свободной кромке, является жестко защемленной, а стороны, перпендикулярные свободной кромке, как упруго защемленные — жесткость заделки зависит от размера консольного участка и толщины траверсы. В запас прочности опирание по этим двум сторонам рассматривается при определении изгибающих моментов как шарнирное. Аналогичное упрощение, но уже по всем четырем сторонам, делается и для 3-го участка.

Наибольшие изгибающие моменты в 1-м, 2-м и 3-м участках определяются по формулам:

$$M_1 = \sigma_6 \cdot c^2 / 2; \quad M_2 = \alpha \cdot \sigma_6 \cdot a_2^2; \quad M_3 = \beta \cdot \sigma_6 \cdot a_3^2, \quad (6.86)$$

где σ_6 — реактивное давление: $\sigma_6 = N / B \cdot L$. Размеры c , a_2 , a_3 указаны на рис. 6.17. Значения коэффициентов α и β приведены в таблицах 6.3 и 6.4 в зависимости от соотношения сторон.

Таблица 6.3

Значения коэффициента α

b_2/a_2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	>2
α	0,005	0,019	0,039	0,052	0,077	0,090	0,100	0,108	0,114	0,119	0,121	0,123	0,131	0,133

Значения коэффициента β

b_2/a_3	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	3	4	∞
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,113	0,119	0,124	0,125

При конструировании базы следует стремиться к тому, чтобы изгибающие моменты M_1, M_2, M_3 были примерно одинаковыми, т.к. в этом случае расход металла на опорную плиту будет наименьшим. Равномерное распределение моментов может быть достигнуто за счет варьирования размерами опорной плиты в плане (B и L), а также с помощью ребер и диафрагм. При этом следует иметь в виду, что увеличение количества конструктивных деталей базы приводит к увеличению трудозатрат. Рекомендуется толщину опорной плиты принимать не более 40 мм (при больших толщинах снижается прочность и увеличивается расход металла) и не менее 20 мм.

Траверсы рассчитываются как двухконсольные балки (рис. 6.18 а). Нагрузка на траверсу собирается с грузовой площади, ширина которой определяется расстоянием между смежными вертикальными элементами базы. Грузовая площадь между параллельными элементами распределяется между ними поровну. Для траверсы базы, изображенной на рис. 6.17 б, грузовая площадь заштрихована. Погонная нагрузка на консольные участки и на среднюю часть траверсы на рис. 6.17 б будет равна:

$$q_1 = \sigma_6 \cdot B/2, \quad q_2 = (B - b/2)/2, \quad (6.87)$$

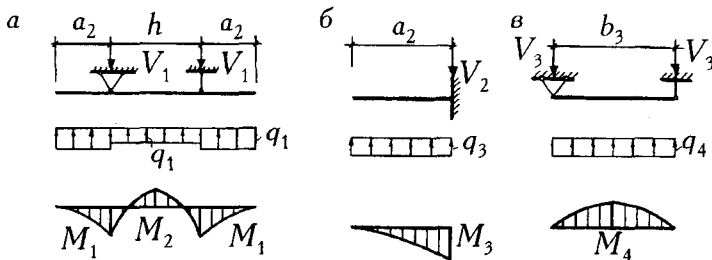


Рис. 6.18. Расчетные схемы: а — траверсы, б — ребра, в — диаграммы

Изгибающие моменты M_1 , M_2 и опорные реакции V определяются как для обычных балок. Высота траверсы определяется из условия прочности по нормальным напряжениям:

$$h_t \geq \sqrt{6M_{\max} / t_t \cdot R_y}, \quad (6.88)$$

где толщина траверсы t_t предварительно назначается. Рекомендуемая высота траверсы должна находиться в интервале 200...500 мм. Принятое сечение траверсы проверяется на прочность по касательным напряжениям:

$$t = Q / (t_t \cdot h_t) \leq R_s. \quad (6.89)$$

Катет сварных швов, прикрепляющих траверсу к полкам колонны, определяется на действие опорной реакции V_1 :

$$\kappa_{f1} \geq V_1 / \beta_f \cdot (h_t - 1 \text{ см}) \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}. \quad (6.90)$$

Расчетные схемы ребра и диафрагмы приведены на рис. 6.18 б, в. Расчет этих конструктивных элементов производится по аналогии с расчетом траверсы. Толщину ребер и диафрагм рекомендуется принимать такой же, как и толщину траверсы. При расчете сварных швов, прикрепляющих ребра, учитываются два силовых воздействия: изгибающий момент M_3 и поперечная сила V_2 :

$$\kappa_{f2} = \frac{\sqrt{[6M_3 / (h_p - 1 \text{ см})]^2 + V_2^2}}{2\beta_f (h_p - 1 \text{ см}) R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}. \quad (6.91)$$

Сварные горизонтальные швы, прикрепляющие ствол колонны и вертикальные элементы базы к опорной плите, рассчитываются на суммарное усилие:

$$\kappa_{f4} \geq N_1 / \beta_f \cdot \sum l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (6.92)$$

где $\sum l_w$ — суммарная расчетная длина сварных швов; N_1 — усилие на колонну с учетом собственного веса.

Если при изготовлении колонны обеспечивается с помощью механической обработки (строжки) плотное сопряжение торца колонны, включая траверсы, ребра и диафрагмы, с опорной плитой, то в формуле (6.92) учитывается только 15% суммарного усилия N_1 .

6.8.8. Оголовки колонн и сопряжения колонн с балками

Оголовок — верхняя часть колонны, служащая для опирания балок. Сопряжение балок с колоннами может быть шарнирным или жестким. В зависимости от вида сопряжения определяется конструктивное решение оголовка. На рис. 6.19 приведены шарнирные узлы сопряжений колонн с балками. Опирание балок на колонну может быть сверху (рис. 6.19 а, б, д) и сбоку (рис. 6.19 в, з). При опирании сверху между балками предусматривается зазор 10...12 мм для компенсации возможного смещения колонн при их установке, который затем заполняется стальными прокладками. Фиксация балок на колонне и между собой осуществляется на болтах, диаметр которых назначается конструктивно: 16...20 мм. Для увеличения шарнирности болты, размещенные на опорном ребре балки, смещаются вниз — верхняя часть опорного ребра размером не менее 0,4 высоты балки должна быть свободна от болтов.

Опорная плита оголовка является конструктивной деталью: ее размеры в плане назначаются в зависимости от габаритов сечения колонны и ширины опорных ребер балок (опорная плита должна покрывать верхний торец колонны и не должна быть меньше ширины опорного ребра балки), а толщина t_n принимается равной 20...25 мм. Суммарная ширина опорных ребер колонны b_k принимается в интервале: $b_p \dots (b_p + 2t_n)$, а толщина определяется из условия прочности при их работе на смятие:

$$t_k = V / (b_k \cdot R_\rho), \quad (6.93)$$

где V — суммарное давление на колонну.

При этом должно быть соблюдено условие местной устойчивости: $b_k / t_k \leq \sqrt{E / R_y}$. Высота опорного ребра колонны определяется из двух условий: из условия прочности сварного шва:

$$h_k \geq V / (4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}) + 1 \text{ см} \quad (6.94)$$

и из условия прочности опорного ребра оголовка или стенки колонны на срез:

$$h_k \geq V / (2 \cdot t \cdot R_s). \quad (6.95)$$

где t — меньшая толщина опорного ребра или стенки колонны.

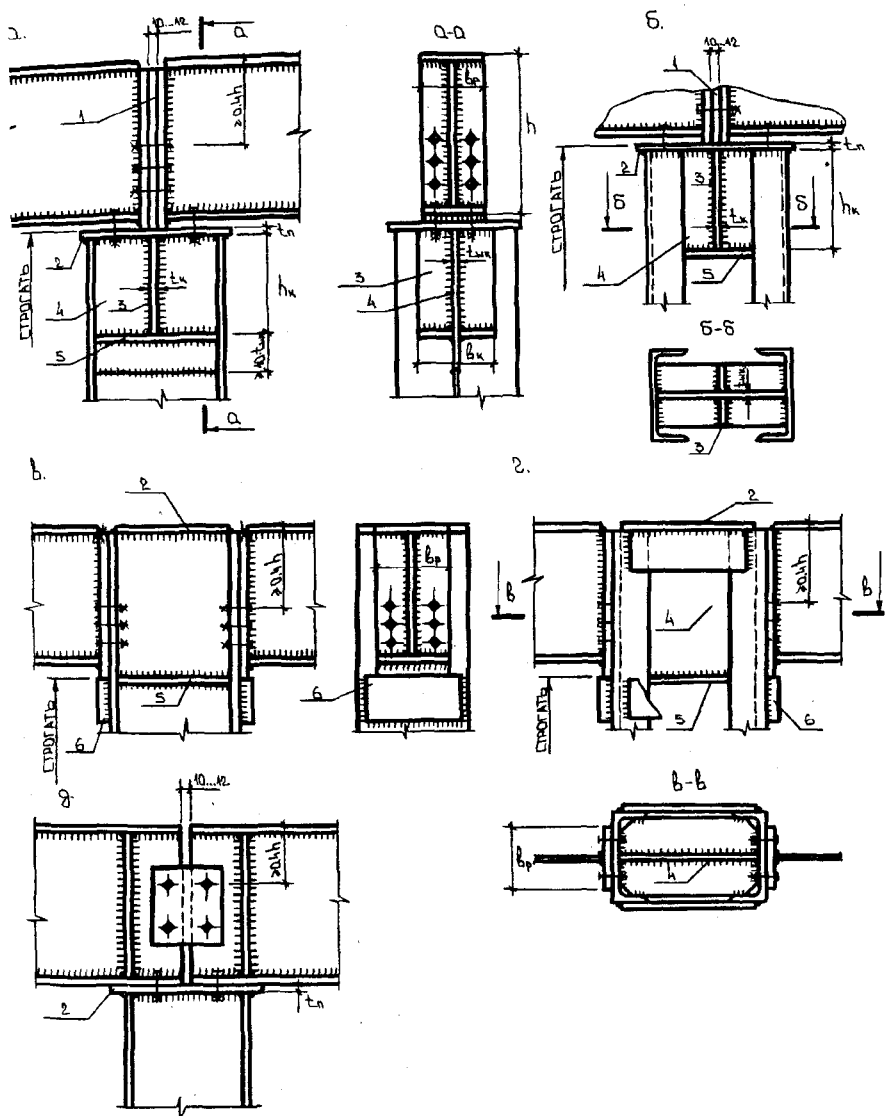


Рис. 16.19. Шарнирные узлы сопряжений колонн с балками:

- 1 — прокладка; 2 — опорная плита; 3 — опорное ребро оголовка;
 4 — вставка; 5 — ребро жесткости колонны; 6 — опорный столик

Если высота опорного ребра из-за малой толщины стенки колонны получается чрезмерной (больше полторы высоты сечения колонны), то в верхней части колонны делают вставку (рис. 6.19 а). Стыковой шов вставки со стенкой колонны должен располагаться от низа опорного ребра на расстоянии, равном или большем десяти толщинам вставки. Размеры горизонтальных ребер жесткости назначаются конструктивно, по аналогии с балками (см. § 6.4.5).

Если верхний торец ребер жесткости колонны не строгается, то сварные швы, прикрепляющие эти ребра к опорной плите, рассчитываются. Катеты остальных сварных швов оголовка колонны назначаются конструктивно.

При опирании балок с боку (рис. 6.19 в, г) давление на колонну передается через опорный столик, ширина и толщина которого принимаются соответственно на 30...40 мм и на 5...10 мм больше соответствующих размеров опорного ребра балки. Верхний торец опорного столика строгается. Опорный столик может быть изготовлен из уголка, в этом случае строжка не требуется. В сквозных колоннах оголовки на высоту примыкающих балок усиливается вставкой, толщина которой назначается из условия обеспечения местной устойчивости как для стенки колонны. Суммарная расчетная длина сварных швов, прикрепляющих опорный столик, рассчитывается на усилие, равное опорному давлению балки:

$$l_w = 1,3 \cdot V_1 / b_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (6.96)$$

где V_1 — опорное давление одной балки.

Коэффициент 1,3 учитывает возможный эксцентриситет передачи опорного давления на опорный столик. Размеры остальных сварных швов назначаются конструктивно.

Вариант сопряжения колонн с балками, изображенный на рис. 6.19 д, предопределяет наиболее простую конструкцию оголовка: здесь, кроме опорной плиты, никакие другие конструктивные детали не требуются. Опорные ребра балок располагаются над полками колонны. При этом толщина и ширина полок колонны должны быть не меньше соответствующих размеров опорных ребер балок. Нижние торцы опорных ребер могут быть строганы, и тогда сварные швы в этом месте не рассчитыва-

ются. Болтовые соединения назначаются конструктивно с учетом рекомендаций, изложенных выше.

Варианты узлов жесткого сопряжения колонн с балками приведены на рис. 6.20. При жестком сопряжении в узле действуют два усилия: поперечная сила (опорная реакция) и изгибающий момент. Поперечная сила в узле, изображенном на рис. 6.20 а, передается на колонну через вертикальное ребро, которое может быть изготовлено из уголка. Длина и толщина ребра определяются исходя из его работы на срез:

$$Q/t_{\text{уг}} \cdot l_{\text{уг}} \geq R_s. \quad (6.97)$$

Кроме того, длина уголка определяется длиной сварного шва:

$$l_{\text{уг}} \geq Q/(\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}) + 1 \text{ см} \quad (6.98)$$

Болты, используемые в этом узле, являются монтажными. Их диаметр принимается в интервале 16...20 мм, а количество не менее двух. Изгибающий момент раскладывается на пару сил, которые воспринимаются верхней и нижней горизонтальными накладками. Сечение накладок определяется прочностью на сжатие или растяжение:

$$A_n \geq M/(h \cdot R_y). \quad (6.99)$$

Сварные швы рассчитываются на то же усилие:

$$\Sigma l_w = M/(\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot h). \quad (6.100)$$

Стенка колонны в плоскости накладок усиливается горизонтальными ребрами жесткости, размеры которых назначаются конструктивно (см. 6.4.5).

В узле, изображенном на рис. 6.20 б, изгибающий момент и поперечная сила воспринимаются болтами. Усилие в болтах от изгибающего момента распределяется прямо-пропорционально расстоянию от оси рассматриваемого болта до центра вращения h_i . За центр вращения можно принять нижний ряд болтов, тогда наибольшее усилие в верхнем ряду болтов будет равно:

$$N_{\text{max}} = M \cdot h_1 / \Sigma h_i^2. \quad (6.101)$$

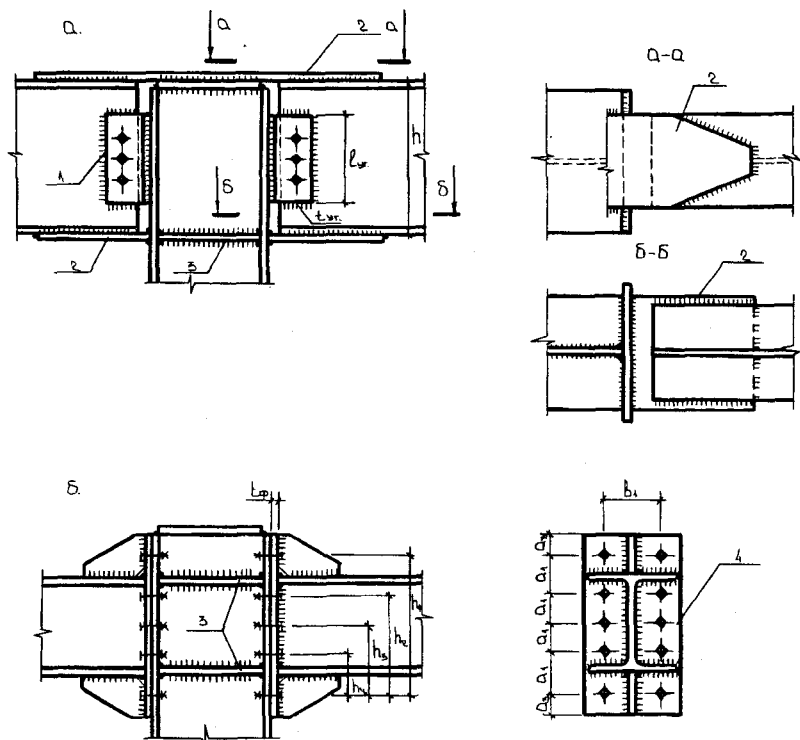


Рис. 6.20. Жесткие узлы сопряжений колонн с балками:

- 1 — вертикальное ребро (уголок); 2 — горизонтальные накладки;
 3 — ребро жесткости; 4 — опорный фланец

На этом этапе расчета диаметр болтов, а также количество болтов по вертикали, задаются. Диаметр болтов принимается в интервале $1,5...2t$, где t — меньшая толщина соединяемых деталей, а расстояние между болтами и от центра болта до края детали назначаются в зависимости от диаметра отверстий и толщины соединяемых деталей (см. 5.1.1). Количество болтов в горизонтальном ряду определяется по формуле:

$$n_r = N_{\max} / N_{bt} \quad (6.102)$$

где N_{bt} — несущая способность одного болта на растяжение, определяемая по формуле (5.3).

Предполагается, что поперечная сила распределяется равномерно между болтами, и тогда расчет на срез и смятие болтового соединения производится по формулам (4.5), (4.6) на усилие, равное: Q/p , где p — количество болтов.

Толщина опорного фланца определяется исходя из его работы на изгиб:

$$t_{\phi} \geq \sqrt{3N_{\max} \cdot b_1 / [4(a_3 + a_1/2) \cdot R_y]}. \quad (6.103)$$

Геометрические размеры, используемые в формуле (6.103), см. на рис. 6.20 б.

Глава VII. ФЕРМЫ

7.1. Общая характеристика ферм

Ферма — это плоская, геометрически не изменяемая конструкция, составленная из отдельных прямолинейных стержней. Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, между которыми располагаются элементы решетки — раскосы и стойки (рис. 7.1). Основными геометрическими параметрами ферм являются: пролет l , расстояние между узлами верхнего пояса l_n , уклон верхнего пояса i и высота фермы на опоре $h_{\text{оп}}$.

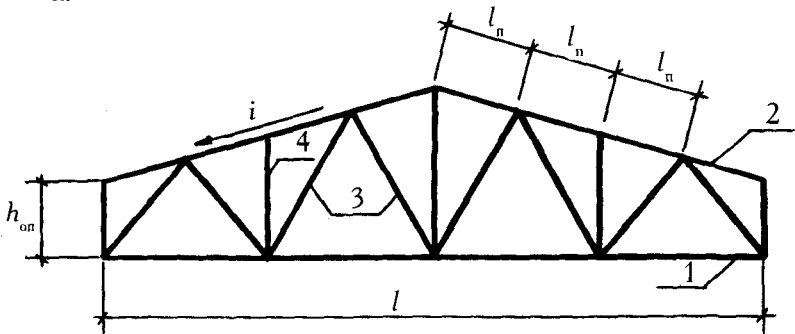


Рис. 7.1. Ферма: 1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — раскосы; 4 — стойки

Преимущественно фермы используются в качестве несущих элементов покрытий. Кроме того, фермы используются в качестве пролетных строений мостов, транспортных галерей, граней башен и мачт.

Наиболее употребительные очертания ферм приведены на рис. 7.2. Для крутоуклонных кровель используются фермы треугольного очертания. К их недостаткам можно отнести следующие: сопряжение с колонной может быть только шарнирным; в средней части раскосы получаются чрезмерно длинными и их сечение приходится часто назначать по предельной гибкости, т.е. прочность металла в них недоиспользуется. Кроме того, очертание треугольных ферм не в полной мере соответствует эшпоре

изгибающих моментов, которая при равномерной нагрузке будет очерчена по квадратной параболе.

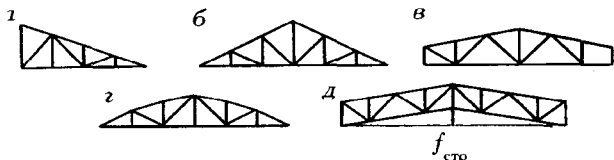


Рис. 7.2. Очертания фермы: а, б — треугольное; в — трапециoidalное, г — полигональное; д — с параллельными поясами

Трапециoidalные фермы являются наиболее распространенными, они в лучшей степени соответствуют эпюре моментов и лишены недостатков, указанных для треугольных ферм. Полигональные фермы в еще большей степени соответствуют эпюре изгибающих моментов. Однако при этом увеличивается количество переломов верхнего пояса, т.е. верхний пояс собирается из большего количества элементов. Увеличение количества сборочных элементов существенно увеличивает трудоемкость изготовления. Фермы полигонального очертания находят применение преимущественно для пролетных строений мостов. Преимуществами ферм с параллельными поясами являются одинаковые углы наклона раскосов (т.е. узлы собираются по одному шаблону) и одинаковые длины элементов решетки.

Для большинства ферм нижний пояс при отсутствии нагрузки имеет прямолинейное очертание. Однако в некоторых случаях нижний пояс может иметь обратный выгиб, называемый строительным подъемом (рис. 7.2 д). Строительный подъем компенсирует прогиб фермы под нагрузкой и предусматривается для ферм пролетом более 36 м и для ферм с плоской кровлей. В первом случае значение строительного подъема принимается равным прогибу фермы от постоянных и длительных нагрузок, а во втором случае — прогибу фермы от всех нагрузок плюс $1/200$ пролета.

Типы решеток, используемых в фермах, приведены на рис. 7.3. Треугольный тип решетки состоит из одних только раскосов, которые работают и на растяжение, и на сжатие. Количество раскосов равно удвоенному количеству панелей верхнего пояса. Поскольку элементы решетки воспринимают поперечную силу, то усилие в них будет тем меньше, чем больше

угол между раскосом и горизонталью. Преимуществом второго типа решетки (треугольной со стойками) является резкое уменьшение количества элементов. Если в первом случае для шестипанельной фермы ($l = 18$ м) количество элементов решетки (без опорных стоек) равно 12, то во втором (при одинаковом количестве панелей) только 8. Преимуществом раскосной решетки (рис. 7.2 в) является то, что здесь длинные элементы (раскосы) работают на растяжение, а короткие (стойки) — на сжатие. Кроме того, раскосная решетка так же, как и треугольная, обладает большой жесткостью и поэтому применяется при больших поперечных силах и при небольшой высоте ферм.

Решетки, изображенные на рис. 7.3 г, д, е, ж, относятся к специальным. Шпренгельная используется для уменьшения расстояния между узлами верхнего пояса, например, при внеузловой нагрузке, вторая — при нагрузке переменной направленности (например, ветровой). Полукасосная и ромбическая решетки обладают повышенной жесткостью и поэтому используются в конструкциях с небольшими поперечными размерами (в башнях, мачтах, опорах ЛЭП).

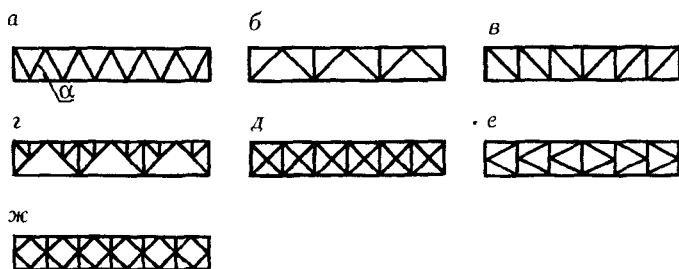


Рис. 7.3. Типы решеток ферм: а — треугольная; б — треугольная со стойками; в — раскосная, г — шпренгельная; д — крестовая; е — полукасосная; ж — ромбическая

Высота фермы назначается исходя из строительной высоты покрытия и транспотных возможностей. Как правило, при реальном проектировании высоту ферм принимают в пределах 2...3,5 м. При проектировании ферм следует также учитывать требования стандартизации и вид кровли.

7.2. Определение усилий в стержнях ферм

Расчет ферм начинается с определения нагрузок. Нагрузки на ферму могут быть равномерно распределенными (от собственного веса покрытия, снега, ветра) и сосредоточенными, приложенными к верхнему и нижнему поясам. Снеговую нагрузку на ферму необходимо учитывать как распределенную по всему пролету, так и на половине пролета слева и справа (рис. 7.4). При нагрузке на половине пролета напряженное состояние средних раскосов может оказаться более неблагоприятным, чем при нагрузке по всему пролету. При расчете ферм следует также учитывать опорные моменты, если сопряжение ферм с колоннами жесткое.

От внешней нагрузки в стержнях ферм возникают осевые усилия (растяжение или сжатие), а также изгибающие моменты. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой, включая опорные моменты, которые заменяются парой сил. Осевые усилия могут быть определены либо аналитически (вырезанием узлов или методом сечений), либо графически (построением диаграммы Максвелла-Кремоны). Усилия в стержнях ферм определяются отдельно от каждой нагрузки. Это дает возможность в дальнейшем находить самые невыгодные сочетания усилий для каждого стержня.

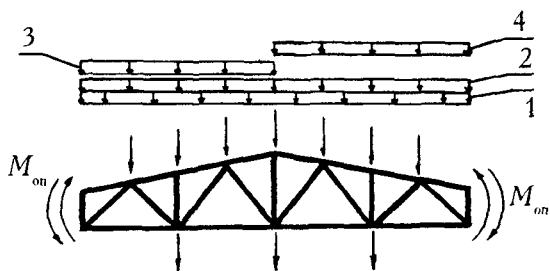


Рис. 7.4. Нагрузки, действующие на ферму: 1 — нагрузка от собственного веса покрытия; 2 — снеговая по всему пролету; 3 — снеговая на левой половине фермы; 4 — то же на правой

Изгибающие моменты в стержнях ферм определяются при наличии внеузловой нагрузки, эксцентриситета в узлах (оси стержней в узле не

пересекаются в одной точке), а также если поперечная жесткость стержней в плоскости фермы превышает предельные значения. Изгибающие моменты от внеузловой нагрузки на верхний или нижний пояс фермы могут быть определены как для неразрезной балки, где опорами являются узлы фермы, а в элементах решетки, как для однопролетной шарнирно опертой балки с пролетом, равным расстоянию между узлами. Появление изгибающих моментов от эксцентриситетов в узлах ферм следует исключать на стадии конструирования: оси стержней в узлах должны пересекаться в одной точке. Неизбежность появления эксцентриситетов в узлах может быть обусловлена только в стыках поясов (рис. 7.5) из-за того, что там сопрягаются профили разных размеров. При наличии эксцентриситета изгибающий момент в этом узле будет равен:

$$M = N_2 \cdot e.$$

Этот момент допускается распределять между стержнями, сопрягаемыми в данном узле, прямо пропорционально их погонной жесткости, например, для стержня № 1:

$$M_1 = M \cdot i_1 / \sum i_i, \quad (7.1)$$

где M_1 — часть момента, приходящаяся на стержень № 1; i_1 — погонная жесткость этого стержня; $\sum i_i$ — сумма погонных жесткостей стержней, сопрягаемых в данном узле. Погонная жесткость здесь определяется делением момента инерции сечения стержня в плоскости фермы на длину стержня. Узловые эксцентриситеты допускается не учитывать, если отношение эксцентриситета к высоте сечения пояса не превышает 1/10.

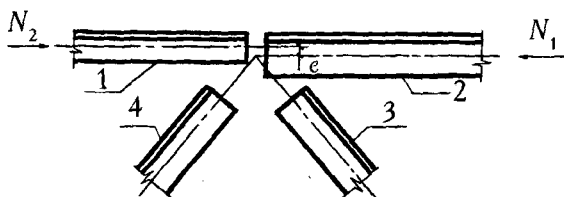


Рис. 7.5. Эксцентриситет в месте стыка поясных стержней

Изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов ферм, учитываются только для стержней из двутавров и труб при отношении высоты их сечения (размер в плоскости фермы) к его длине, большей $1/10$. Однако, как показывают экспериментальные исследования, изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние стержней фермы.

7.3. Типы сечений стержней

Наиболее распространенным сечением стержней ферм является сечение из двух уголков (рис. 7.6 а). Такое сечение удобно при конструировании узлов и позволяет варьировать радиус инерции в плоскости и из плоскости фермы, используя равнополочные или неравнополочные уголки. Однако сечения из двух уголков имеют ряд недостатков: большая часть металла концентрируется у центра тяжести сечения, поэтому геометрические характеристики, например, радиус инерции, получаются далеко не наибольшими при данной площади поперечного сечения, что влечет за собой увеличение расхода металла для сжатых стержней; большое количество сборочных деталей, например, для сборки узла, изображенного на рис. 7.6 а, требуется семь сборочных деталей, что увеличивает трудозатраты и объемы сварочных работ; большая поверхность для окраски и трудоемкость возобновление окраски между уголками.

Сечения стержней из прямоугольных и круглых труб (рис. 7.6 б, в) полностью свободны от недостатков сечений из уголков: металл не концентрируется у центра тяжести сечения, количество сборочных деталей в узле и поверхность для окраски минимальные. Однако узлы ферм из труб следует проверять на вырывание или продавливание, что может потребовать увеличения поперечного сечения стержней по сравнению с расчетом на растяжение или сжатие. Как правило, фермы из труб используются для легких покрытий.

Применение тавров для поясов ферм (рис. 7.6 г) также позволяет улучшить экономические показатели ферм по сравнению с фермами из спаренных уголков: сокращаются трудозатраты за счет уменьшения количества сборочных деталей и объема сварочных работ, снижается расход

металла за счет лучших геометрических характеристик тавра и за счет уменьшения размеров фасонки.

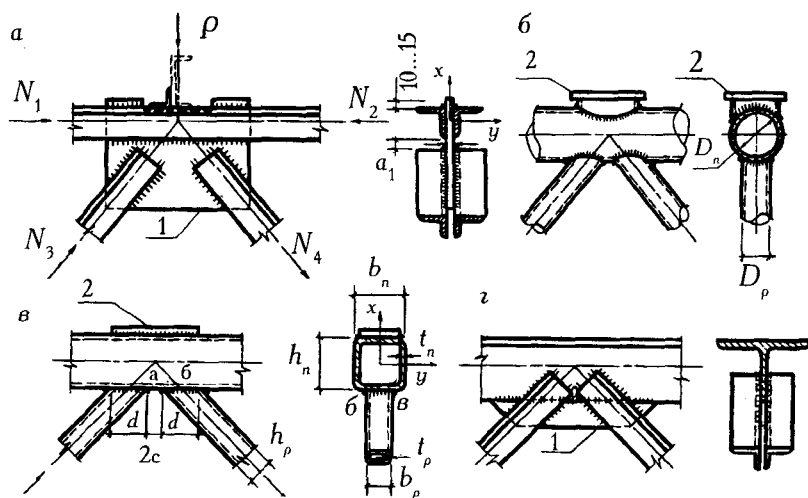


Рис. 7.6. Узлы ферм: а — из двух уголков; б — из круглых труб; в — из прямоугольных труб; г — с поясами из тавров; 1 — фасонка; 2 — распределительная деталь

Изготовление стержней ферм из одиночных уголков примерно в два раза уменьшает количество сборочных деталей и существенно снижает объем сварочных работ по сравнению с фермами из спаренных уголков, также улучшаются условия для нанесения и возобновления антикоррозийного покрытия. Недостатком ферм из одиночных уголков является асимметрия относительно вертикальной плоскости, которая сопровождается появлением крутящих моментов, а также изгибающих моментов как в плоскости, так и из плоскости фермы. Узлы ферм из одиночных уголков решаются по аналогии с узлом, изображенным на рис. 7.6 г.

Для ферм больших пролетов $l > 36$ м, а также для ферм, воспринимающих большие нагрузки, например, для ферм, используемых в качестве пролетных строений мостов, могут быть использованы двутавровые (Н-образные) профили как для поясов, так и для стержней решетки.

7.4. Определение расчетных длин стержней ферм

Для ферм различают расчетные длины в плоскости l_x и из плоскости фермы l_y . Значение расчетной длины определяется, прежде всего, расстоянием между точками, закрепленными от смещений. Для раскосов и стоек такими точками в плоскости и из плоскости фермы являются геометрические центры узлов. То же для стержней поясов, но только в плоскости фермы. Из плоскости такими точками для стержней поясов являются узлы, закрепленные с помощью других конструктивных элементов (прогонов, связей). Другим фактором, определяющим значение расчетной длины, является жесткость узлового соединения стержней. Из плоскости фермы жесткость узла определяется его конструктивным решением. Например, жесткость узлового соединения, изображенного на рис. 7.6 а, будет меньше, чем узлового соединения на рис. 7.6 б. Жесткость узлового соединения в плоскости фермы также зависит от конструктивного решения, но в еще большей степени от количества и мощности растянутых элементов, примыкающих к данному узлу, т.к. именно растянутые элементы препятствуют повороту узла в плоскости фермы (относительно оси y).

При переменном усилии по длине стержня, как это показано на рис. 7.7, его расчетная длина определяется по формуле:

$$l_y = (0,75 + 0,25 \cdot N_2/N_1) l_1, \quad (7.2)$$

где $N_1 > N_2$. Формула (7.2) действительна при $l_2 \approx l_3$.

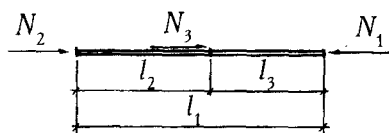


Рис. 7.7. К определению расчетной длины стержня с переменным осевым усилием

Если на сжатый пояс фермы из прямоугольных труб действует поперечная равномерно распределенная нагрузка, то его расчетная длина в плоскости фермы определяется по формуле: $l_x = \mu \cdot l_n$, где l_n — расстояние между узлами;

$$\mu = 0,65\sqrt{(n \cdot 10^3 + 1)/(n \cdot 10^3 + 0,43)} \quad (7.3)$$

или

$$\mu = 0,8\sqrt{(n \cdot 10^3 + 1)/(n \cdot 10^3 + 0,65)} \quad (7.4)$$

Первая формула используется для стержней, не граничащих с шарнирными узлами, и при наличии равномерно распределенной нагрузки на соседних панелях. Вторая формула используется для стержней, для которых указанные выше условия не выполняются. В формулах (7.3) и (7.4):

$$n = q \cdot h_n / 2N, \quad (7.5)$$

где q — распределенная нагрузка на пояс; N — осевое усилие в стержне пояса; h_n — высота сечения стержня (см. рис. 7.6 в).

7.5. Подбор сечений стержней ферм

Требуемая площадь и радиусы инерции сечений растянутых стержней определяются по следующим формулам:

$$A_{тр} = N/R_y, \quad i_{хтр} = l_x/\lambda_{кр}, \quad i_{утр} = l_y/\lambda_{кр}, \quad (7.6)$$

где $\lambda_{кр}$ — предельная гибкость. Для растянутых стержней при статической нагрузке гибкость ограничивается только в вертикальной плоскости и равна 400, а при динамической в обеих плоскостях — 250 для поясов и опорных раскосов и 300...350 для прочих стержней. Ограничение гибкости здесь продиктовано предотвращением искривлений от случайных воздействий, провисаний от собственного веса и вибраций от динамических нагрузок.

По характеристикам, найденным по формулам (7.6), принимается соответствующий размер профиля, имеющий характеристики не меньше требуемых. При этом для ферм из труб необходимо учитывать следующие рекомендации:

— диаметр трубы для стержней решетки должен находиться в пределах: $(0,3...1) \cdot D_n$, а ширина трубы b_p для раскосов стоек ферм из прямоугольных труб: $0,6 b_n \dots [b_n - 2(t_n + t_p)]$ (значения использованных символов (см. рис. 7.6 б, в));

— толщина стенки трубы должна быть не меньше 3 мм (для неопорных стоек и раскосов из прямоугольных труб наименьшая толщина стенки может быть равной 2,5 мм);

— отношение диаметра трубы к толщине стенки не должно быть больше значений, указанных в таблице 7.1, а отношение наибольшего размера прямоугольной трубы h или b к толщине не более 45 для поясов и 60 для решетки.

Для сжатых стержней из уголков и тавров вначале задаются гибкостью λ в пределах 80...100 для поясов, опорных раскосов и стоек и 100...120 для прочих элементов решетки. Затем определяются площадь поперечного сечения и радиусы инерций:

$$A_{\text{тр}} = N \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y, \quad i_{\text{хтр}} = l_x / \lambda, \quad i_{\text{утр}} = l_y / \lambda. \quad (7.7)$$

После этого по сортаменту принимают соответствующий профиль. Для сжатых стержней из труб оптимальный средний диаметр $D_{\text{ср}}$ и ширина прямоугольной трубы определяются по формулам

$$D_{\text{ср}} = 0,128 \sqrt[3]{(N \cdot \Pi / \sqrt{R_y})^3 \cdot l_{\text{ср}}^2}; \quad (7.8)$$

$$b = 0,158 \sqrt[3]{(N \cdot \Pi / \sqrt{R_y})^3 \cdot l_y^2 / m}, \quad (7.9)$$

где Π — предельное отношение диаметра (ширины) трубы к толщине, определяемые для круглых труб по таблице 7.1, а для прямоугольных $\Pi = 45$ для поясов и опорных раскосов и стоек и $\Pi = 60$ для прочих стержней решетки; $m = \frac{2}{3}(\alpha + 1)^2(3\alpha + 1)$; α — отношение высоты прямоугольной трубы к ее ширине, определяемое в зависимости от соотношения расчетных длин:

$$\alpha = \sqrt[3]{(l_x / l_y)^4}, \quad (7.10)$$

где l_x, l_y — расчетные длины, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы ($l_y \geq l_x$). В формулах (7.8) и (7.9) осевое усилие подставляется в МН, расчетное сопротивление в МПа, расчетная длина в м.

Другие размеры труб определяются следующим образом: толщина круглой трубы: $t = D_{cp}/\Pi$, то же прямоугольной: $t = b/\Pi$, высота прямоугольной трубы: $h = \alpha \cdot b$. После этого по сортаменту принимается труба, имеющая размеры, ближайšie к найденным значениям. При этом должны быть соблюдены рекомендации, указанные выше (см. подбор растянутых стержней). Принятая труба проверяется на общую устойчивость:

$$\sigma = N/\varphi \cdot A \leq R_y, \quad (7.11)$$

местную устойчивость:

$$D/t \leq \Pi; \quad b/t \leq \Pi \quad (7.12)$$

и по гибкости:

$$l_{max}/i \leq \lambda_{пр}, \quad (7.13)$$

где $\lambda_{пр}$ — предельная гибкость. Для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек предельная гибкость равна: $180 - 60\alpha_1$, то же для прочих элементов решетки: $210 - 60\alpha_1$, где $\alpha_1 = N/(\varphi \cdot A \cdot R_y)$.

Таблица 7.1

Предельные отношения диаметра к толщине

Значение предела текучести, МПа	Для поясов	Для решетки	
		при сжатии	при растяжении
<295	40	90	90
295...390	35	80	
>390	30	70	

7.6. Конструирование и расчет рядовых узлов ферм

Конструктивное решение узлов ферм зависит, прежде всего, от вида используемых профилей. На рис. 7.6 а изображен узел фермы со стержнями из спаренных уголков. При конструировании этого узла, также, как

и узлов из других профилей, следует стремиться к тому, чтобы оси сопрягаемых стержней пересекались в одной точке.

Для снижения влияния сварочных напряжений расстояние между сопрягаемыми уголками (размер a_1) не должен быть меньше $6l_\phi - 20$ мм, но и не больше 80 мм. Здесь l_ϕ — толщина фасонки, назначаемая по наибольшему усилию в стержнях решетки. При усилиях в пределах 150...1800 кН толщина фасонки назначается в интервале 6...20 мм. Размеры фасонки определяются длинами сварных швов, прикрепляющих уголки к фасонке. Сварные швы, прикрепляющие поясные уголки к фасонке, рассчитываются на равнодействующее усилие, равное: $\sqrt{\rho^2 + (N_2 - N_1)^2}$. В пределах одного узла рекомендуется использовать сварные швы с катетом одного значения.

Узлы ферм из круглых и прямоугольных труб приведены соответственно на рис. 7.6 б и в. При действии на поясную трубу сосредоточенной нагрузки следует предусматривать распределительные детали в виде пластин для прямоугольных труб и отрезков трубы для круглых. Вместо отрезков труб могут быть использованы отрезки швеллеров (рис. 7.8 а). Если в узле происходит наложение труб решетки (рис. 7.8 а), то «пропускаемой» является труба большего размера, при этом сварной шов на участке, перекрываемом другой трубой, может отсутствовать.

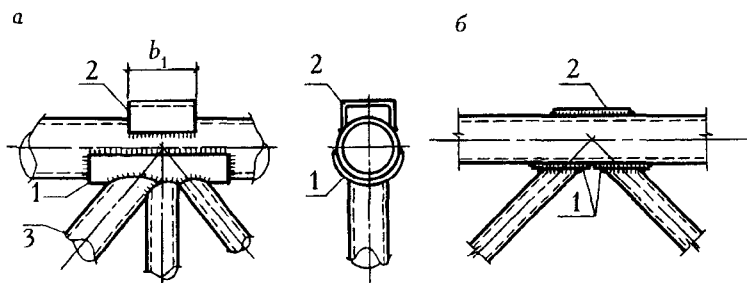


Рис. 7.8. Узлы ферм из труб с элементами усиления: 1 — накладка; 2 — распределительная деталь; 3 — «пропускаемая» трубка

При конструировании узлов ферм с поясами из тавров следует стремиться к бесфасоночному варианту. Если высоты стенки тавра не-

достаточно для расположения сварных швов, прикрепляющих стержни решетки, то добавляется фасонка. Именно такой вариант узла изображен на рис. 7.6 г.

Расчет узлов ферм из спаренных и одиночных уголков и тавров сводится к определению размеров сварных швов. Для узлов ферм из круглых труб выполняются следующие расчеты:

- расчет на продавливание поясной трубы от совокупности воздействий, передаваемых примыкающими стержнями решетки;
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

Последние два расчета выполняются и для узлов ферм из прямоугольных труб. Кроме того, узлы из прямоугольных труб рассчитываются:

- на продавливание (вырывание) участка горизонтальной стенки поясной трубы в месте примыкания каждого стержня решетки (этот расчет не делается, если $b_p/b_n > 0,9$);
- на прочность участка вертикальной стенки пояса в месте примыкания только сжатого стержня решетки (этот расчет не делается, если $b_p/b_n \leq 0,85$).

Расчеты на прочность примыкания стержней решетки обусловлены разной сопротивляемостью участков поясной трубы по периметру примыкания, что влечет за собой неравномерное распределение напряжений (рис. 7.9). Т. е. при среднем напряжении σ_{cp} , не превышающем расчетного сопротивления (это контролируется на стадии подбора сечения стержня решетки), наибольшее напряжение в месте примыкания σ_{max} может превышать этот предел. Формулы по расчету узлов ферм из труб приведены в [7] и [12]. На рис. 7.8 приведены варианты узлов из труб с элементами усиления. Особенности расчета ферм из одиночных уголков см в [2], [11].



Рис. 7.9. Распределение напряжений по периметру примыкания прямоугольной трубы раскоса к поясной трубе (расположение точек а, б, в, г, см. рис. 7.6 г)

7.7. Опорные узлы ферм

Сопряжение ферм с колоннами может быть жестким и шарнирным. На рис. 7.10 приведены возможные конструктивные решения опорных узлов при жестком сопряжении. Узел на рис. 7.10 а соответствует ферме, изображенной на рис. 7.1 — с восходящим (сжатым) опорным раскосом, а узел на рис. 7.10 б соответствует ферме, изображенной на рис. 7.2 в, д — с нисходящим (растянутым) опорным раскосом. В первом случае вертикальное опорное давление передается на колонну нижней частью опорного узла, а во втором — верхней частью. Кроме вертикального опорного давления, в опорных узлах при жестком сопряжении действуют также горизонтальные усилия N_1 и N_2 , являющиеся парами сил от опорных моментов. При расчете сварных швов используется большее из этих двух усилий, которое в дальнейшем будет обозначено N_{\max} , а расчет болтов выполняется на усилие, которое отрывает ферму от колонны, в дальнейшем оно будет обозначено через N_0 .

Фланцевые соединения, используемые в узлах, изображенных на рис. 7.10 и работающие на растяжение, проектируются с применением высокопрочных болтов, а сами фланцы изготавливаются из низколегированных сталей. Требуемая площадь нетто сечения одного болта A_{bn} определяется из проверочной формулы:

$$N_1 \leq N_b, \quad (7.14)$$

где N_1 — усилие, приходящееся на один болт. В общем случае это усилие определяется по формуле:

$$N_1 = H_0/n + H_0 \cdot e_\delta \cdot h_1/n_1 \cdot \Sigma h_i^2, \quad (7.15)$$

где n , n_1 — соответственно общее количество болтов и количество болтов в горизонтальном ряду; e_δ — расстояние от центра болтового соединения до центра узла (рис. 7.10 а); h_1 — расстояние от оси вращения до рассматриваемого болта. На рис. 7.10 а за ось вращения принята линия, проходящая через крайние верхние болты.

Расчетное усилие при растяжении одного высокопрочного болта N_b равно:

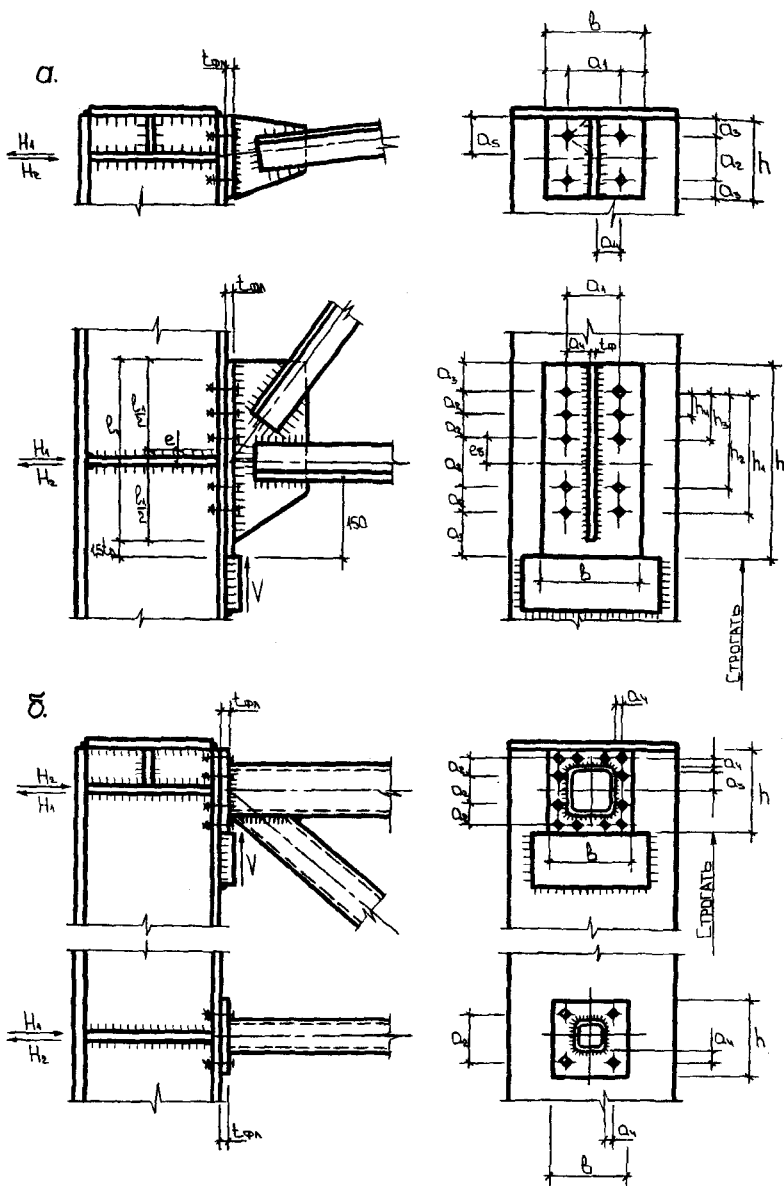


Рис. 7.10. Опорные узлы ферм: а — из спаренных уголков;
 б — из прямоугольных труб

$$N_{\delta} = 0,9 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn} \quad (7.16)$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление металла болта при растяжении. Предварительное натяжение болта принимается равным N_{δ} .

При расчете нижней части узла на рис. 7.10 б и верхней части на рис. 7.10 а следует принять $e_{\delta} = 0$. Как правило, для этих узлов принимается $n = 4$, а $n_1 = 2$.

Длина h и ширина b опорных фланцев определяются из конструктивных соображений: исходя из размера фасонки, размеров поясных труб (для узла на рис. 7.10, б) и размещения болтов. Толщина фланцев определяется из условия прочности при изгибе $M/W \leq R_y$:

$$t_{\phi л} \geq \sqrt{6 \cdot M / R_y \cdot a_5}, \quad (7.17)$$

где a_5 — для узла на рис. 7.10, а это меньшее значение из четырех значений: $a_3 + a_4$; $a_3 + a_4$; $2a_4$ или $a_3 + a_2/2$. Для узла на рис. 7.10 б это меньшее значение из двух: a_2 или $2a_4$. (a_2, a_3, a_4 — расстояния: между болтами, от болта до края фланса, от болта до грани элемента). Изгибающий момент определяется с учетом защемления:

$$M = N_1 \cdot a_4/2.$$

Для нижней части узла на рис. 7.10, а и верхней на рис. 7.10 б должно соблюдаться условие:

$$t_{\phi} \geq V/R_{\rho} \cdot b, \quad (7.18)$$

где R_{ρ} — расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности при наличии пригонки.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорные фланцы к стержням ферм, в общем случае проверяется на действии трех усилий: нормального усилия H_{\max} , изгибающего момента $H_{\max} \cdot e$ и вертикальной опорной реакции V . Появление изгибающего момента здесь обусловлено несовпадением центра узла с серединой сварного шва или центром болтового соединения. Проверочная формула имеет следующий вид:

$$\frac{\sqrt{[H_{\max} + 6H_{\max} \cdot e / l_w]^2 + V^2}}{2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (7.19)$$

где e — эксцентриситет приложения усилия H_{\max} относительно середины сварного шва (рис. 7.10 а); l_w — расчетная длина сварного шва. Если $H_{\max} = H_0$, то вместо e принимается e_δ . Для узла на рис. 7.10 б и для верхней части узла на рис. 7.10 а $e = e_\delta = 0$. Опорная реакция V учитывается при расчете только нижней части узла на рис. 7.10 а и верхней — на рис. 7.10 б. При расчете узла на рис. 7.10 б значение l_1 принимается равным половине периметра трубы.

Для нижней части узла на рис. 7.10 а следует выполнить также проверку прочности фасонки по приведенному напряжению:

$$\frac{\sqrt{(H_{\max} + 6H_{\max} \cdot e / l_1)^2 + 3V^2}}{t_\phi \cdot l_1} \leq 1,15R_y, \quad (7.20)$$

Размер l_1 для этого узла определяется размером опорной фасонки. Размеры опорного столика $t_{\text{ст}}$, $b_{\text{ст}}$, $h_{\text{ст}}$ назначаются точно так же, как для балок (см. 5.7.8). Конструктивные решения опорных узлов ферм из других профилей выполняются аналогично.

При шарнирном сопряжении конструктивное решение опорных узлов ферм сохраняется. Отличие состоит в том, что ферма прикрепляется к надколоннику, который устанавливается на колонну сверху и соединяется с ней шарнирно. При расчете шарнирных узлов усилия H_1 и H_2 принимаются в вышеприведенных формулах равными нулю.

7.8. Монтажные узлы ферм

Для обеспечения большей транспортабельности фермы пролетом более 18 м, как правило, членятся на две и более отправочные марки. На строительной площадке отправочные марки объединяются в единую конструкцию и затем монтируются в проектное положение. При этом точность и надежность сборки определяется конструктивным решением монтажных узлов. На рис. 7.11 приведены монтажные узлы ферм из спаренных уголков и прямоугольных труб при их членении на две отправочные марки (полуфермы).

Конструктивное решение монтажного узла должно быть таким, чтобы отправочные марки были бы идентичными. Этому требованию отве-

чае конструкция узла на рис. 7.11 а. Узловая фасонка разрезается на две одинаковые детали, а передача усилия с одной полуфермы на другую осуществляется с помощью вертикальных и горизонтальных накладок. При этом одна вертикальная накладка приваривается на заводе к правой полуферме, а другая к левой. Соответственно, на монтажной площадке наоборот: первая приваривается к левой, а вторая к правой полуферме (на рис. 7.11 заводской шов показан «ресничками», а монтажный — крестиками). Горизонтальные накладки привариваются к левой и правой полуферме на монтажной площадке. Болты в узле предусмотрены только для сборки. После сварки они могут быть сняты. Деталь 4 предусматривается, если это требуется, для крепления элементов связей. При конструировании монтажных узлов следует учитывать требования, приведенные для рядовых узлов. Монтажный узел ферм из труб решается с помощью фланцев и болтов. Между фланцами вставляется прокладка, которая используется для крепления центральной стойки и элементов связей.

Расчет монтажных узлов производится, как правило, из условия равнопрочности. Расчетное усилие для соединительных деталей и сварных швов принимается равным несущей способности соединяемых стержней по прочности. Усилие в поясных стержнях и в раскосах равно:

$$N_n = 1,2 A_n R_y; \quad N_p = 1,2 A_p R_y, \quad (7.21)$$

где A_n и A_p — соответственно, площадь сечения пояса и раскоса; 1,2 — коэффициент, учитывающий сложное напряженное состояние в узле. Для ферм из спаренных уголков (рис. 7.11 а), усилие с верхнего пояса одной полуфермы передается на верхний пояс другой полуфермы через накладки по верхнему поясу и через горизонтальные и вертикальные накладки по фасонкам. Усилие, приходящееся на вертикальные накладки, определяется высотой части фасонки, равной удвоенной ширине вертикальной полки поясного уголка b_{n1} . Тогда условие прочности в сечении a — a будет иметь следующий вид:

$$N_n \leq (2A_n + 2b_{n1} \cdot t_f) R_y \quad (7.22)$$

где A_n — площадь сечения одной накладки по верхнему поясу; t_f — толщина фасонки.

Из (7.22) можно найти требуемую площадь сечения одной накладки:

$$A_{\text{нгр}} \geq N_n / 2R_y - b_{\text{н1}} \cdot t_f \quad (7.23)$$

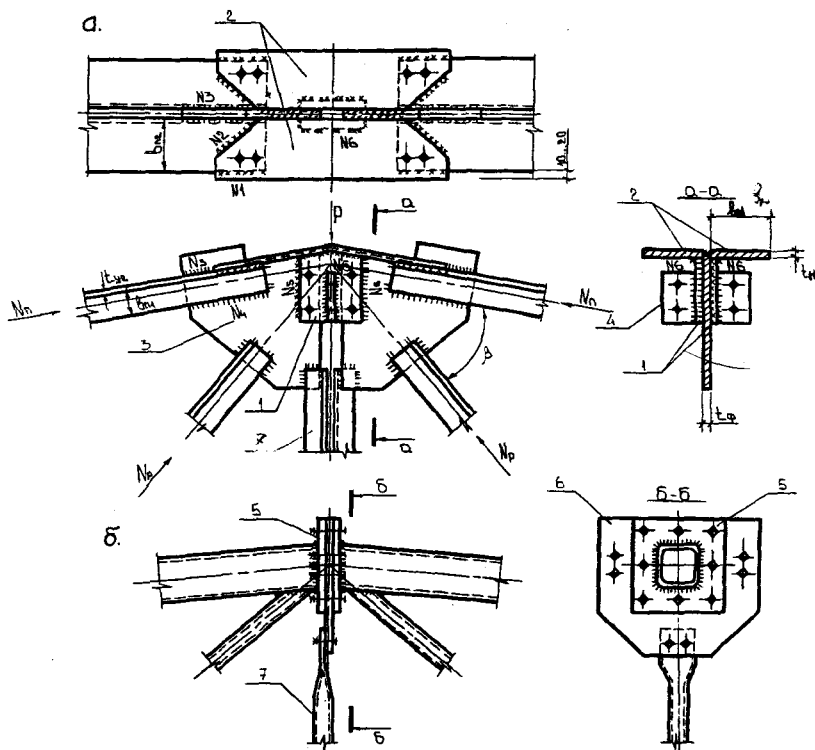


Рис. 7.11. Монтажные узлы ферм: а — из спаренных уголков; б — из прямоугольных труб; 1 — вертикальные накладки; 2 — накладки по верхнему поясу; 3 — фасонка; 4 — детали для крепления связей; 5 — фланец; 6 — прокладка; 7 — стойка

Ширина и толщина горизонтальных накладок назначаются с учетом найденного значения требуемой площади и, кроме того, следует учесть еще два условия:

$$A_n \geq b_{n2} \cdot t_{yr}; \quad b_n \geq b_{n2} + (10 \dots 20) \text{ мм}, \quad (7.24)$$

где $b_{п2}$ и t_{y2} — соответственно ширина горизонтальной полки поясного уголка и толщина уголка. Тогда усилие в горизонтальной накладке, на которое рассчитываются сварные швы № 1 и № 2 (рис. 7.11 а), будет равно:

$$N_n = N_n / (2 + 2 \cdot b_{п1} \cdot t_j / b_n \cdot t_n). \quad (7.25)$$

Предполагается, что усилие N_n распределяется между швами № 1 и № 2 поровну. Сварные швы № 3 и № 4 рассчитываются на наибольшее усилие: $N_\phi = N_n - 2N_n$ или $N_\phi = N_n / 2$. Толщина вертикальной накладки принимается, как правило, равной толщине фасонки, а высота определяется длиной сварных швов № 5, которые рассчитываются на равнодействующее усилие:

$$N_{равн} = \sqrt{(N_\phi + N_p \cos \beta)^2 + (P / 2)^2} \quad (7.26)$$

Высота вертикальной накладки должна быть не меньше $2b_{п1}$. Ширина вертикальной накладки определяется длиной сварного шва № 6, который рассчитывается на усилие P , а также размещением болтов, диаметр и количество которых назначается без расчета: $d = 16 \dots 20$ мм, $n = 4$. Монтажный узел нижнего пояса конструируется и рассчитывается аналогично узлу верхнего пояса.

В монтажном узле верхнего сжатого пояса ферм из труб (рис. 7.11 б) рассчитываются только сварные швы, прикрепляющие фланцы к трубам. Все остальные детали назначаются без расчета. В монтажном узле нижнего пояса ферм из труб усилие с одной полуфермы на другую передается через сварные швы, фланцы и болты. Расчет фланцевого соединения производится по аналогии с расчетом опорного узла ферм из труб (см. выше). Монтажный узел ферм с поясами из тавров может быть выполнен как с помощью накладок, так и с помощью фланцев. В первом случае конструирование и расчет выполняются по аналогии с узлом на рис. 7.11 а, а во втором — по аналогии с узлом на рис. 7.11 б.

8.1. Общая характеристика промзданий

Примерно 65% промышленных зданий являются одноэтажными, что обусловлено, прежде всего, их лучшими экономическими показателями и преимуществами при эксплуатации. Кроме того, в одноэтажных зданиях значительно проще решаются вопросы реконструкции, естественного освещения и аэрации. Как правило, одноэтажные промздания оборудуются мостовыми или подвесными грузоподъемными кранами.

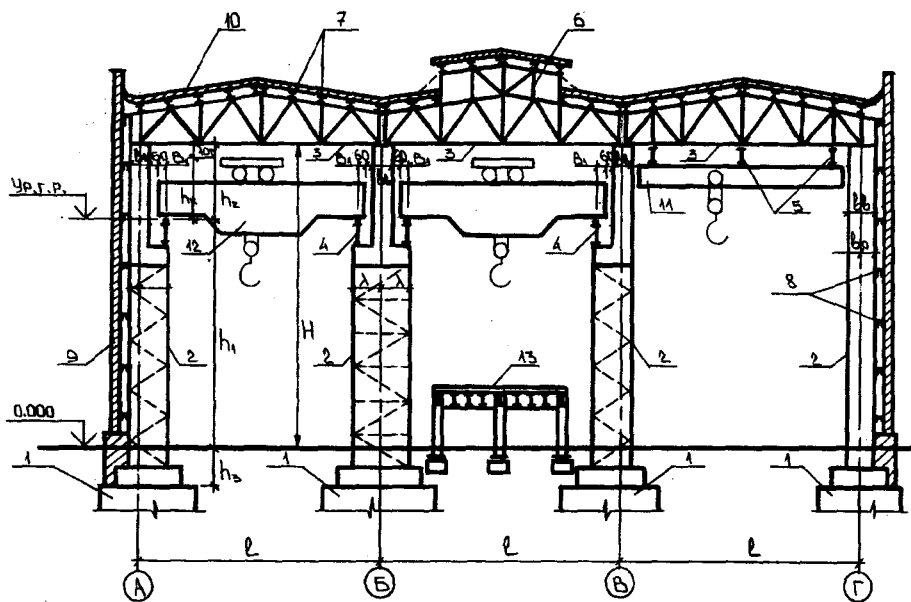


Рис. 8.1. Поперечный разрез трехпролетного промздания:

- 1 — фундаменты; 2 — колонны; 3 — фермы; 4 — подкрановые балки;
- 5 — подвесные пути; 6 — П-образный светоаэрационный фонарь;
- 7 — прогоны покрытия; 8 — фахверк; 9 — стены; 10 — кровля; 11 —
- подвесной кран; 12 — мостовой кран; 13 — технологическая площадка

Каркас промышленных зданий состоит из поперечных и продольных конструкций. К поперечным конструкциям (рис. 8.1) относятся: фундаменты, колонны, балки покрытий или стропильные фермы (ригели), к продольным: подкрановые балки, связи, прогоны покрытий, подстропильные фермы, элементы фахверка. Поперечные конструкции образуют поперечную раму здания (ПРЗ), которая воспринимает вертикальные и поперечные горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Основными геометрическими параметрами промзданий являются: пролет, шаг колонн и высота. Наиболее употребительные значения пролетов l равны 18, 24, 30 и 36 м, шага колонн — 6 и 12 м, высоты h — 6 и 7,2 м (для бескрановых зданий), 6; 7,2 и 8,4 м (для зданий с подвесными кранами), 10,8; 12,6 м (для зданий с мостовыми кранами).

Требования, предъявляемые к промзданиям: это, прежде всего, удовлетворение условиям эксплуатации, долговечность и экономичность. Кроме того, при проектировании учитываются требования типизации и индустриализации.

8.2. Основы компоновочных и конструктивных решений

При большой длине и ширине промздания членятся на температурные отсеки. Это делается, чтобы уменьшить напряжение в конструктивных элементах (прежде всего, в колоннах) при изменении температуры. Размеры температурных отсеков назначаются таким образом, чтобы напряжениями от температурных деформаций в колоннах можно было пренебречь. Первой величиной, учитываемой при назначении размеров температурных отсеков, является возможный перепад температуры в процессе эксплуатации. В свою очередь, это зависит от района строительства и условий эксплуатации (отапливаемое или неотапливаемое здание). Для отапливаемого здания перепад температуры будет меньше, следовательно, размер температурного отсека будет больше, чем для неотапливаемого здания. Кроме того, учитывается жесткость колонн — чем больше жесткость, тем меньше должны быть температурные перемещения, т.е. тем меньше должен быть размер температурного отсека. Поэтому в продольном направлении, где жесткость колонн значительно меньше, размер тем-

пературного отсека будет значительно больше, чем в поперечном направлении.

Линия, по которой сопрягаются температурные отсеки, называется температурным швом. Поперечный температурный шов совмещается с поперечной координатной осью, а продольный располагается между двойными продольными координатными осями. Вдоль температурных швов устраивается двойной ряд колонн, привязка которых показана на рис. 8.2. Сдвоенные ряды колонн обеспечивают независимость температурных деформаций в каждом температурном отсеке. У торцов здания колонны следует смещать на 500 мм с поперечной координатной оси. Это делается для удобства угловых сопряжений стеновых элементов. Размер привязки, равный 500 мм, допускается увеличивать до значений кратных 250 мм.

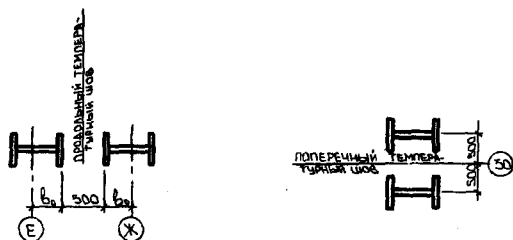


Рис. 8.2. Расположение колонн у температурных швов: а — у продольного шва; б — у поперечного

8.2.1. Конструктивные решения покрытий

Конструктивные варианты покрытий промзданий приведены на рис. 8.3. По первому варианту (рис. 8.3 а) на стропильные фермы или балки монтируются прогоны с шагом 3 м, по которым укладываются листы профнастила и затем ограждающие элементы покрытия: пароизоляция, утеплитель (плиточный) и гидроизоляционный ковер. При этом варианте профнастил укладывается гофрами поперек здания. Более прогрессивным решением покрытия является беспрогонный, «молодечненский» вариант (рис. 8.3 б). Здесь профилированный настил укладывается непосредственно на верхний пояс стропильных ферм, при этом гофры настила направлены вдоль здания. При этом варианте шаг колонн может быть равен 6 или 12 м. При шаге колонн 12 м используются подстропильные

фермы. Наиболее экономичные варианты покрытия приведены на рис. 8.3 в, г. Здесь несущими и ограждающими элементами служат панели-оболочки «на пролет». Ширина таких панелей равна 3 м, а длина равна пролету здания. Панели-оболочки могут опираться на подстропильные балки или фермы, а могут самостоятельно образовывать подстропильную конструкцию, как это показано на рис. 8.3 г.

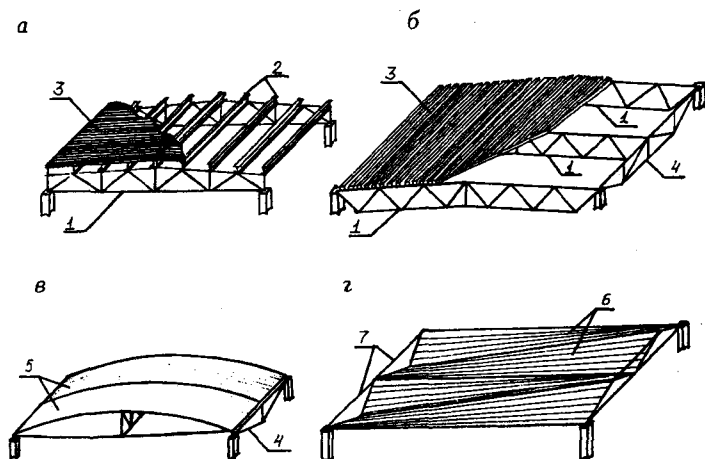


Рис. 8.3. Конструктивные варианты покрытий: а — прогонное покрытие, б — беспрогонное покрытие; в, г — покрытия из цилиндрических и гиперболических панелей-оболочек «на пролет»; 1 — стропильные фермы; 2 — прогоны; 3 — профнастил; 4 — подстропильная ферма; 5 — цилиндрические панели-оболочки; 6 — гиперболические панели-оболочки; 7 — распорки

Цилиндрическая панель-оболочка образуется на основе стального профилированного настила. В процессе формообразования профнастилу придается изогнутая (цилиндрическая) форма, которая фиксируется с помощью шпренгельного подкрепления. На рис. 8.3 в изображена ячейка покрытия из 2-х панелей-оболочек. По расходу металла цилиндрическая панель-оболочка имеет наилучшие показатели. Гиперболическая панель-оболочка также образуется на основе стального профнастила, которому в этом случае придается форма гиперболического параболоида. Такая форма способствует

наилучшему распределению усилий в конструкции и придает интерьеру здания выразительный и своеобразный вид. На рис. 8.3 изображена ячейка покрытия из 4-х панелей-оболочек. Применение панелей-оболочек резко снижает количество монтажных элементов, предопределяет прогрессивный блочный монтаж покрытия, позволяет большую часть кровельных работ выполнять внизу, на строительной площадке или на заводе-изготовителе. Кроме того, панели-оболочки уменьшают строительную высоту покрытия, тем самым снижают эксплуатационные расходы [6].

Покрытия промзданий могут быть оборудованы светоаэрационными П-образными (рис. 8.1) или зенитными фонарями. П-образные фонари имеют ширину, равную 6 или 12 м, высоту 2...3,5 м, а их длина определяется технологическими потребностями. Зенитные фонари устанавливаются на покрытие в виде отдельных вкраплений в местах, обусловленных технологическим процессом. Размеры зенитных фонарей в плане 1,0×1,5; 1,5×1,5; 1,5×3; 1,5×6; 3×3 м. Высота зенитных фонарей 0,4...0,7 м. По сравнению с П-образными фонарями зенитные фонари менее трудоемки в монтаже, имеют меньший расход металла, не увеличивают строительную высоту здания, обеспечивают меньшие теплопотери и не создают снеговых «мешков». К недостаткам зенитных фонарей можно отнести их меньшую аэрацию и потребность в постоянной очистке от пыли и снега.

8.2.2. Стены. Фахверк

Для стенового заполнения в промзданиях, как правило, используют железобетонные или трехслойные с металлической обшивкой панели заводского изготовления. В первом случае панели располагаются горизонтально, а во втором — вертикально. Трехслойное стеновое заполнение может быть образовано и непосредственно на строительной площадке (полистовая сборка). В таблице 8.1 приведены технико-экономические показатели вариантов стенового заполнения.

Фахверк служит для поддержания стенового заполнения и оформления проемов. Он включает в себя систему конструктивных элементов, состоящую из стоек, ригелей и распорок. На рис. 8.4 приведено конструктивное решение торцевого фахверка, состоящего из стоек и ригелей, для стенового заполнения из трехслойных панелей. При использовании железобетонных панелей фахверк служит для поддержания панелей до их сцепления с бетоном.

бетонных панелей вместо ригелей используются распорки, которые располагаются в плоскости фахверковых стоек. Частота расположения фахверковых стоек зависит от размеров элементов (панелей) стенового заполнения. А частота расположения ригелей — от несущей способности, т.к. расстояние между ригелями является пролетом для вертикально расположенной стеновой панели, воспринимающей ветровую нагрузку. Соединение фахверковых стоек с фермой покрытия осуществляется с помощью листового шарнира, отличительной особенностью которого является способность передавать на ригель покрытия (ферму) только горизонтальные усилия.

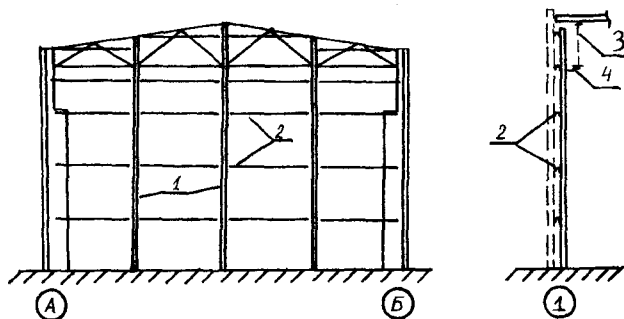


Рис. 8.4. Элементы торцевого фахверка: 1 — стойка; 2 — ригель; 3 — стропильная ферма; 4 — листовой шарнир

Таблица 8.1

Технико-экономические показатели стенового заполнения

№ п/п	Вид стенового заполнения	Расход стали, кг/м ²	Трудозатраты на строит. площадке, чел. час/м ²	Стоимость «в деле», %
1	Из кирпича (толщиной 51 см)	—	3	100
2	Из железобетонных панелей	4,4	1,25	118
3	Из 3-хслойных панелей заводского изготовления	16,3	1,09	140
4	Из 3-хслойных панелей-карт полистовой сборки	20,4	1,8	128

Элементы фахверка воспринимают ветровую нагрузку и нагрузку от собственного веса и веса стенового заполнения. Стойки фахверка рассчитываются как внецентренно-сжатые элементы, а ригели — как элементы, изгибаемые в двух плоскостях с учетом возможного кручения.

8.2.3. Связи

Различают связи горизонтальные и вертикальные. В свою очередь, горизонтальные связи подразделяются на поперечные и продольные, а вертикальные — на связи между фермами и колоннами.

Поперечные горизонтальные связи предназначены для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торец здания. В дальнейшем эта нагрузка передается через другие конструктивные элементы на основание. Кроме того, поперечные горизонтальные связи служат для уменьшения расчетной длины поясов фермы в горизонтальной плоскости. Поперечные горизонтальные связи устанавливаются у торцов температурных отсеков в уровне нижних поясов ригелей (ферм). Если длина температурного отсека превышает 144 м, то связи ставят еще и в середине температурного отсека для повышения общей жесткости диска покрытия (рис. 8.5 а). Связевые элементы (на рис. 8.5 а они обозначены буквами «а» и «б») совместно с нижними поясами стропильных ферм или балок образуют горизонтально расположенные связевые фермы, обладающие определенной несущей способностью и жесткостью. При этом расчетная длина l_y нижнего пояса стропильной фермы в горизонтальной плоскости будет равна расстоянию между узлами связевой фермы. Для обеспечения узловой передачи ветровой нагрузки расположение узлов связевых ферм должно быть увязано с расположением фахверковых стоек и узлов стропильных ферм по нижнему поясу. Уменьшение расчетной длины нижнего пояса ферм, между которыми нет связевых элементов, обеспечивается постановкой растяжек (на рис. 8.5 а они обозначены буквой «в»).

Элементы связей изготавливают, как правило, из уголков или труб, а размер профиля назначается по предельной гибкости. Для сжатых элементов связей предельная гибкость равна 200, для растянутых при динамической нагрузке с количеством циклов нагружения за весь период эксплуатации здания более $2 \cdot 10^6$ равна 300, при других нагрузках —

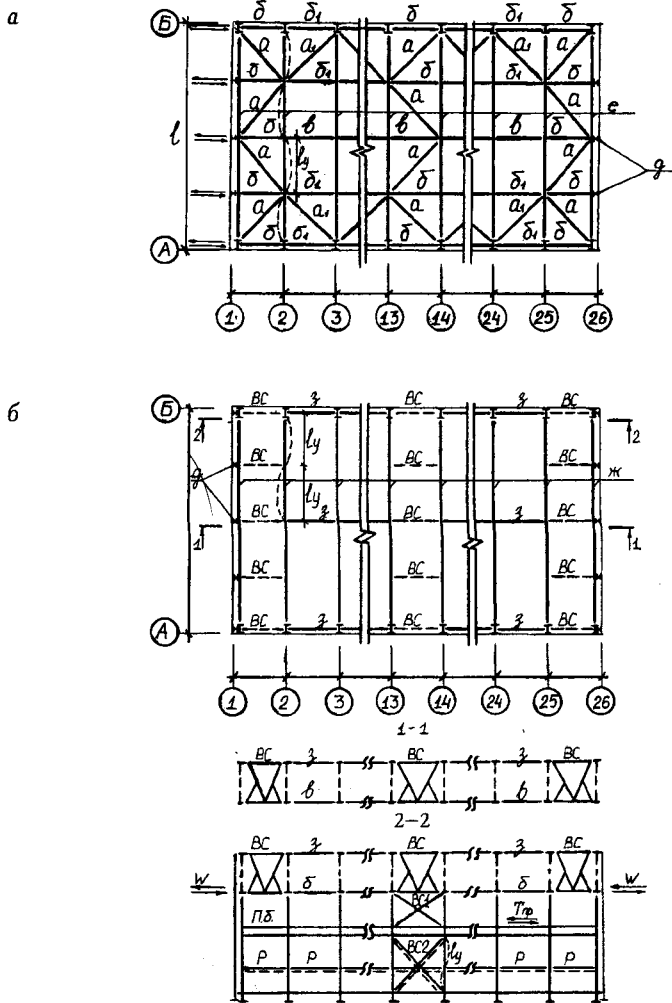


Рис. 8.5. Схемы связей в пределах температурного отсека: а — схема горизонтальных связей; б — схема вертикальных связей. Обозначения: а, б — элементы поперечных связей; а₁, б₁ — элементы продольных связей; в, з — распорки; д — стойки торцевого фарверка; е, ж — нижний и верхний пояса стропильных ферм; BC — вертикальные связи между фермами; BC1 — вертикальные связи между колоннами выше подкрановых балок; BC2 — то же ниже подкрановых балок; P — распорки между колоннами

400. При треугольной решетке связевых ферм (изображена на рис. 8.5 а) все элементы считаются сжатыми. При крестообразной решетке все раскосы считаются растянутыми (здесь допускается считать, что сжатые раскосы выключаются из работы), а стойки — сжатыми. В зданиях с пролетом более 30 м и высотой более 15 м усилия в связевых фермах от ветровой нагрузки следует определять расчетом и сечения подбирать согласно этим усилиям. При этом усилия, возникающие в нижних поясах стропильных ферм, при расчете самих стропильных ферм не учитываются. Узловые соединения связевых элементов, если нет фактического усилия, рассчитываются на силу, равную 60 кн.

Продольные горизонтальные связи обеспечивают совместную работу поперечных рам здания при действии горизонтальной поперечной нагрузки, распределенной неравномерно по длине здания. К таким нагрузкам относится, прежде всего, нагрузка, возникающая при торможении тележки грузоподъемного крана (см. § 8.4.1). Продольные связи располагаются вдоль крайних рядов колонн (на рис. 8.5 а элементы продольных связей обозначены буквами «а₁» и «б₁»). В зданиях, с числом пролетов более трех продольные горизонтальные связи следует размещать также вдоль средних рядов колонн и не реже, чем через пролет, в зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы и через два пролета — в прочих зданиях. В зданиях без мостовых кранов продольные горизонтальные связи не применяются. Также можно обходиться без этих связей в зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью до 10 т легкого или среднего режима работы. При этом покрытие должно быть без подстропильных ферм, а высота здания не должна превышать 18 м. Конструктивные решения и подбор сечений элементов горизонтальных продольных связей аналогичны поперечным связям.

Вертикальные связи между фермами предназначены для фиксации вертикального положения стропильных ферм, для уменьшения расчетной длины стержней поясов ферм в горизонтальной плоскости и для передачи горизонтальных нагрузок, действующих вдоль здания на диск покрытия. Вертикальные связи устанавливаются в тех же осях, что и поперечные горизонтальные связи (рис. 8.5 б). Шаг вертикальных связей должен совпадать с расположением узлов по нижнему и верхнему поясу стропиль-

ных ферм. Как правило, шаг вертикальных связей принимается кратным 6 м. В местах расположения вертикальных связей в стропильных фермах следует предусматривать вертикальные стойки.

Расчетная длина в горизонтальной плоскости l_y верхнего пояса ферм, между которыми расположены вертикальные связи, равна шагу этих связей (на рис. 8.5 б деформированная ось верхнего пояса показана штриховой линией). Расчетная длина верхнего пояса других ферм уменьшается присоединением их к вертикальным связям распорками, прогонами или элементами, их заменяющими.

Вертикальные связи проектируются в виде фермочек заводского изготовления, сечения элементов которых подбираются по предельной гибкости (см. выше). В местах установки вертикальных связей элементы горизонтальных связей б не ставятся.

Для покрытий зданий с применением панелей-оболочек на пролет поперечные и продольные горизонтальные связи, а также вертикальные связи в пределах покрытия не требуются.

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают продольную устойчивость колонн, воспринимают продольные усилия от ветра W и крана $T_{пр}$, уменьшают расчетную длину колонн в продольном направлении (из плоскости поперечной рамы). Вертикальные связи между колоннами располагают в средней части температурного отсека (рис. 8.5 б, разрез 2—2) с тем, чтобы не препятствовать температурным деформациям. Рекомендуется, чтобы расстояние от торца температурного отсека до вертикальных связей между колоннами не превышало 90 м для отапливаемых зданий и 75 м для неотапливаемых.

Для уменьшения расчетной длины l_y из плоскости поперечной рамы колонн, расположенных вне связевой панели, используются распорки. Связи, расположенные выше подкрановых балок, делаются одинарными и располагаются по оси надкрановой части колонн. Связи, расположенные ниже подкрановых балок, делаются двойными (на рис. 8.5 б, разрез 2—2 они показаны сплошной и штриховой линией) и располагаются в плоскости каждой ветви подкрановой части колонн. Сечение вертикальных связей подбирается в большинстве случаев по предельной гибкости. В зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы связи между колоннами

рассчитываются по жесткости: горизонтальные отклонения колонн на уровне подкранового рельса при действии продольной крановой нагрузки не должны превышать $h_1/4000$, где h_1 — отметка уровня головки подкранового рельса.

8.3. Определение размеров поперечной рамы здания

Наиболее часто при компоновке поперечных рам промышленных зданий используются одноступенчатые колонны, состоящие из надкрановой и подкрановой частей, соответственно, выше и ниже уровня опирания подкрановых балок (рис. 8.6 а). Надкрановая часть колонн всегда сплошностенчатая, а подкрановая — также может быть сплошностенчатой, если ее ширина b_n не превышает 1 м, в противном случае, подкрановая часть делается сквозной. Делается это с целью уменьшения расхода металла. Сопряжения колонн с фундаментом всегда жесткое. Это проще в конструктивном отношении и обеспечивает неизменяемость каркаса здания в поперечном направлении. Сопряжение колонн с ригелем может быть как жестким, так и шарнирным. Жесткое сопряжение применяется для однопролетных зданий, а шарнирное для многопролетных. При определении вертикальных размеров поперечной рамы здания (ПРЗ) отправной величиной является уровень головки рельса (ур. г. р.). На рис. 8.6 а этот размер обозначен символом h_1 . Расстояние от ур. г. р. до низа стропильных конструкций определяется как сумма:

$$h_2 = h_k + f + 100 \text{ мм},$$

где h_k — вертикальный габарит крана, f — прогиб ригеля, 100 мм — зазор безопасности между низом ригеля и верхом грузоподъемного крана. Полезная высота здания H , равная сумме h_1 и h_2 , исходя из требований унификации, должна быть кратной 600 мм. Высота надкрановой h_b и подкрановой h_n частей колонны определяются по формулам:

$$h_b = h_2 + a; \quad h_n = H - h_b + h_3 \quad (8.1)$$

где a — суммарная высота подкрановой балки и подкранового рельса; h_3 — заглубление фундамента. Как правило, $h_3 = 0,6...1$ м.

Привязка крайних колонн к координатным осям b_0 может иметь три значения: 0, 250 и 500 мм. Чем больше поперечная нагрузка, тем больше значение привязки. Нулевая привязка рекомендуется при следующих параметрах: грузоподъемность крана не более 30 т, уровень головки рельса не более 10 м, шаг колонн 6 м. Привязка, равная 500 мм — соответственно при грузоподъемности кранов более 80 т, при h_1 более 18 м и шаге колонны 12 м и более. В остальных случаях привязка принимается равной 250 мм. После подбора сечения надкрановой части колонны и соответствующих проверок возможна корректировка принятого значения привязки.

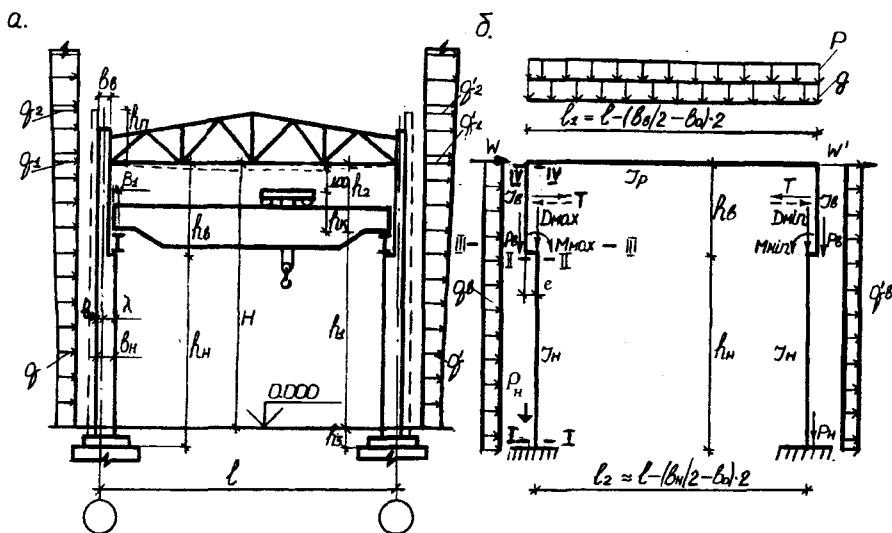


Рис. 8.6. Поперечный разрез здания (а) и соответствующая ему расчетная схема (б)

Ширина (высота сечения) надкрановой части крайней колонны b_b назначается исходя из следующих трех условий:

$$b_b \geq h_b/12; \quad b_b \leq \lambda - B_1 + b_0 + 60 \text{ мм}; \quad b_b = 400 \dots 1000 \text{ мм}, \quad (8.2)$$

где λ имеет три значения: 750, 1000 и 1250 мм соответственно при кранах грузоподъемностью 20...50 т, 80...125 т и более 125; B_1 — размер крана (рис. 8.6) определяется по нормативным документам.

Первое условие продиктовано требованиями по обеспечению минимальной жесткости, второе — обеспечением проезда крана между колоннами (60 мм — это минимальный зазор между колонной и мостом крана), третье обусловлено опытом проектирования. Для средних колонн и при наличии кранов с двух сторон ширина надкрановой части принимается равной:

$$b_v^1 = 2(b_v - b_o) \quad (8.3)$$

Ширина подкрановой части крайних и средних колонн b_n соответственно равна:

$$b_n = b_o + \lambda; \quad b_n = 2\lambda, \quad (8.4)$$

но не менее $(h_b + h_n)/20$.

Для колонн постоянного сечения без консолей и с консолями (такие колонны используются при кранах грузоподъемностью до 20 т) высота сечения должна быть не менее 1/20 всей длины колонны и назначается в пределах 400...1000 мм. При этом значение привязки принимается в зависимости от высоты здания и шага колонн (см. выше).

8.4. Основы расчета поперечных рам зданий

При расчете ПРЗ, кроме нагрузок, необходимо учитывать температуру и агрессивность среды эксплуатации, а также режим работы грузоподъемного оборудования, который в зависимости от интенсивности подразделяется на ручной, легкий, (1К, 2К, 3К) средний, (4К, 5К, 6К) тяжелый (7К) и весьма тяжелый (8К). Расчет ПРЗ производится в следующей последовательности: устанавливается расчетная схема, определяются нагрузки, определяются усилия в характерных сечениях от каждой нагрузки; составляются наименее выгодные сочетания усилий, подбираются сечения элементов ПРЗ и производится их проверка.

На рис. 8.6 приведен конструктивный поперечный разрез одноэтажного — однопролетного здания и соответствующая ему расчетная схема. В расчетной схеме конструктивные элементы обозначаются одной лини-

ей. Колонны обозначаются линиями, проходящими через центры тяжести сечений. Пролет рамы в этом случае будет равен:

$$L = l + 2b_o - b_v.$$

Несовпадение осей надкрановой и подкрановой частей колонн можно приближенно принять равным: $e = (b_n - b_b)/2$. Ригель также обозначается линией, проходящей через центр тяжести сечений, если сопряжение ригеля с колонной жесткое и сечение ригеля сплошностенчатое. Если в качестве ригеля используется ферма, то при жестком сопряжении она обозначается линией, проходящей через центры тяжести сечения нижнего пояса. При шарнирном сопряжении и сплошностенчатый и сквозной ригель обозначаются на расчетной схеме линией, проходящей через центры опорных шарниров.

8.4.1. Определение нагрузок на ПРЗ

На промышленное здание действуют следующие нагрузки: постоянные (собственный вес ограждающих и несущих конструкций); временные (снег, ветер, технологические нагрузки от оборудования, прежде всего, от грузоподъемных кранов) и особые нагрузки, вызванные сейсмическими воздействиями, неравномерной осадкой опор, авариями технологического оборудования.

Нагрузка от собственного веса покрытия g считается равномерно распределенной вдоль ригеля рамы, а нагрузка от веса стенового заполнения и собственного веса колонн сосредоточенной P , приложенной в уровне низа надкрановой и подкрановой частей колонны (рис. 8.6 б). Снеговая нагрузка также считается равномерно распределенной по ригелю рамы. Значение этой нагрузки определяется по формуле:

$$\rho = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \mu \cdot b, \quad (8.5)$$

где S_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (зависит от района строительства); γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; μ — коэффициент перехода от веса снежного покрова к нагрузке на покрытие (зависит от формы покрытия); b — шаг ригелей (ферм).

Эпюра ветровой нагрузки на поперечник здания изображена на рис. 8.6 а. Ветровая нагрузка представлена в виде положительного давления (направлена на стеновое заполнение) и отрицательного давления (направлена от стенового заполнения), значения которых определяются по формуле:

$$q = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c \cdot b, \quad (8.6)$$

где w_0 — скоростной напор ветра (зависит от района строительства); γ_f — коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$; k — коэффициент, учитывающий тип местности и изменение скоростного напора ветра по высоте; c — аэродинамический коэффициент, зависящий от формы и размеров здания. Для положительного — давление $c = 0,8$, а для отрицательного — $c = 0,4 \dots 0,6$ — зависит от отношений длины здания к ширине и высоты к ширине.

Ветровая нагрузка на покрытие, как правило, не учитывается, т.к. при традиционных уклонах кровли на покрытии возникает только отрицательное давление, улучшающее работу элементов ПРЗ.

При расчете ПРЗ фактическая ветровая нагрузка заменяется равномерно распределенной q_b , q_b' и сосредоточенной w , w' нагрузками (рис. 8.6 б). Переход от фактической к равномерно распределенной нагрузке осуществляется из условия равенства опрокидывающих моментов относительно фундамента колонн: опрокидывающий момент, создаваемый равномерно распределенной нагрузкой q_b или q_b' относительно верха фундамента, должен быть таким же, как и от фактической нагрузки q или q' . При этом фактическая нагрузка учитывается только до низа стропильных конструкций. Сосредоточенные силы w и w' являются равнодействующими ветрового давления, действующего в пределах высоты покрытия:

$$w = (q_1 + q_2) \cdot h_{\Pi} / 2, \quad w' = (q_1' + q_2') \cdot h_{\Pi} / 2, \quad (8.7)$$

где h_{Π} — расстояние от низа стропильной фермы до верха стенового ограждения.

Нагрузка от грузоподъемных кранов при расчете ПРЗ представляется в виде трех силовых воздействий: вертикального давления D_{\max} и D_{\min} , приложенных по центру тяжести сечения нижней части колонны;

изгибающих моментов M_{\max} и M_{\min} и горизонтальной силы T , приложенной в уровне верхнего пояса подкрановой балки. Наибольшее вертикальное давление на колонну определяется, как правило, от двух кранов с помощью линии влияния (рис. 8.7) по формуле:

$$D_{\max} = \Psi \cdot \gamma_f [\rho_1 \cdot \sum y_{1i} + \rho_2 \cdot \sum y_{2i}] + g_{\text{пк}}, \quad (8.8)$$

где ρ_1 и ρ_2 — наибольшие давления на колеса крана (принимаются по нормативным документам); γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; Ψ — коэффициент сочетаний, принимаемый в зависимости от режима работы кранов (чем тяжелее режим, тем больше значения Ψ) и количества кранов, учитываемых при расчете ПРЗ (чем больше кранов, тем меньше Ψ); $\sum y_{1i}$, $\sum y_{2i}$ — сумма ординат линии влияния соответственно под силами ρ_1 и ρ_2 . Краны следует расположить таким образом, чтобы сумма ординат была наибольшей. Необходимые при этом расстояния между колесами крана и ширина моста крана принимаются по нормативным документам; $g_{\text{пк}}$ — вес подкрановых конструкций.

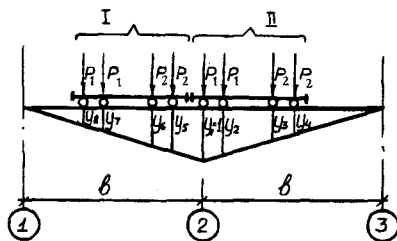


Рис. 8.7. Линия влияния опорного давления на стойку ПРЗ:
1, 2, 3 — оси колонн, ρ — наибольшее давление на колесо крана;
I, II — краны

Наименьшее давление на колонну определяется по формуле (8.8) с подстановкой наименьших давлений на колеса вместо наибольших. Наименьшие давления определяются по формулам:

$$\rho_{\min} = (G_k + Q)/n_0 - \rho; \quad (8.9)$$

где Q — грузоподъемность крана; G_k — масса крана; n_0 — количество колес крана с одной стороны. Значения изгибающих моментов определяются по формулам:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k; \quad M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k, \quad (8.10)$$

где e_k — эксцентриситет приложения кранового давления на подкрановую часть колонны: $e_k \approx 0,5 \cdot b_H$. Горизонтальная сила вычисляется также с помощью линии влияния:

$$T = \Psi \cdot T_k \cdot \gamma_f \cdot \Sigma y_i, \quad (8.11)$$

где T_k — горизонтальная сила на колесо крана, возникающая при торможении тележки крана:

$$T_k = 0,05(Q + G_T)/n_0, \quad (8.12)$$

где G_T — масса тележки крана. Сила T может быть направлена слева направо и наоборот и может быть приложена как к левой колонне, так и к правой.

8.4.2. Определение усилий в элементах ПРЗ

Определение усилий в ПРЗ производится по недеформированной схеме, т.е. предполагается, что под воздействием внешних нагрузок геометрическая схема поперечной рамы не претерпевает существенных изменений. Другим также существенным, упрощением расчета является рассмотрение ПРЗ как плоской системы. В реальных условиях ПРЗ является частью пространственного каркаса здания, что обеспечивает перераспределение усилий, особенно при критическом состоянии какого-либо конструктивного элемента. Для учета пространственных взаимодействий элементов каркаса при расчете поперечной рамы вводится коэффициент пространственной работы, который определяется в зависимости от жесткости колонн и диска покрытия, степени загруженности соседних колонн и расстояния между ними. Наиболее существенно влияние пространственной работы каркаса здания проявляется при расчете ПРЗ на крановые воздействия.

Весьма важной операцией при расчете ПРЗ является определение предварительных значений моментов инерции колонны (верхней и нижней

частей) и ригеля (при жестком сопряжении ригеля с колонной), т.к. усилия в элементах ПРЗ вычисляются в зависимости от этих характеристик. На этом этапе для определения указанных геометрических характеристик можно воспользоваться следующими приближенными формулами: момент инерции нижней части:

$$I_n = (V + 2D_{\max}) \cdot b_n^2 / k_2 \cdot R_y;$$

момент инерции верхней части:

$$I_b = I_n \cdot b_b^2 / k_1 \cdot b_n^2;$$

момент инерции ригеля:

$$I_p = 0,6 \cdot M \cdot h_\phi / R_y,$$

где $V = (g + \rho) \cdot l/2;$ $M = (g + \rho) \cdot l^2/8;$

h_ϕ — высота фермы в коньке; $k_2 = 2,5...3$ при шаге колонн 6 м и $k_2 = 3,2...3,8$ при шаге колонн 12 м; $k_1 = 1,2..1,8$ при жестком сопряжении ригеля с колонной. При шарнирном сопряжении $k_1 = 1,8...2$ для крайних колонн и $k_1 = 2...2,3$ для средних колонн. С увеличением грузоподъемности кранов значения k_1 увеличиваются.

Для получения точных значений усилий в элементах ПРЗ расчет следует произвести несколько раз. На первом этапе, используя предварительные значения жесткостных характеристик, вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и подбираются сечения верхней и нижней частей колонны и ригеля. На втором этапе, используя жесткостные характеристики подобранных сечений, производят, прежде всего, корректировку несовпадения осей верхней и нижней частей колонны e и эксцентрисета приложения кранового давления e_k . Затем вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и повторно подбираются сечения. Цикл расчета повторяется до получения требуемой точности (как правило $\pm 5\%$).

Как было сказано выше, усилия в ПРЗ определяются от каждой нагрузки отдельно и только для характерных сечений. Такими сечениями для подкрановой части колонн являются сечения I—I и II—II, а для надкрановой части III—III и IV—IV (рис. 8.6 б).

8.5. Проектирование колонн промышленных зданий

Колонны являются основной частью поперечной рамы промзданий. В них возникают следующие усилия: нормальная сила, приложенная в центре тяжести сечения N , изгибающий момент M и поперечная сила Q . Для промышленных зданий наиболее часто используют одноступенчатые колонны, поэтому в дальнейшем все рассматриваемые вопросы будут решаться преимущественно на примере этих колонн.

8.5.1. Определение расчетных длин

Колонны промзданий являются стойками поперечных рам, которые, в свою очередь, являются частью пространственного каркаса, и поэтому при определении расчетной длины необходимо учитывать жесткость ригелей, опирающихся на рассматриваемую колонну, а также жесткость и степень загруженности соседних колонн. Жесткость ригелей при жестком сопряжении с колонной оказывает влияние на угол поворота верхнего конца колонны, а жесткость и степень загруженности соседних колонн оказывает влияние на горизонтальные перемещения верхнего конца колонны. Расчетная схема стойки с учетом указанных факторов приведена на рис. 8.8 а. Здесь предполагается, что ригели, опирающиеся на рассматриваемую стойку и соседние с ней стойки, обладают конечной жесткостью, т.е. являются упруго-податливыми. На других рисунках приведены возможные варианты расчетных схем: на рис. 8.8 б, е, з жесткость ригеля не учитывается $I_p = 0$; на рис. 8.8 в, ж, и, наоборот, жесткость ригеля равна бесконечности $I_p = \infty$; на рис. 8.8 г, ж, з не учитывается влияние соседних колонн (не достаточна их горизонтальная жесткость или они находятся в критическом состоянии — загружены предельной нагрузкой); на рис. 8.8 д, е, и горизонтальная жесткость соседних колонн принята равной бесконечности.

Коэффициент расчетной длины μ для колонн постоянного сечения в плоскости рамы определяется по формуле:

$$\mu = \sqrt{(n + 0,56 / n + 0,14)} \cdot \sqrt{\sum N_i \cdot I_c / N_c \cdot \sum I_i}, \quad (8.13)$$

где для крайних колонн

$$n = l_c \cdot I_{r1} / (l_{r1} \cdot I_c)$$

для средних —

$$n = l_c \cdot [I_{r1}/l_{r1} + I_{r2}/l_{r2}] \cdot K / [I_c \cdot (K + 1)];$$

N_c, I_c, l_c — соответственно нормальная сила, момент инерции и длина рассматриваемой стойки; I_r, l_r — соответственно, момент инерции и длина ригелей, опирающихся на рассматриваемую стойку; K — число пролетов в рассматриваемой раме; $\Sigma N_i, \Sigma I_i$ — соответственно сумма нормальных усилий и моментов инерции всех стоек рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны).

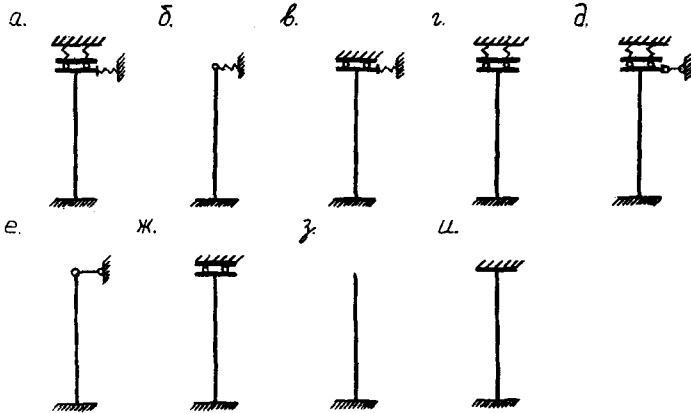


Рис. 8.8. Варианты расчетных схем стоек ПРЗ

Следует отметить, что усилия во всех учитываемых стойках должны быть определены от одного и того же сочетания нагрузок. При шарнирном сопряжении колонн с ригелем $n = 0$, т.е. в этом случае рассматривается расчетная схема, изображенная на рис. 8.8 б. Значение второго радикала в формуле (8.13) должно быть не менее 0.7.

Для одноступенчатых колонн при определении коэффициента расчетной длины в плоскости рамы допускаются следующие упрощения:

— жесткость ригеля считается бесконечной. Как показывает опыт проектирования, момент инерции ригеля существенно больше (в 20...40

раз) момента инерции сопрягаемой с ним надкрановой части колонны, что подтверждает возможность сделанного упрощения. Согласно этому упрощению, исключается из рассмотрения расчетные схемы, приведенные на рис. 8.8 г, д;

— для однопролетных рам не учитывается влияние соседних колонн, т.е. предполагается, что они находятся в критическом состоянии и не способны оказать поддерживающего влияния на рассматриваемую стойку;

— для многопролетных рам при наличии жесткого диска покрытия или продольных связей верхний конец рассматриваемой стойки считается неподвижным в горизонтальной плоскости, т.е. жесткость соседних колонн предполагается бесконечной.

Исходя из принятых упрощений для одноступенчатых стоек, однопролетных рам рассматриваются только две расчетные схемы, изображенные на рис. 8.8 ж, з. Также только две расчетные схемы рассматриваются и для таких же стоек многопролетных рам, они изображены на рис. 8.8 е, и.

При расчете одноступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются отдельно для верхней (надкрановой) части μ_2 , и для нижней (подкрановой) части μ_1 колонны. Из решения уравнения устойчивости стержня в деформированном состоянии следует:

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1, \quad (8.14)$$

$$\text{где} \quad \alpha = (l_2 / l_1) \sqrt{I_1 \cdot F_2 / [I_2 (F_2 + F_1)]}. \quad (8.15)$$

На рис. 8.9 используются символы, употребляемые в нормативных документах, а в скобках указаны символы, использованные ранее для обозначения тех же величин. Для однопролетных рам значение коэффициента расчетной длины для нижней (подкрановой) части колонны μ_1 определяется по таблицам 67, 68 в [1] в зависимости от расчетной схемы, соотношения геометрических характеристик и сжимающих сил в верхней и нижней частях колонны. Для многопролетных рам μ_1 определяется по формуле:

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)] / \beta}, \quad (8.16)$$

где $\beta = (F_1 + F_2)/F_2$, а коэффициенты μ_{12} и μ_{11} определяются по таблицам 69, 70 в [1] в зависимости от расчетной схемы и отношений I_2/I_1 и l_2/l_1 .

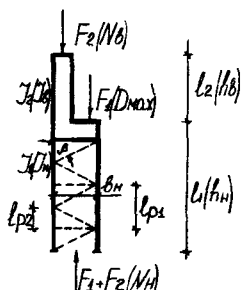


Рис. 8.9. К определению расчетных длин одноступенчатых стоек

Если отношения $l_2/l_1 \leq 0,6$, а $(F_2 + F_1)/F_2 \geq 3$, то значения μ_1 и μ_2 могут определяться непосредственно из таблицы (см. табл. 18 в [1]).

Во всех случаях коэффициент расчетной длины для верхней части колонны μ_2 , определяемый по формуле (8.14.), не должен быть больше 3. Расчетные длины колонн постоянного сечения и одноступенчатых из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимаются равными расстояниям между точками, закрепленными от перемещений вдоль здания с помощью подкрановых конструкций (подкрановых и тормозных балок) или вертикальных связей между колоннами.

8.5.2. Конструирование и расчет одноступенчатых колонн

Верхняя (надкрановая) часть колонны, как правило, имеет двутавровое двояксимметричное сечение со сплошной стенкой (рис. 8.10 а), при этом, высота сечения b_b на этой стадии проектирования является величиной известной. Расчетные усилия (нормальная сила N , изгибающий момент M_b и поперечная сила Q_b) для определения других размеров сечения принимаются по результатам расчета ПРЗ в сечениях III—III или IV—IV (рис. 8.6). Приблизительно требуемая площадь сечения находится из проверочной формулы на общую устойчивость в плоскости изгиба (в плоскости ПРЗ):

$$A_{\text{тр}} = N_b \cdot \varphi_e \cdot R_y, \quad (8.17)$$

где коэффициент φ_e принимается в зависимости от условной гибкости:

$\bar{\lambda}_x = l_{bx} \sqrt{R_y / E}$ и приведенного эксцентриситета: $m_{ef} = M_b \eta / N \cdot \rho$, где радиус инерции i_x и радиус ядра сечения ρ определяются с использованием приближенных формул:

$$i_x = 0,42 \cdot b_b, \quad \rho = 0,35 \cdot b_b. \quad (8.18)$$

Расчетная длина относительно оси x (в плоскости ПРЗ) верхней части колонны равна $l_{bx} = h_b \cdot \mu_2$. Коэффициент влияния формы η определяется при отношении $A_f / A_w \approx 1$ и при относительном эксцентриситете равном: $m = M / N \cdot \rho$ по табл. 73 в [1].

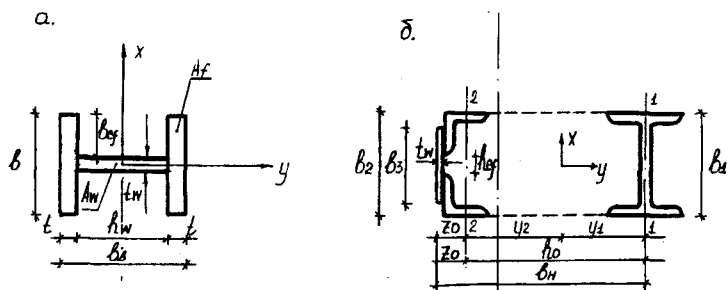


Рис. 8.10. Сечения надкрановой (а) и подкрановой (б) частей одноступенчатой колонны

По требуемой площади $A_{\text{тр}}$ и высоте сечения b_b назначается по сортаменту номер профиля прокатного двутавра. Если в сортаменте нет подходящего профиля, то komponуется составное сечение. Линейные размеры составного сечения t_w , b , t назначаются с учетом требований местной устойчивости стенки и полки: $h_w / t_w \leq 3,1 \sqrt{E / R_y}$, $b / t \leq \sqrt{E / R_y}$, а также с учетом условий сварки: $t \geq t_w$ и требования по обеспечению жесткости колонны в процессе транспортировки и монтажа: $b \geq h_b / 30$. Значения толщин следует принимать не менее 6 мм и увязать с сортамен-

том. Также следует увязывать с сортаментом высоту стенки и ширину полки b . После назначения всех размеров сечения следует произвести проверку надкрановой части колонны на общую устойчивость в плоскости и из плоскости ПРЗ (см. 4.3.3, 4.3.4). При этом гибкость колонны не должна превышать предельного значения:

$$\lambda \leq 180 - 60 \cdot N/\varphi_e \cdot A \cdot R_y.$$

Также требуется выполнить проверку местной устойчивости полки и стенки сечения. Местная устойчивость полки проверяется по формуле:

$$b_{ef}/t \leq [b_{ef}/t], \quad (8.19)$$

где $[b_{ef}/t]$ — предельное отношение свеса полки к толщине, определяемое в зависимости от условной гибкости λ_x . По аналогичной формуле проверяется местная устойчивость стенки:

$$h_w/t_w \leq [h_w/t_w], \quad (8.20)$$

где $[h_w/t_w]$ — предельное отношение, определяемое в зависимости от λ_x и соотношения краевых напряжений в стенке сечения:

$$\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma, \quad (8.21)$$

где σ — наибольшее сжимающее напряжение в стенке

$$\sigma = N_b/A + M_b h_w / b_b W;$$

σ_1 — напряжение у противоположного края стенки

$$\sigma_1 = N_b/A - M_b \cdot h_w / b_b W.$$

Если $\alpha \leq 0,5$ и $\bar{\lambda}_x < 2$, то $[h_w/t_w] = (1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2) \cdot \sqrt{E/R_y}$.

Если $\alpha \leq 0,5$, но $\bar{\lambda}_x \geq 2$ то $[h_w/t_w] = (1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{E/R_y}$,

но не более $3,1\sqrt{E/R_y}$. По приведенным формулам предельное отношение $[h_w/t_w]$ определяется при всех значениях α , если $I_x \leq I_y$.

При $\alpha \geq 1$ и $I_x > I_y$

$$[h_w / t_w] = 4,35 \sqrt{(2\alpha - 1) \cdot E / \sigma (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1) \cdot Q / \sigma \cdot t_w \cdot h_w$. Значение $[h_w / t_w]$ не принимается больше $3,8\sqrt{E/R_y}$. При $0,5 < \alpha < 1$ предельное отношение $[h_w / t_w]$ определяется интерполяцией.

Возможные варианты сечений подкрановой части колонны со сплошной стенкой приведены на рис. 8.11. Расчет подкрановой части колонны со сплошной стенкой производится аналогично расчету надкрановой части. При этом высота сечения b_n является величиной известной.

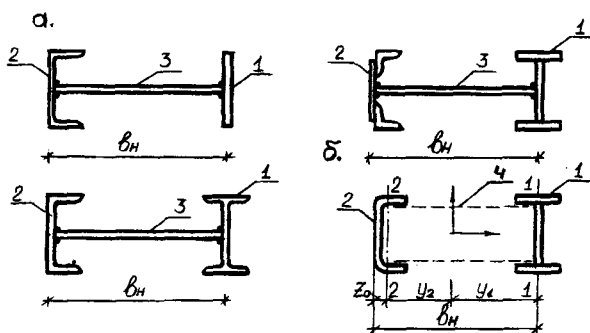


Рис. 8.11. Варианты сечений колонн со сплошной стенкой (а) и сквозных (б): 1 — крановая ветвь; 2 — наружная ветвь; 3 — стенка; 4 — решетка

Как было сказано выше, при высоте сечения больше 1 м рекомендуется принимать подкрановую часть сквозного сечения. Один из вариантов сквозного сечения изображен на рис. 8.10 б, другой — на рис. 8.11. На указанных рисунках приведены сечения для крайней (левой) колонны или для средней колонны при опирании грузоподъемного крана с одной стороны (см. колонну по ряду В, рис. 8.1). Для средних колонн сечения обеих ветвей одинаковые и, как правило, двутаврового профиля. Расчет сквозной части колонны производится на два сочетания. Одно сочетание имеет нормальную силу $N_{н1}$ и момент $M_{н1}$, догружающий крановую (правую на

рис.8.10) ветвь (в дальнейшем этот момент будет учитываться с отрицательным знаком). Другое сочетание имеет нормальную силу $N_{н2}$ и момент $M_{н2}$, догружающий наружную (левую на рис. 8.10) ветвь. Оба сочетания берутся из расчета ПРЗ для сечений I—I или II—II (рис. 8.6). Усилия в крановой N_k и в наружной N_n ветвях определяют, используя указанные сочетания:

$$N_k = (N_{н1} \cdot y_2 - M_{н1})/h_0; \quad N_n = (N_{н2} \cdot y_1 + M_{н2})/h_0, \quad (8.22)$$

где

$$y_1 = h_0/[1 + (N_{н1} \cdot h_0 - 2M_{н1})/(N_{н2} \cdot h_0 + 2M_{н2})]; \quad (8.23)$$

$$y_2 = h_0 - y_1.$$

В формулах (8.22) и (8.23) изгибающие моменты подставляются со своим знаком. На этом этапе расчета значение h_0 можно принять равным: $b_n - (3...5)$ см. В дальнейшем расчет сводится к подбору сечения каждой ветви, который делается по аналогии с расчетом центрально сжатых колонн (см. 6.7.2). Расчетная длина ветвей относительно оси y принимается равной расчетной длине подкрановой части колонны относительно этой же оси, а относительно оси 1—1 (для крановой ветви) и 2—2 (для наружной ветви) расстоянию между узлами решетки l_{p1} , которое, как правило, равно $2b_n$ (рис. 8.9.). Подбор сечения ветвей производится из условия равноустойчивости, т.е. гибкость относительно оси y и 1—1 (2—2) должна быть примерно одинаковой. Предпочтение следует отдавать прокатным профилям. Рекомендуется высоту сечений крановой и наружной ветвей принимать одинаковой. Это продиктовано, прежде всего условиями приварки стержней решетки к ветвям. После подбора сечений ветвей уточняются значения y_1, y_2, h_0, N_k, N_n и производится проверка общей и местной устойчивости (при составных сечениях) каждой ветви. Элементы соединительной решетки (раскосы и стойки) рассчитывают на фактическую Q или фиктивную Q_{fcc} поперечную силу. Фиктивная поперечная сила используется, если она больше фактической (определение фиктивной поперечной силы (см. 6.8.5)). Сжимающее усилие в раскосе N_p определяется по формуле:

$$N_{\rho} = Q/2 \cdot \sin\beta, \quad (8.24)$$

где β — угол между раскосом и осью ветви. При определении усилия в стойке $\sin\beta = 1$. После этого определяются требуемая площадь и радиус инерции как для центрально-сжатого элемента:

$$A_{\text{стр}} = N_{\rho} / \varphi R_y; \quad i_{\text{стр}} = b_n / \lambda \sin\beta, \quad (8.25)$$

затем по сортаменту принимают соответствующий размер профиля. На этом этапе расчета гибкость стержня для определения требуемых величин следует принять в интервале 80...100. Как правило, стержни соединительной решетки проектируют из одиночных уголков, при этом в качестве радиуса инерции используется наименьшее значение этой величины, а коэффициент условий работы принимается равным 0,75. Присоединение элементов решетки к ветвям осуществляется сварными швами, которые рассчитываются на усилие N_{ρ} . Рекомендуется присоединение раскосов и стоек проектировать без фасонки, т.е. крепить непосредственно к полкам ветвей, при этом в узлах допускается расцентровка до 20 мм. Элементы решетки следует располагать с внутренней стороны полок ветвей, с тем чтобы не увеличивать внешние габариты колонны.

На заключительной стадии расчета производится проверка устойчивости всего стержня подкрановой части колонны относительно оси x (см. 4.4.3). При этом гибкость вычисляется по формуле (6.72).

Пример 14. Расчет одноступенчатой колонны промздания

Исходные данные: здание однопролетное; сопряжение колонны с ригелем жесткое, расчетное сочетание усилий для расчета надкрановой части: $N_b = 400$ кН, $M_b = -1000$ кН · м, $Q_b = 306$ кН; расчетные сочетания усилий для расчета нижней подкрановой части сквозного сечения: $N_{н2} = 4000$ кН, $M_{н2} = 1900$ кН · м; $N_{н1} = 4000$ кН, $M_{н1} = -2000$ кН · м, $Q_{н1} = 360$ кН; материал — сталь С235 ($R_y = 230$ МПа при толщине 2...20 мм); $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$. Длина верхней и нижней частей колонны: $h_b = 6,2$ м, $h_n = 12,6$ м (обозначения см. рис. 8.9.).

Высота сечений верхней и нижней частей колонны: $b_b = 0,5$ м, $b_n = 1,5$ (рис. 8.10). Высота подкрановых конструкций: $a = 1,2$ м.

Определение расчетных длин.

При соотношении $h_b/h_n = 6,2/12,8 < 0,6$ и $N_n/N_b = 4000/400 > 3$ согласно п. 6.11 в [1] значения коэффициентов расчетной длины определяются непосредственно из таблицы 18: $\mu_1 = 2$, $\mu_2 = 3$. Тогда расчетные длины надкрановой и подкрановой частей колонны в плоскости ПРЗ будут равны:

$$l_{bx} = h_b \cdot \mu_2 = 6,2 \cdot 3 = 18,6 \text{ м};$$

$$l_{nx} = h_n \cdot \mu_1 = 12,8 \cdot 2 = 25,6 \text{ м}.$$

Если соотношения длины h_b/h_n или усилий N_n/N_b не удовлетворяют указанным условиям, то коэффициенты расчетных длин определяются по приложению №6 в [1]. Расчетная длина из плоскости ПРЗ для надкрановой части:

$$l_{by} = h_b - a = 6,2 - 1,2 = 5,0 \text{ м};$$

тоже для подкрановой части: $l_{ny} = h_n = 12,8$ м.

а. Подбор сечения надкрановой части колонны.

Приближенное значение радиуса инерции:

$$i_x = 0,42 \cdot b_b = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см}.$$

Условная гибкость:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_x &= l_{bx} \cdot \sqrt{R_y / E} / i_x = \\ &= 1860 \cdot \sqrt{230 / 2,06 \cdot 10^6} / 21 = 3,0 \end{aligned}$$

В дальнейшем выражение $\sqrt{E/R_y}$ обозначается через ψ и его значение для данного примера принимается равным 29,9.

Приближенное значение радиуса ядра сечения:

$$\rho = 0,35 \cdot b_b = 0,35 \cdot 50 = 17,5 \text{ см}.$$

Относительный эксцентриситет равен:

$$m = M/N \cdot \rho = 100000/400 \cdot 17,5 = 14,3.$$

Предварительное значение коэффициента влияния формы η определяется по таблице 73 в [1] при $A_f/A_w=1,0$ и $m = 14,3$: $\eta = 1,34$. Тогда приведенный эксцентриситет будет равен:

$$m_{ef} = m \cdot \eta = 14 \cdot 3 \cdot 1,34 = 19.$$

Значение коэффициента φ_e определяется по таблице 74 в зависимости от $\bar{\lambda}_x$ и m_{ef} : $\varphi_e = 0,0663$. Требуемая площадь сечения определяется из проверочной формулы:

$$\begin{aligned} A_{тр} &= N \cdot \gamma_n / \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c = \\ &= 400 \cdot 0,95 / 0,0663 \cdot 23 \cdot 1 = 249 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Толщина стенки назначается из условия обеспечения местной устойчивости:

$$t_w \geq b_b / 3,1 \cdot 29,9 = 0,54 \text{ см.}$$

По сортаменту принимается $t_w = 0,6$ см. Требуемая площадь пояса:

$$\begin{aligned} A_{fтр} &= (A_{тр} - b_b \cdot t_w) / 2 = \\ &= (249 - 50 \cdot 0,6) / 2 = 109,5 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Из условия жесткости наименьшая ширина полки равна:

$$b_{\min} = h_b / 30 = 620 / 30 = 20,67 \text{ см.}$$

Наибольшая ширина определяется из условия обеспечения местной устойчивости:

$$b_{\max} = \sqrt{A_{fтр} \cdot \Psi} = \sqrt{109,5 \cdot 29,9} = 57,2 \text{ см}^2$$

С учетом условий сварки $t \geq t_w$ и местной устойчивости принимается: $t = 1,8$ см, $b = 540$ см (обозначения см. рис. 8.10 а).

Геометрические характеристики принятого сечения:

$$A_f = 97,2 \text{ см}^2, A_w = 27,84 \text{ см}^2, A = 222,24 \text{ см}^2,$$

$$I_x = 117904 \text{ см}^4, W_x = 4716 \text{ см}^3, I_y = 47239 \text{ см}^4,$$

$$i_x = 23 \text{ см}, i_y = 14,58 \text{ см}.$$

Гибкость относительно осей x и y :

$$\lambda_x = l_{bx}/i_x = 1860/23 = 80,87;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x/\psi = 80,87/29,9 = 2,7;$$

$$\lambda_y = l_{by}/i_y = 500/14,58 = 34,3$$

Значения гибкостей не превышают предельного значения, которое равно:

$$\lambda_{пр} = 180 - 60 \cdot N_b/\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c =$$

$$= 180 - 60 \cdot 400/0,08 \cdot 222,24 \cdot 23 \cdot 1 = 121,3.$$

Проверка устойчивости в плоскости ПРЗ (в плоскости изгиба) выполняется по формуле(4.33). Относительный эксцентриситет:

$$m = M_b \cdot A/N_b \cdot W_x =$$

$$= 100000 \cdot 222,24/400 \cdot 4716 = 11,78.$$

Соотношение площадей:

$$A_f/A_w = 97,2/27,84 = 3,49.$$

Тогда:

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \lambda_x = 1,4 - 0,02 \cdot 2,7 = 1,346.$$

Приведенный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta = 11,78 \cdot 1,346 = 15,86.$$

По таблице 74 в [1] $\varphi_e = 0,08$.

Проверка устойчивости:

$$\begin{aligned} \sigma &= N_b / \varphi_e \cdot A = 400 / 0,08 \cdot 222,24 = \\ &= 22,5 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 1 / 0,95 = 24,2 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Проверка устойчивости из плоскости ПРЗ выполняется по формуле (4.35). По таблице 72 в [1] в зависимости от λ_y и R_y определяется коэффициент продольного изгиба: $\varphi_y = 0,92$. Относительный эксцентриситет m_x вычисляется при

$$M_x = 0,5 \cdot M_b = 0,5 \cdot 1000 = 500 \text{ кН} \cdot \text{м:}$$

$$\begin{aligned} m_x &= M_x \cdot A / N_b \cdot W_x = \\ &= 50000 \cdot 222,24 / 400 \cdot 4716 = 5,89. \end{aligned}$$

При таком значении относительного эксцентриситета коэффициент «с» определяется по формуле (4.36) и (4.38) с последующей интерполяцией по формуле (4.39).

$$\text{При } m_x = 5\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,9.$$

При $\lambda_y < \lambda_c = \pi \cdot \psi = 3,14 \cdot 29,9 = 94$ параметр $\beta = 1$.

Оба параметра α и β определены по таблице 10 в [1]. После этого по формуле (4.36) определяется значение коэффициента «с» при $m_x = 5$: $c_5 = 1 / (1 + 0,9 \cdot 5) = 0,182$.

Для определения коэффициента «с» по формуле (4.38) требуется значение коэффициента φ_b , которое в общем случае определяется по приложению 6 в [1].

Для данного примера проверяется условие (4.40):

$$I_y \cdot h^2 \cdot E / I_x \cdot l_{by}^2 \cdot R_y =$$

$$= 47239 \cdot 48,2^2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 / 117904 \cdot 500^2 \cdot 230 =$$

$$= 3,38 > 0,68,$$

следовательно $\varphi_b = 1$. После этого по формуле (4.38) определяется значение коэффициента «с» при $m_x = 10$:

$$c_{10} = 1 / (1 + 10 \cdot 0,92 / 1) = 0,098.$$

По интерполяционной формуле (4.39) вычисляется значение коэффициента «с» при $m_x = 5,89$:

$$c = 0,182(2 - 0,2 \cdot 5,89) + 0,098(0,2 \cdot 5,89 - 1) = 0,167.$$

Проверка устойчивости:

$$\sigma = N / c \cdot \varphi_y \cdot A = 400 / 0,167 \cdot 0,92 \cdot 222,24 =$$

$$= 11,7 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2$$

Проверка местной устойчивости стенки.

Напряжение в крайних точках стенки:

$$\sigma = N_b / A + M_b \cdot h_w / W \cdot b_b =$$

$$= 400 / 222,24 + 100000 \cdot 46,4 / 4716 \cdot 50 = 21,48 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_1 = N_b / A - M_b \cdot h_w / W \cdot b_b =$$

$$= 400 / 222,24 - 100000 \cdot 46,4 / 4716 \cdot 50 = -17,88 \text{ кН/см}^2$$

Соотношение краевых напряжений:

$$\alpha = (\sigma - \sigma_1) / \sigma = [21,48 - (-17,88)] / 21,48 = 1,83.$$

Так как $\alpha > 1$ и $I_x > I_y$, то предельное отношение $[h_w / t_w]$ определяется по формуле 90 в [1]:

$$[h_w / t_w] = 4,35 \sqrt{(2\alpha - 1) \cdot E / \sigma \left(2 - \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right)} =$$

$$= 4,35 \sqrt{\frac{(2 \cdot 1,83 - 1) \cdot 2,06 \cdot 104}{21,48 (2 - \sqrt{1,83^2 + 4 \cdot 1,9^2})}} = 104,86$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\tau/\sigma = 1,4(2 \cdot 1,83 - 1)11/21,48 = 1,9$

$$\tau = Q_b/t_w \cdot h_w = 306/0,6 \cdot 46,4 = 11 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка:

$$h_w/t_w = 46,4/0,6 = 77,3 < [h_w/t_w] = 104,86.$$

Проверка местной устойчивости полки.

Предельное отношение свеса полки к толщине определяется по таблице 29 в [1]:

$$\begin{aligned} [b_{ef}/t] &= (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) \cdot \psi = \\ &= (0,36 + 0,1 \cdot 2,7) \cdot 29,9 = 18,85. \end{aligned}$$

Свес полки при двусторонних поясных швах равен:

$$b_{ef} = (b - t_w)/2 = (54 - 0,6)/2 = 26,7 \text{ см.}$$

Проверка:

$$b_{ef}/t = 26,7/1,8 = 14,83 < [b_{ef}/t] = 18,85.$$

6. Подбор сечений подкрановой части колонны.

При ширине колонны b_n более 1 м принимается сквозное сечение (обозначения см. рис. 8.10 б). По формуле 8.23 вычисляются координаты центра тяжести сечения при $h_0 = 147$ см:

$$y_1 = 1,47 / \left[\frac{1 + (4000 \cdot 1,47 - 2 \cdot (-2000))}{(4000 \cdot 1,47 + 2 \cdot 1900)} \right] = 0,73 \text{ м,}$$

тогда $y_2 = 0,74$ м. Усилия в крановой и наружной ветвях определяются по формулам (9.10):

$$N_k = [4000 \cdot 0,74 - (-2000)] / 1,47 = 3374 \text{ кН};$$

$$N_n = (4000 \cdot 0,73 + 1900) / 1,47 = 3280 \text{ кН}$$

Расчетная длина ветвей относительно осей 1-1 и 2-2 (рис. 8.9) принимается равной 3 м ($\beta = 45^\circ$). Сечения ветвей подбираются из условия равноустойчивости, тогда по формуле (6.61):

$$c = \sqrt{2,25 + 0,293 \cdot (12,8 / 3)^2} - 0,5 = 2,25$$

Оптимальная гибкость для крановой ветви определяется по формуле (6.60):

$$\lambda = 8\sqrt[3]{3^2 \cdot 2,25^2 \cdot \sqrt{230}} / 3,374 = 47,2$$

Требуемые радиусы инерции:

$$i_{\text{уп}} = l_{\text{н}} / \lambda = 1280 / 47,2 = 27,12 \text{ см};$$

$$i_{\text{тр}} = l_{\rho 1} / \lambda = 300 / 47,2 = 6,36 \text{ см}$$

По таблице 72 в [1] коэффициент продольного изгиба равен: $\varphi = 0,868$. Тогда требуемая площадь сечения определится из проверочной формулы на общую устойчивость:

$$\begin{aligned} A_{\text{тр}} &= N_k \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c = \\ &= 3374 \cdot 0,95 / 0,868 \cdot 23 \cdot 1 = 160,55 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

По сортаменту принимается двутавр с параллельными гранями полок: I70Б2 (ТУ 14-2-24-72), имеющий следующие геометрические характеристики: $b_1 = 70 \text{ см}$, $A_k = 178 \text{ см}^2$, $I_1 = 5490 \text{ см}^4$, $i_y = 28,6 \text{ см}$, $i_1 = 5,55 \text{ см}$. Проверка принятого сечения:

$$\lambda_y = l_{\text{н}} / i_y = 1280 / 28,6 = 44,76;$$

$$\lambda_1 = l_{\rho 1} / i_1 = 300 / 5,55 = 54; \quad \varphi_{\text{min}} = 0,838;$$

$$\sigma = N_k / \varphi \cdot A_k = 3374 / 0,838 \cdot 178 = 22,62 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Оптимальная гибкость для наружной ветви:

$$\lambda = 8 \sqrt[3]{3^2 \cdot 2,25^2 \cdot \sqrt{230/3,28}} = 47,6$$

Требуемые радиусы инерции:

$$i_{y_{\text{тp}}} = l_{\text{чy}} / \lambda = 1280 / 47,6 = 26,9 \text{ см};$$

$$i_{z_{\text{тp}}} = l_{p2} / \lambda = 300 / 47,6 = 6,3 \text{ см}.$$

По таблице 72 в [1] $\varphi = 0,866$. Требуемая площадь сечения:

$$\begin{aligned} A_{\text{тp}} &= N_n \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c = \\ &= 3280 \cdot 0,95 / 0,866 \cdot 23 \cdot 1 = 156,44 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Сечение наружной ветви компонуется из двух уголков, 200 x 12 мм, соединенных листом 600 x 12 мм (рис. 8.10, б), при этом высота сечения b_2 принимается равной 70 см, т.е. равной высоте сечения крановой ветви b_1 . Толщина соединительного листа назначается с учетом требований по обеспечению местной устойчивости (см. табл. 27 в [1]):

$$\begin{aligned} h_{ef} / t_w &\leq (0,85 + 0,19 \bar{\lambda}) \cdot \psi = \\ &= (0,85 + 0,19 \cdot 1,59) \cdot 29,9 = 34,48, \end{aligned}$$

$$\text{где } \bar{\lambda} = \lambda / \psi = 47,6 / 29,9 = 1,59.$$

Геометрические характеристики принятого сечения наружной ветви: $A_n = 166,2 \text{ см}^2$, $z_0 = 4 \text{ см}$, $i_y = 25,46 \text{ см}$, $i_z = 2,973 \text{ см}$. Поскольку радиус инерции относительно оси 2-2 почти в два раза меньше требуемого, то здесь возможны два варианта: перекомпоновать сечение с тем, чтобы получить радиус инерции относительно оси 2-2 близкий к требуемому, либо уменьшить рас-

четную длину относительно оси 2—2 добавлением в соединительную решетку стоек (только со стороны наружной ветви (рис. 8.9), тогда расчетная длина $l_{\rho 2}$ будет равна 1,5 м. Вторым вариантом является более простым, и поэтому используется в данном примере. Уточняются значения y_1 , y_2 и соответственно N_k , N_n : $y_1 = 72$ см, $y_2 = 74$ см, $N_k = 3397$ кН, $N_n = 3274$ кН.

Проверка устойчивости крановой ветви как центрально-сжатого элемента:

$$\lambda_y = l_{ny}/i_y = 1280/2,86 = 44,76; \lambda_1 = l_{\rho 1}/i_1 = 300/5,55 = 54;$$

$$\varphi_{\min} = 0,838; \sigma = N_k/\varphi \cdot A_k = 3397/0,838 \cdot 178 =$$

$$= 22,76 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости наружной ветви как центрально-сжатого элемента:

$$\lambda_y = l_{ny}/i_y = 1280/25,46 = 50,27;$$

$$\lambda_2 = l_{\rho 2}/i_2 = 150/2,973 = 50,45; \varphi_{\min} = 0,856;$$

$$\sigma = N_n/\varphi \cdot A_n = 3274/0,856 \cdot 166,2 =$$

$$= 23 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

в. Расчет решетки

Усилия в раскосах и стойках:

$$N_{\rho} = Q_n/2 \cdot \sin \beta = 360/2 \cdot 0,707 = 255 \text{ кН,}$$

$$N_{ст} = Q_n/2 = 360/2 = 180 \text{ кН.}$$

Предварительно, приняв гибкость равной 80, можно определить коэффициент продольного изгиба, требуемую площадь поперечного сечения и требуемый радиус инерции раскоса:

$$\varphi = 0,698; A_{\text{тр}} = 255 \cdot 0,95/0,698 \cdot 23 \cdot 0,75 = 20 \text{ см}^2;$$

$$i_{\text{тр}} = b_{\text{н}}/\sin \beta \cdot \lambda = 150/0,7 \cdot 80 = 2,65 \text{ см.}$$

По сортаменту принимается уголок 125x10. Геометрические характеристики принятого уголка: $A_{\text{тр}} = 24,3 \text{ см}^2$; $i_{\text{min}} = 2,47 \text{ см}$.

Проверка принятого уголка:

$$\lambda = b_{\text{н}}/\sin \beta \cdot i_{\text{min}} = 150/0,7 \cdot 2,47 = 85,9; \varphi = 0,655;$$

$$\sigma = N_p/\varphi \cdot A_p = 255/0,655 \cdot 24,3 =$$

$$= 16 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 23 \cdot 0,75/0,95 = 18,15 \text{ кН/см}^2.$$

Аналогичная последовательность операций продлевается для подбора сечения стойки. В результате расчета сечение стойки назначается из уголка 100 x 8 ($A = 15,6 \text{ см}^2$, $i_{\text{min}} = 1,98 \text{ см}$).

г. Проверка устойчивости подкрановой части колонны относительно оси x

Геометрические характеристики: $A = 344,2 \text{ см}^2$, $I_x = 1843016 \text{ см}^4$, $i_x = 73,17 \text{ см}$; $\lambda_x = l_{\text{нх}}/i_x = 2560/73,17 = 35$.

Приведенная гибкость определяется по формуле (6.72):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{35^2 + 28,3 \cdot 344,2/24,3} = 2,25$$

где $a_1 = 28,3$. Условная гибкость равна:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{ef}/\psi = 40,4/29,9 = 1,35.$$

Относительный эксцентриситет определяется по сочетанию усилий для крановой (как наиболее сжатой) ветви:

$$m = M_{\text{н1}} \cdot A/N_{\text{н1}} \cdot W_c = 200000 \cdot 344,2/4000 \cdot 25597 = 0,67,$$

$$\text{где } W_c = I_x/y_1 = 1843016/72 = 25597 \text{ см}^2.$$

По таблице 75 в [1] коэффициент $\varphi_e = 0,554$. Проверка производится по формуле (4.33):

$$\sigma = 4000/0,554 \cdot 344,2 = 21 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

8.5.3. Конструирование и расчет узла сопряжения надкрановой части колонны с подкрановой

На рис. 8.12. изображен узел сопряжения надкрановой части с подкрановой частью колонны крайнего ряда. Передача усилия с надкрановой на подкрановую часть колонны осуществляется через конструктивный элемент, называемый траверсой. Высота траверсы $h_{тр}$ принимается равной $(0,5 \dots 0,8)b_n$. Расчет траверсы производится, как изгибаемого элемента (рис. 8.12 б) на действие сосредоточенной силы N_n , определяемой по формуле:

$$N_n = N/2 + M/b_y, \quad (8.26)$$

где N и M — расчетные усилия в сечении III—III ПРЗ (рис. 8.6). При этом момент должен догружать внутреннюю полку надкрановой части колонны. Линейные размеры траверсы определяются по аналогии с балкой составного сечения. Толщина стенки траверсы определяются из двух условий:

$$t_{тр} \geq Q_{max}/h_{тр} \cdot R_s, \quad t_{тр} \geq D_{max}/b_{пл} \cdot R_y \quad (8.27)$$

где $b_{пл}$ — ширина опорной плиты ($b_n \leq b_{пл} \leq b_n + 2 t_{пл}$); $t_{пл}$ — толщина опорной плиты, принимаемая равной $20 \dots 30$ мм, b_n — ширина опорного ребра подкрановой балки.

Требуемая площадь пояса:

$$A_f \geq W_{тр}/(h_{тр} - 150) - t_{тр} \cdot h_{тр}/6, \quad (8.28)$$

где $W_{тр} = Q_{л} \cdot b_v/R_y$.

Линейные размеры поясов определяются с учетом местной устойчивости:

$$b/t \leq \sqrt{E/R_y}.$$

Кроме того, следует учитывать, что ширина нижнего пояса b_2 должна быть не меньше ширины внутренней полки верхней части колонны. После определения размеров всех элементов траверсы, проверяется прочность стенок наружной и внутренней ветвей на срез:

$$Q_{\lambda} / 2t_{\text{н}} \cdot h_{\text{тр}} \leq R_s, (Q_{\text{н}} + D_{\text{max}}) / 2t_{\text{к}} \cdot h_{\text{тр}} \leq R_s, \quad (8.29)$$

где $t_{\text{н}}$ и $t_{\text{к}}$ — толщина стенки соответственно наружной и крановой ветвей.

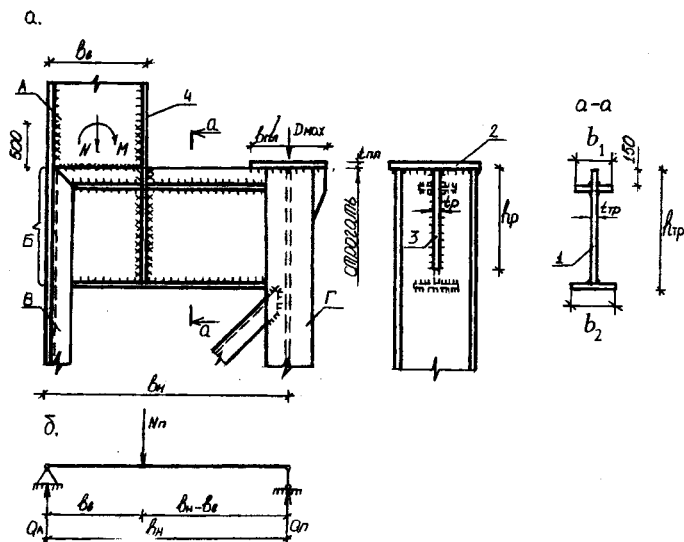


Рис. 8.12. Узел сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны (а) и расчетная схема траверс (б): А — надкрановая часть колонны; В — траверса; В и Г — соответственно наружная и крановая ветви подкрановой части колонны; 1 — стенка траверса; 2 — опорная плита; 3 — ребро; 4 — внутренняя полка

Толщина ребра t_p принимается равной толщине стенки траверсы, а высота ребра h_p определяется из его работы на срез при действии силы, равной $D_{\text{max}}/2$. На действие этой же силы рассчитываются сварные швы, прикрепляющие ребро к ветви. Сварные швы, прикрепляющие внутреннюю полку надкрановой части колонны к стенке траверсы, рассчитываются

на действие силы N_{II} . Сварные швы, прикрепляющие траверсу к наружной ветви, рассчитываются на силу Q_A , а к внутренней ветви на силу, равную $Q_{II} + D_{\max}/2$. Если нижняя часть колонны сплошная, то расчетом определяются только размеры ребра, затем проверяется толщина стенки по 2-й формуле (8.27) и рассчитывается сварной шов, прикрепляющий внутреннюю полку верхней части колонны. Размеры полок назначаются конструктивно: $b/2 \geq b_{II}/30 + 40$ мм с учетом местной устойчивости. Требования к ширине нижней полки b_2 см. выше.

При длине колонны более 18 м надкрановая и подкрановая части колонны изготавливаются отдельно и их соединение осуществляется на монтажной площадке.

8.5.4. Конструирование и расчет баз

На рис. 8.13 приведено конструктивное решение базы колонны со сплошной стенкой. База состоит из опорной плиты и траверсы. Здесь так же, как и для баз центрально-сжатых колонн, могут применяться ребра и диафрагмы. Крепление анкерных болтов к траверсам осуществляется через анкерные пластинки. Фиксация анкерных пластинок производится монтажной сваркой после выверки колонны.

Расчет базы сплошнотенчатых колонн производится на два расчетных сочетания с разным направлением моментов (рис. 8.13). При этом расчетные сочетания принимаются для сечения I—I (рис. 8.6) — вблизи основания колонны. Ширина опорной плиты B назначается конструктивно:

$$B \geq b + 100 \text{ мм}, \quad (8.30)$$

где b — ширина колонны. Длина опорной плиты L определяется из условия прочности сжато-изгибаемого элемента:

$$L \geq N/2 \cdot B \cdot R_{cm} + \sqrt{(N/2BR_{cm})^2 + 6M/B \cdot R_{cm}}, \quad (8.31)$$

где R_{cm} — расчетное сопротивление бетона смятию. В формулу (8.29) подставляются абсолютные значения изгибающих моментов. Длина опорной плиты определяется дважды, с использованием обоих сочетаний и в качестве окончательного принимается наибольшее значение. Значение L должно быть не меньше внешнего габарита колонны плюс по 50 мм с

каждой стороны. Центр тяжести опорной плиты должен совпадать с центром тяжести сечения колонны.

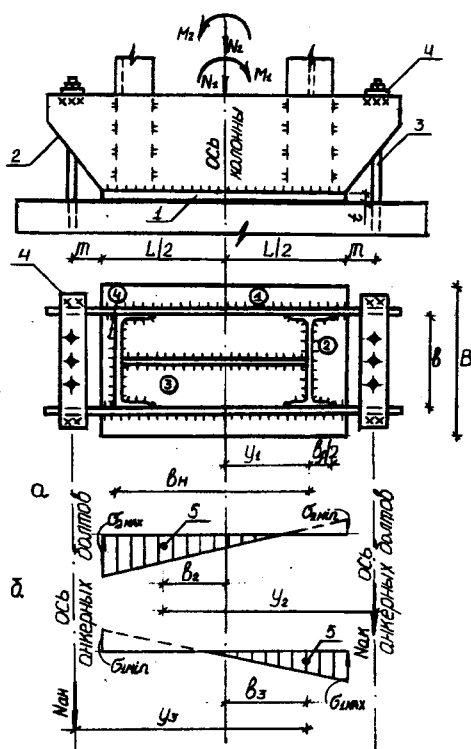


Рис. 8.13. База колонны со сплошной стенкой: а, б — эпюры напряжений под опорной плитой; 1 — опорная плита; 2 — траверса; 3 — анкерные болты; 4 — анкерная пластинка; 5 — центр тяжести эпюры сжимающих напряжений

От каждого расчетного сочетания определяются наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой базы:

$$\sigma_{\max/\min} = N/B \cdot L \pm 6M/BL^2 \quad (8.32)$$

и строятся эпюры напряжений (рис. 8.13). После этого для каждого

участка опорной плиты (на рис. 8.13 участки обозначены цифрами в кружках) находятся изгибающие моменты и по наибольшему определяется толщина опорной плиты (см. расчет баз центрально-сжатых колонн). При вычислении моментов в качестве напряжения используется наибольшее напряжение в пределах рассматриваемого участка. Расчет траверс производится также по аналогии с центрально-сжатыми колоннами. Здесь для определения усилий используется наибольшее реактивное напряжение в пределах длины траверс.

Для сквозных колонн базы проектируют отдельно для каждой ветви. Конструирование и расчет таких баз выполняется как для центрально-сжатых колонн (предварительно усилия N и M , N' и M' распределяются между ветвями (см. формулу (8.22)). При этом центры тяжести опорных плит должны совпадать с центрами тяжести ветвей.

Пример 15. Расчет базы колонны со сплошной стенкой

Исходные данные: расчетные сочетания усилий: $N_1 = 3000$ кн, $M_1 = -600$ кн · м и $N_2 = 2100$ кн, $M_2 = 605$ кн · м. Размеры сечения колонны: $b_n = 1000$ мм, $b = 400$ мм, $y_1 = 400$ мм. Материал — сталь С235 ($R_y = 230$ МПа при толщине 21..40 мм), $R_{cm} = 7,8$ МПа, $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Чертеж базы приведен на рис. 8.13.

Ширина опорной плиты назначается конструктивно:

$$B = b + 100 = 400 + 100 = 500 \text{ мм.}$$

Длина опорной плиты определяется по формуле (8.31), где используется расчетное сочетание, дающее наибольшее значение вычисляемого параметра:

$$L = 3000 / 2 \cdot 50 \cdot 0,78 + \sqrt{(3000 / 2 \cdot 50 \cdot 0,78)^2 + 6 \cdot 60000 / 50 \cdot 0,78} = 142 \text{ см}$$

Т.к. центр опорной плиты должен совпадать с центром тяжести сечения колонны, то следует проверить следующие условия:

$$L/2 \geq b_n - y_1 + 5 \text{ см; } L/2 \geq y_1 + b_f/2 + 5 \text{ см.}$$

При $L = 142$ см эти условия выполняются. Наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой от обоих сочетаний определяются по формуле (8.32):

$$\sigma_{1\max} = 0,78 \text{ кн/см}^2; \sigma_{1\min} = -0,065 \text{ кн/см}^2;$$

$$\sigma_{2\max} = 0,656 \text{ кн/см}^2; \sigma_{2\min} = -0,064 \text{ кн/см}^2.$$

Изгибающие моменты для участков опорной плиты определяются по наибольшим напряжениям в пределах каждого участка: для 1-го и 2-го участка $\sigma = 0,78 \text{ кн/см}^2$, для 3-го $\sigma = 0,62 \text{ кн/см}^2$, для 4-го $\sigma = 0,656 \text{ кн/см}^2$. Дальнейший расчет аналогичен расчету баз центрально-сжатых колонн.

8.5.5. Расчет анкерных (фундаментных) болтов

Для расчета используются два сочетания с разнозначными моментами, при этом абсолютные значения моментов должны быть наибольшими, а соответствующие им нормальные силы от тех же самых нагрузок наименьшими, т.е. в используемых сочетаниях отношение $[M]/N$ должно быть наибольшим. Как правило, сочетания, соответствующие указанным требованиям, образуются двумя нагрузками: постоянной и ветровой. Постоянная нагрузка уменьшает усилия в анкерных болтах, и поэтому она берется с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 0,9.

При сплошной базе (рис. 8.13) растягивающие усилия в анкерных болтах крановой и наружной ветвей определяются соответственно по формулам:

$$N_{\text{ак}} = (M_2 - N_2 \cdot b_2)/y_2, \quad N_{\text{ан}} = (-M_1 - N_1 \cdot b_3)/y_3. \quad (8.33)$$

Размеры b_2, b_3, y_2, y_3 приведены на рис. 8.13. Указанные размеры вычисляются для эпюр напряжений соответствующих сочетаниям по расчету анкерных болтов. Расстояние от края опорной плиты до центра анкерных болтов (размер t на рис. 9.6) назначается в пределах 50...100 мм. При раздельной базе центр анкерных болтов крановой ветви совпадает с осью этой ветви, то же для наружной ветви. Тогда усилия, приходящиеся на анкера крановой и наружной ветвей, определяются по формулам:

$$N_{\text{ак}} = (M_2 - N_2 \cdot y_2) / h_0, \quad N_{\text{ан}} = (-M_1 - N_1 \cdot y_1) / h_0. \quad (8.34)$$

Размеры y_1, y_2, h_0 приведены на рис. 8.10. После вычисления усилий, определяют требуемую площадь анкеров и затем задают количество анкерных болтов и находят их диаметр либо наоборот. Рекомендуется диаметры анкерных болтов принимать одинаковыми для крановой и наружной ветвей и назначать их в интервале 24...36 мм. Расчет анкерных пластинок производится, как изгибаемых элементов: опорами которым служат траверсы, а нагрузкой усилия в анкерных болтах.

Пример 16. Расчет анкерных болтов колонны со сплошной стенкой

Исходные данные: расчетные сочетания усилий: $N_1 = 700$ кн, $M_1 = -750$ кн·м и $N_2 = 800$ кн, $M_2 = 850$ кн·м. Размеры сечения колонны и опорной плиты см. предыдущий пример. Предварительно размер t принимается равным 50 мм (рис. 8.13). Наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой от обоих сочетаний определяются по формуле (8.32).

Размеры b_2 и b_3 определяются из подобия треугольников, образуемых эпюрами напряжений: $b_2 = 42$ см, $b_3 = 42,1$ см. Тогда $y_2 = 118$ см, $y_3 = 118,1$ см. По формулам (8.34) определяются усилия в анкерах крановой и наружной ветвях:

$$N_{\text{ак}} = (85000 - 800 \cdot 42) / 118 = 435,6 \text{ кн},$$

$$N_{\text{ан}} = (75000 - 700 \cdot 42,1) / 118,1 = 385,5 \text{ кн}.$$

Требуемая площадь анкеров крановой ветви:

$$A_{\text{ктр}} = N_{\text{ак}} \cdot \gamma_n / R_{ba} \cdot \gamma_c = 435 \cdot 1 / 18,5 \cdot 1 = 23,5 \text{ см}^2.$$

То же для наружной ветви:

$$A_{\text{нтр}} = N_{\text{ан}} \cdot \gamma_n / R_{ba} \cdot \gamma_c = 385,5 \cdot 1 / 18,5 \cdot 1 = 20,8 \text{ см}^2,$$

где R_{ba} — расчетное сопротивление анкерных болтов (см. табл. 60 в [1]). Для крановой и наружной ветвей принимаются по три болта диаметром 36 мм ($A_{\text{бн}} = 8,16 \text{ см}^2$).

Раздел 3. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Глава 9. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ, СВОЙСТВАХ ГРУНТОВ, ПОДЗЕМНЫХ ВОДАХ

9.1. Классификация грунтов как оснований фундаментов, их возраст, условия происхождения и формирования

Грунтами в строительной практике называют горные породы, залегающие в верхних слоях земной коры и используемые в строительстве при возведении зданий и сооружений в качестве их оснований, среды (подземные сооружения) или материалов (насыпи, дамбы, плотины и т.д.).

Согласно СТБ 943-94 в зависимости от характера структурных связей, происхождения, условий формирования, состава и строительных свойств грунты подразделяются на следующие основные классы и виды.

К *скальным* грунтам относятся изверженные (магматические), метаморфические и спаянные или сцементированные осадочные породы с жесткими структурными связями между зернами (конгломера-

ты, брекчии, песчаники и др.), которые залегают в виде сплошного или трещиноватого массива.

Нескальные минеральные грунты образовались при механическом или химическом выветривании горных пород, не имеют жестких структурных связей и являются дисперсными. В зависимости от зернового состава они делятся на *крупнообломочные, песчаные и глинистые*.

Крупнообломочные (валунные, глыбовые, галечниковые, гравийные, щебенистые и дресвянистые) грунты содержат по массе более 50% обломков кристаллических или осадочных пород с размерами частиц крупнее 2 мм. Они бывают с песчаным и глинистым заполнителями.

Песчаные (гравелистые, крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые) грунты — сыпучие в сухом и водонасыщенном состояниях, содержат по массе менее 50% частиц крупнее 2 мм и не обладают свойством пластичности.

Глинистые (супеси, суглинки и глины) грунты являются тонкодисперсными связными, способными при увлажнении набухать и приобретать пластичность. При наличии в своем составе пылеватых фракций с размерами от 0,1 до 0,005 мм более, чем песчаных (крупнее 0,1 мм) глинистые грунты приобретают специфические свойства, проявляющиеся в сильном пучении при промерзании, тиксотропном разжижении с резкой потерей прочности от динамических воздействий и интенсивном набухании при дополнительном увлажнении, но за счет высыхания уменьшаются в объеме, т.е. дают усадку. Возникшие в сухих условиях формирования *лессовые* (макропористые), а во влажной среде *лессовидные* глинистые грунты способны уменьшаться в объеме при замачивании.

В отдельных местах земной коры залегают *органогенные* отложения, к которым принадлежат торфы (открытые и погребенные), заторфованные (песчаные и глинистые) грунты и содержащие гумус почвы (черноземные, болотные, лесостепные и др.), а также *биогенные* (озерные, болотные, озерно-болотные и др.) в виде сапропелей и илов (т.е. глинистых в начальной стадии своего формирования при недостаточной их спрессовываемости). Заторфованные грунты, торфы и почвы характеризуются пластичностью. Каменные угли по своим физико-механическим свойствам относятся к скальным грунтам.

Дисперсные грунты двух типов — песчаные и глинистые — имеют существенные отличия.

Влажность некоторых видов глинистых грунтов колеблется в значительных пределах — от примерно трех до нескольких сот процентов, а у песков в естественном состоянии не превышает 40 %. При насыщении водой пор в глинистых грунтах их состояние изменяется в последовательности: твердое, пластичное и текучее, по мере чего свойства ухудшаются плавно. Пески же могут находиться в двух состояниях: сыпучем (твердом) или текучем с резким ухудшением прочности. При определенной влажности глинистые грунты увеличиваются в объеме (набухают), при высушивании — уменьшаются в объеме и растрескиваются, т.е. дают усадку. Лессовые глинистые грунты за счет наличия вертикальных каналов (макропор) и фильтрационной анизотропии при насыщении водой резко уменьшаются в объеме, т.е. дают просадку. Объем песчаных грунтов при насыщении водой и высушивании практически не изменяется.

Глинистые грунты при статических нагрузках более сжимаемы, чем пески. Глины пластичной консистенции под действием внешней нагрузки деформируются весьма медленно, причем осадка некоторых сооружений на таких отложениях может протекать несколько лет и даже десятилетий. Пески деформируются быстро после приложения нагрузки.

Пески, особенно гравелистые и крупные, водопроницаемы во всех состояниях по плотности сложения и степени влажности. Поэтому могут служить дренажами. Глинистые грунты в пластичном и твердом состояниях практически водонепроницаемы и являются водоупором.

К искусственным грунтам относятся подвергшиеся улучшению своих физико-механических и фильтрационных свойств в случае их непригодности в естественном залегании посредством уплотнения или упрочнения с изменением своего состава при перемещивании и пропитке растворами или суспензиями, при отсыпке или намыве иных дисперсных материалов с их дополнительным уплотнением, либо за счет насыщения соответствующих толщ армирующими элементами.

Возраст грунтов определяется временем их формирования и возрастом слагающих грунты обломков горных пород. Подразделение геологического времени на условные отрезки (эра, период, эпоха, век) и распо-

ложение их в определенном порядке носит название *геохронологии*. Основные этапы в истории геологического развития Земли рассматриваются в курсе инженерной геологии.

Магматические (изверженные) горные породы образовались в результате охлаждения и кристаллизации расплавленной магмы при ее излиянии к поверхности.

Метаморфические породы произошли из магматических или осадочных в результате воздействия высоких температур и давления, вызывающих изменение структуры, перекристаллизацию и иную ориентировку минералов или возникновение новых, которые отсутствуют в исходной породе.

Осадочные породы возникли из магматических или метаморфических в результате процессов физического и химического выветривания или их сочетания, в том числе за счет жизнедеятельности микроорганизмов. В зависимости от условий образования их делят на три группы:

- обломочные из исходных пород и минералов;
- органогенные из остатков организмов в водных акваториях;
- химические, образовавшиеся в результате химических реакций.

О геологическом сложении грунтовой толщи и сменяемости в ней по глубине пород различного возраста, происхождения и состава можно судить по геолого-литологическим разрезам. Распространение тех или иных отложений различных периодов жизни Земли иллюстрируется геологическими картами.

Исходя из характера перемещения и аккумуляции продуктов выветривания горных пород различают следующие отложения грунтов:

- *элювиальные*, остающиеся на месте своего образования;
- *делювиальные*, перемещаемые водными потоками вне постоянных русел рек и остающиеся на склонах первоначально возникших возвышенностей;
- *дельтовые*, уложенные при впадении потоков в водные бассейны;
- *ледниковые*, образовавшиеся от разрушения пород под действием отступающих ледников;
- *золотые*, переносимые ветром на большие расстояния мелкие частицы разрушаемых пород;

— морские, накапливающиеся на дне морей обломки пород при их переносе водными потоками.

Все эти грунты отличаются своей физической природой и широким разнообразием физико-механических свойств. Они представляют собой сложные дисперсные тела, состоящие из скопления зерен или частиц твердого вещества и пор (пустот). Поры могут быть полностью или частично заполнены водой и газами (воздух, пары воды), они бывают двух- или трехфазными.

9.2. Составные части грунтов и их свойства

9.2.1. Скелет грунта. Гранулометрический состав.

Вода и газ в грунте

Грунты не являются однородным телом и состоят из трех фаз: твердой, жидкой и газообразной. Их соотношение определяет физико-механические и фильтрационные свойства, причем оно не остается постоянным, а меняется в зависимости от окружающих условий, т.е. изменения температуры, влажности и степени обжатия под действием нагрузок.

Скелет грунта. Твердая фаза грунта образует его скелет. Соотношение частиц по крупности называется *гранулометрическим составом*. Твердые частицы представляют собой систему минеральных зерен с различными минералогическим составом, формой и размерами (от нескольких сантиметров до долей микрона). При уменьшении размеров частиц возрастает площадь их удельной поверхности, а соответственно и контактного взаимодействия между собой и окружающей средой (водой и воздухом). По крупности частицы делятся на крупнообломочные, песчаные, пылеватые и глинистые (табл. 9.1).

Крупнообломочные частицы являются продуктами физического выветривания горных пород, причем первые из них могут иметь признаки выветрелости: появления трещин, распада со снижением прочности и т.д. При этом частицы делятся на сильно-, слабыветрелые и неветрелые. Большой степенью выветрелости отличаются неокатанные частицы, меньшей — окатанные.

Классификация грунтовых фракций по крупности

Наименование грунтовых частиц		Размер грунтовых частиц, мм
Крупнообломочные:	валуны и глыбы	Более 200
	галька и щебень	200...10
	гравий и дресва	10...2
Песчаные:	крупные	2...0,5
	средние	0,5...0,25
	мелкие	0,25...0,1
Пылеватые:	крупные	0,1...0,05
	мелкие	0,05...0,005
Глинистые:		Менее 0,005

Песчаные частицы чаще всего состоят из одного минерала (кварца, полевого шпата и т.п.) и являются продуктами переноса и отложения продуктов физического выветривания водными потоками, реже ветром.

Пылеватые частицы могут быть представлены первичными минералами — кварца, полевых шпатов, карбонатов, чешуйками слюды, а также продуктами химического выветривания горных пород — полуторными окислами железа, алюминия, кремния и т.д. Они накапливаются под воздействием водных потоков или ветра.

Глинистые частицы имеют размер менее 0,005 мм и состоят из вторичных, так называемых глинистых, минералов, образующихся при химическом выветривании горных пород, что связано с процессами растворения, окисления, гидратации и гидролиза. Эти процессы протекают по-разному в зависимости от климатических условий, состава и свойств пород, глубины их залегания, окружающей среды. В условиях прохладного влажного климата возникают глинистые минералы типа иллита и каолинита, жаркого влажного — типа монтмориллонита. Глинистые частицы имеют форму чешуек, иголок и листочков, обладая чрезвычайно развитой удельной поверхностью, поэтому для них физико-химические процессы приобретают решающее значение. Глинистые грунты относятся к поверхностно-активным телам.

Генезис, т.е. условия образования и происхождения, отражается на структуре и текстуре грунтов, которые вместе с гранулометрическим и

минералогическим составом скелета определяют строительные свойства грунтов: сжимаемость и сопротивляемость сдвигу, водонепроницаемость и пластичность.

Гранулометрический состав. Твердые частицы грунта состоят из зерен различной величины. Грунтовые частицы могут быть окатанными и неокатанными. От размеров, формы, состояния поверхности и возраста частиц зависят физические и механические свойства грунтов. Определенный интервал крупности частиц называется фракцией. Процесс разделения грунта на фракции называется *гранулометрическим анализом*, для чего используются различные методы: ситовой, отмучивания, ареометрический и др. Определяют гранулометрический состав согласно ГОСТ 12536-79.

Различают два основных вида зерен: компактной формы у песчаных грунтов и пластинчатой (чешуйки, иголки или листочки) у глинистых. Песчаные грунты обычно просеивают последовательно через набор сит с отверстиями 10, 2, 0,5, 0,25 и 0,1 мм. Глинистые фракции выделяют обычно методом отмучивания исходя из закона Стокса по скорости осаждения взвешенных в воде частиц различных размеров. Результаты определения гранулометрического состава крупнообломочных и песчаных грунтов используют для установления их вида и однородности состава, руководствуясь классификацией согласно СТБ 943-94 или ГОСТ 25100-95 (табл. 9.2).

При этом название грунта устанавливают по первому удовлетворяющему условию по преобладающему содержанию соответствующих фракций в порядке рассмотрения этих наименований в табл. 9.2, начиная сверху.

Если в крупнообломочном грунте имеется более 40 % песчаного или более 30 % глинистого заполнителя, должны приводиться также наименования вида заполнителя и указываться характеристики его состояния. Например, галечник с мелкопесчаным маловлажным заполнителем, гравий с суглинистым заполнителем мягкопластичной нонсистенции.

Для полного описания состава грунтов рекомендуется оценивать степень его неоднородности. С этой целью данные гранулометрического анализа наносятся на полулогарифмическую сетку (рис. 9.1).

По оси абсцисс откладывается диаметр частиц, а по оси ординат — их содержание в процентах. Затем по пересечениям линий, проведенным из

этих точек, строится кривая неоднородности. Эти графики дают возможность определить показатель максимальной неоднородности по формуле

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5},$$

где d_{95} , d_{50} , d_5 — диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 95, 50 и 5% частиц.

Таблица 9.2.

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов

Вид грунта	Содержание частиц различной крупности (в % от веса воздушно-сухого грунта)
Крупнообломочные: Валунный грунт (при преобладании неокатанных частиц — глыбовый)	Частиц крупнее 200 мм — более 50 %
Галечниковый грунт (при преобладании неокатанных частиц — щебенистый)	Частиц крупнее 10 мм — более 50 %
Гравийный грунт (при преобладании неокатанных частиц — дресвяный)	Частиц крупнее 2 мм — более 50 %
Пески:	
гравелистые	Частиц крупнее 2 мм — более 25 %
крупные	Частиц крупнее 0,5 мм — более 50 %
средние	Частиц крупнее 0,25 мм — более 50 %
мелкие	Частиц крупнее 0,1 мм — более 75 %
пылеватые	Частиц крупнее 0,1 мм — менее 75 %

Если $U_{\max} < 4$ — грунт однородный, при $4 \leq U_{\max} \leq 20$ — среднеоднородный, $20 \leq U_{\max} \leq 40$ — неоднородный, $U_{\max} > 40$ — повышенной неоднородности.

Вода в грунтах. В порах грунта вода может быть в виде молекулярно-связанной (прочно- и рыхлосвязанной), гравитационной (капил-

лярной и свободной), льда (т.е. твердой при отрицательных температурах) и пара (газообразной при $t > 100^\circ \text{C}$).

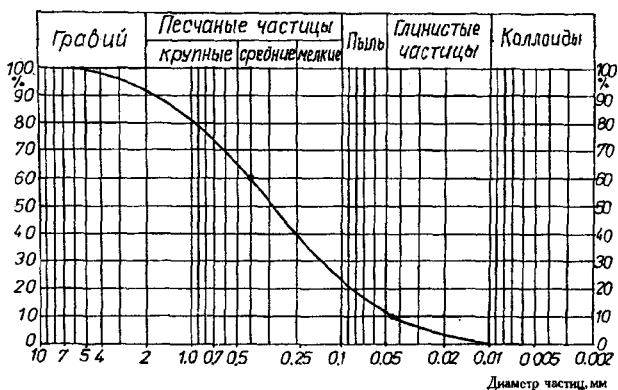


Рис. 9.1. Кривая неоднородности механического состава грунта

Минеральные частицы грунта заряжены отрицательно, а молекулы воды представляют собой диполи с положительным зарядом на одном конце (атом кислорода) и отрицательным на другом (два атома водорода). За счет электромолекулярных сил взаимодействия атомы воды притягиваются с огромной силой (порядка сотен МПа) к минеральным частицам и образуют слой прочносвязанной (адсорбированной) воды. В этой связи близкие к частицам молекулы воды толщиной в 1...2 ряда невозможно отделить ни под внешним давлением, ни под действием напора воды. Следующие слои молекул воды по мере удаления от поверхности частиц связаны меньшими силами, образуя рыхлосвязанную (лиосорбированную) оболочку и могут быть удалены под давлением в несколько МПа или же при температуре свыше 105°C .

Молекулы воды вне области электро-молекулярных сил взаимодействия образуют свободную воду, которая передвигается в грунте под действием разности напора, и капиллярную, поднимающуюся за счет сил капиллярного натяжения (лапласовых) в порах грунта тем выше (зона аэрации) от уровня подземных вод, чем мельче поры.

Каждый из перечисленных видов воды оказывает различное влияние на физико-механические свойства грунтов, причем в большей мере для

глинистых, как это было показано выше. Наибольшие неприятности строителям причиняет свободная вода в порах грунтов.

Газ в грунте. Газообразные включения могут находиться в грунте в замкнутом (защемленными или адсорбционными, располагающимися в порах между частицами или их обволакивающим) и свободном (соединяющимися с атмосферой) состояниях или растворенными в поровой воде. Наличие защемленного и адсорбционного газа в порах грунта оказывает влияние на строительные свойства грунтов, искажая показатели сжимаемости за счет кажущейся упругости, снижая сопротивляемость сдвигу и уменьшая водопроницаемость. Свободный газ не влияет на эти свойства грунтов.

Структура и текстура грунтов. Физико-механические свойства дисперсных грунтов во многом определяются *структурными связями* между отдельными минеральными частицами и их агрегатами. Эти связи определяются свойствами минеральных частиц, водных растворов в порах, условиями накопления минеральных осадков и т.д. Различают следующие основные виды структурных связей:

— *водно-коллоидные*, которые формируются в результате электромолекулярных сил взаимодействия между минеральными частицами, пленками воды и коллоидными оболочками, причем они возрастают с уменьшением толщины оболочек, являются пластичными и обратимыми, могут снижаться вплоть до нулевого значения с увеличением влажности;

— *кристаллизационные*, образуются под действием химических реакций с растворенными в воде веществами, в результате которых возникают новые прочные и хрупкие поликристаллические соединения с минеральными частицами.

Большое влияние на свойства грунтов оказывает их *структура*, характеризующаяся закономерностями *сложения* грунтовых частиц и *связей* между ними, которые обусловлены размерами, количественными соотношениями и формой самих частиц, а также особенностями их поверхности. При осаждении грунтовых частиц различного вида образуются сильно отличающиеся сложения (рис. 9.2)

Зернистая структура наиболее ярко выражена у крупнообломочных и песчаных грунтов, у которых пористость изменяется в пределах 20...50%.

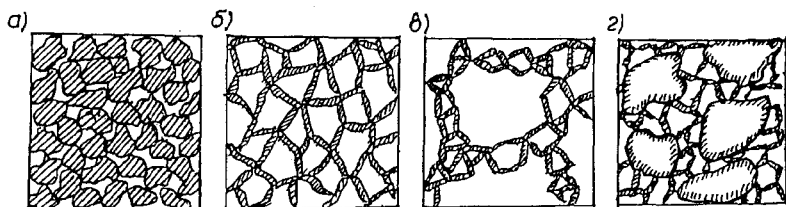


Рис. 9.2. Основные виды структур грунтов:

- а — зернистая; б — сотообразная (зубчатая); в — хлопьевидная;
г — смешанная (каркасная)

Сотообразное сложение присуще глинистым грунтам, образовавшимся при осаждении без коагуляции в пресной воде глинистых и пылеватых частиц при взаимном притяжении силами, которые превышали их собственный вес. Неуплотненные грунты с сотообразным скелетом могут иметь пористость свыше 50%.

Хлопьевидное сложение образуется при коагуляции глинистых частиц в воде с растворенными солями. Грунты с такой структурой (морские илы) отличаются чрезмерно большой пористостью, достигающей 90...95%. За счет уплотнения хлопьевидное сложение может переходить в сотообразное.

Слитная структура характерна для визуально однородной массы из глинистых и пылеватых частиц.

Смешанная (каркасная) структура присуща моренным глинистым грунтам, состоящим из разнородных частиц: песчаных, пылеватых и глинистых, каркасом у которых служат крупные обломки.

На строительные свойства грунтов важное влияние оказывает их *текстура*. Под текстурой понимают строение слоя грунта, обусловленное ориентировкой и пространственным расположением его частиц и агрегатов, а также характеризующееся неоднородностью толщи в пластах.

Слоистая текстура (тонко и грубослоистая, ленточная, косослойная, сланцевая и др.) характерна для грунтов, образовавшихся при осаждении в разные периоды (летние и зимние) грунтовых частиц в воде с их чередованием по крупности зерен соответственно.

У озерно-ледниковых отложений *ленточную* текстуру образуют перемежающиеся тонкие слои глины и песка (пыли). Слоистость аллюви-

альных грунтов отличается горизонтальным расположением слоев. Флювиогляциальные отложения имеют косослойную или извилистую текстуру. Сланцеватая слоистая текстура присуща древним глинистым грунтам, подвергшимся значительному сжатию и частичной цементации.

Порфиристую текстуру имеют некоторые обломочные грунты и современные отложения.

Ячеистая текстура присуща засоленным глинистым грунтам, у которых усадочные трещины заполнены солями, также вспученным при неравномерном охлаждении.

Слитной (массивной и скрыто-слоистой) текстурой обладают древние глины и илы, а также лессы и лессовидные грунты в вертикальном сечении.

Слитная текстура также характерна для однородных несвязных грунтов.

Текстура грунтов обуславливает анизотропию их свойств, выражающуюся в различии их водопроницаемости, сжимаемости, сопротивляемости сдвигу и прочности в разных направлениях.

9.2.2. Физико-механические характеристики грунтов

Физические характеристики грунтов. К основным физическим характеристикам грунтов, которые определяют лабораторным анализом и отражают соотношение в них твердой, жидкой и газообразной (рис. 9.3) составных частей (фаз), принадлежат: относительная весовая влажность W , удельный вес грунта γ и удельный вес его частиц γ_s .

Производными от них являются: удельный вес сухого грунта γ_d , пористость n и коэффициент пористости e .

Для оценки физического состояния грунтов используют понятия: степень влажности S_r и степень плотности сложения I_D сыпучих песчаных грунтов, консистенция и показатель текучести I_L связных глинистых грунтов.

Механические свойства подразделяются на прочностные и деформативные. К прочностным характеристикам относятся: угол внутреннего трения ϕ и удельное сцепление c , а к деформативным — модуль общей деформации E и коэффициент Пуассона ν . Их определяют по

результатам лабораторных исследований образцов грунта или полевых опытов.

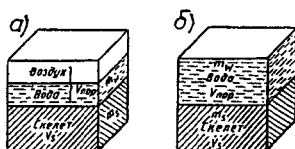


Рис. 9.3. Составные части грунтов
а — трехфазная система; б — двухфазная система

При определении показателей физико-механических свойств грунтов в лабораторных условиях используются монолиты природного сложения и влажности, полученные при инженерно-геологических изысканиях из шурфов и скважин. Из монолитов отбираются опытные образцы грунта для испытаний.

Относительной влажностью грунта называется отношение веса содержащейся в порах воды G_w к весу грунтового скелета G_s . Влажность определяется в относительных единицах $W = G_w/G_s$ или в процентах $w = W \cdot 100\%$. При определении влажности образцы грунта высушивают при температуре $105 \dots 110^\circ \text{C}$ до получения постоянного веса.

Удельный вес грунта γ , кН/м^3 — отношение его веса G_o в кН (включая вес воды в порах) к занимаемому этим грунтом объему V_o в м^3 (рис. 9.3):

$$\gamma = G_o/V_o. \quad (9.1)$$

Удельный вес грунтов зависит от их минералогического состава, влажности, пористости и колеблется в значительных пределах. Его определяют по ГОСТ 5180-84 в зависимости от вида и состояния грунтов методами: режущего кольца, взвешивания в воде (с использованием парафинирования) или нейтральной жидкости (керсине) при мерзлом состоянии.

Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м^3 — отношение веса твердых частиц (скелета) G_s в кН к занимаемому ими объему V_s в м^3 (рис. 9.3):

$$\gamma_s = G_s/V_s. \quad (9.2)$$

Удельный вес частиц грунта изменяется в диапазоне от 24,0 до 32,0 кН/м³. Его определяют по ГОСТ 5180-84 пикнометрическим методом.

Удельный вес сухого грунта γ_d , кН/м³ — отношение веса частиц (без воды в порах) G_s в кН к занимаемому грунтом объему V_o в м³ (см. рис. 9.3):

$$\gamma_d = G_s/V_o = \gamma/(1 + W) = \gamma/(1 + 0,01.w). \quad (9.3)$$

Эта характеристика может служить показателем плотности сложения и сжимаемости грунта.

Пористость грунта n — отношение объема пор $V_{пор}$ к объему грунта V_o (рис. 9.3), выраженное в процентах:

$$n = (V_{пор}/V_o) \cdot 100 = (1 - \gamma_d/\gamma_s) \cdot 100 \quad (9.4)$$

Коэффициентом пористости e называется отношение объемов пор и грунтового скелета:

$$e = n/m,$$

где $m = \gamma_d/\gamma_s$; $n = 1 - \gamma_d/\gamma_s$.

Отсюда:

$$e = \gamma_s(1 + 0,01.w)/\gamma - 1. \quad (9.5)$$

Коэффициент пористости характеризует уплотненность грунтов и позволяет приблизительно оценить их пригодность в качестве оснований сооружений. Если $e \leq 0,5$, грунт малосжимаем и основание довольно надежно. При $e > 1$ грунт сильносжимаем и ненадежен.

Между e и n существуют соотношения: .

$$e = 0,01n/(1 - 0,01n); 0,01n = e/(1 + e). \quad (9.6)$$

От степени уплотненности и влажности зависит физическое состояние грунтов и их поведение в основаниях или откосах.

Поскольку при насыщении водой и высушивании объем песчаных грунтов остается постоянным, а глинистых изменяется, то характеристики их состояния различны.

В сыпучих песчаных грунтах для определения степени заполнения пор водой требуется помимо влажности учитывать его полную влагоемкость.

Полная влагоемкость w_{Π} соответствует влажности грунта, при которой все поры заполнены водой:

$$w_{\Pi} = e\gamma_w/\gamma_s, \quad (9.7)$$

где γ_w — удельный вес воды.

Степень влажности S_r характеризует степень заполнения пор водой и выражается отношением влажности грунта к его полной влагоемкости:

$$S_r = w/w_{\Pi}; \quad S_r = w\gamma_s/e\gamma_w. \quad (9.8)$$

По степени влажности у сыпучих (песчаных) грунтов бывают следующие состояния: $S_r \leq 0,5$ — маловлажное; $0,5 < S_r \leq 0,8$ — влажное; $0,8 < S_r \leq 1$ — насыщенное водой.

При максимальной степени влажности все поры сыпучего грунта заполнены водой. В других случаях поры содержат также воздух.

Степенью плотности сложения песка называется отношение естественной его уплотненности к максимально возможной при соответствующем гранулометрическом составе исходя из наиболее компактной упаковки зерен:

$$\begin{aligned} I_D &= (V_{\max} - V)/(V_{\max} - V_{\min}) = \\ &= (e_{\max} - e)/(e_{\max} - e_{\min}), \end{aligned} \quad (9.9)$$

где e_{\max} — коэффициент пористости песка в наиболее рыхлом состоянии; e_{\min} — в наиболее плотном состоянии; e — в естественном состоянии.

По степени плотности сложения сыпучие песчаные грунты подразделяются на: $I_D \leq 0,33$ — рыхлые; $0,33 < I_D \leq 0,67$ — средней плотности; $0,67 < I_D \leq 1$ — плотные.

Песчаные грунты классифицируют также по значениям коэффициента пористости (табл. 9.3), что фактически отражает их степень сложения.

В связных глинистых грунтах, обладающих пластичностью, при повышении влажности изменяется их состояние по консистенции (густоте), оцениваемое показателем текучести.

Таблица 9.3.

Классификация песков по плотности сложения

Вид песка	Плотность сложения песков		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные, средней круп.	$e < 0,55$	$0,55 \leq e = 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e = 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e = 0,80$	$e > 0,80$

Под *пластичностью* грунта понимают свойство его при деформировании изменять форму без образования трещин при сохранении сплошности и объема. Различают связные грунты твердой, пластичной и текучей консистенции. В твердом состоянии такие грунты после превышения нагрузки некоторого предела деформируются с образованием трещин. В текучем состоянии они теряют прочность, почти не сопротивляются сдвигу и ведут себя как жидкость.

Влажность глинистого грунта при переходе его из твердого состояния в пластичное и наоборот называется нижним пределом пластичности или *границей пластичности* (раскатывания) — w_p . Грунт при такой влажности еще способен раскатываться в шнур диаметром 3 мм, а при ее уменьшении будет рассыпаться. Эту влажность определяют по ГОСТ 5183-77.

Влажность, соответствующая переходу глинистого грунта из пластичного состояния в текучее и наоборот, называется верхним пределом пластичности или *границей текучести* — w_L . При w_L стандартный балансирный конус погружается в образец на глубину 10 мм за 5 сек. Ее определяют по ГОСТ 5183-77.

Разность между влажностями на границах текучести и раскатывания называется *числом пластичности*:

$$I_p = w_L - w_p. \quad (9.10)$$

Иначе говоря, число пластичности означает интервал влажностей, в пределах которого глинистый грунт находится в пластичном состоянии.

По значению I_p СТБ 943-93 классифицирует грунты на следующие виды: супеси — $1 < I_p \leq 7$ %; суглинки — $7 < I_p \leq 17$ %; глины — $I_p > 17$ %.

Показатель текучести I_L — отношение разности между влажностями естественной и на границе раскатывания к числу пластичности:

$$I_L = (w - w_p) / I_p. \quad (9.11)$$

Состояние связных грунтов по показателю текучести определяется согласно ГОСТ 25100-82 или СТБ 943-93 (табл. 9.4).

Консистенцию глинистых грунтов устанавливают также по результатам зондирования или пенетрации.

Таблица 9.4.

Состояние глинистых грунтов по консистенции

Наименование глинистых грунтов	Состояние по консистенции	Показатель текучести
Супеси, суглинки, глины	твердые	$I_L < 0$
Супеси	пластичные	$0 < I_L \leq 1$
Суглинки и глины	полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
	тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
	мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
	текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
Супеси, суглинки, глины	текучие	$I_L > 1$

Следует иметь в виду, что при наличии в глинистых грунтах пылеватых частиц больше, чем песчаных, их называют «пылеватыми». Это особенно важно знать, потому что пылеватость этих грунтов способствует повышенным водопоглощению, размягчаемости и размываемости, т.е. снижению прочностных свойств с увеличением деформативности, а также сильному пучению при промерзании в условиях свободного подсосывания воды.

Таблица 9.5.

Упрощенная строительная классификация грунтов

Наименование грунта	Содержание глинистых частиц с размерами менее 0,005 мм (в % от веса сухого грунта)	Диаметр шнура на пределе раскатывания (пластичности), мм
Глины	Более 30	Менее 1
Суглинки	30...10	1...3
Супеси	10...3	Более 3
Пески	Менее 3	Не раскатываются

Для практического использования весьма удобна упрощенная строительная классификация (табл. 9.5), позволяющая легко и достаточно просто определять вид глинистого грунта.

9.2.3. Прочность, сжимаемость и водопроницаемость

Под воздействием передаваемых от фундаментов усилий в массиве грунтов основания возникают нормальные сжимающие и касательные сдвигающие напряжения. За счет сжатия и переупаковки частиц скелета находящаяся в порах вода вытесняется в силу наличия водопроницаемости у грунта.

От нормальных напряжений грунты сжимаются и уменьшают свой объем. В отличие от сплошных тел, рассматриваемых в курсе сопротивления материалов, в грунтах как дисперсных телах помимо упругого сжатия скелета после преодоления структурной прочности преобладают остаточные деформации в силу переупаковки частиц. Исходя из этого, для грунтов основополагающим является закон уплотнения или сжимаемости.

Этот закон используется для нахождения деформативных характеристик грунтов (модуля общей деформации E , кПа и коэффициента Пуассона ν), чтобы в последующем их использовать в расчетах по второй группе предельных состояний оснований фундаментов, т.е. при определении их осадок.

В грунтах при небольших сжимающих усилиях, т.е. в упругой стадии их работы, влияние возникающих сдвигающих деформаций от действия касательных напряжений рассматривается сравнительно редко. Закон сопротивляемости сдвигу (закон Кулона) грунтов исследуется в предельном напряженном состоянии. Он позволяет определять прочностные характеристики грунтов (угол внутреннего трения φ , град. и удельное сцепление c , кПа), чтобы в последующем их использовать в расчетах оснований фундаментов по первой группе предельных состояний, т.е. по несущей способности (прочности) или устойчивости.

Под действием внешней нагрузки при увеличении давления на грунт поровая вода из него благодаря водопроницаемости постепенно отжимается, а давление по мере этого передается на скелет, обеспечивая консолидацию деформаций его сжатия или сдвига. Исходя из этого возникает

необходимость изучения фильтрационных свойств грунта. Для этого используется закон фильтрации (закон Дарси). Он позволяет определить фильтрационные характеристики грунтов (коэффициенты фильтрации k и консолидации C_v), чтобы их затем использовать при определении притока воды в котлованы и подборе требуемой производительности насосов для откачки из них воды или закачки в грунт закрепляющих растворов, а также при расчете скорости протекания осадок фундаментов во времени и вычислении гидродинамического давления поровой воды на скелет грунта или находящиеся в грунте конструкции.

Закон уплотнения. В зависимости от условий деформирования грунта под фундаментами процесс его уплотнения может происходить по-разному: без возможности бокового расширения, т.е. по системе одноосного или компрессионного сжатия, когда превалирует переупаковка частиц; или же с возможностью бокового расширения (трехосного сжатия), если происходит сжатие грунтовых частиц по направлениям трех главных осей с их вытеснением в окружающий менее сжатый массив. В любом случае переупаковка частиц сопровождается их смещением друг относительно друга за счет возникающих сдвигающих (касательных) составляющих от передаваемых на каждую из частиц общих напряжений. Условия компрессионного или трехосного сжатия моделируют при проведении лабораторных испытаний образцов грунта в соответствующих одноименных приборах.

Компрессионные испытания более просты и достаточно распространены в отечественной практике, но их результаты отражают процесс сжимаемости грунта лишь в ограниченном диапазоне давлений, превышение которых сопровождается спрессовыванием образцов грунта, что не адекватно реальному поведению его в деформируемой (активной) зоне под вдавливаемыми или над выдергиваемыми (анкерными) фундаментами. Для проведения таких испытаний применяют компрессионные приборы (одеметры), имеющие вид стакана (рис. 9.4), в дне и поршне (штампе) которого помещены пористые диски для удаления вытесняемой из сжимаемого образца воды. Для уменьшения влияния трения о стенки стакана образец грунта должен иметь высоту в четыре-пять раз меньшую его диаметра. Однако при больших сжимающих давлениях даже этого ока-

зывается недостаточно и требуется смазка внутренних стенок стакана. При компрессионном сжатии образца в одометре осадка штампа измеряется индикаторами, а прикладываемая к нему нагрузка передается при помощи рычажной системы. На основании измерения деформаций сжатия образца после их стабилизации при соответствующих ступенях нормальных давлений определяют путем пересчетов изменение коэффициентов пористости с возрастанием этих давлений и строят компрессионные зависимости (рис. 9.5).

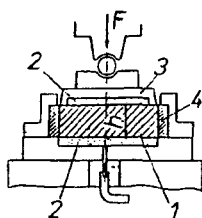


Рис. 9.4. Схема одометра: 1 — образец грунта, 2 — пористые фильтры, 3 — поршень, 4 — компрессионное кольцо

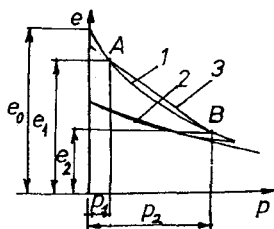


Рис. 9.5. Компрессионная кривая сжатия грунта:

- 1 — опытная криволинейная зависимость, 2 — ветвь разгрузки,
3 — спрямленная расчетная зависимость

При общем криволинейном характере этих зависимостей в небольшом диапазоне уплотняющих давлений их для простоты расчетов заменяют прямыми линиями, которые легко выразить уравнением

$$e = -C_p p + e_0, \quad (9.12)$$

$\xi = \sigma_3 / \sigma_1$, который взаимосвязан с коэффициентом бокового расширения ν зависимостями:

$$\nu = \xi / (1 + \xi); \quad \xi = \nu / (1 - \nu). \quad (9.15)$$

Значение ξ можно определять в компрессионном приборе по методике проф. К. Терцаги исходя из соотношения выдерживаемых усилий для лент с ориентацией их плоскостей соответственно горизонтально и вертикально.

Трехосные лабораторные испытания в стабилометрах (рис. 9.6) пока еще не получили у нас должного использования в практике исследований в силу большей сложности проведения, хотя они ближе отражают реальное поведение грунта в массиве при условии адекватного моделирования соответствующих сжимающих напряжений по каждой из осей. Дополнительное достоинство таких испытаний заключается в том, что они позволяют определять вместе с деформативными также и прочностные характеристики грунтов.

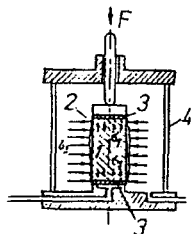


Рис. 9.6. Схема трехосного испытания грунтов в стабилометре
1 — цилиндрический образец, 2 — резиновая оболочка, 3 — поршни,
4 — испытательная камера

В стабилометрах образец грунта в резиновой оболочке помещают в прозрачную камеру из стекла, обжимают постоянным боковым давлением $\sigma_3 = \sigma_2$ и загружают вертикальным давлением σ_1 , измеряя деформации, причем опыт может доводиться до разрушения образца. Иногда создают возрастающее боковое давление при постоянном вертикальном. С помощью стабилометра можно изучать развитие деформаций сдвига с уплотнением или разрыхлением грунта, т.е. его дилатансию или контракцию. При равенстве обжимающих напряжений во всех трех направлениях про-

где C_c и e_0 — параметры, из которых e_0 — начальный коэффициент пористости образца, C_c — коэффициент сжимаемости (уплотнения), который равен $C_c = (e_1 - e_2)/(\rho_2 - \rho_1)$, причем значение $(\rho_2 - \rho_1) = \rho$, соответствует величине уплотняющего давления или соответствующему диапазону изменения значений сжимающих давлений. Коэффициент сжимаемости C_c является важнейшим параметром деформируемости грунтов, по которому можно давать качественную оценку грунта как основания: $C_c \leq 0,1 \text{ МПа}^{-1}$ — грунт малосжимаемый; $0,1 < C_c \leq 0,5 \text{ МПа}^{-1}$ — средней сжимаемости; $C_c > 0,5 \text{ МПа}^{-1}$ — сильно-сжимаемый. При разгрузке образца грунта в компрессионном приборе происходит увеличение его коэффициента пористости за счет упругого разбухания, причем ветвь разгрузки проходит ниже кривой уплотнения. Это значит, что грунт не является упругим телом, а имеет остаточные деформации. При повторном нагружении ветвь нагружения образует с кривой разбухания петлю гистерезиса. После многократного циклического нагружения грунта одной и той же нагрузкой эти ветви сливаются, а деформации приобретают упругий характер. Дальнейшее увеличение нагрузки снова вызовет возникновение остаточных деформаций. Грунты природного сложения во многих случаях обладают структурной прочностью, поэтому на начальном участке ветви нагружения до соответствующего ей уплотняющего давления наблюдается почти горизонтальный участок.

По результатам компрессионных испытаний при известном значении коэффициента уплотнения можно определить соответствующий ему модуль деформации по формуле

$$E = \beta(1 + e_0)/C_c, \quad (9.13)$$

где

$$\beta = 1 - 2\nu^2/(1 - \nu) = (1 + \xi)(1 + 2\xi)/(1 + \xi). \quad (9.14)$$

Таким образом, закон компрессии исходя из принципа линейной деформируемости грунта формулируется так: коэффициент пористости грунта изменяется пропорционально сжимающему давлению.

Соотношение между главными вертикальным σ_1 и боковыми давлениями $\sigma_3(\sigma_2)$ выражается коэффициентом бокового давления в покое

исходит спрессовывающее сжатие образца с объемными деформациями затухающего характера.

В полевых условиях сжимаемость грунта с возможностью его бокового расширения под подошвой фундамента моделируется путем испытаний ступенчато возрастающими вдавливающими нагрузками штампов в шурфах или скважинах. При этом значение модуля деформации грунта определяют согласно зависимости

$$E = (1 - \nu^2)P/Sd, \quad (9.16)$$

где P — нагрузка на штамп, кН; S и d — его осадка и диаметр, м.

Модули деформации E грунтов зависят от их гранулометрического состава, структурных и текстурных особенностей, физических характеристик: в песчаных — от коэффициента пористости и степени водонасыщения, в глинистых грунтах — от коэффициента пористости и особенно от показателя текучести. Значения E возрастают с увеличением глубины от поверхности, т.е. обжатия природным давлением вышележащей толщи. Они также зависят от площади штампа, причем определяемые в компрессионных приборах оказываются заниженными по сравнению со штамповыми испытаниями в полевых условиях в 3...8 и даже более раз. При наличии анизотропии свойств грунтов имеет место значительное различие сжимаемости в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Прочность грунтов. Сопротивление грунтов сдвигу определяет их прочность и устойчивость в основаниях сооружений и откосов, а также давления на ограждения котлованов. Оно по-разному проявляется в песчаных и глинистых грунтах, поскольку существенно зависит от характера контактов и структурных связей между слагающими грунт частицами.

Сопротивление грунтов сдвигу определяют с помощью разных приборов, наиболее простым из которых является одноплоскостной сдвиговой (рис. 9.7). В нем образец грунта размещается в двух кольцах. После его обжатия нормальным давлением между кольцами создается небольшой зазор для исключения трения их друг по другу. Затем производится сдвиг грунта путем смещения подвижного кольца относительно неподвижного. Обычно срезают несколько обжатых разными вертикальными давлениями образцов. Результаты испытаний наносят на график (рис. 9.8)

и получают зависимость сопротивления грунта сдвигу τ от вертикального сжимающего напряжения σ . С помощью такого графика определяют параметры сопротивления грунта сдвигу: угол внутреннего трения φ — по наклону прямой к оси нормальных напряжений σ , удельное сцепление c — по отсекаемому от вертикальной оси отрезку. Величина $f = \text{tg } \varphi$ называется коэффициентом внутреннего трения грунта.

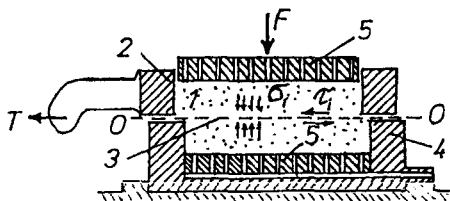


Рис. 9.7. Схема одноплоскостного сдвигового прибора:

1 — образец грунта, 2 — верхняя подвижная обойма, 3 — плоскость среза, 4 — нижняя неподвижная обойма, 5 — фильтрующие (пористые) диски

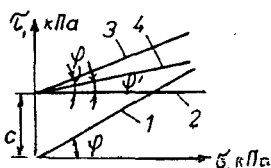


Рис. 9.8. Графики сопротивления сдвигу грунтов:

1 — песчаных, 2 — глинистых для сдвига неконсолидированного, 3 — то же консолидированного, 4 — частично консолидированного

Закон сопротивления сдвигу установлен в 1773 г. французским ученым Ш. Кулоном и выражается зависимостью

$$\tau = \sigma \text{ tg } \varphi + c. \quad (9.17)$$

Эта обобщенная зависимость характеризует сопротивление сдвигу связных грунтов и означает, что оно прямо пропорционально нормальному напряжению на срезаемой поверхности. Для сыпучих грунтов, не обладающих сцеплением, в этой формуле отсутствует сцепление c .

В водонасыщенных грунтах испытания проводят по схеме консолидированного сдвига, когда нормальные напряжения выдерживаются до стабилизации деформаций, быстрого (неконсолидированного) — без предварительного обжатия нормальным давлением и частично консолидированного сдвига — давление не завершается стабилизацией деформаций. У илов и глинистых грунтов текучей консистенции при отсутствии непосредственных контактов между частицами связь между ними осуществляется через пленки воды. Поэтому силы внутреннего трения при таком сдвиге отсутствуют, а сопротивление сдвигу определяется только сцеплением $\tau = c$.

При незавершившейся консолидации сопротивление сдвигу грунта будет пониженным за счет порового давления воды ρ_w :

$$\tau = (\sigma - \rho_w) \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (9.18)$$

Между сдвигающими напряжениями и деформациями при постоянном нормальном давлении имеет место нелинейная зависимость (рис. 9.9).

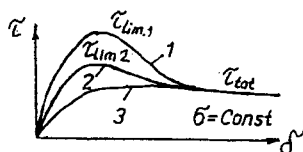


Рис. 9.9. Характер зависимости между сопротивлением сдвигу и сдвигающими деформациями при постоянных значениях нормальных напряжений для песков различной плотности: 1 — пески плотные, 2 — средней плотности, 3 — рыхлые

Максимальное (пиковое) значение сопротивления сдвигу τ_{lim} достигается в песчаных грунтах при деформациях сдвига порядка 3...5 мм, а в глинистых — 10...20 мм исходя из состояния по влажности и плотности сложения. После срыва пиковых значений сопротивления сдвигу по мере увеличения сдвигающих деформаций падают и устанавливаются их практически постоянные остаточные (тотальные) величины τ_{tot} . Данное обстоятельство практически не принимается во внимание, однако это весьма важно при оценке сопротивляемости сдвигу вдоль боковых поверхностей

свай и во многих иных случаях. Нужно также учитывать, что повышение сопротивляемости сдвигу до пиковых значений происходит за счет дилатантного распора, а падение до тотальных — в связи с разрыхлением при контракции.

Водопроницаемость грунтов. Передвижение гравитационной воды (свободной и капиллярной) через пористую грунтовую среду под влиянием разности напоров называется *фильтрацией*. Вода в порах грунта движется по извилистым каналам и встречает на своем пути сопротивление со стороны скелета и пленочной воды и создает на частицы грунта давление, которое называют фильтрационным или *гидродинамическим*. За счет такого давления может происходить уплотнение скелета грунта или его разрыхление соответственно при кольматации или суффозии, т.е. при закупоривании пор или выносе из них вымываемых мелких минеральных частиц и растворимых веществ под напором фильтрующейся воды. Напор воды может возникать под действием прилагаемой внешней нагрузки или за счет разности уровней воды в смежных точках грунтового массива.

В 1854 г. А. Дарси сформулировал закон ламинарной (плоскоструйной) фильтрации, установив, что объем профильтровавшейся через заполненную песком трубу пропорционален площади ее поперечного сечения, потерям напора на единице пути фильтрации и ее продолжительности:

$$Q = kJA t, \quad (9.19)$$

где Q — расход воды, м^3 ; k — коэффициент фильтрации, идентичный скорости фильтрации при гидравлическом градиенте J , равном единице, $\text{м}/\text{сут}$; J — гидравлический градиент, представляющий потери напора на единицу пути фильтрации, равный $J = \Delta H / \Delta l = (H_1 - H_2) / (\Delta l)$; A — площадь поперечного сечения, м^2 ; t — продолжительность фильтрации, сут ; l — путь фильтрации, м .

Если отнести расход воды к единице площади, то из выражения (9.19) получим следующую зависимость для скорости фильтрации, q , $\text{м}/\text{сут}$:

$$q = kJ, \quad (9.20)$$

т.е. скорость фильтрации прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.

В глинистых грунтах скорость фильтрации и отжатия воды из пор зависит от сцепления между частицами. Поэтому в таких грунтах существует соответствующий начальный градиент напора, после которого фильтрация подчиняется закону Дарси (рис. 9.10).

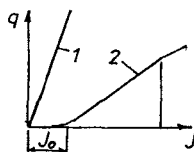


Рис. 9.10. График зависимости скорости фильтрации от гидравлического градиента: 1 — для сыпучих песчаных грунтов, 2 — для связных глинистых грунтов

Экспериментальные данные свидетельствуют, что средние значения коэффициентов фильтрации для песков $k = 10^{-2}$ см/с, а для глинистых грунтов — 10^{-8} см/с, т.е. при одинаковых градиенте и времени вода в песке может пройти путь в 10 км, а в глинистом грунте — 1 см.

Для хорошо водопроницаемых песчаных грунтов коэффициент фильтрации определяют с помощью простейшего прибора, принципиальная схема которого приведена на рис. 9.11, а. В случае слабофильтрующих глинистых грунтов большой напор воды создают в приборе конструкции Б.И. Далматова по аналогии с компрессионным (рис. 9.11, б).

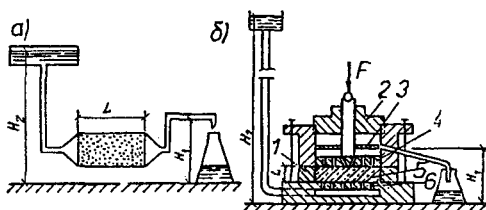


Рис. 9.11. Схемы установок для определения коэффициентов фильтрации: а — песка, б — глинистого грунта; 1 — стальное кольцо, 2 — герметизирующая завинчиваемая крышка, 3 — пластина для устранения мениска в уровне сливного отверстия, 4 — фильтрующий поршень, 5 — образец грунта, 6 — фильтрующее дно

Фильтрационное гидродинамическое давление. Движущаяся в грунте за счет разности напора вода оказывает воздействие на скелет, а последний в свою очередь замедляет фильтрацию воды. Действующее на скелет *фильтрационное гидродинамическое давление* f , кПа выражается зависимостью:

$$f = \gamma_w 1 \text{ м.} \quad (9.21)$$

Это давление оказывает существенное влияние на разрыхление и уплотнение грунтов, на устойчивость оснований и откосов, ограждений глубоких котлованов.

В простейшем случае нисходящего фильтрационного потока при постоянном градиенте напора ($J = \text{const}$) имеет место уплотнение грунта под действием давления толщи взвешенного в воде грунта и фильтрационного ее напора. Нисходящий фильтрационный поток в верхнем бьефе грунтовых плотин способствует уплотнению грунта, за счет чего они дают крен в его сторону.

При восходящем фильтрационном потоке с постоянным градиентом напора на противоположной стороне плотин (нижнем бьефе) под действием фильтрационной силы толща песчаного грунта переходит во взвешенное состояние и разрыхляется. Этому состоянию соответствует *критический градиент напора*, равный:

$$J_{kr} = \gamma_{sb} / \gamma_w . \quad (9.22)$$

При критическом градиенте в скелете несвязного грунта исчезают силы трения, поэтому он переходит в разжиженное состояние.

Следует заметить, что величина градиента напора воды при разности ее уровней не остается постоянной и меняется во времени за счет стремления к установлению горизонтального зеркала воды. Скорость этого процесса зависит от скорости фильтрации воды.

Фильтрационный выпор грунта в нижнем бьефе гидротехнического сооружения неизбежно ведет к авариям. Поэтому при проектировании таких сооружений стремятся за счет увеличения пути фильтрации снизить выходные градиенты до значений, существенно меньше критических. С наличием фильтрационного давления следует считаться при высачивании

воды на откосы, а особенно в случае открытого водоотлива из прямков. Такой способ водопонижения очень часто приводит к авариям подземных сооружений. При откачке воды с помощью иглофильтров водный поток направлен вниз и способствует уплотнению нижележащей толщи грунта.

В глинистых грунтах фильтрационный выпор сопровождается отрывом части грунта от его массива.

Разжижение водонасыщенных песков. Рыхлые водонасыщенные пески представляют собой неустойчивые системы, которые могут разжижаться даже при незначительных динамических воздействиях. Особенно сильно разжижаются пылеватые пески. Этот процесс происходит за счет переукладки взвешенных в воде зерен. Разжижение бывает поверхностным и глубинным. Поверхностное возникает при движении людей и механизмов, при разработке котлованов, траншей и каналов, откачке воды из них и т.д. Внутреннее разжижение приводит к взвешиванию больших толщ грунта и начинается с глубины массива, что происходит под влиянием резкого силового воздействия с потерей контактов между частицами некоторого глубинного слоя или прослойки песка. От вышележащего массива грунта при этом возникает дополнительная разность напоров с градиентами больше критических. Поэтому почти мгновенно образуется восходящий фильтрационный поток, в котором взвешивается вся вышележащая толща грунта.

Далее идет процесс уменьшения давления воды вследствие ее оттока и возникновения новых контактов между частицами песка. Дополнительные динамические воздействия могут вызвать новое разжижение песка с последующей еще более плотной его укладкой. Так песок можно постепенно довести до плотного сложения, при котором динамические воздействия уже не приводят к его разжижению.

9.3. Оценка грунтов оснований при проектировании зданий и сооружений

9.3.1. Характерные свойства несвязных грунтов

Основным критерием при проектировании фундаментов на соответствующих грунтах в основании является условие обеспечения прочности, устойчи-

ности и долговечности сооружения при минимальных затратах. Учет совместной работы сооружения с основаниями и фундаментами предполагает оценку возраста, состава, условий формирования, характера залегания различных напластований с отличающимися свойствами в грунтовом массиве.

Крупнообломочные грунты при достаточной мощности залегания и качественном уплотнении не вызывают сомнения в части устойчивости, поэтому являются надежным основанием для многих сооружений. Они нечувствительны к промерзанию, не изменяют своих прочностных и деформативных свойств при водонасыщении, хорошо дренируют.

Однако на склонах такие грунты обычно непригодны в качестве оснований. В то же время они, особенно в ледниковых и аллювиальных отложениях, бывают неоднородными по слоению и слабо уплотненными, причем часто оказываются загрязненными примесями глинистых фракций и примесями мергеля. Весьма неблагоприятным оказывается наличие наклонных глинистых прослоек, способствующих возникновению сдвигов и неравномерных осадок фундаментов.

Песчаные грунты имеют крупность зерен от 2 до 0,005 мм, состоящих преимущественно из обломков кварца, пылеватого шпата, слюды, роговой обманки и др. минералов. По своим свойствам пески приближаются к сыпучим материалам, поэтому при разработке котлованов требуют крепления их стен.

В составе песчаных грунтов всегда содержится определенное количество пылеватых фракций с крупностью от 0,1 до 0,005 мм, а иногда и глинистых частиц с размерами менее 0,005 мм, но их бывает менее 3 % от общего состава по весу. Примеси окислов железа придают пескам специфическую красноватую или бурую окраску.

По условиям образования пески разделяют на *морские* с преобладающим обычно тонкодисперсным составом, *аллювиальные* с характерной отсортированностью слоистых отложений, *ледниковые* из грубого неотсортированного обломочного материала различной крупности, *эоловые* в виде мелких хорошо отсортированных песчаных отложений дюн и барханов.

Залегающие равномерно уплотненным слоем достаточной мощности пески являются хорошим основанием для многих видов сооружений. Чем крупнее песок, тем большую нагрузку он может воспринимать. Если пред-

ставить себе пески состоящими из шаров одинакового диаметра, то пористость их в предельно рыхлом состоянии составляет около 47 % ($e = 0,89$), а в плотном — около 26 % ($e = 0,36$). Переход от предельно рыхлого состояния к плотному вызывает значительную переупаковку (на 20...30 %). Поэтому насыпные слои песков могут служить в качестве основания лишь в случае их предварительного уплотнения. При отрывке котлованов в условиях водонасыщения необходимо соблюдать осторожность и принимать меры по исключению разрыхления выходящими фильтрационными токами воды.

Особенно легкой подвижностью отличаются водонасыщенные тонкозернистые иловатые и слюдистые пески с большим содержанием коллоидов. В природном состоянии они могут обладать заметной прочностью, но при извлечении наружу растекаются в бесформенную массу. Выемки в таком грунте легко заплывают, поскольку вода из него почти не выделяется, а течет вместе с ним. Поэтому такие пески называют пльвунами. В качестве таковых могут быть богатые слюдой пылеватые морские пески, эоловые и особенно аллювиальные иловатые пески, которые при высыхании вследствие наличия коллоидов приобретают связность, а от взбалтывания в воде образуют суспензии. Особенно легко подвергаются разжижению при динамических нагрузках с проявлением тиксотропных (от греческого: тиксис — прикосновение, ропис — изменение; *тиксотропия* — неустойчивость при сотрясениях) свойств. За счет сотрясений в таких грунтах нарушаются структурные связи между частицами и они превращаются в жидкость. Поэтому пльвуны основанием сооружений могут служить только при исключении нарушения их структуры и отсутствии динамических нагрузок, либо если они упрочняются за счет пригрузки в сочетании с дренированием или посредством пропитки закрепляющими составами. Среди пльвунов выделяют ложные и истинные. К истинным относятся такие, которые способны расплываться на ровной поверхности даже при отсутствии внешних динамических нагрузок, поскольку такие воздействия создают содержащиеся в них микроорганизмы при своих хаотических движениях. Ложные пльвуны при растекании на поверхности образуют по краям выпуклые мениски из-за возникновения сил натяжения.

9.3.2. Характерные свойства связных грунтов

При изучении свойств залегающих в основаниях фундаментов связных грунтов наиболее часто приходится встречаться с несцементированными, т.е. не обладающими жесткими структурными связями. В таких грунтах кроме зерен первичных минералов, представленных песчаными и пылеватыми частицами, в достаточно большом количестве содержатся глинистые фракции.

По происхождению глинистые грунты разделяют на остаточные, образовавшиеся в результате накопления глинистых продуктов выветривания на месте распада горной породы, и осадочные, возникшие в результате переноса водными потоками этих продуктов с их отложением по пути перемещения. По виду глинистых минералов их делят на каолинитовую, иллитовую (гидро-слюдистую) и монтмориллонитовую группы. Глинистые частицы монтмориллонита мельче иллитовых и каолинитовых. Глинистые минералы каолинитовой группы типичны для континентальных, преимущественно пресноводных отложений. Они имеют весьма устойчивую, жесткую прочносвязанную кристаллическую решетку и почти не набухают. Иллитовые минералы отличаются незначительной набухаемостью, а монтмориллонитовые имеют подвижную кристаллическую решетку, способную легко раздвигаться при проникновении молекул воды, что и способствует сильному набуханию.

Связность глинистого грунта зависит от минералогического состава, степени дисперсности, формы частиц, степени увлажнения и т.п.

Коллоидные системы, имеющие характер вязких жидкостей, называются золями. При выпадении из золя взвешенных частиц образуется осадок — *коагулянт*. Процессы коагуляции при образовании глинистых грунтов приводят к объединению наиболее мелких частиц в прочные комочки — структурные агрегаты. Эти первичные агрегаты, состоящие из тонких глинистых частиц, обладают значительной прочностью вследствие сил молекулярного взаимодействия. В дальнейшем первичные агрегаты при соединении образуют более крупные, и весь грунт приобретает комковатую структуру. Поэтому внутренние связи в глинистых грунтах можно разделить на внутриагрегатные и межагрегатные.

Формирование структурных связей глинистых грунтов происходило в течение длительного исторического периода времени. Грунты различно-

го геологического возраста имеют разную плотность и отличаются прочностью своих связей. Глины более древнего возраста прочнее образовавшихся в поздние периоды. Однако возможны случаи, когда грунты одинакового геологического возраста оказываются различными по своим свойствам, если условия их образования были неодинаковыми. Бывают случаи меньшего уплотнения нижерасположенных и более древних глинистых грунтов вследствие быстрого образования структурных связей по сравнению с верхними слоями, где эти связи имели меньшее значение. Например, в силу специфических условий формирования морские глины при вскрытии быстро выветриваются под воздействием атмосферного воздуха, а образовавшиеся в условиях полужасушливого климата с недостатком влаги грунты оказываются часто неводостойкими.

Валуны глины и суглинки образовались в результате переноса, переработки и отложения обломочного материала разрушенных ледниками горных пород. Эти отложения под названием *морен* представляют собой неотсортированный неслоистый материал и являются механической смесью глины, песчаных и гравелистых частиц с валунами различной крупности. Они распространены на огромных пространствах северо-западной и средней частей Русской равнины, захватывая значительную часть территории Беларуси.

Морена имеет обычно серый, бурый или красновато-бурый цвета. Подвергаясь в прошлом воздействию больших давлений от веса ледниковых толщ, моренные отложения приобрели значительное уплотнение и представляют, как правило, хорошее и надежное основание зданий и сооружений. Этому способствуют высокие прочностные и деформативные свойства.

Ленточные глины относятся к озерно-ледниковым отложениям и образовались в результате осаждения в приледниковых озерах частиц, выносимых ледниковыми водами. Для этих глин характерна слоистость, созданная чередованием отложений более светлого летнего осадка песчаных и пылеватых частиц с зимним темным по цвету осадком глинистых частиц. В отличие от моренных отложений ленточные глины недостаточно уплотнены и под нагрузкой от сооружений могут давать повышенные неравномерные осадки. Часто ленточные глины относят к слабым грунтам. Для них характерна механическая и фильтрационная анизотропия, т.е.

отличие свойств в вертикальном и горизонтальном направлениях. Это особенно сильно отражается на резком снижении прочности и деформативности оснований при насыщении водой и динамических воздействиях. При забивке свай через такие грунты в них могут развиваться негативные (отрицательные) силы трения вдоль стволов. В силу пылеватого состава ленточные глины склонны к интенсивному пучению при промерзании. Водоотлив в таких грунтах малоэффективен.

9.3.3. Характерные свойства структурно неустойчивых грунтов

К таким грунтам относятся рыхлые пески и некоторые разновидности глинистых грунтов. Природная структура рыхлых песков легко нарушается при вибрационных, динамических и многократно повторяющихся воздействиях. При этом их опасный уровень зависит от степени плотности сложения песка. Ускорение, при котором песок начинает уплотняться, называется критическим. Если воздействие превышает критическое, то нарушается связность и происходит проседание основания.

Илы по генетическому принципу относятся к молодым (т.е. в начале своего формирования) глинистым грунтам. Они резко меняют свои прочностные и деформативные свойства при нарушении природной структуры даже без изменения влажности. Это свидетельствует о значительной зависимости структурных связей от механических воздействий. Показателем структурности грунтов служит индекс их чувствительности:

$$J_f = \tau_1 / \tau_2, \quad (9.23)$$

где τ_1 и τ_2 предельные сопротивления грунта сдвигу при естественной и нарушенной структурах.

Многие глинистые грунты изменяют свой объем по мере увлажнения.

Набухающие грунты увеличивают свой объем. К ним, как правило, относятся суглинки и глины с большим содержанием частиц монтмориллонита. При замачивании водой происходит увеличение объема грунта вследствие того, что монтмориллонит обладает значительной водопоглощающей способностью. На поверхности частиц возникают утолщенные пленки связанной воды, которые затем раздвигают кристаллическую решетку

монтмориллонита. Набухаемость грунтов оценивают коэффициентом относительного набухания ε_{sw} , который находят испытанием грунта в одометре и выражается зависимостью:

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n) / h_n, \quad (9.24)$$

где h_{sat} — высота образца грунта ненарушенной структуры под давлением, ожидаемом в основании сооружения, после замачивания; h_n — то же до замачивания.

Набухающие грунты при высыхании, как правило, дают *усадку*, которая может приводить к деформациям сооружений, особенно выделяющих тепло.

Просадочные грунты за счет увлажнения уменьшаются в объеме. По происхождению к ним относятся лессы и лессовидные суглинки и супеси, а иногда и пылеватые пески. Отличительной способностью таких грунтов является их пылеватость, незавершенность процесса уплотнения, наличие легкорастворимых жестких связей между агрегатными частицами, макропористость. Просадочность характерна для маловлажных и влажных грунтов со степенью влажности $S_r < 0,8$. Оценивается просадочность грунтов коэффициентом относительной просадочности ε_{sl} , представляющим собой относительное уменьшение высоты образца грунта при заданном давлении после замачивания:

$$\varepsilon_{sl} = (h_{np} - h_{sat, \rho}) / h_{ng}, \quad (9.25)$$

где h_{np} , $h_{sat, \rho}$ — высоты образца грунта соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения при давлении ρ , равном вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта, h_{ng} — высота того же образца природной влажности при бытовом давлении. Грунт считается просадочным при $\varepsilon_{sl} > 0,01$. Существуют *начальные давления просадочности* (порядка 0,02...0,008, иногда до 0,15), при которых проявляются упомянутые выше деформации.

Особо следует обратить внимание на наличие механической и особенно фильтрационной анизотропии макропористых грунтов, что весьма существенно сказывается на проявлении просадочности. Этому способствуют

направленные вдоль вертикальных каналов (макропор) фильтрационные силы и повышенная глубина проникновения напряжений в таком грунте.

9.3.4. Оценка оснований и условий устройства фундаментов

Выбор оснований и методов устройства фундаментов представляет собой сложную комплексную задачу, требующую тщательного анализа геологической обстановки и свойств грунтов, а также конструктивных особенностей сооружения. При этом приходится учитывать возможность изменения гидрогеологического режима и даже свойств грунта во время строительства и в период эксплуатации, допустимость тех или иных методов производства геотехнических работ с точки зрения их влияния на свойства грунтов, необходимость специальных профилактических мер по предупреждению разрыхления и переувлажнения грунтов основания либо по улучшению их свойств и т. д.

Следует стремиться найти такое расположение здания на участке, при котором оно без значительного ущерба для эксплуатационных условий имело бы достаточно однородное основание под всеми частями. Конструкцию здания следует назначать с учетом характера и величины ожидаемых деформаций основания. В необходимых случаях здание должно разделяться на части сквозными осадочными швами, дающими возможность каждой из них иметь независимую осадку.

Для подземных частей зданий, заглубляемых ниже уровня подземных вод, необходимо разрабатывать правильные меры водоотлива для снижения их уровня в период строительства и защиты от проникновения в период эксплуатации (дренажи, гидроизоляция, завесы и диафрагмы).

Из сказанного выше следует, что процесс выбора основания и метода устройства фундаментов представляет собой сложную и творческую работу. В каждом конкретном случае решение может быть представлено в виде вариантов, каждый из которых имеет свои преимущества и недостатки (технические, экономические, производственные и т.п.).

Оценка оснований с точки зрения однородности и выдержанности слоев грунта производится исходя из способности деформирования под давлением от конкретного сооружения. Если основные характеристики свойств грунтов колеблются незначительно и изменение мощности слоев

в пределах сооружения или разделенных осадочными швами его частей невелико, то строение основания признается однородным и выдержанным.

Если мощность слоя непосредственно под фундаментом меньше требуемой толщины сжимаемой толщи, оценку его производят с учетом свойств подстилающих слоев.

Анализом геологических и гидрогеологических условий и прогнозом их будущего состояния устанавливается характер ожидаемого изменения свойств слоя во время строительства и эксплуатации сооружения и дается характеристика однородности и выдержанности его свойств в условиях работы в основании сооружения.

Когда грунтовые слои неоднородны и невыдержаны в пределах всего сооружения, выделяются отдельные участки с такими условиями. В этом случае может быть запроектировано разделение сооружения на отдельные отсеки сквозными осадочными швами, каждый из которых будет иметь одинаковые фундаменты. Такое решение принимается, если величина относительной осадки отдельных частей сооружения приемлема.

Наконец, когда определенный слой грунта резко невыдержан по мощности и неоднороден (причем свойства не имеют четкого закономерного характера распространения в пятне застройки), а возможные осадки недопустимы, он не может быть рекомендован в качестве естественного основания.

Общая оценка условий устройства фундаментов. Если на проектной глубине находится однородный и выдержанный слой грунта и он пригоден для основания сооружения (т.е. он вместе с подстилающими его в пределах сжимаемой толщи имеет достаточную для сооружения несущую способность), то рекомендуется использовать этот слой в качестве естественного основания.

Достаточную для сооружения несущей способностью основания следует считать такую, при которой оно будет иметь допустимые для данной конструкции осадки, а потеря устойчивости не произойдет.

Если при аналогичных условиях свойства грунтов в сжимаемом слое не постоянны и в пределах предлагаемого расположения сооружения могут быть выделены два или три участка со значительно различающимися свойствами грунтов, рекомендуется либо передвинуть сооружение исходя из возможности получения однородных свойств под всем сооружением, либо разделить

его на части сквозными осадочными швами. Такое же решение дается и в случае, когда отдельные части сооружения попадают в пределы распространения различных видов грунта со значительно отличающимися свойствами. Если в пределах мощности сжимаемой толщи под фундаментом распространяется ниже непосредственно залегающего под его подошвой грунтом подстилающий его слой с пониженной несущей способностью, необходимо проверить расчетом, может ли подстилающий слой воспринять передающуюся на него нагрузку. В противном случае необходимо понизить интенсивность давления на основание (расширить подошву фундамента, облегчить конструкцию сооружения) или же изменить (с учетом влияния промерзания) глубину заложения фундаментов путем планировки подсыпки и за счет большей мощности распределяющего слоя понизить в допустимых пределах давление на подстилающий слой. При неприемлемости таких подходов рекомендуются более сложные методы:

1. Если слой слабого подстилающего грунта имеет небольшую мощность, а под ним находятся слои однородных и выдержанных грунтов с достаточными несущими способностями (определяемыми с учетом глубин их залегания) и углубление котлованов до этих слоев не вызывает особых трудностей, рекомендуется увеличить глубину заложения фундаментов. В отдельных случаях можно углубить котлован до более надежных слоев грунтов и нижнюю часть котлована заполнить песчаной или гравийной подушками, либо слоем песчаноцементной смеси (в том числе с гравием или щебнем) при малом расходе цемента (порядка 3...5 % по весу).

2. Когда углубление котлована связано с дорогостоящими и трудоемкими работами, более целесообразно не использовать естественное основание. В зависимости от всего комплекса имеющихся условий может быть рекомендовано изменение свойств грунта подстилающего слоя цементацией или применение фундаментов глубокого заложения (свайных и др.).

9.4. Основания естественные и искусственные

9.4.1. Естественные основания, основные критерии оценки прочности и надежности

Исходя из большого разнообразия инженерно-геологических и гидрогеологических условий застраиваемых площадок и конструкций зданий и сооружений в массовом строительстве используются в основном столбчатые, ленточные и плитные фундаменты мелкого заложения на естественном, уплотненном или искусственном основании, а также свайные фундаменты.

К *естественным основаниям* относятся такие, которые не требуют изменения своих свойств, поскольку обладают достаточной несущей способностью и способны воспринимать передаваемые на них фундаментами давления от сооружений при допустимых абсолютных и относительных осадках.

После выбора основания сооружения назначают необходимые мероприятия, гарантирующие сохранение природного состояния его грунтов во время проведения работ по устройству фундаментов и в процессе эксплуатации. При этом учитывают специфические свойства грунтов. Например, при производстве работ в мелких водонасыщенных песках нельзя применять откачку воды непосредственно из котлована во избежание их фильтрационного разуплотнения, недопустима разработка котлованов при отрицательных температурах при наличии склонности к лучению грунтов и т. п.

Ухудшение строительных свойств грунтов во время производства работ может происходить вследствие различных причин. Вскрытие котлована вызывает нарушение структурных связей и изменение условий природного залегания грунтов, что приводит к их разуплотнению. Обнажение слоев грунта делает их доступными для атмосферных воздействий в виде увлажнения и промерзания при отрицательных температурах или усадке при высыхании и т.п. На свойства грунтов основания оказывают отрицательное воздействие работа строительных механизмов, транспорта и т.д.

В этих условиях в проекте нулевого цикла необходимо предусматривать соответствующие практические мероприятия.

Котлован должен быть огражден канавами для перехвата и отвода поверхностных вод. В самом котловане при наличии реагирующих на увлажнение грунтов устраиваются периферийные канавки, а дно выполняется с необходимыми уклонами для стока воды; канавки сводятся к специальным приямкам (зумпфам), из которых вода выкачивается насосами. Раскопка котлована, как правило, производится сначала не на полную проектную глубину; оставляемый защитный слой снимается непосредственно перед устройством фундаментов. Это позволяет предохранить основание от атмосферных влияний и механических воздействий транспорта, строительных механизмов и др.

Когда котлован заглубляется ниже уровня подземных вод, необходимо выяснить допустимость откачки воды непосредственно из него. При возможности разуплотнения грунтов приходится применять иные методы производства работ: водоотлив при помощи иглофильтров, трубчатых колодцев, шпунтовое ограждение и т.п.

Часто причиной ухудшения свойств грунтов основания (особенно глинистых пылеватых) является их увлажнение при попадании атмосферных осадков и техногенных вод в пазухи между фундаментами и стенками траншей или котлованов. Поэтому необходимо тщательно заполнять пазухи плотно утрамбованным грунтом одновременно с устройством фундаментов. Предпочтение следует отдавать тем же грунтам засыпки, что и окружающие, причем глинистые нельзя заменять на песчаные как на водовмещающие, что исключит ухудшение природных свойств окружающих глинистых.

9.4.2. Искусственные основания, сформированные заменой, уплотнением или укреплением слабых грунтов

К искусственным основаниям относятся те, у которых природные грунты являются слабыми (с недостаточной несущей способностью, повышенной сжимаемостью, чрезмерно большой или малой водопроницаемостью) и требуют изменения (улучшения) своих строительных свойств либо замены грунтов иными с нужными составом и свойствами.

Замена слабых грунтов. Залегающие слоем небольшой мощности (не более 1,5...2,0 м) слабые грунты можно заменить гравелистой или

песчаной подушками, причем песок должен использоваться преимущественно крупный. Такая подушка в уровне своей подошвы должна иметь достаточную опорную площадь исходя из распределения напряжений от наружных граней фундамента под углом порядка $\alpha = 45^\circ$ (рис. 9.12). При меньшем угле α от приложенной сверху нагрузки подушка может расширяться в стороны вследствие податливости окружающего слабого грунта.

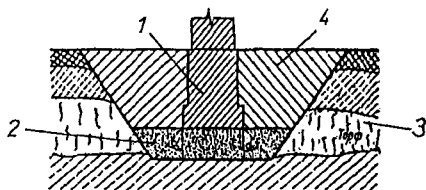


Рис. 9.12. Замена слабого грунта песчаной или гравелистой подушками: 1 — фундамент, 2 — песчаная подушка, 3 — слабый грунт, 4 — обратная засыпка

Хорошие результаты получаются при использовании в качестве материала подушки маловлажной смеси из гравия (щебня) с песком крупным или средней крупности и цементом с его расходом по весу от 3 до 5%. Такая смесь поглощает из окружающего массива требуемую влагу и приобретает прочность на сжатие от 2,5 до 5,8 МПа. Подушки с добавками цемента можно рассматривать в виде фундаментных конструкций из тощего бетона с увеличенными глубиной и размерами в плане.

Подушки из вышеназванных составов отсыпают слоями толщиной по 20 см и при смачивании водой тщательно уплотняют различными механическими трамбовками, катками или виброплощадками. В составе подушек не должны иметься глинистые примеси, органические вещества и другие загрязнители.

При дефиците и большой стоимости песка для устройства подушек иногда используют поддающиеся уплотнению местные грунты, шлаки, в том числе с добавками цемента и иных связующих. Выше уровня подземных вод можно применять супеси, суглинки и даже глины при их оптимальной влажности, т.е. близкой к пределу раскатывания. Эти грунты укладывают с тщательным контролем однородности и степени уплотнения.

Уплотнение грунтов. Поверхностное уплотнение производят ударами трамбовкой по дну котлована. При этом глинистые грунты не должны быть насыщены водой ($S_r < 0,7$), а крупнообломочные и песчаные уплотняются независимо от степени насыщения водой.

В зависимости от интенсивности воздействия, типа применяемой трамбовки или катка и свойств грунта уплотнению подвергается слой грунта ограниченной толщины. Грунты при этом уплотняют до плотности сложения, при которой они будут иметь деформативность не выше заданной и требуемую прочность. Для этого должны производиться многократная проходка катков (обычно до 6...8 раз) или удары трамбовки до 8 раз по одному месту. Ход уплотнения контролируется зондированием, лучше если статическим. Сыпучие грунты уплотняют гладкими катками, а связные — кулачковыми. За последнее время все чаще применяют так называемое интенсивное динамическое уплотнение (ИДУ), заключающееся в использовании трамбовок массой до 40 т и сбрасываемых с больших высот, причем на удалении точек друг от друга. Однако верхний буферный слой при этом требует поверхностного уплотнения.

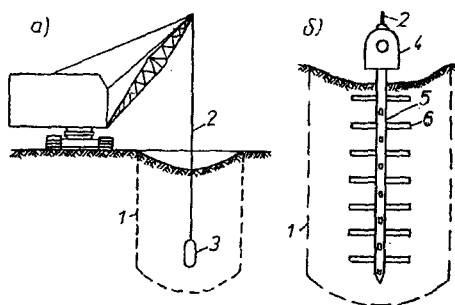


Рис. 9.13. Уплотнение насыщенных водой песков глубинным вибрированием: 1 — граница уплотнения, 2 — трос, 3 — вибратор, 4 — вибропогружатель, 5 — трубчатая штанга, 6 — приваренные к штанге планки

Глубинное уплотнение песков производят за счет динамических воздействий вибраторов. Его можно осуществлять несколькими способами: погружением в песок вибробулавы (рис. 9.13 а) по аналогии с бетонной

смесью или прикрепленной к вибропогружателю штанги с крестообразно приваренными планками для увеличения уплотняемой зоны (рис. 9.13 б).

В обоих случаях колебания передаются песку, который сначала частично или полностью разжижается, а затем постепенно происходит его уплотнение за счет переупаковки части. При отсутствии водонасыщения песков в зону вибрирования подают воду или применяют гидровибраторы. В частности, большой эффективностью обладает так называемый *метод виброфлотации* (сочетание вибрации с нагнетаемой под давлением водяной струей) при уплотнении несвязных грунтов.

Вибробулавы дают хорошие результаты при уплотнении слоя песка толщиной от 1 до 10 м и сравнительно реже мощностью до 20 м. В целях ускорения работ по уплотнению используют погружаемую краном систему из нескольких прикрепленных к стальной раме вибраторов. Вибрацией качественно уплотняются все пески, кроме пылеватых.

Для уплотнения песков могут применяться кумулятивные взрывы по методике П.Л.Иванова. При этом оседание поверхности грунта после взрыва служит показателем уплотнения песка. Аналогично этому можно уплотнять кумулятивными зарядами лессовые грунты по методикам М.И. Литвинова и А.М. Рыжова.

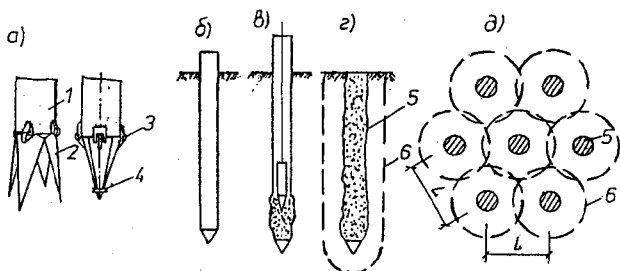


Рис. 9.14. Последовательность изготовления песчаных тампонов:

- а — конструкция раскрывающегося башмака обсадной трубы,
- б — погружение обсадной трубы на проектную глубину, в — загрузка трубы песком по мере извлечения трубы, г — завершение изготовления тампона в скважине; 1 — инвентарная труба, 2 — раскрывающиеся створки, 3 — шарнир, 4 — теряемое обжимное кольцо, 5 — тампон, 6 — зона уплотнения вокруг тампона

Устройство грунтовых и известковых тампонов (в учебной и технической литературе ошибочно называемых сваями) в пробитых (продавленных) скважинах позволяет также достигать необходимого уплотнения слабого грунта в промежутках между ними за счет его вытеснения. Сами тампоны также уплотняются и способны воспринимать значительную долю нагрузок. Такого рода тампоны создают вертикальную анизотропию свойств грунтового массива, улучшая условия его дренирования.

Для устройства таких тампонов по системе ВНИИОСП в грунт погружают забивкой или вибрацией трубу с теряемым или раскрывающимся башмаком (рис. 9.14). В трубу засыпают порциями песок и его уплотняют по мере извлечения трубы, повторяя операции до полного заполнения скважины песком. Тампоны в плане размещают в шахматном порядке в вершинах равносторонних треугольников исходя из распространения зоны уплотнения.

Заполнение скважин негашеной известью позволяет достигать дополнительного уплотнения окружающего грунта за счет увеличения ее объема при гашении в процессе поглощения из него воды.

Упрочнение грунтов. В зависимости от того, какие строительные свойства требуется улучшить, т.е. повысить прочностные и деформативные характеристики или водонепроницаемость, принимают различные методы упрочнения. К ним относятся: цементация, силикатизация, смолизация, глинизация, битумизация, обжиг, замораживание, армирование грунтов.

Цементация грунтов заключается в нагнетании под давлением (инъекции) цементных растворов с водоцементным отношением $V/\Omega = 0,5$ и более в поры грунта через перфорированные трубки (инъекторы), которые погружаются на требуемые глубины посредством замывания под напором водяной струи или же в предварительно пробуренные скважины с их тампонированием засыпаемым песком либо заливкой раствора. Следует заметить, что ранее считалось, будто бы цементный раствор за счет большого давления при инъекции пропитывает грунт, проникая в его поры. Исследованиями на кафедре «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ доказано, что пропитка возможна лишь в случае весьма больших пор и пустот в грунте, чтобы имелась возможность и для проникновения в них цементных гранул. Такому условию отвечают только отмытые от

мелких фракций гравелистые и даже крупные пески или достаточно раскрытые трещины в скальном массиве. Во всех остальных грунтах происходит кольматация (закупоривание) пор вокруг инъектора с образованием пластичного чехла, который при плавной закачке раствора расширяется и под давлением опрессовывает окружающий грунт. Эффект упрочнения грунта с увеличением его прочности, со снижением деформативности и водопроницаемости достигается за счет формирования в нем армирующих цементно-каменных тел (по типу свай) в инъекционных скважинах и спрессовывания самого грунта между ними. Слишком увеличенное давление приводит к проникновению раствора в разрывные трещины (так называемые «гидроразрывы») или по рыхлым прослойкам. Такие процессы свойственны и иным приводимым далее способам инъекционного упрочнения грунтов.

Силикатизация грунтов базируется на закачке в них жидкого стекла с отвердителями. Исходя из того, нагнетаются они вместе или отдельно, различают однорастворный или двухрастворный способы, причем второй позволяет достигать более высоких механических свойств закрепляемого грунта. В силу существенной вязкости жидкого стекла в части возможностей пропитки им пор справедливы вышевысказанные соображения. Еще серьезней дело обстоит в вопросе ранее существовавшего ошибочного мнения о возможности набора прочности закачиваемым в лессы жидким стеклом якобы по причине его взаимодействия с химическими веществами в составе этого грунта. Неудачный опыт силикатизации лессов в основании Одесского оперного театра показал, что затвердевший силикат натрия остался водорастворимым и был вымыт потоками воды. В качестве положительного опыта упрочнения отмытого гравия с достижением высоких его прочностных свойств за счет применения двухрастворного способа силикатизации можно сослаться на такие работы по трассе второй линии метро около Свято-Духова кафедрального Собора на подходе к станции «Немига» в Минске. Стоимость силикатизации высока, а токсичные отвердители жидкого стекла наносят экологический вред.

Смолизация грунтов заключается в инъекции жидких растворов карбамидных смол, обладающих повышенной проникаемостью в поры, за счет чего существенно снижается водонепроницаемость закрепленного грунта,

хотя и достигается сравнительно невысокая его прочность. Этот способ также относится к дорогостоящим и редко используемым.

Глинизация грунтов нацелена на придание им лучших свойств по водонепроницаемости за счет пропитки тончайшими фракциями пор при нагнетании жидких глинистых суспензий. При использовании местного сырья (моренных суглинков и глин) этот способ доступен многим строительным организациям и оказывается эффективным при создании противофильтрационных завес.

Битумизация нацелена также на придание крупнообломочным и трещиноватым скальным грунтам лучших свойств по водонепроницаемости и даже частично прочностных. Для пропитки пустот в таких грунтах используются растворенные в нефтепродуктах или расплавленные горячие битумы.

Обжиг относится к термическим способам упрочнения глинистых грунтов и позволяет значительно повысить их механические свойства. Для этого по трубам подают горячий воздух в скважины либо непосредственно в них сжигают топливо, обеспечивая достижение температуры не выше 1200°C во избежание оплавления поверхности скважин и ограничения радиуса обжига.

Замораживание грунтов относится также к термическим способам для временного увеличения их прочности и водонепроницаемости за счет превращения в лед находящейся в порах (или заливаемой в сыпучий грунт) воды.

Армирование грунтов для повышения их прочности в основаниях сооружений и устойчивости за последние годы получило широкое распространение в зарубежной и отечественной геотехнической практике. Его сущность заключается в том, что при насыщении грунтового массива армирующими элементами обеспечивается (работающими на растяжение или повышающими сопротивление срезу) восприятие ими растягивающих или сдвигающих напряжений, а сам грунт спрессовывается между этими элементами, приобретая дополнительно повышенные прочностные и деформативные свойства. В целом армируемый грунтовой массив приобретает анизотропию своих свойств, обеспечивая более благоприятное перераспределение в нем действующих напряжений.

9.5. Подземные воды

9.5.1. Характер возникновения и миграции подземных вод

Подземные воды подразделяются на пластовые, межпластовые и верховодку. Их происхождение может быть различным. В условиях Беларуси они чаще всего возникали в результате таяния ледников. Насыщение грунтовых толщ может происходить за счет питания водами из поверхностных водоемов, а также вследствие атмосферных осадков (дождя и растаявшего снега).

Находящиеся в верхних слоях водовмещающих несвязных грунтов подземные воды имеют свободное сообщение с атмосферой и не имеют напора. Межпластовые воды бывают безнапорные, если над их уровнем находится толща несвязного грунта и на них не оказывает давление вышележащий грунт. Они оказываются напорными, когда заключены между пластами водоупора в виде связных грунтов и испытывают передаваемое через верхний из них давление от всего находящегося грунтового массива. Временное скопление поверхностных вод над слоем водоупора вследствие атмосферных осадков или техногенных вод за счет утечек из подземных коммуникаций носит название верховодка. Находящиеся в слоях и прослойках песка внутри глинистых толщ подземные воды неизвестного происхождения относят к так называемым водам спорадического распространения. Они также могут быть как напорными, так и безнапорными, оказывая существенное влияние на поведение основания.

Для безнапорной подземной воды наиболее характерна горизонтальная поверхность (зеркало). Различные отметки поверхности, в том числе криволинейные, у подземных вод могут быть при расположении над наклонными слоями водоупора или за счет возникновения депрессионных воронок при откачке из выработок или заливке в них воды, либо около открытых водоемов. При наличии разных уровней воды в смежных точках она стремится занять горизонтальное положение под действием сил гравитации и соответственно перемещается от более высокой отметки к низкой, в результате чего возникает *фильтрация* с проявлением гидродинамического давления на скелет грунта и подземные конструкции сооружений.

Перемещение воды под влиянием других факторов (кроме гравитации и давления) носит название *миграции*. К ним относятся: *электроос-*

мос, давление газовых паров, температурные градиенты, испарение, промерзание.

Под электроосмосом понимают движение воды от располагаемых в грунте положительно заряженных электродов (анодов) к отрицательным (катодам). Это явление используется при электроосушении слабофильтрующих грунтов или при инъекции закрепляющих растворов в такие грунты. При наличии разной температуры в грунтовой толще вода перемещается от более холодных участков к теплым. В этой связи при понижении внешней температуры, особенно зимой, влага стремится с глубины подниматься к охлаждаемому верхнему слою и при скоплении здесь повышает влажность грунта. Такую особенность температурной миграции необходимо учитывать при устройстве подполий под зданиями, которые должны быть обязательно проветриваемыми. В более холодные периоды года вода перемещается наружу здания, а летом, наоборот, стремится под него, за счет чего деревянные полы могут быстро подвергаться гниению. Чтобы этого не происходило, следует устраивать вентиляционные каналы (продухи), открываемые летом для проветривания и выравнивания температуры и закупориваемые зимой. Кроме этого, на грунт в подпольях целесообразно укладывать рубероид или полиэтиленовые пленки, чтобы влага из грунта не испарялась и не возникал конденсат на конструкциях.

Особенно важно учитывать факт промерзания склонного к пучению грунта исходя из усиления этого эффекта при подсосе влаги к зоне промерзания у поверхности. Для исключения пучения грунта под подошвами фундаментов и возникновения неравномерных их осадок за счет пучения и последующего снижения прочности при оттаивании фундаменты заглубляют ниже промерзающей толщи. Во избежание больших сил пучения на стены подвалов или подпорные стены требуются меры по утеплению контактного слоя грунта.

9.5.2. Влияние агрессивности подземных вод на материалы подземных конструкций зданий и сооружений

Очень часто подземные воды обладают агрессивностью, что связано с их загрязнением различными химическими веществами, а также с нали-

чем агрессивности самих грунтов. Анализ материалов изысканий свидетельствует об увеличении с каждым годом степени агрессивности подземных вод во многих регионах Беларуси. Это оказывает отрицательное влияние на подземные конструкции сооружений, приводя к их химическому выветриванию.

9.5.3. Защита конструкций от агрессивного воздействия подземных вод

В зависимости от характера агрессивности подземных вод (кислая или щелочная) требуются соответствующие мероприятия по исключению или нейтрализации таких вредных воздействий. К ним относятся использование соответствующих цементов (например, сульфатостойких) для железобетонных конструкций, а также выполнение антикоррозионных покрытий их поверхностей. Хорошие результаты достигаются при устройстве так называемых «глиняных замков» из тщательно перемятых и уплотненных моренных суглинков или глин в обратных засыпках. Кроме этого, под подошвами фундаментов рекомендуется устраивать политые горячим битумом гравийные или щебеночные подготовки. На наружных поверхностях фундаментных конструкций и стен подвалов или иных подземных сооружений также устраивают антикоррозионные и гидроизоляционные покрытия: обмазочные или оклеечные в несколько слоев.

Уменьшить отрицательное воздействие на конструкции агрессивных подземных вод позволяет также понижение их уровня посредством дренирования или откачки из устраиваемых по контуру подземных сооружений противодиффузионных ванн в виде стен из диафрагм или завес, заглубляемых в естественный или искусственный горизонтальный водопор (днище).

9.5.4. Мероприятия по понижению уровня и отводу подземных вод

Понижение уровня подземных вод требуется не только для защиты конструкций от возможного агрессивного воздействия, но и в целях исключения затопления подвалов или подземных сооружений, а также для обеспечения условий для производства работ нулевого цикла в глубоких котлованах.

Мероприятия по понижению уровня и отводу подземных вод на длительный срок (например, на весь период эксплуатации сооружения) сводятся к устройству дренажных систем, а во временных целях — к поверхностному или глубинному водоотливу.

Горизонтальные дренажи бывают *кольцевыми*, устраиваемыми по контуру всего здания или застраиваемой территории со сбором воды в колодцы ливневой канализации преимущественно в угловых частях системы; *лучевыми*, которые сходятся под разными направлениями к общему водосборному колодцу и *пластовыми* под всем пятном дренируемого участка с соответствующими уклонами для стока воды в водоотводящие канавки по контуру сооружения с последующим ее поступлением в водопоглотительные колодцы или сбросом на имеющуюся поверхность склона. Возле зданий и сооружений на склонах для перехвата воды устраивают *дренажные канавы* фронтально направлению водного потока и с отводом ее по боковым лоткам в ливневую канализацию или непосредственно на поверхность склона вниз по рельефу.

Если позволяют инженерно-геологические условия, т.е. при наличии под водоупором малой мощности необводненного дренирующего песчаного слоя, то устраивают в качестве водопоглотительных заполняемые крупнообломочным материалом скважины. Чтобы исключить заиливание таких вертикальных дрен, в них помещают дренажные гофрированные трубы, лучше всего полимерные, исходя из их стойкости и удобства сваривания отдельных секций.

Для понижения уровня подземных вод на небольшую глубину применяют поверхностный или глубинный водоотлив. В первом случае откачку воды производят насосами из приямков (зумпфов), отрываемых в угловых частях котлована, в которые воду направляют за счет уклонов водоотводящих канавок по его контуру. Недостаток такого водоотлива связан с оплыванием откосов за счет выхода на их боковые поверхности кривой депрессии, что во многих случаях служит причиной аварий возводимых или смежных с ними сооружений.

При глубинном водоотливе применяют легкие иглофильтровые установки (ЛИУ), откачивают воду погружными насосами или с помощью эрлифта из обсаженных обсадными трубами скважин. С помощью одного

яруса ЛИУ удастся понизить уровень подземной воды до 7,5 м, двух ярусов — до 12,5 м, а трех — до 14...15 м. Однако при больших глубинах и размерах котлованов более эффективна откачка из водопонижительных скважин или колодцев. Во избежание заиливания фильтровых звеньев ЛИУ и дренажных труб в вертикальных скважинах или в горизонтальных траншеях следует устраивать *обратные фильтры*, т.е их нужно обсыпать слоями — зернами все крупнее по мере приближения к фильтрам. Сами трубы с перфорацией оборачивают латунными и полимерными сетками или хорошо дренирующими пористыми геотекстилями.

ГЛАВА 10. МЕХАНИКА ГРУНТОВ

10.1. Распределение напряжений в массиве грунта

10.1.1. Действие вертикальной сосредоточенной силы

Задача о распределении напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы на поверхности линейно деформируемого полупространства впервые была решена проф. Буссинеском. Согласно этому решению вертикальная составляющая этого напряжения в точке M (рис. 10.1) определяется по формуле:

$$\sigma_z = 3Nz^3/2\pi R^5, \quad (10.1)$$

где σ_z — вертикальное напряжение; N — сосредоточенная сила; z — расстояние от поверхности до рассматриваемой точки.

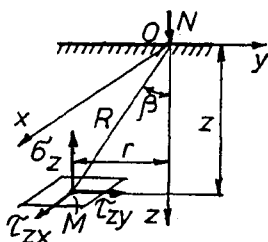


Рис. 10.1. Схема действия сосредоточенной силы

Учитывая, что $R^2 = r^2 + z^2$, будем иметь

$$\sigma_z = KN/z^2, \quad (10.2)$$

где

$$K = 3/2\pi[1 + (r/z)^2]^{5/2}. \quad (10.3)$$

Если на поверхности приложено несколько сосредоточенных сил N_1, N_2, N_3, \dots , то исходя из принципа независимости действия сил можно простым суммированием найти сжимающее напряжение σ_z в любой точке для горизонтальных площадок, параллельных ограничивающей плоскости:

$$\sigma_z = K_1 N_1 / z^2 + K_2 N_2 / z^2 + K_3 N_3 / z^2 + \dots \quad (10.4)$$

10.1.2. Действие равномерно распределенной нагрузки

Площадь, по которой действует равномерно распределенная нагрузка, можно разбить на небольшие прямоугольники со сторонами b_i и l_i . Действующую по ним нагрузку можно заменить равнодействующей N_i , приложенной в центре тяжести элементарной площадки (рис. 10.2).

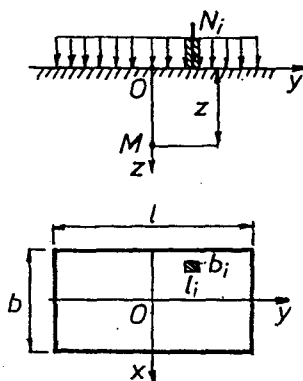


Рис. 10.2. Схема к расчету действия равномерно распределенной нагрузки в пределах прямоугольной площади загрузения

Вертикальное сжимающее напряжение от действия силы N_i на глубине z составит

$$\sigma_{zi} = K_i N_i / z^2. \quad (10.5)$$

После интегрирования по прямоугольной площади загрузения значения напряжений для точек, расположенных под центром площади, будут

$$\sigma_z = \alpha \cdot \rho, \quad (10.6)$$

где α — коэффициент рассеивания напряжений; ρ — равномерно распределенная нагрузка.

Коэффициент α принимается по пособию «Проектирование плитных фундаментов» к СНБ 5.01.01-99 в зависимости от величин $\eta = 1/b$ и $\xi = 2z/b$. Здесь 1 — длинная сторона прямоугольной площади загрузки; b — ее ширина.

10.1.3. Распределение напряжений от собственного веса грунта

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта называются природными. При горизонтальной поверхности их можно представить в виде зависимости

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z dz. \quad (10.7)$$

При однородной толще грунта $\gamma_z = \text{const}$. Тогда

$$\sigma_z = \gamma z. \quad (10.8)$$

В случае напластований грунтов с разными удельными весами полное напряжение определяется как сумма напряжений от вышележащих слоев грунта (рис. 10.3).

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i. \quad (10.9)$$

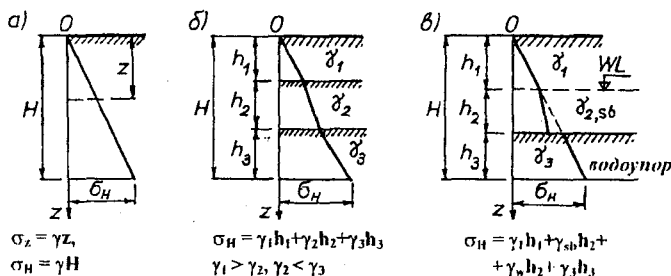


Рис. 10.3. Распределение напряжений от собственного веса грунта:

а — в однородном грунте; б — в неоднородном грунте;

в — при наличии подземных вод

В слоях, расположенных ниже уровня подземных вод, удельный вес грунта γ_{sb} принимается с учетом взвешивающего действия воды, т.е.

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (10.10)$$

Здесь γ_s — удельный вес частиц грунта; γ_w — удельный вес воды; n — пористость; e — коэффициент пористости.

10.1.4. Распределение давления по подошве жестких фундаментов

Характер распределения контактных напряжений по подошве фундамента зависит от его жесткости и свойств грунта основания. В случае абсолютно гибкого фундамента он идентичен интенсивности нагрузки, но даже при равномерно распределенной нагрузке осадка его средней части будет больше, чем у его краев.

В действительности фундаменты обладают достаточно большой жесткостью и при симметричном загрузении осадка грунта под ним будет равномерной по всей подошве, что вызывает соответствующие изменения в распределении контактных напряжений.

Теоретическое решение этой задачи для абсолютно жесткого круглого штампа было дано Буссинеском.

$$p_\rho = \frac{p_m}{2\sqrt{1 - \frac{\rho^2}{r^2}}}, \quad (10.11)$$

где p_ρ — давление по подошве круглого фундамента на расстоянии ρ от его центра; p_m — среднее давление по подошве фундамента.

Приведенное выражение дает бесконечно большие напряжения по краям фундамента ($\rho = r$). В реальных условиях вследствие развития пластических деформаций контактное давление перераспределяется, увеличиваясь в средней части и уменьшаясь по краям, приобретая седловидную форму (рис. 10.4).

Влияние различия в характере распределения контактных напряжений на общее напряженное состояние грунта невелико. Поэтому в практике

расчета фундаментов обычно применяют упрощенный способ определения напряжений по их подошве, используя известные из сопротивления материалов формулы.

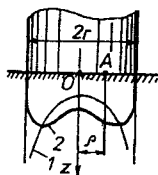


Рис. 10.4. Эпюры контактных давлений жесткого штампа:
1 — теоретическая; 2 — реальная

При центральной нагрузке на основание среднее давление (рис. 10.5 а) составляет

$$p = \frac{N}{A}. \quad (10.12)$$

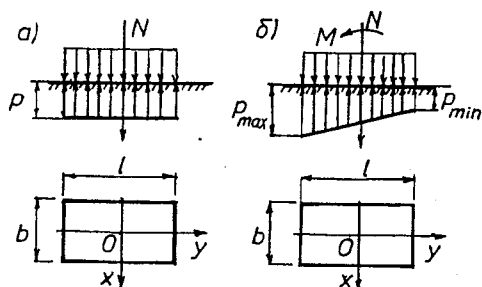


Рис. 10.5. Эпюры давлений под подошвой прямоугольного фундамента:
а — центральное сжатие; б — внецентренное сжатие

В случае внецентренного нагружения находят крайевые давления, между которыми их изменение принимают по линейному закону (рис. 10.5 б).

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}. \quad (10.13)$$

Здесь N — вертикальная нагрузка; M_x и M_y — изгибающие моменты относительно осей x и y ; A — площадь подошвы фундамента, $A = b \times l$; W_x и W_y — моменты сопротивления относительно осей x и y ; $W_x = bl^2/6$; $W_y = b^2l/6$; b и l — соответственно меньшая и большая стороны подошвы фундамента.

10.1.5. Фазы напряженного состояния грунтов

Процесс уплотнения грунтов весьма сложен и связан с выжиманием воды из пор водонасыщенных грунтов и ползучестью скелета грунта. Нагружая штамп отдельными ступенями до затухания деформаций (осадок) грунта, можно различить (рис. 10.6) несколько характерных фаз его напряженно-деформированного состояния (НДС). Проф. Н.М. Герсеванов предложил рассматривать три фазы напряженного состояния грунта: 1 — фазу уплотнения; 2 — фазу сдвигов и 3 — фазу выпирания.

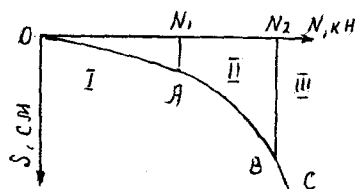


Рис. 10.6. Зависимость между деформацией и давлением при возрастании нагрузки на грунт: 1 — первая фаза НДС; 2 — вторая фаза НДС; 3 — третья фаза НДС

В первой фазе (уплотнения) зависимость между деформациями и давлением с достаточной для практических целей точностью может быть принята линейной. Конец фазы уплотнения (точка A на кривой рис. 10.6) соответствует начальной критической нагрузке. При дальнейшем увеличении нагрузки во второй фазе наступают сдвиги под краями штампа, за счет чего зависимость между деформациями и напряжениями становится нелинейной. В конце фазы сдвигов непосредственно под штампом формируется жесткое упругое ядро, способствующее выдавливанию грунта в стороны при достижении им максимальной несущей способности (точка B на рис. 10.6). При дальнейшем, даже небольшом, увеличении нагрузки происходят незату-

хающие во времени осадки (прогрессирующее течение) с резкой потерей устойчивости фундамента и выпором грунта из основания.

В этой связи необходимо различать два характерных предела: первый, соответствующий началу перехода фазы уплотнения в фазу сдвигов, и второй, когда исчерпывается несущая способность грунтов основания.

10.1.6. Расчет оснований по первой группе предельных состояний

Согласно СНБ 5.01.01-99 расчет основания фундамента по первой группе предельных состояний, т.е. по несущей способности грунта основания, производится исходя из условия

$$\gamma_f \bar{N} \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n \gamma_g \gamma_m}, \quad (10.14)$$

где \bar{N} — суммарное расчетное усилие от внешних нагрузок и воздействий на основание при наиболее невыгодном их сочетании, кН; F_u — сила наименьшего сопротивления основания с учетом характеристик грунтов, уровня подземных вод и их изменчивости во времени, кН; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения; γ_g — коэффициент надежности по грунту; γ_m — коэффициент надежности по материалу; γ_c — коэффициент условия работ.

Расчет фундамента на сдвиг по его подошве производится из условия

$$\Sigma F_{s,a} \leq (\gamma_c \Sigma F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (10.15)$$

где $\Sigma F_{s,a}$ и $\Sigma F_{s,r}$ — суммы проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, определяемых с учетом активного и пассивного давлений грунта; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от вида и состояния грунта, равным: 1,0 для песков, скальных невыветрелых и слабовыветрелых грунтов; 0,9 — для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых и выветрелых грунтов в стабилизированном состоянии; 0,80 и 0,85 соответственно для сильно выветрелых и пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения,

принимаемый равным 1,20; 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов.

10.1.7. Расчет оснований по второй группе предельных состояний

Под действием нагрузки на фундамент в грунте его основания возникают напряжения и вызванные ими деформации сжатия (осадки). Равномерная осадка всего сооружения не вызывает дополнительных напряжений в его конструкциях. Однако разность осадок отдельных фундаментов сказывается на деформативности и прочности надфундаментных строений.

Результаты многочисленных замеров осадок различного рода сооружений позволили разработать прогрессивный метод расчета оснований фундаментов по второй группе предельных состояний, т.е. по деформациям оснований. Согласно СНБ 5.01.01-99 он сводится к соблюдению следующих условий:

$$S \leq S_u \text{ и } \Delta S \leq \Delta S_u, \quad (10.15)$$

где S — абсолютное или среднее значение совместной деформации основания и сооружения (осадка, перемещение, крен, подъем и др.), определяемое расчетом, см; S_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения и ее относительная неравномерность, устанавливаемые нормами, проектом или на основе эксплуатационных или технологических требований, см. Для предварительных расчетов нормы допускают использовать значения, приведенные в приложении СНБ 5.01.01-99.

Деформации в грунтах складываются из двух видов — упругих и остаточных. Упругие возникают вследствие сжатия скелета грунта, а остаточные — за счет взаимного смещения грунтовых частиц. Остаточные деформации необратимы и в сравнении с упругими имеют преобладающее значение.

Основной физической характеристикой грунта в расчете вероятной осадки фундаментов является модуль общей деформации E , при котором искомая осадка устанавливается на основе линейной зависимости деформации от нагрузки.

10.1.7.1. Расчет осадки методом послойного суммирования

Осадка основания определяется с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства с введением следующих допущений:

- осадка обусловлена только вертикальными сжимающими напряжениями;
- боковое расширение грунта в основании исключено;
- напряжение определяется под центром подошвы фундамента;
- деформации рассматриваются только в пределах сжимающей толщи мощностью H_c до глубины, на которой сжимаемое напряжение не превышает 20 (10) % природного давления.

Поскольку напряжения в грунте от сооружения уменьшаются с возрастанием глубины нелинейно, сжимаемая толща разбивается на отдельные слои толщиной по 0,2 ширины фундамента. При этом суммарная осадка S в пределах сжимаемой толщи складывается из осадок всех слоев с разными модулями деформации.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,spi} h_i}{E_i} \beta. \quad (10.16)$$

Здесь n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща; $\sigma_{zp,spi}$ — среднее сжимающее напряжение в каждом элементарном слое; h_i — толщина элементарного слоя; E_i — модуль деформации грунта в элементарном слое; β — коэффициент, принимаемый равным 0,8 независимо от вида грунта.

10.1.8. Расчетное сопротивление грунта

При расчете осадок фундаментов исходят из условия, что между нагрузкой и деформацией существует линейная зависимость, т.е. расчет ведется при давлениях, когда еще по краям фундамента зоны сдвигов не распространяются на глубину, большую $Z_{\max} = b/4$ (b — ширина фундамента). Такому условию соответствует расчетное сопротивление грунта R , определяемое по СНБ 5.01.01-99 согласно зависимости:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_1 k_2 b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (10.29)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. В.1 СНБ 5.01.01-99; k — коэффициент, принимаемый равным $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (ϕ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты на основе статистических данных (например, по табличным значениям расчетных характеристик грунтов); k_z — коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м — $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м — $k_z = z_0/b + 0,2$. (Здесь $z_0 = 8$ м); M_γ, M_q, M_c — коэффициенты, принимаемые по табл. В.2 СНБ 5.01.01-99; b — ширина фундамента, м; γ_{II} — осредненное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ; γ'_{II} — то же, залегающих выше подошвы фундамента (с учетом фактического уплотнения обратной засыпки), кН/м^3 ; c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ; d_1 — глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}},$$

где h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3 ; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м. (Для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м — $d_b = 0$).

10.1.9. Определение давления грунта на подпорные стенки

Подпорные стенки применяются для поддержания массива грунта в состоянии равновесия. Основным в их расчете является определение величины приложенного к ним давления. Грунт стремится опрокинуть стенку, и при незначительной податливости основания стенка повернется на некоторый угол. За подпорной стенкой образуются поверхности скольжения, сви-

детельствующие о предельном напряженном состоянии грунта. В данном случае на стенку будет передаваться боковое давление грунта (напор) с минимальным его значением σ_a , называемым *активным давлением*.

Если стенка под воздействием внешних сил повернется по направлению к грунту, то образуются новые поверхности скольжения с формированием призмы выпирания. При этом на стенку будет действовать максимальное значение распора грунта σ_p , называемого *пассивным давлением*.

Если стенка неподвижна, то на нее действует распор грунта σ_0 , называемый *давлением в покое*.

В состоянии предельного равновесия величина бокового давления (пассивного, активного и в покое) несвязного грунта σ_3 , кПа на вертикальную поверхность подпорной стенки определится из уравнения:

$$\sigma_3 = \gamma z \lambda. \quad (10.30)$$

Здесь γ — удельный вес грунта, кН/м³; z — расстояние от поверхности земли, м; λ — коэффициент бокового давления грунта, зависящий от его прочностных характеристик, безразм. Его значения для пассивного и активного состояний для несвязного грунта выражаются зависимостью (знак + для пассивного, — для активного состояний)

$$\lambda_{p(a)} = \operatorname{tg}^2 (45^\circ \pm \varphi/2), \quad (10.31)$$

а для состояния покоя

$$\lambda_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (10.32)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта, град.

Из формулы (10.30) видно, что боковое давление грунта σ_3 пропорционально глубине z , поэтому его эпюра для однородного несвязного грунта имеет вид треугольника (рис. 10.7).

Равнодействующие E соответствующих боковых давлений в однородных несвязных грунтах будут равны площадям их эпюр и приложены на высоте $H/3$ от подошвы стенки.

$$E = 0,5H\sigma_{3н}. \quad (10.33)$$

Подставив значение σ_3 при $z = H$ из уравнения (10.30), получим:

$$E = 0,5\gamma H^2\lambda. \quad (10.34)$$

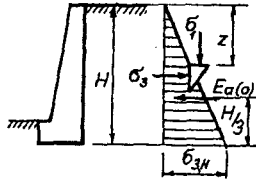


Рис. 10.7. Эпюра активного давления несвязного грунта на стенку

Для связных грунтов величины боковых давлений на подпорные стенки определяются из выражения:

$$\sigma_3 = \gamma z \lambda \pm 2c\sqrt{\lambda}. \quad (10.35)$$

Здесь σ_3 в зависимости от z также меняется по линейному закону. Знак «плюс» относится к пассивному отпору грунта, а «минус» — к активному и в покое напору. При $z = 0$ для напора грунта (активного и в покое) значение σ_3 будет отрицательным, т.е. до какого-то значения $z = h_c$ грунт не будет оказывать давления на стенку благодаря наличию сил сцепления связного грунта (рис. 10.8). В пассивном состоянии отпор грунта σ_3 , наоборот, возрастает за счет сил сцепления.

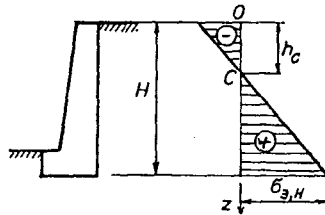


Рис. 10.8. Эпюра напора связного грунта на стенку

Следует обратить внимание, что пригрузка на поверхности за стенкой повышает на нее напор грунта, а перед стенкой увеличивает его отпор. Значения боковых давлений зависят также от наклона и шероховатости опорных поверхностей стен, а также от наличия сил пучения и динамичес-

ких воздействий, включая гидродинамические силы от разности напоров воды с двух сторон стен. Более детально эти вопросы отражаются в пособии «Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов» к СНБ 5.01.01-99.

Здесь же особо подчеркнем тот факт, что напор грунта на неподвижную стенку (давление покоя) существенно больше, чем в активном состоянии, т.е. при ее смещении в сторону котлована. Неучет этого обстоятельства зачастую приводит к отрицательным последствиям.

Пример расчета

Построить эпюру напоров двухслойного грунта: в активном состоянии на свободностоящую подпорную стенку и в покое на неподвижную стену подвала при их высотах $H = 5$ м (рис. 10.9).

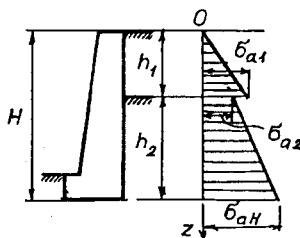


Рис. 10.9. К примеру построения эпюры напоров двухслойного грунта.

Исходные данные:

Первый слой с $h_1 = 3$ м — песок средней крупности, $\gamma_1 = 19$ кН/м³, $\varphi_1 = 30^\circ$, $c = 0$, $\lambda_a = 0,33$, $\lambda_o = 0,5$.

Второй слой $h_2 = 2$ м — супесь, $\gamma_2 = 20$ кН/м³, $c = 10$ кПа, $\varphi_2 = 24^\circ$, $\lambda_a = 0,42$, $\lambda_o = 0,593$, $\sqrt{\lambda_a} = 0,65$, $\sqrt{\lambda_o} = 0,77$.

Решение:

Определяем активное давление грунта на уровне подошвы первого слоя:

$$\sigma_{a1} = 19 \cdot 3 \cdot 0,33 = 18,8 \text{ кПа,}$$

давление покоя будет равно

$$\sigma_{o1} = 19 \cdot 3 \cdot 0,50 = 28,5 \text{ кПа.}$$

На уровне кровли второго слоя характеристики грунта меняются. Для связных грунтов активное давление составляет:

$$\sigma_{a2} = 19 \cdot 3 \cdot 0,42 - 2 \cdot 10 \cdot 0,65 = 10,9 \text{ кПа,}$$

давление покоя равно:

$$\sigma_{o2} = 19 \cdot 3 \cdot 0,593 - 2 \cdot 10 \cdot 0,77 = 18,4 \text{ кПа.}$$

На уровне низа стенки активное давление связного грунта составляет:

$$\sigma_{a3} = (19 \cdot 3 + 20 \cdot 2) 0,42 - 2 \cdot 10 \cdot 0,65 = 27,7 \text{ кПа,}$$

давление покоя равно:

$$\sigma_{o3} = (19 \cdot 3 + 20 \cdot 2) 0,593 - 2 \cdot 10 \cdot 0,77 = 42,1 \text{ кПа.}$$

Как видим, напор грунта в покое значительно превышает активное давление.

11. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

11.1. Фундаменты, возводимые на естественном основании

11.1.1. Общие сведения о фундаментах и их классификация

Фундаменты предназначены для передачи нагрузок от сооружения на грунты основания и обеспечения их равномерных деформаций (осадок). Фундаменты постоянно находятся в условиях воздействия влаги, периодического замерзания и оттаивания. Поэтому материалы фундаментов должны быть стойкими в условиях колебаний температуры и воздействия агрессивных сред. К таким материалам относятся бетон, железобетон и бутобетон.

Бетон для фундаментов применяется класса В5...В15, с целью уменьшения расхода цемента используют бутобетон, втапливая в послойно укладываемый бетон бутовые камни.

Фундаменты могут быть монолитными, выполняемые непосредственно на объекте или сборными из готовых элементов, изготавливаемых в заводских условиях. Сборные элементы наиболее рационально применять в ленточных фундаментах под стены. Для равномерного опирания блоков подушек на грунты основания на дно котлована насыпают выравнивающий слой песка толщиной до 10 см.

Фундаменты сложного очертания, массивные, ленточные фундаменты под колонны целесообразно выполнять в монолитном варианте с использованием инвентарной опалубки. Под железобетонный монолитный фундамент обычно делается подготовка из тощего бетона. При этом защитный слой бетона ниже арматуры принимается равным 3 см. При плотных слабифильтрующих грунтах устройства бетонной подготовки необязательно. В этом случае толщина защитного слоя увеличивается до 5...8 см.

Различают следующие типы фундаментов:

- отдельные фундаменты под колонны;
- ленточные фундаменты под стены и ряд колонн;
- фундаменты из перекрестных лент, выполненных в двух направлениях;

- фундаменты в виде сплошных железобетонных плит;
- массивные жесткие фундаменты, устраиваемые под всем сооружением.

11.1.2. Глубина заложения фундаментов

При назначении глубины заложения фундаментов d учитывают следующие факторы:

- геологические, гидрогеологические и геоэкологические условия площадки строительства и возможные их изменения;
- климатические воздействия на верхние слои грунта;
- назначение и конструктивные особенности зданий и сооружений;
- величину и характер нагрузок, действующих на основание;
- глубину заложения фундаментов примыкающих зданий и инженерных коммуникаций;
- глубину размыва грунта вокруг фундаментов в поймах и руслах рек;
- иные конструктивные соображения.

Проектирование фундаментов начинают с анализа грунтовых условий площадки строительства, при этом выбирают несущий слой грунта, обеспечивающий восприятие проектной нагрузки. По возможности глубину заложения фундаментов следует назначать выше отметки зеркала подземных вод для уменьшения затрат на водоотлив. В пучинистых грунтах фундаменты наружных стен закладываются глубже, чем расчетное промерзание d_p , которое определяется по формуле:

$$d_f = k_n d_{fn} \quad (11.1)$$

Здесь d_{fn} — нормативная глубина промерзания грунта, определяемая по схематической карте глубин промерзания или исходя из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов; k_n — коэффициент влияния теплового режима сооружения на промерзание грунта у фундаментов с учетом теплового режима здания и конструкций пола, принимаемый по табл 5.3 СНБ 5.01.01-99.

В отапливаемых зданиях глубину заложения фундаментов внутренних стен назначают независимо от глубины промерзания.

С увеличением глубины заложения фундамента увеличивается несущая способность основания, так как в этом случае снижается возможность выпора грунта, что следует учитывать при больших нагрузках, передаваемых от сооружения.

Глубина заложения фундаментов не должна быть менее 0,5 м.

11.1.3. Расчет фундаментов по предельным деформациям оснований

В проектной практике для расчета осадок фундаментов широко используется метод послойного суммирования. Исходными данными являются нормативные нагрузки, приложенные на уровне обреза фундамента, глубина заложения подошвы фундамента и данные инженерно-геологических изысканий. Учитывая принцип линейной деформируемости основания, предварительно подбирают размер подошвы центрально-нагруженного фундамента из условия:

$$\rho \leq R. \quad (11.2)$$

В случае внецентренного нагружения дополнительно необходима проверка условий:

$$\rho_{\max} \leq 1,2R \text{ и } \rho_{\min} > 0. \quad (11.3)$$

Здесь ρ_{\max} , ρ и ρ_{\min} — соответственно максимальное, среднее и минимальное давления по подошве фундамента, кПа; R — расчетное сопротивление грунта, кПа.

Значения давлений определяют по формулам:

$$\rho_{\max}^{\prime\prime} = \frac{N_0^{\prime\prime}}{A} \pm \frac{M_{0x}^{\prime\prime}}{W_x} \pm \frac{M_{0y}^{\prime\prime}}{W_y} + \gamma_m d, \quad (11.4)$$

$$\rho = \frac{N_0^{\prime\prime}}{A} + \gamma_m d. \quad (11.5)$$

Здесь $N_0^{\prime\prime}$, $M_{0x}^{\prime\prime}$ и $M_{0y}^{\prime\prime}$ — соответственно нормативные вертикальная нагрузка и изгибающие моменты относительно осей x и y ; A , W_x , W_y — соответственно площадь подошвы и моменты сопротивления площади

подошвы фундамента относительно осей x и y ; d — глубина заложения фундамента; γ_m — осредненный удельный вес грунта и материала фундамента, принимаемый $\gamma_m = 20 - 22 \text{ кН/м}^3$.

Произведение $\gamma_m d$ учитывает дополнительно давление от собственного веса фундамента и грунта на его уступах, неучтенное в приложенной нагрузке.

Дальнейший расчет ведется в следующей последовательности (рис. 11.1):

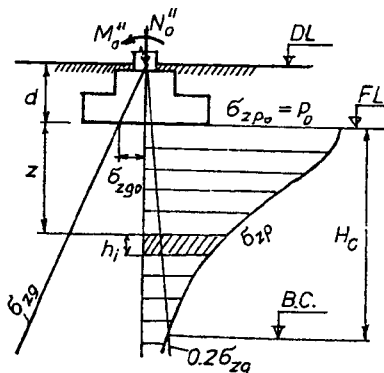


Рис. 11.1. Схема к расчету осадки фундамента методом послойного суммирования

1. В произвольном масштабе вычерчивается схема фундамента и строится эпюра природного давления σ_{zg} .

2. С учетом того, что грунт ранее уже обжат и осадка вычисляется от дополнительного к природному давлению, определяем его среднее значение ρ_0 под центром фундамента:

$$\rho_0 = \rho - \sigma_{zg0} = \sigma_{zp0} \quad (11.6)$$

Здесь σ_{zg0} — природное давление на уровне подошвы фундамента, кПа.

3. Строится эпюра дополнительных напряжений σ_{zp} под осью фундамента.

Зона под подошвой фундамента на глубину (3...4) b разбивается на элементарные слои толщиной $0,2(0,4) \cdot b$. Для каждого из них определя-

ется коэффициент рассеивания напряжений α , зависящий от двух параметров — η и ξ (см. 10.1.2):

$$\eta = \frac{l}{b}, \quad \xi = \frac{z}{b}.$$

Здесь l и b — соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м; z — расстояние от его подошвы до каждого элементарного слоя грунта, м.

4. Напряжение σ_{zpi} в каждом элементарном слое определяется по формуле:

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \sigma_{zp0}. \quad (11.7)$$

5. Определяется нижняя граница сжимаемой толщи, в которой дополнительное напряжение равно одной пятой величины природного, т. е.

$$\sigma_{zpi} = 0,2 \sigma_{zgi}. \quad (11.8)$$

Для этого с правой стороны осевой линии строится в пять раз уменьшенная эпюра природного давления и находится точка пересечения ее с эпюрой дополнительных напряжений.

При залегании слабых грунтов с модулем деформации $E \leq 5$ МПа нижней границей сжимающей толщи является точка, в которой дополнительное напряжение равно одной десятой природного давления, т. е.

$$\sigma_{zpi} = 0,1 \sigma_{zgi}. \quad (11.9)$$

6. Общая осадка фундамента определяется как сумма осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи грунта.

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}. \quad (11.10)$$

Проверяется соблюдение условия (10.15).

11.1.4. Пример расчета фундамента на естественном основании

Определить вероятную осадку фундамента под колонну. Проверить прочность тела фундамента при глубине заложения его подошвы $d = 1,4$ м (рис. 11.2).

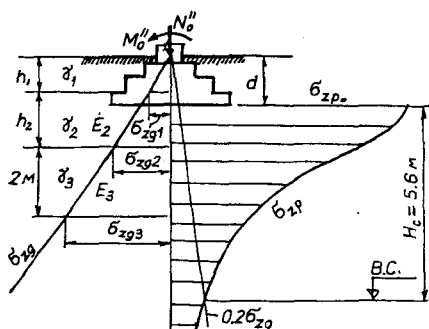


Рис. 11.2. К примеру расчета фундамента на естественном основании

Нагрузки на уровне обреза фундамента:

- нормативная — $N_0'' = 1850$ кН, $M_0'' = 170$ кН·м;
- расчетная — $N_0' = 2100$ кН, $M_0' = 190$ кН·м.

Грунтовые условия:

- первый слой — песок мелкий,

$$\gamma_1 = 19 \text{ кН/м}^3, h_1 = 1,0 \text{ м};$$

- второй слой — супесь пластичная,

$$\gamma_2 = 20 \text{ кН/м}^3, I_\rho = 8, I_1 = 0,35, \varphi_2 = 22^\circ,$$

$$c_2 = 10 \text{ кПа}, E_2 = 19000 \text{ кПа}, h_2 = 1,5 \text{ м};$$

- третий слой — суглинок полутвердый,

$$\gamma_3 = 20,5 \text{ кН/м}^3, I_\rho = 19, I_1 = 0,20, \varphi_3 = 22^\circ,$$

$$c_3 = 140 \text{ кПа}, E_3 = 26000 \text{ кПа}.$$

Здание с гибкой конструктивной схемой.

Расчет начинается с подбора размера подошвы фундамента из условия, чтобы давление под подошвой фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта. Для внецентренно нагруженного фундамента:

$$p_{\max} \leq 1,2R. \quad (11.11)$$

Задаемся соотношением сторон подошвы фундамента:

$$\frac{l}{b} = k_n = 1,2, \quad l = 1,2b.$$

$$\rho_{\max} = \frac{N_0''}{A} + \frac{M_0''}{W} + \gamma_m d. \quad (11.12)$$

$$A = l \times b = 1,2b^2; W = \frac{bl^2}{6} = \frac{k^2 b^3}{6}; \gamma_m = 22 \text{ кН/м}^3; d = 1,4 \text{ м}.$$

$$\rho_{\max} = \frac{1850}{1,2b^2} + \frac{170 \times 6}{1,44b^3} + 22 \times 1,4 = \frac{1542}{b^2} + \frac{708}{b^3} + 31. \quad (11.13)$$

$$1,2R = \frac{1,2\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (11.14)$$

Из табл. В.1 СНБ 5.01.01-99 принимаем $\gamma_{c1} = 1,2$, $\gamma_{c2} = 1,0$. Для характеристик грунта, полученных в лабораторных условиях, $k = 1,0$. Для фундаментов шириной менее 10 м — $k_z = 1,0$. Из табл. В.2 СНБ 5.01.01-99 для $\varphi = 22^\circ$ — $M_\gamma = 0,61$, $M_q = 3,44$, $M_c = 6,04$. $\gamma_{II} = \gamma_2 = 20 \text{ кН/м}^3$.

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 (d - h_1)}{h_1 + (d - h_1)} = \frac{19 \cdot 1,0 + 20 \cdot 0,4}{1,4} = 19,3 \text{ кН/м}^3.$$

Для бесподвальных сооружений $d_b = 0$, $d_1 = d$ имеем:

$$1,2R = \frac{1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,61 \cdot 1,0 \cdot b \cdot 20 + 3,44 \cdot 1,4 \cdot 19,3 + 6,04 \cdot 10) = \\ = 17,6b + 220.$$

Из двух систем уравнений (11.13 и 11.14) методом подбора или графическим методом (построив на одном графике зависимости $\rho_{\max} = f(b)$ и $1,2R = f(b)$ в одинаковом масштабе), находим значение ширины подошвы фундамента b . В данном случае этому условию удовлетворяет значение $b = 2,8 \text{ м}$, $l = 1,2b = 1,2 \cdot 2,8 = 3,36 \text{ м}$.

Принимаем окончательно $b = 2,8 \text{ м}$, $l = 3,4 \text{ м}$.

Тогда

$$A = l \cdot b = 9,52 \text{ м}^2, W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,8 \cdot 3,4^2}{6} = 5,4 \text{ м}^3.$$

Напряжения под подошвой фундамента:

$$\rho_{\max} = \frac{1850}{9,52} + \frac{170}{6,4} + 31 = 257 \text{ кПа},$$

$$\rho = \frac{1850}{9,52} + 31 = 225 \text{ кПа},$$

$$\rho_{\min} = \frac{1850}{9,52} - \frac{170}{6,4} + 31 = 194 \text{ кПа}.$$

$$1,2R = 17,6 \cdot 2,8 + 220 = 270 \text{ кПа}.$$

$$R = \frac{270}{1,2} = 225 \text{ кПа}.$$

Таким образом, удовлетворяются все три условия:

$$\rho_{\max} = 257 \text{ кПа} < 1,2R = 270 \text{ кПа}; \rho = 225 \text{ кПа} = R = 225 \text{ кПа};$$

$$\rho_{\min} = 194 \text{ кПа} > 0.$$

Природное давление на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (d - h_1) = 19,0 \cdot 1,0 + 20 \cdot 0,4 = 27 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление под осью фундамента на уровне его подошвы

$$\rho_0 = \sigma_{zp0} = \rho - \sigma_{zg0} = 225 - 27 = 198 \text{ кПа}.$$

Слева от осевой линии строим эпюру природного давления.

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 h_1 = 19 \cdot 1,0 = 19 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 h_2 = 19 + 20 \cdot 1,5 = 49 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 h_3 = 49 + 20,5 \cdot 2 = 90 \text{ кПа} .$$

Справа от осевой линии строим эпюру дополнительных напряжений.

Толщина элементарного слоя $h_i = 0,2b = 0,56 \text{ м}$. Соотношение сторон подошвы фундамента $\eta = l/b = 1,2$.

Дальнейший расчет сводим в таблицу 11.1.

Таблица 11.1.

Подсчет ординат природного и дополнительного давлений

z/b	α	$\sigma_{zpi}, \text{кПа}$		$E, \text{кПа}$	$0,2\sigma_{zpi}, \text{кПа}$
0,0	1,0	σ_{zp0}	198	19000	
0,2	0,966	σ_{zp1}	191		
0,4	0,824	σ_{zp2}	163	19000	
0,6	0,644	σ_{zp3}	128	26000	
0,8	0,490	σ_{zp4}	97		
1,0	0,375	σ_{zp5}	74		
1,2	0,291	σ_{zp6}	57		
1,4	0,231	σ_{zp7}	46		
1,6	0,185	σ_{zp8}	37		
1,8	0,151	σ_{zp9}	30	26000	26,0
2,0	0,126	σ_{zp10}	25	26000	28,3
2,2	0,106	σ_{zp11}	21		

Нижнюю границу сжимаемой толщи определим, построив справа от осевой линии уменьшенную в пять раз эпюру природного давления и найдя точку пересечения ее с эпюрой дополнительных напряжений. В данном случае эта точка находится на уровне десятого элементарного слоя.

Суммируем осадки элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи.

$$\begin{aligned}
 S &= \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i} = \beta \frac{0,5\sigma_{zp0} + \sigma_{zp1} + 0,5\sigma_{zp2}}{E_2} + \\
 &+ \beta \frac{0,5\sigma_{zp2} + \sigma_{zp3} + \sigma_{zp4} + \sigma_{zp5} + \sigma_{zp6} + \sigma_{zp7} + \sigma_{zp8} + \sigma_{zp9} + 0,5\sigma_{zp10}}{E_3} = \\
 &= 0,8 \frac{0,5 \times 198 + 191 + 0,5 \times 163}{19000} +
 \end{aligned}$$

$$+0,8 \frac{0,5 \times 163 + 128 + 97 + 74 + 57 + 46 + 37 + 30 + 0,5 \times 25}{26000} =$$

$$0,016 + 0,017 = 0,033 \text{ м} = 3,3 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}.$$

Полученное значение вероятной осадки фундамента не превышает величины средней допустимой осадки сооружения.

Проверка прочности тела фундамента

Расчет прочности тела фундамента производим на расчетные нагрузки, приложенные на уровне обреза фундамента.

Определение высоты фундамента и его ступеней производится на основе расчета изгибаемых элементов железобетонных конструкций по наклонным сечениям при отсутствии поперечной арматуры.

Внецентренно нагруженный фундамент с прямоугольной подошвой рассчитывают на продавливание по условию (рис. 11.3):

$$F \leq \alpha R_{bt} h_0 b_m. \quad (11.15)$$

Здесь F — продавливающая сила в кН, определяемая из выражения $F = A_1 \rho_1$, где A_1 — площадь заштрихованной части подошвы (за пределами пирамиды продавливания), м^2 ; ρ_1 — реактивное давление по заштрихованной части подошвы, принимаемое равным максимальному его значению, кПа: $\rho_1 = \rho_{\max}$; h_0 — полезная высота фундамента, м; b_m — средняя ширина одной грани пирамиды продавливания: $b_m = 0,5(b_c + b_1)$; α — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1,0; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению. Для бетона класса В15 — $R_{bt} = 0,75$ МПа.

Максимальное ρ_{\max} и минимальное ρ_{\min} давления под подошвой фундамента определяются от расчетных нагрузок N_0' в кН и M_0' в кН·м, действующих на уровне обреза фундамента.

$$\rho_{\max} = \frac{N_0'}{A} + \frac{M_0'}{W} = \frac{2100}{9,52} + \frac{190}{5,4} = 256 \text{ кПа}$$

$$\rho_{\min} = \frac{N_0'}{A} - \frac{M_0'}{W} = \frac{2100}{9,52} - \frac{190}{5,4} = 185 \text{ кПа}$$

Из рис. 11.3 — $b_1 = 2,64$ м, $b_c = 0,3$ м,
 $b_m = 0,5 (2,64 + 0,30) = 1,47$ м; $h_0 = 1,17$ м; $A_1 = 0,92$ м².

$$F = A_1 \rho_1 = 0,92 \cdot 256 = 236 \text{ кН}.$$

$$\alpha R_{bt} h_0 b_m = 1,0 \cdot 750 \cdot 1,17 \cdot 1,47 = 1290 \text{ кН}.$$

$$F = 236 \text{ кН} < 1290 \text{ кН}.$$

Условие прочности на продавливание обеспечивается.

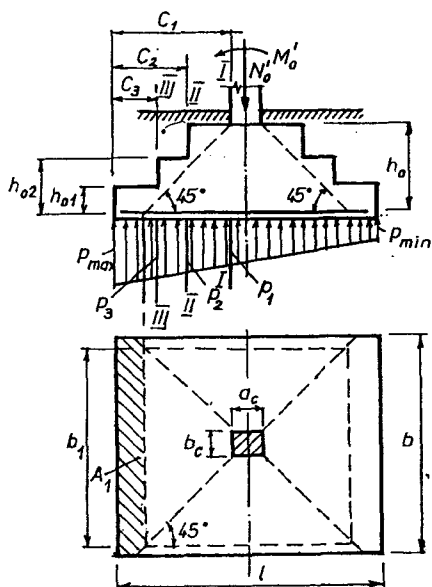


Рис. 11.3. К примеру проверки прочности тела фундамента

Производим проверку прочности на продавливание нижней ступени (рис. 11.4).

$$A_2 = 0,47 \text{ м}^2, b_2 = 1,8 \text{ м}, b_3 = 2,4 \text{ м}, b_m = 2,1 \text{ м}, h_{01} = 0,37 \text{ м}.$$

$$F = 0,47 \cdot 256 = 120 \text{ кН}.$$

$$\alpha R_{bt} h_0 b_m = 1,0 \cdot 750 \cdot 0,37 \cdot 2,1 = 583 \text{ кН} > 120 \text{ кН}.$$

Условие прочности ступени на продавливание обеспечивается.

После проверки прочности тела фундамента на продавливание определяют необходимую площадь поперечного сечения арматуры из расчета фундамента на изгиб. Расчет ведется по изгибающему моменту в сечениях фундамента на гранях колонны и уступов (рис. 11.3).

На эпюре контактного давления по подошве фундамента находим соответствующие значения давлений:

$$\rho_1 = 225 \text{ кПа}, \rho_2 = 235 \text{ кПа}, \rho_3 = 244 \text{ кПа}.$$

Соответственно расстояния $c_1 = 1,5 \text{ м}$, $c_2 = 1,0 \text{ м}$, $c_3 = 0,55 \text{ м}$ и полезная высота $h_{01} = 1,17 \text{ м}$, $h_{02} = 0,77 \text{ м}$, $h_{03} = 0,37 \text{ м}$.

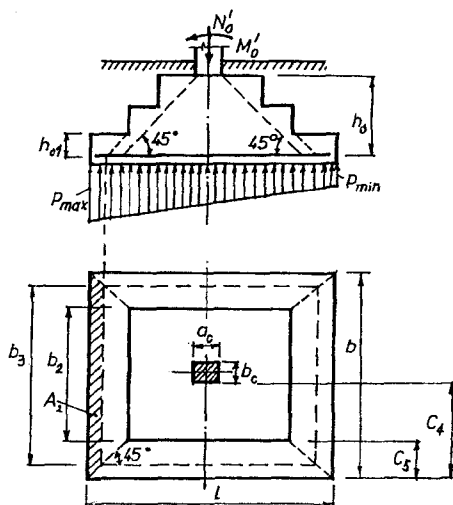


Рис. 11.4. К примеру проверки прочности уступа фундамента

Определяем изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях по всей ширине консольного свеса.

В сечении 1-1

$$M_{1-1} = \frac{c_1^2 (2p_{\max} + p_1) b}{6} = \frac{1,5^2 (2 \cdot 256 + 225) 2,8}{6} = 774 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В сечении 2-2

$$M_{2-2} = \frac{c_2^2 (2p_{\max} + p_2)b}{6} = \frac{1,0^2 (2 \cdot 256 + 235)2,8}{6} = 349 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

В сечении 3-3

$$M_{3-3} = \frac{c_3^2 (2p_{\max} + p_3)b}{6} = \frac{0,55^2 (2 \cdot 256 + 244)2,8}{6} = 106 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Принимаем арматуру класса А-II, расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_s = 270000$ кПа.

Требуемая площадь арматуры.

В сечении 1-1.

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9h_0R_s} = \frac{774}{0,9 \cdot 1,17 \cdot 270000} = 0,00272 \text{ м}^2.$$

В сечении 2-2.

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{349}{0,9 \cdot 0,77 \cdot 270000} = 0,00186 \text{ м}^2.$$

В сечении 3-3.

$$A_{s3} = \frac{M_{3-3}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{106}{0,9 \cdot 0,37 \cdot 270000} = 0,00117 \text{ м}^2.$$

Арматуру подбираем по наиболее напряженному сечению 1-1.

Принимаем арматуру класса А-II, $d = 16$ мм, 15 стержней с шагом 18 см, общая площадь $A_s = 2,011 \times 15 = 30,1 \text{ см}^2 > A_{s1} = 27,2 \text{ см}^2$.

Аналогичный расчет арматуры производим в поперечном направлении по средним давлениям по оси подошвы фундамента (рис. 11.4).

$$\rho = 0,5(\rho_{\max} + \rho_{\min}) = 0,5(256 + 185) = 220 \text{ кПа}.$$

В сечении 4-4 — $c_4 = 1,25$ м.

$$M_{4-4} = \frac{\rho c_4^2 l}{2} = \frac{220 \times 1,25^2 \times 3,4}{2} = 584 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$A_{s4} = \frac{M_{4-4}}{0,9h_0R_s} = \frac{584}{0,9 \cdot 1,17 \cdot 270000} = 0,00204 \text{ м}^2 = 20,4 \text{ см}^2.$$

В сечении 5-5 — $c_5 = 0,5 \text{ м}$.

$$M_{5-5} = \frac{pc_5^2 l}{2} = \frac{220 \cdot 0,5^2 \cdot 3,4}{2} = 94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$A_{s5} = \frac{M_{5-5}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{94}{0,9 \cdot 0,37 \cdot 270000} = 0,0010 \text{ м}^2 = 10 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру класса А-II, $d = 12 \text{ мм}$, 18 стержней с шагом 20 см, общая площадь $A_s = 1,13 \times 18 = 20,4 \text{ см}^2$.

11.1.5. Расчет ленточного фундамента

Ленточные фундаменты в полосе нагрузок шириной 1,0 м рассчитываются так же, как и столбчатые по второй группе предельных состояний. Методом послойного суммирования определяется величина осадки, затем проверяется прочность тела фундамента с использованием расчетных нагрузок, приложенных на уровне обреза. Определив размер фундамента из условия, чтобы давление под его подошвой не превышало расчетного сопротивления грунта основания и расчетная осадка не превышала допустимой, производят проверку прочности тела фундамента на продавливание и изгибающий момент (рис 11.5).

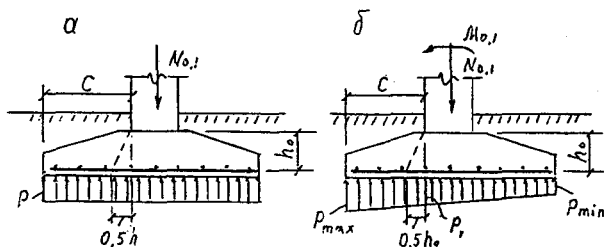


Рис 11.5 К расчету центрально (а) и внецентренно (б) нагруженных ленточных фундаментов

Полезную высоту фундамента проверяют расчетом на поперечную силу на участке $c - 0,5h_0$.

$$h_0 = \frac{\rho c}{R_{bt} + 0,5\rho}. \quad (11.16)$$

Для центрально нагруженного фундамента (рис. 11.5, а)

$$\rho = \frac{N_{0.1}}{A}. \quad (11.17)$$

Для внецентренно нагруженного фундамента (рис. 11.5, б)

$$\rho = \rho_{\max}; \quad \rho_{\max} = \frac{N_{0.1}}{A} + \frac{M_{0.1}}{W}; \quad \rho_{\min} = \frac{N_{0.1}}{A} - \frac{M_{0.1}}{W}. \quad (11.18)$$

Здесь h_0 , c выражены в м; ρ , ρ_{\max} , ρ_{\min} — в кПа; $N_{0.1}$ — в кН; $M_{0.1}$ — кН · м; A — в м²; W — в м³.

Площадь поперечного сечения рабочей арматуры у грани стены определяется так же, как и для фундаментов под колонны.

Для центрально нагруженного фундамента

$$M = \frac{\rho c^2 \times 1,0}{2}; \quad A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}$$

Для внецентренно нагруженного фундамента

$$M = \frac{c^2(2P_{\max} + P_1) \cdot 1,0}{6}; \quad A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}.$$

11.2. Свайные фундаменты

11.2.1. Типы и конструкции свай

Свайей называется тонкая стойка, погружаемая в грунт и предназначенная для передачи нагрузки от сооружения на более плотные глубокие слои грунта. В зависимости от характера передачи давления различают *сваи-стойки* и *сваи, заземленные в грунте*.

Сваи-стойки передают нагрузки на практически несжимаемое основание (обычно скальные грунты). Поскольку при загрузке они не получают вертикального перемещения, силы трения между грунтом и боковой поверхностью не мобилизуются. Поэтому вся нагрузка воспринимается грунтом под острием сваи.

Сваи, заземленные в грунте удерживаются в нем силами сопротивления сдвигу (трения) на боковой поверхности и сжатию под нижним концом. Суммарное сопротивление грунта основания носит название несущей способности сваи.

Для совместной работы свай в фундаменте их объединяют железобетонной плитой или балкой, именуемыми ростверками. Различают *низкий*, *повышенный* и *высокий* ростверки.

Низкий свайный ростверк располагают ниже поверхности земли. При плотном основании или его искусственной опрессовке нагрузка от сооружения через ростверк может частично передаваться непосредственно на грунт.

Повышенный свайный ростверк располагают непосредственно на поверхности грунта. Такие ростверки допустимы в непучинистых грунтах.

Высокий свайный ростверк располагают выше поверхности земли. Для восприятия горизонтальных нагрузок часть свай делают наклонными.

По способу изготовления сваи подразделяют на *забивные* и *набивные*.

Забивные сваи изготавливаются в заводских условиях, привозятся на объекты строительства и погружаются в грунт сваебойными механизмами.

Набивные сваи изготавливаются в заранее пробуренных скважинах.

По материалу различают забивные сваи деревянные, железобетонные и металлические. Деревянные сваи изготавливают из сосны и ели, длина их не превышает 12 м, диаметр не менее 18 см в верхнем отрубе. Такие сваи применяются в водонасыщенных грунтах при отсутствии процесса гниения древесины.

Железобетонные сваи изготавливают квадратного и прямоугольного сечений. Квадратные сваи делают с размерами поперечного сечения от 20×20 до 40×40 см и принимаются кратными 5 см. Длина свай — от 3 до 20 м. В сваях устанавливают продольную и спиральную поперечную арматуры. В голове сваи укладывают три — пять арматурных сеток для восприятия напряжений, возникающих при ударе моло-

том. С целью экономии металла сваи небольшой длины делают без поперечного армирования с одним расположенным по оси предварительно напряженным стержнем.

Металлические сваи чаще всего имеют трубчатое сечение. Применяют также двутавровые балки или сваи иного поперечного сечения. Металлические сваи имеют ограниченное применение ввиду большого расхода металла.

По продольному профилю различают сваи призматические и пирамидальные. Эффективность применения того или иного профиля диктуется конкретными грунтовыми условиями. При однородном геологическом строении основания или наличии у поверхности толщи более прочных грунтов достаточно эффективными оказываются пирамидальные сваи, несущая способность которых обеспечивается не только за счет сил трения, но также за счет отпора грунта по боковой поверхности сваи.

За последнее время в Беларуси набивные сваи находят все большее применение. Их преимущество — меньший расход металла, отсутствие срубки голов и, в большинстве случаев, динамических воздействий, неограниченная несущая способность. К недостаткам набивных свай следует отнести трудности в оценке качества выполненной конструкции, использование мокрых процессов на объекте и необходимость определенного времени для набора бетоном прочности.

Технология изготовления набивных свай зависит от грунтовых условий и требуемой несущей способности. Довольно широко используется технологический прием, предложенный инженером Страусом. Набивные сваи по этой технологии устраивают в такой последовательности:

а) производится бурение скважины под защитой обсадной трубы или без нее;

б) устанавливается арматурный каркас и производится бетонирование ствола с виброуплотнением и одновременным поднятием обсадной трубы.

Данная технология в традиционном исполнении, без зачистки забоя скважины от шлама или его уплотнения, приводит к существенному занижению несущей способности сваи из-за сильной сжимаемости этого рыхлого слоя.

Более совершенна технология с забивкой или вибропогружением обсадной трубы с теряемым или раскрывающимся коническим наконечником, за счет чего происходит вытеснение грунта в стороны и, как у забив-

ных свай, его опрессовка с увеличением несущей способности. Хорошие результаты достигаются даже в водонасыщенных грунтах, особенно за счет виброуплотнения бетона.

Достаточно эффективной является конструкция буронабивной сваи с уширенной по буронабивной технологии пятой. Причем даже в этом случае забой скважин нужно очищать от рыхлого осадка (шлама), резко снижающего сопротивление грунта под концом сваи, и производить втрамбовывание щебня или жесткого бетона в забой скважины. Использование буронабивной технологии позволяет значительно повысить несущую способность сваи. Такая технология устройства сваи включает следующие этапы (рис. 11.6):

- а) бурение скважины под защитой обсадной трубы или глинистого раствора для обеспечения устойчивости стенок скважины от обрушения;
- б) установка в скважину арматурного каркаса и инъекционной трубки;

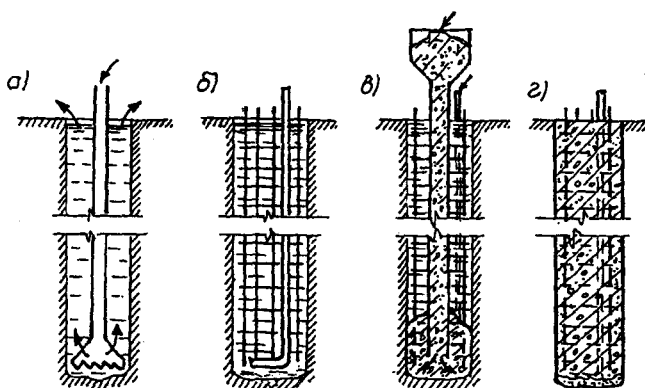


Рис. 11.6. Последовательность изготовления буронабивной сваи с усиленной пятой: а — вращательное бурение скважины под защитой глинистой суспензии; б — арматурный каркас с инъекционной трубкой; в — бетонирование сваи; г — готовая свая

в) опускание в скважину бетонолитной трубы и подача бетонной смеси к забою с вытеснением глинистого раствора или воды. По мере заполнения скважины бетонной смесью бетонолитная труба извлекается из скважины. При бетонировании ствола сваи под водой могут также

применяться бетононасосы или способ «восходящего раствора» проф. И.Н. Ахвердова. Последний предполагает загрузку в скважины щебнем и закачку цементного раствора снизу вверх через присоединенную к арматурному каркасу инъекционную трубку;

г) после набора бетоном ствола необходимой прочности инъекция раствора в забой скважины для опрессовки грунта и создания требуемого уширения.

При необходимости для повышения несущей способности сваи дополнительно закачивают цементный раствор и на ее боковую поверхность через дополнительные инъекторы. Кроме этого, в целях обеспечения равнопрочности иногда стволы свай в верхней части выполняют с увеличенным диаметром. В случае возведения зданий и сооружений в стесненных условиях или при геотехнических реконструкциях весьма эффективными оказываются буроинъекционные сваи малого диаметра с проходкой скважин малогабаритными станками. Стволы таких свай с уширениями вдоль них и под нижними концами формируются за счет закачки цементного раствора в заранее затампонированные этим же раствором скважины.

11.2.2. Определение несущей способности свай

Несущая способность сваи характеризуется ее предельным сопротивлением сжатию грунта под нижним концом и сдвигу на боковой поверхности ствола. Расчет ведется по первой группе предельных состояний. На практике используются следующие методы определения несущей способности свай: 1) практический с использованием приводимых в нормах таблиц; 2) испытаниями свай динамической или статической нагрузками; 3) по данным испытания грунтов эталонной сваей или зондирования (статического или динамического) с отдельной регистрацией сопротивлений под нижним концом и на боковой поверхности.

Практический метод

Несущая способность $F_{дн}$, кН, свай-стоек и заземленных в грунте свай, работающих на сжимающую осевую и выдергивающую нагрузки, определяется согласно СНБ 5.01.01-99 как суммарная расчетная несущая способность основания под (над) уширениями, нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формулам:

для свай-стоек

$$F_{di} = \gamma_c RA, \quad (11.19)$$

для заземленных в грунте свай

$$F_{di} = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + \sum u_i \gamma_{cf} h_i R_{fi}), \quad (11.20)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1, 0$; γ_{cr} и γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта под или над уширениями, по длине ствола и под нижним концом свай, принимаемый в зависимости от вида грунта и способа устройства равными $\gamma_{cr} = 0,8 \dots 1,2$; $\gamma_{cf} = 0,5 \dots 1,0$; A — площадь опирания на грунт нижнего конца (поперечного сечения) свай, m^2 , или ее уширений «брутто», в т.ч. с учетом их конечных размеров после инъекции или вытрамбовки и т.п., а для свай-оболочек — по площади «нетто». Площади опирания уширений принимаются кольцевыми по разности поперечных сечений уширения и ствола; u_i — наружный периметр поперечного сечения ствола свай в i -вом слое грунта, м; R — расчетное сопротивление грунта под или над уширениями (при выдергивании) по длине ствола и под нижним концом свай, кПа, принимаемое по данным инженерных изысканий (испытаний), опыта строительства в аналогичных условиях, утвержденным аналитическим или эмпирическим формулам, таблицам и согласованным нормам; R_{fi} — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности ствола свай, кПа, определяемое с учетом отсутствия или наличия инъекционной опрессовки или уплотнения грунта и принимаемое аналогично R ; h_i — толщина i -го слоя грунта, м, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, принимаемая разбивкой массива на слои или по толщине прослоек.

Для скальных и малосжимаемых грунтов можно принимать $R = 20000$ кПа.

Расчет свайных фундаментов по несущей способности, согласно СНБ 5.01.01-99, производится из условия:

$$\sum \frac{N_i}{\gamma_f} \leq \sum \frac{F_{di}}{\gamma_k}, \quad (11.21)$$

где N_i — расчетная внешняя нагрузка, передаваемая на отдельную сваю при наиболее невыгодных сочетаниях усилий, с учетом собственного веса ростверка и свай; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 0,87 при расчете оснований свай по несущей способности и 1,0 при расчете по деформациям; F_{di} — расчетная несущая способность грунта основания одиночной или отдельной сваи в кусте и приходящейся на нее части ростверка; γ_k — коэффициент надежности метода испытаний, принимаемый по таблице 5.6 СНБ 5.01.01-99 исходя из количества свай в кусте, нагрузки на сваю и вида ростверка.

Табличные значения расчетных сопротивлений грунтов в зависимости от глубины приводятся в пособиях к СНБ, посвященных различным видам свай. Определение несущей способности свай с использованием этих табличных показателей нельзя считать точным. Для более точной оценки несущей способности свай производят их натурные испытания динамическими и статическими нагрузками.

Метод испытания свай динамической нагрузкой

Несущая способность сваи при динамических испытаниях определяется по величине ее погружения в грунт от одного удара свайного молота в конце забивки, называемой *отказом* сваи. При забивке свай в грунте могут возникать сложные процессы, искажающие получение отказов от заклинивания стволов за счет дилатантного распора в песках, снижения сил трения («омывания») при проявлении тиксотропных свойств пластичных пылевато-глинистых грунтов, возникновение кажущихся упругих деформаций при скоплении воды под нижними концами свай в слабофильтрующих пылеватых и мелких песках, засасывания свай от вакуумного эффекта в глинистых грунтах, скачкообразного погружения («пляска») свай с их поломкой при встрече с крупными обломками в морене или поломке стволов. Во всех этих случаях может возникать *ложный отказ*. Поэтому испытания проводят после стабилизации процессов в грунте, вызванных забивкой свай. В песчаных грунтах для получения истинных отказов испытания проводят не менее, чем через 3 суток, в глинистых — через 6 и более суток после окончания забивки свай. При проявлении так называемого отрицательного (негативного) трения при проседании верх-

них толщ грунтов также может возникать искажение получаемых результатов, поэтому в них нужно вносить соответствующие поправки.

Добивку сваи производят последовательно залогом из 3 и 5 ударов. За расчетный принимают наибольший средний отказ.

Испытания свай динамической нагрузкой регламентированы ГОСТ 5686-94.

Предельное сопротивление F_u (кН) по данным погружения свай определяется по формуле Н.М.Герсеванова:

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]. \quad (11.22)$$

Здесь η — коэффициент, зависящий от материала свай, принимаемый для железобетонных свай равным 1500 кН/м^2 , для свай деревянных — 1000 кН/м^2 ; A — площадь поперечного сечения свай, м^2 ; M — коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным единице; E_d — расчетная энергия удара, принимаемая для молота одиночного действия равной GH , для трубчатого дизель-молота — $0,9 GH$ (здесь G и H соответственно вес и высота падения ударной части молота), кДж ; s_a — фактический остаточный отказ, м ; ε^2 — коэффициент восстановления удара, который равен $0,2$ при забивке свай; m_1 — вес молота, кН ; m_2 — вес сваи с наголовником, кН ; m_3 — вес подбабка, кН .

Метод испытания свай статической нагрузкой

Наиболее точные результаты по оценке несущей способности свай можно получить при ее испытании статической нагрузкой. Его проводят после «отдыха» свай в соответствии с требованиями, регламентируемыми ГОСТ 5686-94. По результатам этих испытаний строится график зависимости осадки свай от нагрузки (рис. 11.7). На нем находят точку A , соответствующую нагрузке, когда незначительное ее увеличение вызывает резкое увеличение осадки.

В соответствии с рекомендациями СНБ 5.01.01-99 предельное сопротивление свай соответствует нагрузке, при которой она получает осадку S , равную $0,2$ от предельной средней осадки сооружения.

$$S_1 = \zeta S_{u.mt} \quad (11.23)$$

где $S_{u.mt}$ — предельное значение средней осадки фундамента проектируемого сооружения, мм, определяемое по табл. Б.1 СНБ 5.01.01-99; ζ — коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания $S_{u.mt}$ к осадке сваи, установленной при испытаниях по ГОСТ 5686-94, который принимается равным 0,2 при наличии условной стабилизации осадки.

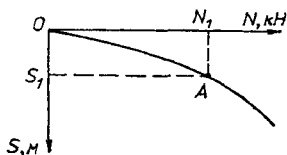


Рис. 11.7. График зависимости осадки S сваи от вертикальной нагрузки N

Коэффициент надежности γ_k в формуле 11.21 при статических испытаниях свай принимается равным $\gamma_k = 1,2$.

11.2.3. Расчет свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов проводится в следующем порядке:

- сбор нормативных и расчетных нагрузок;
- выбор глубины заложения подошвы ростверка, конструкции и длины свай;
- определение несущей способности свай и необходимое их количество в фундаменте;
- размещение свай в плане и конструирование ростверка;
- проверка нагрузки, приходящейся на каждую сваю;
- определение осадки свайного фундамента.

Глубина заложения подошвы ростверка назначается с учетом конструктивных особенностей сооружения, а при наличии пучинистых грунтов при отсутствии противопучинистых мероприятий — глубины промерзания. Тип, материал и размеры свай выбираются в зависимости от характера напластований и положения уровня подземных вод. Длина свай

обуславливается глубиной расположения слоя достаточно плотного грунта, способного воспринять значительную часть нагрузки.

Несущая способность свай определяется согласно 11.2.2 в соответствии с рекомендациями СНБ 5.01.01-99 и уточняется полевыми испытаниями.

Их размещение принимается с минимальным расстоянием между осями для забивных свай $3d$ (d — размер поперечного сечения сваи).

Расчетную нагрузку N на сваю в кусте при эксцентриситете относительно двух осей находят по формуле:

$$N = \frac{N'_0 + G'_f + G'_g}{n} \pm \frac{M'_{0x}y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M'_{0y}x}{\sum x_i^2}. \quad (11.24)$$

Здесь N'_0 — расчетная нагрузка на уровне обреза фундамента; G'_f и G'_g — соответственно расчетные нагрузки от веса ростверка и грунта на его уступах; n — количество свай в кусте; M'_{0x} и M'_{0y} — расчетные моменты относительно соответственно осей x и y ; y_i и x_i — расстояния от главных осей свайного поля до оси каждой сваи; y и x — расстояния от главных осей свайного поля до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка.

Полученное значение расчетной нагрузки на сваю сравнивают с несущей способностью сваи по зависимости (11.21).

Дополнительно свайный фундамент рассчитывается по второй группе предельных состояний. Осадки в плоскости, проходящей через нижние концы свай, развиваются как и под фундаментами на естественном основании. При нагружении свайного фундамента в работу включается условный массив грунта АВСД (рис. 11.8). Размеры подошвы условного фундамента определяются при пересечении наклонных линий, проведенных от подошвы ростверка под углом $\varphi/4$ до пересечения с плоскостью на уровне концов свай, т.е. составляют:

$$b_y = m + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4}. \quad (11.25)$$

Здесь b_y — ширина подошвы условного фундамента; m — расстояние между внешними гранями крайних свай; l — длина свай; φ —

средневзвешенное значение угла внутреннего трения в пределах длины сваи.

Аналогично вычисляется длина подошвы условного фундамента.

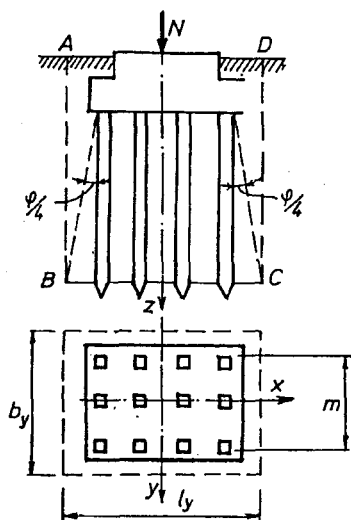


Рис.11.8. Схема условного свайного фундамента для расчета его осадки

К нормативной нагрузке N_0'' , приложенной на уровне поверхности земли, добавляется вес ростверка G_p'' , свай G_f'' и грунта G_g'' в пределах объема условного фундамента ABCD (рис. 11.8). Среднее давление по подошве условного фундамента определяется из выражения:

$$\rho = \frac{N_0'' + G_p'' + G_f'' + G_g''}{b_y l_y} \quad (11.26)$$

Здесь b_y, l_y — ширина и длина подошвы условного фундамента.

Полученное значение давления не должно превышать расчетного сопротивления грунта R , т.е.

$$\rho \leq R.$$

Дополнительное давление ρ_0 вычисляется как разность между средним давлением ρ и природным напряжением σ_{z_0} на уровне подошвы условного фундамента.

$$\rho_0 = \rho - \sigma_{z_0}.$$

Дальнейший расчет осадки свайного фундамента проводится одним из методов, используемых для расчета осадки фундаментов, возводимых на естественном основании.

11.2.4. Пример расчета свайного фундамента под колонну

Исходные данные.

Нагрузка на уровне отметки поверхности земли: нормативная $N_0' = 1270$ кН, $M_0'' = 90$ кН · м; расчетная — $N_0' = 1400$ кН, $M_0' = 100$ кН · м.

Глубина заложения подошвы ростверка $d = 1,2$ м (рис. 11.9). *Грунтовые условия.*

Первый слой — песок пылеватый:

$$H_1 = 3 \text{ м}, \rho = 1,5 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 28^\circ.$$

Второй слой — супесь пластичная:

$$H_2 = 12 \text{ м}, I_L = 0, 2, \rho = 1,8 \text{ т/м}^3, \varphi_2 = 26^\circ, c_{II} = 20 \text{ кПа}, E = 18000 \text{ кПа}.$$

Здание с гибкой конструктивной схемой.

Принимаем сваю длиной 5 м сечением 300×300 мм, погружаемую в грунт молотом.

Определяем несущую способность сваи.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_{li}).$$

Коэффициенты γ_c , γ_{cr} и γ_{cf} равны 1,0, $A = 0,09$ м², $u = 1,2$ м, $R = 4180$ кПа.

Грунт в пределах заглубленной во втором слое части сваи условно разделяем на 2 слоя по 1,6 м. Тогда $h_1 = 1,8$ м, $f_1 = 21$ кПа, $h_2 = 1,6$ м, $f_2 = 52$ кПа, $h_3 = 1,6$ м, $f_3 = 57$ кПа.

$$F_d = 4180 \cdot 0,09 + 1,2(21 \cdot 1,8 + 52 \cdot 1,6 + 57 \cdot 1,6) = 630 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка допускаемая на сваю

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{630}{1,4} = 450 \text{ кН.}$$

Принимаем 4 сваи с шагом $3d = 0,90$ м.

Размер подошвы квадратного ростверка $b = 1,4$ м.

Расчетный вес ростверка $N'_p = b^2 \cdot d \cdot \gamma_m \cdot k$.

Здесь γ_m — осредненный вес материала ростверка и грунта на его уступах, принимаемый $\gamma_m = 21 \text{ кН/м}^3$; k — коэффициент перегрузки, $k = 1,1$.

$$N'_p = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 21 \cdot 1,1 = 54 \text{ кН.}$$

Суммарная нагрузка на сваи

$$N' = N'_0 + N'_p = 1400 + 54 = 1454 \text{ кН.}$$

Определяем фактическую расчетную нагрузку на сваю.

$$N = \frac{N'}{n} + \frac{M'_0 x}{\sum x^2} = \frac{1454}{4} + \frac{100 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 420 \text{ кН} < P = 450 \text{ кН.}$$

Расчет осадки начинаем с определения размеров условного фундамента. Средневзвешенное значение угла внутреннего трения φ_{II} грунта в пределах длины свай

$$\varphi^* = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 (h_2 + h_3)}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{28 \cdot 1,8 + 26 \cdot 3,2}{5} = 27^\circ.$$

Размер подошвы условного фундамента

$$b_y = m + 2li g \frac{\varphi}{4} = 1,2 + 2 \cdot 5 \cdot 0,118 = 2,38 \text{ м.}$$

Площадь и момент сопротивления подошвы условного фундамента

$$A_y = b_y^2 = 2,38^2 = 5,66 \text{ м}^2; W_y = \frac{b_y^3}{6} = \frac{2,12^3}{6} = 2,24 \text{ м}^3.$$

Определяем нормативную нагрузку на уровне низа свай.

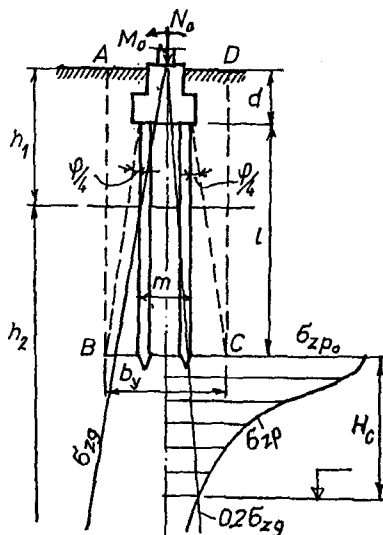


Рис. 11.9. К примеру расчета осадки условного свайного фундамента

Вес ростверка $G_p'' = 49$ кН. Вес четырех свай $G_c'' = 43$ кН. Вес грунта в объеме условного фундамента $G_{gr}'' = 506$ кН.

Суммарная нагрузка

$$N'' = N_o'' + G_p'' + G_c'' + G_{gr}'' = 1270 + 49 + 43 + 506 = 1868 \text{ кН}$$

Среднее давление по оси условного фундамента

$$p = \frac{N''}{A_y} = \frac{1868}{5,66} = 330 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие $\rho \leq R$.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b_y \gamma_{II} + M_q d_y \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

$$\gamma_{c1} = 1,25, \gamma_{c2} = 1,0, k = 1,0, k_z = 1,0, b_y = 2,38 \text{ м, } d_y = 6,2 \text{ м,}$$

$$\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3, \gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 3 + 18 \cdot 3,2}{6,2} = 16,5 \text{ кН/м}^3,$$

$$\varphi_{II} = 26^\circ, c_{II} = 20 \text{ кПа}, M_\gamma = 0,84, M_q = 4,37, M_c = 6,90.$$

$$R = 1,25(0,84 \cdot 2,38 \cdot 18 + 4,37 \cdot 6,2 \cdot 16,5 + 6,90 \cdot 20) = 776 \text{ кПа} > \rho = 330 \text{ кПа}.$$

Природное напряжение на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 (d_y - H_1).$$

Здесь γ_1 и γ_2 — удельный вес первого и второго слоев грунта; d_y — глубина заложения подошвы условного фундамента, $d_y = 6,2$ м.

$$\sigma_{zg0} = 15 \cdot 3 + 18(6,2 - 3) = 103 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление $p_0 = p - \sigma_{zg0} = \sigma_{zp0} = 330 - 103 = 227$ кПа.

Зону ниже подошвы условного фундамента разделим на элементарные слои. $h_1 = 0,2b_y = 0,2 \cdot 2,38 = 0,476$ м.

В каждом слое определяем величину дополнительного напряжения $\sigma_{zpi} = \alpha_1 \sigma_{zp0}$.

Подсчеты ординат сводим в табл. 11.2

Таблица 11.2.

Подсчет ординат природного и дополнительного давлений

z/b	α	σ_{zpi} , кПа	$0,2\sigma_{zpi}$, кПа
0,0	1,0	227	
0,2	0,966	219	
0,4	0,824	187	
0,6	0,644	146	
0,8	0,490	111	
1,0	0,375	85	
1,2	0,291	66	
1,4	0,231	52	
1,6	0,185	42	34
1,8	0,151	34	36
2,0	0,126	28	38

Вероятную осадку определяем методом послыого суммирования.

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i} =$$

$$= 0,8 \frac{0,5 \cdot 227 + 219 + 187 + 146 + 111 + 85 + 66 + 52 + 42 + 0,5 \cdot 34}{18000} =$$

$$= 0,046 \text{ м} = 4,6 \text{ см} < S_{u.m} = 8 \text{ см}$$

11.3. Фундаменты глубокого заложения

11.3.1. Опускные колодцы

Массивные опускные колодцы используются для устройства фундаментов сооружений с большой нагрузкой, когда прочные грунты перекрыты слабыми напластованиями, а также для подземных сооружений функционального назначения.

Идея опускного колодца заключается в следующем. На поверхности земли устанавливается опалубка, монтируется арматурный каркас и производится бетонирование нижнего кольца. Затем производится выемка грунта из внутренней полости колодца, который опускается под действием собственного веса, возрастающего постоянно за счет наращивания его стенок. Работы в такой последовательности ведут до тех пор, пока колодец не достигнет проектной отметки.

Колодцы бывают бетонные, железобетонные, реже деревянные. Форму в плане выбирают преимущественно кольцевой, иногда квадратной, прямоугольной или эллиптической. Наружные стенки делаются вертикальными, наклоненными или с уступами в нижней части колодца.

Грунт в колодце разрабатывают грейфером или другими землеройными механизмами, либо гидромеханизацией. При понижении уровня воды в колодце возникает разность ее напоров. За счет этого в него вместе с притоком воды может поступать грунт, размываемый снаружи в окружающем массиве под воздействием возникших гидродинамических (фильтрационных) сил. В результате таких подвижек грунта дальнейшее погружение колодца может прекратиться.

В подобных случаях надо доливать воду в колодец для выравнивания ее с уровнем подземной воды в застенном пространстве, снижения тем

самым напорного градиента и исключения суффозионного размыва окружающего грунта.

Для снижения сил трения по боковой поверхности колодца применяют «тиксотропные рубашки» из бентонитовой глины, которая подается по трубам вдоль стенок колодца и создает своего рода смазку на поверхности грунта (рис. 11.10).

После достижения колодцем проектной отметки создается опорная фундаментная плита в виде толстого днища за счет подводного бетонирования описанными в 11.2.1 методами.

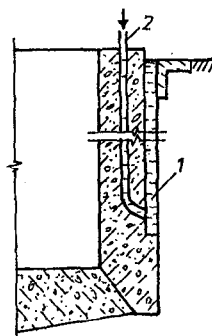


Рис. 11.10. Фрагмент опускного колодца, погружаемого в «тиксотропной рубашке»: 1 — щель с раствором из бентонитовой глины; 2 — трубка для подачи глинистого раствора

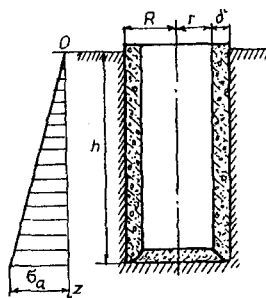


Рис. 11.11. К расчету толщины стен опускного колодца

Толщина стен колодца рассчитывается из условия требуемых веса для опускания и прочности. Согласно первому условию вес колодца должен быть больше сил трения грунта по его боковой поверхности, т. е.

$$Q \geq T\gamma_n, \quad (11.27)$$

где Q — вес колодца; T — суммарная сила трения грунта по боковой поверхности колодца; γ_n — коэффициент запаса.

Вес круглого в плане колодца определяется по формуле:

$$Q = \pi(R_2 - r^2)h\gamma_b. \quad (11.28)$$

Здесь R и r — наружный и внутренний радиусы колодца; h — высота колодца; γ_b — удельный вес материала стены колодца (рис. 11.11).

Суммарная сила трения, препятствующая опусканию колодца, определяется по формуле

$$T = 2\pi R \sum f l_i. \quad (11.29)$$

Здесь f_i и l_i — удельная сила трения и толщина в пределах высоты колодца слоев грунта, отличающихся по своим характеристикам.

Подставляя выражения для Q и T в формулу 11.27 определяют необходимую толщину стены колодца из условия опускания.

Толщина стены колодца из условия прочности рассчитывается по правилам строительной механики. Колодец рассматривается как оболочка, нагруженная снаружи активным давлением грунта. Для расчета используется формула Лямэ:

$$r = R \sqrt{\frac{R_b - 2\sigma_a}{R_b}}. \quad (11.30)$$

Здесь R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию; σ_a — активное давление грунта на уровне низа колодца.

Расчет на прочность показывает, что толщину стены колодца можно уменьшить применяя «тиксотропную рубашку» для его опускания.

11.3.2. Фундаменты из сборных железобетонных оболочек

Массивные опускные колодцы нередко делают со стенками значительно толще, чем это требуется по условию прочности. Поэтому появилась идея принудительного погружения колодцев с более тонкими стенками, которые стали называться оболочками. Создание конструкций мощных вибропогружателей позволило погружать оболочки на глубины 50 м и более.

Железобетонные оболочки изготавливаются в заводских условиях методом центрифугирования при диаметрах от 1,0 до 6,0 м, длинах преимущественно 6-10 м и толщиной стенок от 8 до 20 см. Класс бетона должен быть не ниже В 40. Нижняя секция снабжается внизу ножом в виде уголка. Концы промежуточных секций снабжаются фланцами для их соединения при наращивании в процессе погружения (рис. 11.12).

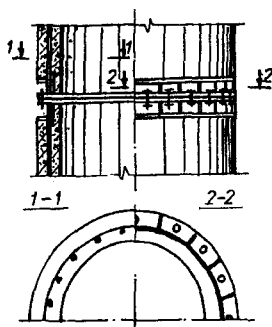


Рис. 11.12. Фрагмент фланцево-болтового стыка оболочки

Оболочки погружаются в грунт мощными вибромолотами или вибропогружателями, грунт периодически извлекают и по мере опускания производится наращивание очередного звена.

После достижения проектной отметки производится укладка в основание слоя бетона толщиной 2...5 м методом подводного бетонирования. Когда этот бетон набирает необходимую прочность, воду из оболочки откачивают и уже в сухих условиях производится укладка бетона (как правило, малой прочности) по всему сечению или по периметру для утолщения стен с заполнением полости щебнем.

11.3.3. Подземные конструкции, выполняемые методом «стена в грунте»

Под методом «стена в грунте» понимают технологии, позволяющие устраивать в грунте подземные конструкции без предварительного раскрытия котлованов.

Сущность данного метода заключается в том, что глубокие фундаменты и стены подземных сооружений из монолитного или сборного железобетона устраиваются в узких траншеях, отрытых под защитой тиксотропной глинистой суспензии. Последняя выполняет роль временной крепи стенок траншей, удерживая их от обрушения за счет избыточных гидростатического и гидродинамического давлений, которые в любой точке по глубине должны превышать напор грунта и воды. Подобные условия обеспечиваются в случае, если уровень суспензии в траншее находится выше отметки подземных вод на 1,5...2 м, что и создает за счет разности напора исходящую фильтрацию из траншей в окружающий грунт. Устойчивость стенок траншей в значительной мере зависит от качества глинистой суспензии применительно к конкретным геологическим условиям. В качестве показателей свойств глинистых суспензий служат: стабильность, отстой воды, водоотдача, предельное статическое напряжение сдвигу, условная вязкость, содержание песка, толщина глинистой корки и водородный показатель рН.

Различают траншейные и свайные стены, т.е. устраиваемые в траншеях или буровых скважинах соответственно. Такого рода глубокие выработки в зависимости от конструкции и назначения заполняют монолитным или сборным железобетоном, глинистым, глиноцементным или другими многокомпонентными твердеющими материалами. Создаваемые при этом конструктивные элементы могут выполнять функции несущие или противофильтрационные. Несущие конструкции служат в качестве ограждающих стен котлованов или глубоких фундаментов. Противофильтрационные диафрагмы применяются для преграждения фильтрации воды в котлованы или из водоемов, в том числе при решении экологических задач по недопущению загрязнения подземных вод или растекания химических растворов из различного рода хранилищ в окружающую грунтовую среду и т.д..

Свайные стены (рис. 11.13) могут состоять из свай с небольшими зазорами между ними (а), с их соприкосновением (б), взаимным пересечением стволов (в) или скважин (г, д). В последнее время стали широко применяться многорядные стены из буроинъекционных свай с объединением их голов ростверками. Сваи в соответствующих рядах могут устраиваться вертикальными или наклонными.

Траншейные стены (рис. 11.13) иногда выполняют с предварительным бурением лидерных скважин (е), но в последнее время разработку грунта производят напорными грейферами. При этом между отрываемыми и бетонируемыми секциями размещают извлекаемые трубчатые (ж) или замоноличиваемые профильные железобетонные (з, и) или металлические (к) ограничители.

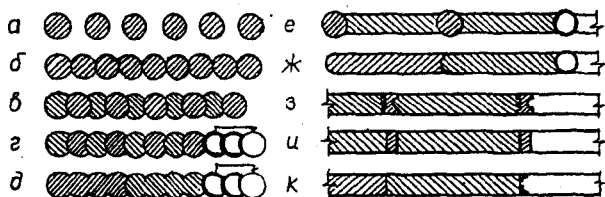


Рис. 11.13. Конструкции монолитных свайных и траншейных стен

Последовательность устройства монолитных траншейных стен представлена на рис. 11.14. Она включает следующие технологические операции: а — отрывку пионерной траншеи; б — установку опалубки и бетонирование в ней направляющих стенок; в — посекционную отрывку между ними траншеи под защитой глинистой суспензии; погружение в заполненную суспензией траншею сначала ограничителя у ее торца, далее арматурного каркаса (г), а затем бетонолитной трубы (д) с подачей через ее раструб бетонной смеси и вытеснением суспензии. После набора уложенным бетоном достаточной прочности производится односторонняя раскопка котлована (е) с креплением при необходимости стены анкерами или расстрелами.

В сборном варианте (рис. 11.15) вместо операций по армированию и бетонированию секций производится погружение в выработку (траншею или скважину) сборных железобетонных элементов или стальных профи-

лей, которые замоноличиваются закачиванием вместо суспензии тампонажным цементным раствором. Более прогрессивное решение предусматривает совмещение тиксотропных и тампонажных функций применяемой самотвердеющей суспензией, содержащей цемент и добавки для регулирования сроков ее твердения и набора прочности. Исходя из требований по взаимодействию смежных элементов стен могут применяться различные конструктивные решения стыков между ними.

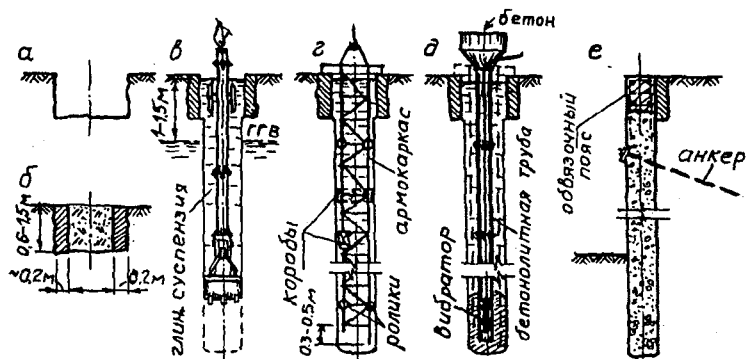


Рис.11.14. Последовательность устройства монолитных траншейных стен

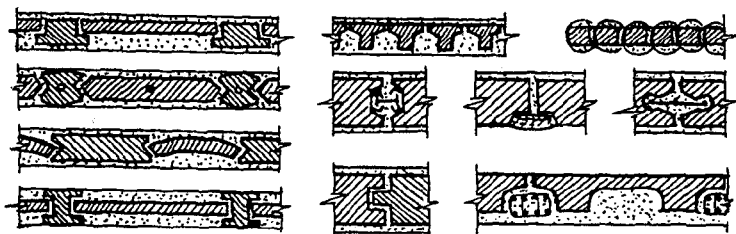


Рис. 11.15. Конструкции траншейных стен в сборном варианте и стыков между сборными железобетонными панелями

Толщина траншейных стен определяется их прочностью и размерами грейферов и может составлять от 30 до 120 см, а ширина отрываемых и бетонизируемых захваток — от 2 до 3 и более метров. Глубина их принимается в зависимости от устраиваемых подземных сооружений и возмож-

ностей применяемого оборудования. Известны случаи устройства свайных и траншейных стен до 200 м.

Области использования траншейных и свайных стен в последние годы значительно расширились, причем они применяются во многих отраслях строительства и при реконструкции самых разнообразных зданий и сооружений. Достаточно эффективными в последнее время оказались отсечные конструкции в виде свайных и траншейных стен, которые ограничивают зоны обрушения грунта над трассами проходки тоннелей или возле них, а также вблизи глубоких котлованов при производстве работ нулевого цикла в стесненных условиях городского и внутрицехового строительства. Особое место при этом занимают объекты метрополитена.

С использованием свайных и траншейных стен можно устраивать подпорные конструкции, глубокие опоры при сосредоточенных и значительных нагрузках на них, несущие стены многоэтажных подземных гаражей, складских помещений, транспортных тоннелей или станций метрополитена и других сложных сооружений в открытых котлованах (рис. 11.16). Использование метода «стена в грунте» при этом позволяет избежать или уменьшить объем дорогостоящих работ по водопонижению. Данная технология обеспечивает широкие возможности при освоении подземного пространства и решении ответственных задач урбанистики.

Сооружение противодиффузионных диафрагм особенно важно при решении экологических проблем, связанных с ограничением зон загрязнения подземной среды и водных источников, локализация очагов загрязнения и защитой подземных объектов от подтопления.

Принципы проектирования и устройства траншейных и свайных стен регламентируются в Республике Беларусь нормативными документами: СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» и пособием «Проектирование и устройство свайных и траншейных стен».

11.3.4. Анкерные крепления

Под анкерованием строительного объекта или конструкции в грунте понимают строительный метод, обеспечивающий устойчивость и взаимную их связь с грунтом при наличии растягивающих или сдвигающих усилий по контакту. Для обеспечения указанной связи и предназначаются анкер-

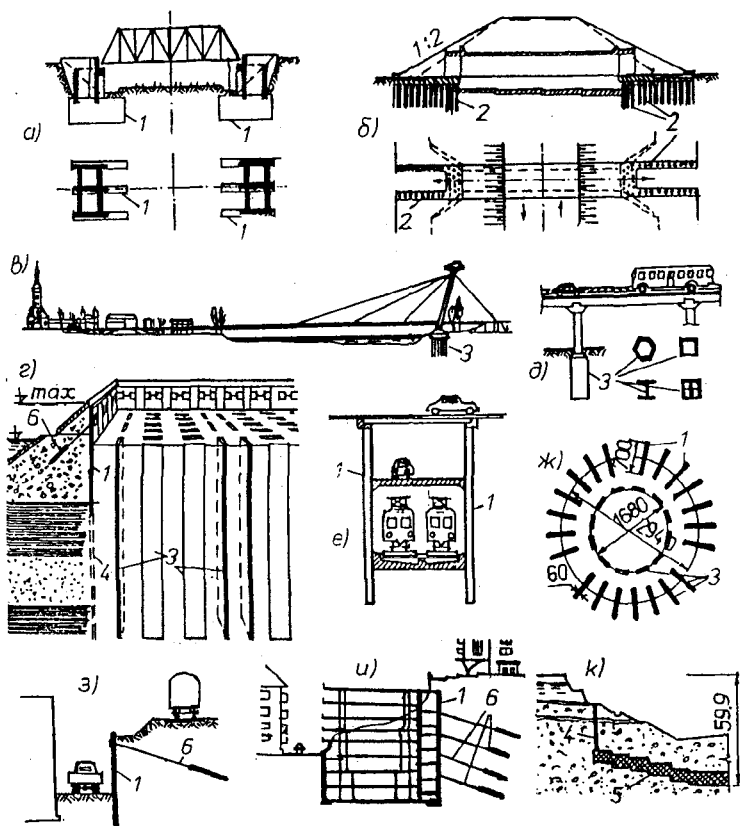


Рис. 11.16. Примеры конструктивных решений сооружений с применением свайных и траншейных стен:

- а — опоры мостов и путепроводов; б — транспортный тоннель под насыпью автомагистрали; в, г — подвесной мост через р. Дунай в Братиславе и деталь опоры под пилон моста; д — опоры путепровода; е — двухъярусный транспортный тоннель; ж — фундамент дымовой трубы; з — подпорная стена; и — многоярусный подземный гараж в Женеве; к — водонепроницаемая вонна при устройстве глубокого строительного котлована гидроузла Габчикова (ЧССР). 1 — несущие траншейные стены; 2 — свайные стены; 3 — отдельные опоры (барреты); 4 — противодиффузионные стены; 5 — заинъектированное днище; 6 — грунтовые анкеры

ные устройства, т.е. конструктивные элементы, обеспечивающие восприятие выдерживающих усилий за счет их передачи на грунт в виде сжимающих и (или) сдвигающих напряжений. При этом грунт сжимается перед опорными поверхностями анкеров и сопротивляется сдвигу вдоль боковых контактных поверхностей.

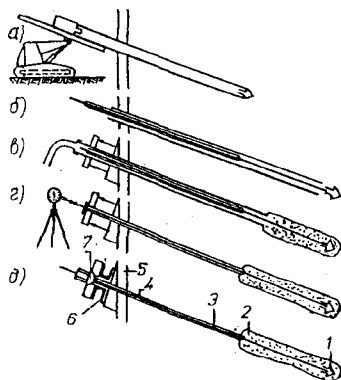


Рис. 11.17. Последовательность устройства анкеров по системе «Бауэр»: а — бурение скважины под защитой обсадной трубы; б — сбивание бурового наконечника и введение тяги; в — извлечение обсадной трубы и инъекция цементного раствора в корневой участок; г — испытание анкера примерно через 6 — 8 дней после инъектирования; д — установка анкера на требуемое напряжение; 1 — пята; 2 — корень; 3 — тяга; 4 — труба-оболочка; 5 — анкеруемая стена; 6 — опорная конструкция; 7 — оголовок

Как правило, анкер состоит из заделки в грунте (корня или опорной плиты), тяги для сопряжения заделки с анкеруемой конструкцией, а также из стопорного устройства снаружи ее для передачи прижимного усилия. Наибольшее распространение в последнее время получили предварительно напряженные буроинъекционные анкеры, первые конструктивные и технологические решения которых были применены и запатентованы в пятидесятые годы немецкой фирмой «Бауэр» (рис. 11.17). Позже появилось большое множество их разновидностей и технологических схем выполнения, в том числе и в Беларуси.

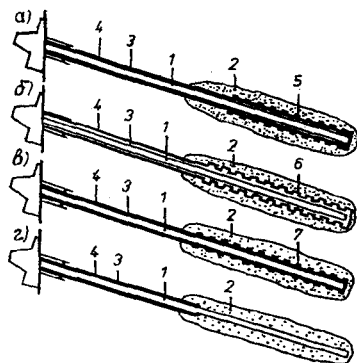


Рис. 11.18. Конструкции постоянных буринъекционных анкеров системы «Бауэр»: а — с опорной трубой в корневой части, работающей на сжатие; б — с трубой переменного профиля в корневой части; в — с трубой, работающей на трение; г — типа Ст-52 с усиленной тягой, имеющей малые удлинения и исключающей растрескивание цементного корня при растяжении; 1 — тяга; 2 — корень; 3 — антикоррозионная паста; 4 — пластиковая труба; 5 — опорная труба; 6 — труба переменного профиля; 7 — труба, имеющая сцепление с тягой

Принцип устройства всех буринъекционных анкеров заключается в проходке скважины в грунте и замоноличивании в ней анкерной тяги за счет нагнетания цементного раствора по длине рабочего (корневого) отрезка за пределами зоны обрушения или выпора и заливки по свободной длине (рис. 11.18). Инъекционная опрессовка грунта вокруг корня приводит к увеличению его диаметра и несущей способности грунта в пределах контакта.

Анкерование строительных объектов предназначено для обеспечения и повышения устойчивости конструкций и сооружений в различных грунтовых условиях, включая подпорные и ограждающие стены заглубленных сооружений вблизи существующих зданий при стесненной застройке, реконструкции действующих объектов и креплении загрубочных стенов для испытания вдавливаемых фундаментов.

Анкеры применяют в промышленном, гражданском, транспортном, коммунальном, гидротехническом и энергетическом строительстве для

повышения устойчивости сооружений, подверженных одностороннему действию боковых давлений грунта, воды или ветра, опрокидывающих моментов, выдергивающих и взвешивающих сил (рис. 11.19).

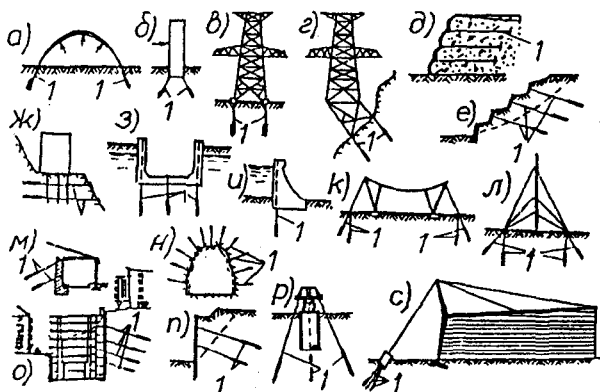


Рис. 11.19. Схемы применения анкерных креплений для повышения устойчивости сооружений: а — пневматических конструкций; б, в, г, л — высотных сооружений типа дымовых труб, мачт, башен; д, е, ж — откосов; з — взвешиваемых грунтовыми водами днищ опускных колодцев; и — плотин; к, с — ангаров; м, о — стен заглубленных помещений; н — тоннелей; п — стен глубоких котлованов; р — упорных конструкций при испытании фундаментов на сжатие

Анкеры при этом различаются по глубине устройства — мелкого заложения и глубокие; по наклону — вертикальные, горизонтальные и наклонные; по способу проходки скважин — буровые и с вытеснением грунта при забивке, задавливании, завинчивании, раскатке, гидроразмыве, импульсном воздействии либо комбинации способов; по принципу заделки корня — закапываемые, инъекционные и заливные цилиндрические или с уширением, вибро-, пневмо- и взрывонабивные, камуфлетные, распорные сборные с омоноличиванием или без него; по конструкциям анкерной тяги — стержневые, прядевые, канатные и трубчатые, включая их комбинации; по характеру работы материала корня — растянутые, сжатые и сжато-растянутые; по капитальности — временные и постое-

янные; по напряженному состоянию тяги — преднапряженные и ненапряженные; по передаче выдерживающего усилия от корня на окружающий его грунт — сцепления, трения, расклинивающего сжатия или их совместного действия.

Принципы проектирования и устройства буроинъекционных анкеров содержит действующий в Беларуси нормативный документ — пособие 1-93 «Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай». В нем рассматриваются различные конструктивные и технологические решения применения анкеров исходя из многообразия в Беларуси грунтовых условий и возможностей строительных организаций при соответствующей их оснащеннойности необходимыми механизмами и оборудованием.

11.4. Фундаменты при динамических нагрузках

Фундаменты под машины воспринимают и передают основанию динамические нагрузки, возникающие в процессе движения неуравновешенных частей машин. При динамическом воздействии грунты проявляют упругие свойства, вследствие чего возникают упругие колебания, которые распространяются на значительные расстояния, воздействуя на конструкции сооружений и, что очень существенно, могут вызвать дополнительную деформацию грунтов основания.

По своей конструкции фундаменты под машины делятся на массивные и рамные. Массивные фундаменты устраивают в виде сплошной плиты или блока на уровне пола первого этажа здания. Рамные фундаменты представляют собой жесткую конструкцию, стойки которой внизу заделаны в монолитную плиту.

По характеру работы машины можно разделить на следующие виды:

- машины с кривошипно-шатунным механизмом периодического действия (дизели, компрессоры);
- машины вращательного типа с установившимся движением (электрические машины);
- машины ударного действия (молоты);
- прочие машины с неустановившимся движением (станки).

Динамический расчет фундаментов сводится к проверке условия:

$$a < a_{\text{доп}} \quad (11.31)$$

где a и $a_{\text{доп}}$ — фактическая и допустимая амплитуды колебаний.

Для всех фундаментов должно быть также проверено давление на грунт от действия статической нагрузки, т.е. проверяется условие:

$$\rho \leq \alpha R \quad (11.32)$$

где ρ — среднее давление по подошве фундамента; R — расчетное сопротивление грунта; α — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие (для фундаментов под молоты равно 0,4; для фундаментов под машины периодического действия — 0,8).

При проектировании фундаментов под машины предусматривают ряд мероприятий, направленных на снижение негативного воздействия упругих колебаний. Считается полезным предварительное уплотнение грунта основания. С целью уменьшения амплитуды колебаний рекомендуется увеличить площадь подошвы фундамента. Горизонтальные колебания можно уменьшить присоединив к нему гибкой связью плиту, уложенную на поверхности грунта. Для уменьшения динамического воздействия машины применяют пружинные амортизаторы или упругие прокладки, укладываемые в места, доступные для их периодической замены.

Принципы проектирования и устройства фундаментов при динамических нагрузках излагаются в одноименном пособии к СНБ 5.01.01-99.

11.5. Фундаменты в особых условиях

11.5.1. Фундаменты на илах

Илы относятся к структурно неустойчивым грунтам, образовавшимся при осаднении мелких минеральных частиц с одновременным протеканием микробиологических процессов. Структура этих грунтов определяется свойствами минерально-коллоидных частиц и условиями их отложения. Коэффициент пористости илов часто бывает намного больше единицы, что предопределяет их высокую сжимаемость. При небольших давлениях, не превышающих структурной прочности (до $1,0 \text{ кг/см}^2$) ил может доуплотняться. При этом пористость уменьшается, способствуя упрочнению водно-

коллоидных связей между частицами. Это свойство доуплотнения положено в основу технологических приемов возведения фундаментов на илистых грунтах, которые заключаются в предварительном обжатии постоянно нарастающими нагрузками основания с одновременным устройством дренажа для отвода отжимаемой воды. В качестве пригрузки может служить песчаная подушка, отсыпаемая тонкими слоями с последующей укладкой и уплотнением слоя гравийного или каменного материала. После спрессовывания илистых грунтов до требуемого состояния и его стабилизации возводятся фундамент и надфундаментная часть сооружения.

Японские специалисты используют методы упрочнения илов за счет их перемешивания со связующими и добавками для ускорения набора прочности.

Однако чаще всего илы приходится удалять с их заменой песчаными подушками либо применять фундаменты глубокого заложения с передачей нагрузок на подстилающие их прочные грунты.

11.5.2. Фундаменты на заторфованных грунтах

К заторфованным относятся грунты, содержащие органические вещества от 10 до 60 % по весу. Как правило, эти грунты обладают большой сжимаемостью, осадки протекают медленно, и вследствие длительного процесса минерализации органических веществ полного затухания осадок практически не происходит.

Следует различать открытые торфы и погребенные. Открытые торфы ввиду чрезвычайно большой сжимаемости непригодны для использования в качестве оснований сооружений. Погребенные торфы, перекрытые толщей минеральных грунтов и залегающие ниже уровня подземных вод, могут быть использованы как естественные основания для малочувствительных к осадкам зданий. При этом необходимо предусматривать ряд мер, применяемых при возведении сооружений на неравномерно сжимаемых грунтах. К таким мерам относятся:

- устройство железобетонных поясов на уровне фундаментов и перекрытий всех этажей;
- устройство осадочных швов в местах изменения нагрузки на грунт;

— разрезка зданий на отдельные жесткие блоки.

Учитывая возможность больших осадок, чтобы стены не давили на трубопроводы, над вводами в здание коммуникаций оставляются отверстия.

При производстве работ необходимо принимать меры, обеспечивающие сохранность естественной структуры заторфованных грунтов, не допуская их обнажения и контакта с атмосферным воздухом. По возможности делается выторфовка слабого грунта или прорезка его фундаментами глубокого заложения, возводя сооружения на плотном основании.

11.5.3. Фундаменты на ленточных озерно-ледниковых грунтах

Ленточные отложения образовались в водных бассейнах в период таяния ледников. Условия формирования этих отложений предопределили их структурные особенности. Песчаные и пылеватые частицы, отложившиеся в летний период времени, переслоены глинистыми, осажденными зимой уже в спокойной воде. Толщина слоев измеряется миллиметрами и не превышает 1 см. По своему составу ленточные отложения представляют собой глины, суглинки и супеси и носят общее название ленточных глин.

Ленточные глины обладают ярко выраженной анизотропией свойств, особенно по водопроницаемости. Коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении на несколько порядков больше, чем в вертикальном. В перемятом состоянии, особенно от воздействия динамических нагрузок, возникает избыточное увлажнение и ленточные отложения переходят в текучее состояние за счет тиксотропных свойств. Поэтому в процессе производства работ следует предусмотреть мероприятия, исключающие возможность нарушения природной структуры грунта. При рытье котлованов экскаваторами грунт не добирают до проектной отметки 0,2...0,4 м. Оставшийся слой снимают непосредственно перед кладкой фундаментов. Не допускается сбрасывать бутовый камень в котлованы, трамбовать песчаную или гравийную подготовку под фундаменты.

Наличие воды в тонких песчаных прослойках предопределило их значительную пучинистость. Пучение начинается уже при температуре, близкой к нулю, и интенсивно нарастает при дальнейшем ее понижении. Поэтому не допускается оставлять котлованы открытыми в зимний пери-

од времени, т. к. промерзший грунт после оттаивания оказывается в текущем состоянии и становится непригодным для использования его в качестве основания сооружений.

При проектировании сооружений, возводимых на ленточных глинах, предусматривается ряд конструктивных мероприятий: разделение сложных в плане сооружений на отдельные жесткие блоки, устройство армированных и железобетонных поясов, вертикальных осадочных швов. Глубина заложения подошвы фундаментов назначается на 15...20 см ниже глубины промерзания грунта.

11.5.4. Фундаменты на просадочных грунтах

К просадочным относятся грунты, которые при замачивании под воздействием приложенной нагрузки и собственного веса дают дополнительные большие осадки. К таковым относятся лессы, лессовидные супеси и лессовидные суглинки. Для этих грунтов характерна большая пористость и быстрое размокание в воде.

При возведении сооружений на просадочных грунтах необходимо предусматривать мероприятия по недопущению замачивания грунтов основания: планировка территории, обеспечивающая быстрый отвод атмосферных вод; устройство различного рода водоводов, водонепроницаемых отмосток шириной не менее 1,5 м. Не допускается использовать для планировки песчаный грунт, строительный мусор или другие дренирующие материалы.

При незначительной мощности просадочной толщи основания сооружений могут быть уплотнены тяжелыми трамбовками. Применяют предварительное замачивание грунта, химическое закрепление, грунтовые тампоны. Достаточно надежным решением является прорезка просадочной толщи железобетонными забивными сваями или буронабивными сваями с уширенной пятой.

Для обеспечения общей устойчивости зданий применяется ряд конструктивных мероприятий: устройство по всей длине капитальных стен армированных поясов, разрезка здания осадочными швами, введение дополнительного армирования отдельных элементов сооружений, разбивка здания на отдельные жесткие блоки.

11.5.5. Фундаменты на вечномёрзлых грунтах

Под вечной мерзлотой подразумевают явление сохранения породами верхней части земной коры отрицательной температуры на протяжении длительного времени. Под влиянием цементации частиц грунта льдом мерзлые грунты приобретают большую прочность. Однако в процессе оттаивания грунт переходит в текучее состояние, вызывая большие осадки сооружений, называемые просадками. Это особенно характерно для глинистых и пылеватых грунтов.

В настоящее время рекомендуется два принципа строительства и использования вечномёрзлых грунтов как оснований для сооружений:

принцип 1 — сохранение вечномёрзлого состояния грунтового основания в течение всего периода эксплуатации;

принцип 2 — использование основания с предварительным оттаиванием грунта или с оттаиванием в период эксплуатации.

Сохранение вечномёрзлого состояния грунтов основания обеспечивается следующими мероприятиями:

— устройство вентилируемого подполья высотой не менее 0,7...1,0 м. При этом перекрытие над подпольем должно обладать необходимым термическим сопротивлением;

— теплоизоляция поверхности грунта под полом;

— размещение на первом этаже неотапливаемых помещений;

— прокладка под полом охлаждающих вентиляционных каналов.

Предварительное оттаивание грунта целесообразно производить при небольшой толщине вечной мерзлоты и при залегании мерзлого грунта в виде отдельных линз. Оттаивание мерзлого грунта можно производить с использованием солнечного тепла или с искусственным обогревом (заливка котлована тёплой водой, оттаивание с помощью паровых игл, электропрогрева). При этом, как правило, оттаявший грунт необходимо уплотнить.

Оттаивание грунта в период эксплуатации зданий вызывает необходимость выполнения ряда конструктивных мероприятий, обеспечивающих нормальные эксплуатационные условия. Достаточно эффективным является применение свайных фундаментов, выполненных по определенной технологии.

Для погружения свай в мерзлом грунте предварительно бурят скважины, которые на $2/3$ глубины заполняют теплым глинистым раствором. Затем в скважину погружают железобетонную сваю. Глинистый раствор частично вытесняется, оставшийся в скважине замерзает, обеспечивая хорошее смерзание сваи с мерзлым грунтом. Глубина погружения сваи в вечную мерзлоту должна быть не менее 2 м.

Следует учитывать тот факт, что в период замерзания деятельного слоя свая может работать на выдергивание за счет сил пучения, иногда превышающих нагрузку от сооружения. И если нагрузки от сооружения недостаточно для восприятия этих усилий, в конструкции сваи предусматривается дополнительное армирование.

11.5.6. Фундаменты при сейсмических воздействиях

Вследствие резких смещений пластов горных пород в недрах Земли возникают очаги землетрясения. Сейсмические волны, распространяясь к земной поверхности, воздействуют как на само сооружение, так и на грунтовое основание фундаментов. В сейсмическом отношении наиболее устойчивыми являются не выветренные скальные и полускальные породы, а также не содержащие воды плотные крупнообломочные грунты. К наименее устойчивым относятся глинистые грунты в пластичном и текучепластичном состояниях, а также насыщенные водой рыхлые песчаные грунты. Поэтому важным фактором является выбор естественного основания, обеспечивающего благоприятные условия работы фундаментов. Следует избегать оползневых участков и участков с неоднородным строением грунтовой толщи, территории с неблагоприятным рельефом (склоны оврагов, холмов).

Фундаменты следует закладывать на одной глубине, под колонны — ленточные и перекрестные ленточные, а также сплошные железобетонные фундаменты. При применении сборных ленточных фундаментов под стены блоки замоноличиваются и связываются арматурными поясами. Столбчатые фундаменты перекрываются рандбалками, которые делают непрерывными по всей их длине. Достаточно надежными являются глубокие, в несколько этажей, подвалы, если их стены возведены на сплошной железобетонной плите.

11.6. Реконструкция оснований и фундаментов

К основным причинам реконструкции оснований и фундаментов относятся:

недостаточная прочность материала фундаментов; недопустимые деформации основания; увеличение нагрузок на фундаменты и основания; изменение гидрогеологических условий в зоне застройки объектов; устройство новых сооружений и подземных коммуникаций на отметках ниже подошв существующих фундаментов; ухудшение свойств грунтов основания; возникновение и ликвидация аварийных ситуаций из-за просчетов при изысканиях, проектировании, строительстве и в процессе эксплуатации зданий и сооружений; вредного воздействия динамических нагрузок от механизмов или забивки свай; горнопроходческие работы; загрязнение грунтов и подземных вод отходами производства и т.д.

Проектированию и производству работ по геотехническим реконструкциям предшествуют обследования технического состояния здания, его фундаментов и основания. Исходя из конкретных условий решаются вопросы выбора методов реконструкций, т.е. усиления фундаментов или упрочнения грунтов.

Методы усиления фундаментов включают упрочнение их выветрелой кладки посредством инъекции или ее заключения в железобетонные обоймы, подведения снизу новых несущих конструкций, расширения или увеличение глубины заложения старых фундаментов, а также передачи нагрузки на дополнительные элементы, в том числе на устраиваемые рядом вертикальные либо снизу наклонные (козловые системы) сваи буронабивные или буруинъекционные.

Для упрочнения грунтов основания используют описанные в 9.4.2 методы, включающие инъекционные технологии силикатизации, глинизации, битумизации, смолизации, термические и цементации (как наиболее распространенный в последнее время), а также уплотнение, осушение, перемешивание и армирование грунтов. Для защиты подземных частей зданий, подвалов и коммуникаций от затопления используют противодиффузионные завесы, диафрагмы и искусственно создаваемые ванны. При горнопроходческих работах все чаще вместе с буруинъекционными (включая

внедряемую в последние годы высоконапорную инъекцию, т.е струйную) технологиями используют так называемые отсечные конструкции из траншейных и свайных стен, которые локализуют зоны обрушений грунтов около горных выработок рядом с существующими или возводимыми сооружениями.

Следует заметить, что геотехнические реконструкции осуществляются преимущественно в комплексе с мерами по усилению надземных сооружений.

Список литературы

1. СНИП II-23-81* Нормы проектирования. Стальные конструкции.
2. Пособия по проектированию стальных конструкций. — М., 1989. — 148 с.
3. Беленя Е. И. Металлические конструкции. — М., 1991. — 555 с.
4. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. — Т.1. — М., 1998. — 568 с.
5. Металлические конструкции. Элементы стальных конструкций. В 3т. Под ред. В.В. Горева. — М., 1997.
6. Мембранные конструкции зданий и сооружений. ч. 1 под общей редакцией В.И. Трофимова и П.Г. Еремеева. — М., 1990. — 446с.
7. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей. ЦНИИ Проектстальконструкция. — М. — 42 с.
8. Давыдов Е.Ю. Определение параметров составных балок оптимальных по стоимости. — «Строительство» — № 7–8, Новосибирск, 1995.
9. Давыдов Е.Ю., Нестеренко Н.Л. Оптимальное проектирование металлических конструкций. — Мн.: БГПА, 1993.
10. Давыдов Е.Ю. Определение оптимальных сечений центрально-сжатых стержней. — «Строительная механика и расчет сооружений» №4, — 1984.

11. Мартынов Ю.С., Шевченко С.В., Вербицкий А.Г. Проектирование покрытий зданий и сооружений с использованием строительных ферм из уголков и тавров. Мн.: БГПА, 2000 г.
12. Давыдов Е.Ю. Проектирование ферм из круглых и прямоугольных труб. — Мн.: БГПА, 2000г.
13. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). — М.: Высш. школа, 1983.
14. Соболевский Ю.А. Механика грунтов. — Мн.: Вышэйшая школа, 1986.
15. Цытович Н.А., Березанцев В.Г., Далматов Б.И., Абелев М.Ю. Основания и фундаменты. М.: Высш. школа, 1970.
16. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л.: Стройиздат., 1988.
17. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. — М.: Высш. школа, 1986.
18. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — М., Стройиздат, 1980.
19. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. Под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985.
20. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). — М.: Стройиздат, 1986.
21. Руководство по проектированию основания зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1986.
22. Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. — М.: Стройиздат, 1977.
23. Технология возведения подземной части зданий и сооружений: учебн. пособие для вузов: Спец. «Пром. и гражд. стр-во»/ Т.М.Штоль, В.И.Теличенко, В.И.Феклин. — М.: Стройиздат, 1990.
24. СНБ 1.02.01-96. Инженерные изыскания для строительства. — Мн., 1996.
25. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. — Мн., 1999.

26. Проектирование и устройство траншейных и свайных стен методом «стена в грунте». РСН 20-87. — Мн., 1987.
27. Проектирование и устройство буройнъекционных анкеров и свай. Пособие 1-93 к СНиП 2.02.03-85. — Мн., 1994.
28. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием. Пособие 2-95 к СНиП 2.02.03-85. — Мн., 1996.
29. СТБ 943-93. Грунты. Классификация. — Мн., 1993.
30. СТБ 1164.0-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Контроль качества и приемка работ. Параметры контроля и состав контролируемых показателей. — Мн., 1999.
31. Геотехнические реконструкции оснований фундаментов зданий и сооружений. Пособие П.11.01 к СНБ 5.01.01 — 99. Мн.; 2001.
32. Проектирование и устройство защиты подземных сооружений от грунтовых вод. Пособие П.8 — 2000 к СНБ 5.01.01 — 99. Мн.; 2001

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Раздел I. Основы расчета строительных конструкций	7
Глава I. Основные положения расчета	7
1.1. Требования, предъявляемые к строительным конструкциям, и основные принципы их проектирования.	7
1.2. Основы метода расчета по предельным состояниям	9
1.3. Нормативные и расчетные сопротивления материалов	11
1.4. Нагрузки и воздействия	11
Раздел II. Металлические конструкции	14
Глава II. Материалы для металлических конструкций	14
2.1. Основные свойства металлов	14
2.2. Химический состав сталей	16
2.3. Классификация стали	17
2.4. Сплавы алюминия	20
2.5. Сортамент	22
Глава III. Работа металлов под нагрузкой	25
3.1. Работа металлов при одноосном напряженном состоянии	25
3.2. Работа металлов при двухосном и трехосном напряженном состоянии	26
3.3. Работа металлов при концентрации напряжений	29
3.4. Работа металлов при повторяющихся нагрузках	30
Глава IV. Основы расчета металлических конструкций	33
4.1. Нормативные и расчетные сопротивления металлов	33
4.2. Расчет центрально-нагруженных элементов	34
4.3. Расчет изгибаемых элементов	36
4.3.1. Расчет на прочность при упругой работе металла	37
4.3.2. Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла	39

4.3.3 Проверка общей устойчивости	41
4.3.4 Проверка жесткости	42
4.4. Расчет элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом	43
4.4.1 Расчет на прочность при упругой работе металла	44
4.4.2. Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла	44
4.4.3 Расчет на общую устойчивость в плоскости изгиба	46
4.4.4. Расчет на общую устойчивость из плоскости изгиба	49
4.5. Понятие о местной устойчивости элементов металлических конструкций	51
4.6. Расчет металлических конструкций на выносливость	53
Глава V. Соединения элементов металлических конструкций	55
5.1. Болтовые соединения	55
5.1.1. Болтовые соединения на обычных болтах	55
5.1.2. Расчет соединений на обычных болтах	56
5.1.3. Болтовые соединения на высокопрочных болтах	61
5.1.4. Расчет соединений на высокопрочных болтах	61
5.2. Сварные соединения	64
5.2.1. Расчет сварных соединений с применением стыковых швов	65
5.2.2. Расчет сварных соединений с применением угловых швов	66
5.2.3. Конструктивные требования к сварным соединениям	70
Глава VI. Металлические конструкции технологических площадок	74
6.1. Типы площадок	74
6.2. Расчет настила	77
6.3. Расчет балок настила и вспомогательных балок	82
6.4. Расчет главных (составных) балок	86
6.4.1. Компоновка сечений составных балок	86
6.4.2. Изменение сечений составных балок	91
6.4.3. Расчет соединения пояса со стенкой	95
6.4.4. Расчет опорных частей балок	97

6.4.5. Проверка местной устойчивости стенки балок	100
6.5. Бистальные балки	107
6.6. Балки с перфорированной стенкой	110
6.7. Узлы сопряжений балок между собой	113
6.8. Центральнo-сжатые колонны	115
6.8.1. Конструирование сплошнoстенчатых колонн	115
6.8.2. Расчет сплошнoстенчатых колонн	117
6.8.3. Конструирование сквозных колонн	122
6.8.4. Расчет сквозных колонн	123
6.8.5. Расчет соединительных деталей сквозных колонн	125
6.8.6. Конструктивные решения баз центрально-сжатых колонн	129
6.8.7. Расчет баз.	132
6.8.8. Оголовки колонн и сопряжения колонн с балками	136
Глава VII. Фермы	142
7.1. Общая характеристика ферм	142
7.2. Определение усилий в стержнях ферм	145
7.3. Типы сечений стержней	147
7.4. Определение расчетных длин стержней ферм	149
7.5. Подбор сечений стержней ферм	150
7.6. Конструирование и расчет рядовых узлов ферм	152
7.7. Опорные узлы ферм	155
7.8. Монтажные узлы ферм	158
Глава VIII. Одноэтажные промышленные здания	162
8.1. Общая характеристика промзданий	162
8.2. Основы компоновочных и конструктивных решений	163
8.2.1. Конструктивные решения покрытий	164
8.2.2. Стены. Фахверк	166
8.2.3. Связи	168
8.3. Определение размеров поперечной рамы здания	172
8.4. Основы расчета поперечных рам зданий	174
8.4.1. Определение нагрузок на ПРЗ	175
8.4.2. Определение усилий в элементах ПРЗ	178

8.5. Проектирование колонн промышленных зданий	180
8.5.1. Определение расчетных длин	180
8.5.2. Конструирование и расчет одноступенчатых колонн	183
8.5.3. Конструирование и расчет узла сопряжения надкрановой части колонны с подкрановой	199
8.5.4. Конструирование и расчет баз	201
8.5.5. Расчет анкерных (фундаментных) болтов	204
Раздел 3. Основания и фундаменты	206
Глава 9. Общие сведения об основаниях фундаментов, свойствах грунтов, подземных водах	206
9.1. Классификация грунтов как оснований фундаментов, их возраст, условия происхождения и формирования	206
9.2. Составные части грунтов и их свойства	210
9.2.1. Скелет грунта. Гранулометрический состав. Вода и газ в грунте	210
9.2.2. Физико-механические характеристики грунтов	217
9.2.3. Прочность, сжимаемость и водопроницаемость	223
9.3. Оценка грунтов оснований при проектировании зданий и сооружений	234
9.3.1. Характерные свойства несвязных грунтов	234
9.3.2. Характерные свойства связных грунтов	237
9.3.3. Характерные свойства структурно неустойчивых грунтов	239
9.3.4. Оценка оснований и условий устройства фундаментов	241
9.4. Основания естественные и искусственные	244
9.4.1. Естественные основания, основные критерии оценки прочности и надежности	244
9.4.2. Искусственные основания, сформированные заменой, уплотнением или закреплением слабых грунтов	245
9.5. Подземные воды	252
9.5.1. Характер возникновения и миграции подземных вод	252
9.5.2. Влияние агрессивности подземных вод на материалы подземных конструкций зданий и сооружений	253

9.5.3. Защита конструкций от агрессивного воздействия подземных вод	254
9.5.4. Мероприятия по понижению уровня и отводу подземных вод	254
ГЛАВА 10. Механика грунтов	257
10.1. Распределение напряжений в массиве грунта	257
10.1.1. Действие вертикальной сосредоточенной силы	257
10.1.2. Действие равномерно распределенной нагрузки	258
10.1.3. Распределение напряжений от собственного веса грунта	259
10.1.4. Распределение давления по подошве жестких фундаментов	260
10.1.5. Фазы напряженного состояния грунтов	262
10.1.6. Расчет оснований по первой группе предельных состояний	263
10.1.7. Расчет оснований по второй группе предельных состояний	264
10.1.7.1. Расчет осадки методом послойного суммирования	265
10.1.8. Расчетное сопротивление грунта	265
10.1.9. Определение давления грунта на подпорные стенки	266
11. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ	271
11.1. Фундаменты, возводимые на естественном основании	271
11.1.1. Общие сведения о фундаментах и их классификация	271
11.1.2. Глубина заложения фундаментов	272
11.1.3. Расчет фундаментов по предельным деформациям оснований	273
11.1.4. Пример расчета фундамента на естественном основании	275
11.1.5. Расчет ленточного фундамента	284
11.2. Свайные фундаменты	285
11.2.1. Типы и конструкции свай	285
11.2.2. Определение несущей способности свай	289
11.2.3. Расчет свайных фундаментов	293
11.2.4. Пример расчета свайного фундамента под колонну	296

11.3. Фундаменты глубокого заложения	300
11.3.1. Опускные колодцы	300
11.3.2. Фундаменты из сборных железобетонных оболочек	303
11.3.3. Подземные конструкции, выполняемые методом «стена в грунте»	304
11.3.4. Анкерные крепления	307
11.4. Фундаменты при динамических нагрузках	312
11.5. Фундаменты в особых условиях	313
11.5.1. Фундаменты на илах	313
11.5.2. Фундаменты на заторфованных грунтах	314
11.5.3. Фундаменты на ленточных озерно-ледниковых грунтах .	315
11.5.4. Фундаменты на просадочных грунтах	316
11.5.5. Фундаменты на вечномерзлых грунтах	317
11.5.6. Фундаменты при сейсмических воздействиях	318
11.6. Реконструкция оснований и фундаментов	319
Список литературы	321

Учебное издание

ДАВЫДОВ Евгений Юрьевич
НИКИТЕНКО Михаил Иванович
ШАЙТАРОВ Леонид Дмитриевич

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
Металлические конструкции, основания и фундаменты
Учебное пособие

Ответственный за выпуск А.П. Аношко
Корректор А.А. Шиманович
Компьютерная верстка Н.Д. Константинова

Подписано в печать с готовых диапозитивов заказчика 30.11.04
Формат 60x84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Академия. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 19,2. Уч.-изд. л. 15,1
Тираж 2000 экз. Заказ 965

Издательство УП «Технопринт», лицензия № 02330/0056932 от 30.04.04.
220027, Минск, пр-т Ф. Скорины, 65, корп. 14, оф. 205, тел. 231-86-93

Республиканское унитарное предприятие Издательство "Белорусский Дом печати"
220013, Минск, пр-т Ф. Скорины, 79