Классификация строительных конструкций

Строительными несущими конструкциями промышленных и гражданских зданий и инженерных сооружений называются конструкции, размеры сечений которых определяются расчетом. Это основное их отличие от архитектурных конструкций или частей зданий, размеры сечений которых назначаются согласно архитектурным, теплотехническим или другим специальным требованиям.

Современные строительные конструкции должны удовлетворять следующим требованиям: эксплуатационным, экологическим, техническим, экономическим, производственным, эстетическим и др.

При сооружении объектов газонефтепроводов широко применяются стальные и сборные железобетонные конструкции, в т. ч. наиболее прогрессивные – предварительно напряженные, В последнее время получают развитие конструкции из алюминиевых сплавов, полимерных материалов, керамики и других эффективных материалов.

Строительные конструкции очень разнообразны по своему назначению и применению. Тем не менее их можно объединить по некоторым признакам общности тех или иных свойств и целесообразнее всего классифицировать по следующим основным признакам:

1) по геометрическому признаку конструкции принято разделять на массивы, брусья, плиты, оболочки (рис. 1.1) и стержневые системы:

– массив – конструкция, в которой все размеры одного порядка;

* брус – элемент, в котором два размера, определяющие поперечное сечение, во много раз меньше третьего – его длины, т.е. они разного порядка: b «I, h «/; брус с ломаной осью принято называть простейшей рамой, а с криволинейной осью – аркой.
* плита – элемент, в котором один размер во много раз меньше двух других: h «a, h «I. Плита является частным случаем более общего понятия – оболочки, которая в отличие от плиты имеет криволинейное очертание;
* стержневые системы представляют собой геометрически неизменяемые системы стержней, соединенных между собой шарнирно или жестко. К ним относят строительные фермы (балочные или консольные) (рис. 1.2).
1. по характеру расчетной схемы конструкции делят на статически определимые и статически неопределимые. К первым относят системы (конструкции), усилия или напряжения в которых могут быть определены только из уравнений статики (уравнений равновесия), ко вторым – такие, для которых одних уравнений статики недостаточно и для решения требуется введение дополнительных условий – уравнений совместимости деформаций.
2. по используемым материалам конструкции делят на стальные, деревянные, железобетонные, бетонные, каменные (кирпичные);

4) по характеру напряженно-деформированного состояния (НДС), т.е. возникающих в конструкциях внутренних усилий, напряжений и деформаций под действием внешней нагрузки, условно можно поделить их натри группы: простейшие, простые и сложные (табл. 1.1).

Такое разделение позволяет привести в систему характеристики видов напряженно-деформированных состояний конструкций, которые широко распространены в строительной практике. В представленной таблице
трудно отразить все тонкости и особенности указанных состояний, но она дает возможность сравнить и оценить их в целом.

**Бетон**

Бетоном называется искусственный каменный материал, получаемый в процессе затвердевания смеси из вяжущего, воды, мелкого и крупного заполнителей и специальных добавок.

Состав бетонной смеси выражают двумя способами.

1. В виде соотношений по массе (реже по объему, что менее точно) между количествами цемента, песка и щебня (или гравия) с обязательным указанием водоцементного отношения и активности цемента. Количество цемента принимают за единицу, поэтому соотношение между составными частями бетонной смеси имеет вид – 1:2:4. Устанавливать состав бетонной смеси по объему допустимо только на небольшом строительстве, но при этом цемент всегда следует дозировать по массе.
2. На крупных объектах и центральных бетонных заводах все компоненты дозируют по массе, при этом состав обозначают в виде расхода материалов на 1 м3 уложенной и уплотненной бетонной смеси, например:

Цемент 316 кг/м3

Песок 632 кг/м3

Щебень………………………………………..1263 кг/м3

Вода 189 кг/м3

Суммарная масса материалов 2400 кг/м3

Для обеспечения надежной работы несущих элементов при заданных условиях эксплуатации бетоны для железобетонных и бетонных конструкций должны обладать определенными, заранее заданными физико-механическими свойствами и, в первую очередь, достаточной прочностью.

Бетоны классифицируют по ряду признаков:

* по назначению различают конструкционные, специальные (химически стойкие, теплоизоляционные и др.);
* по виду вяжущего – на основе цементных, шлаковых, полимерных, специальных вяжущих;
* по виду заполнителя – на плотных, пористых, специальных заполнителях;
* по структуре – плотные, поризованные, ячеистые, крупнопористые.

Бетон применяют для различных видов строительных конструкций, изготовляемых на заводах сборного железобетона или возводимых непосредственно на месте их будущей эксплуатации (монолитный бетон).

В зависимости от области применения бетона различают:

* обычный – для железобетонных конструкций (фундаментов, колонн, балок, перекрытий, мостовых и других типов конструкций);
* гидротехнический – для плотин, шлюзов, облицовки каналов, и т.д.;
* бетон для ограждающих конструкций (легкий бетон для стен зданий); для полов, тротуаров, дорожных и аэродромных покрытий;
* специального назначения (жароупорный, кислотостойкий, для радиационной защиты и др.).

Прочностные характеристики бетона

*Прочность бетона на сжатие*

Прочностью бетона на сжатие В называется временное сопротивление (в МПа) бетонного куба с ребром 150 мм, изготовленного, хранимого и испытанного в стандартных условиях в возрасте 28 сут, при температуре 15–20 °С и относительной влажности 90–100%.

Железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, поэтому прочность бетона на сжатие Rвn не может быть непосредственно использована в расчетах прочности элементов конструкций.

Основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призменная прочность Rf, – временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм, которое по опытам на призмах со стороной основания а и высотой h при отношении hla = 4 составляет примерно 0,75, где R: – кубиковая прочность, или временное сопротивление сжатию бетона, найденное при испытании образца в виде куба с ребром 150 мм.

Основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов и сжатых зон изгибаемых конструкций является призменная прочность.

Для определения призменной прочности образец – призму загружают в прессе ступенчатой сжимающей нагрузкой до разрушения и измеряют деформации на каждой ступени загружения.

Строится зависимость сжимающих напряжений а от относительных деформаций е, которая носит нелинейный характер, так как в бетоне, наряду с упругими, происходят и неупругие пластические деформации.

Опыты с бетонными призмами размером квадратного основания а и высотой h показали, что призменная прочность меньше кубиковой и уменьшается с увеличением отношения hla (рис. 2.2).

Кубиковая прочность бетона R (для кубиков размером 150 х 150 х 150 мм) и призменная прочность Rh (для призм с отношением высоты к основанию hla > 4) могут быть связаны определенной зависимостью, которая устанавливается экспериментально:

Призменную прочность бетона используют при расчете изгибаемых и сжатых бетонных и железобетонных конструкций (например, балок, колонн, сжатых элементов ферм, арок и т.п.)

В качестве характеристики прочности бетона сжатой зоны изгибаемых элементов также принимают Rh. Прочность бетона при осевом растяжении

Прочность бетона при осевом растяжении R/, в 10–20 раз ниже, чем при сжатии. Причем с увеличением кубиковой прочности бетона относительная прочность бетона при растяжении снижается. Предел прочности бетона при растяжении может быть связан с кубиковой прочностью эмпирической формулой

Классы и марки бетона

Контрольные характеристики качества бетона называют классами и марками. Основной характеристикой бетона является класс бетона по прочности на сжатие В или марка М. Класс бетона определяется величиной гарантированной прочности на сжатие в МПа с обеспеченностью 0,95. Бетоны подразделяют на классы от В1 до В60.

Класс бетона и его марка зависят от средней прочности:

класс бетона по прочности на сжатие, МПа; средняя прочность, которую следует обеспечить при производстве конструкций, МПа;

коэффициент, характеризующий принятую при проектировании обеспеченность класса бетона, обычно в строительстве принимают t = 0,95;

коэффициент вариации прочности, характеризующий однородность бетона;

марка бетона по прочности на сжатие, кгс/см2. Для определения средней прочности (МПа) по классу бетона (при нормативном коэффициенте вариации 13,5% и t = 0,95) или по его марке следует применять формулы:

В нормативных документах используется ютасс бетона, однако для некоторых специальных конструкций и в ряде действующих нормативов применяется и марка бетона.

На производстве необходимо обеспечить среднюю прочность бетона. Превышение заданной прочности допускается не более чем на 15%, так как это ведет к перерасходу цемента.

Для бетонных и железобетонных конструкций применяют следующие классы бетонов по прочности на сжатие: тяжелые бетоны от В3,5 до В60; мелкозернистые – от В3,5 до В60; легкие – от В2,5 до В35; ячеистые – от В1 до В15; поризованные от В2,5 до В7,5.

Для конструкций, работающих на растяжение, дополнительно назначается класс бетона по прочности на осевое растяжение – только для тяжелых, легких и мелкозернистых бетонов – от ВДЗ до В?3,2.

Важной характеристикой бетона является марка по морозостойкости – это число циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое выдержали водонасыщенные образцы бетона в возрасте 28 сут без снижения прочности при сжатии более 15% и потери массы не более 5%. Обозначается – F. Для тяжелых и мелкозернистых бетонов варьируется от F50 до F500, для легких бетонов – F25-F500, для ячеистых и поризованных бетонов – F15-F100.

Марка по водонепроницаемости W назначается для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения проницаемости, например, к железобетонным трубам, к резервуарам и т.д.

Водонепроницаемость это свойство бетона не пропускать через себя воду. Она оценивается коэффициентом фильтрации – массой воды, прошедшей за единицу времени под постоянным давлением через единицу площади образца при определенной его толщине. Установлены марки для тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов: W2, W4, W6, W8, W10, W12. Цифра в марке означает давление воды в кгс/см2, при котором не наблюдается ее просачивание через образцы 180-суточно-го возраста.

Марка по самонапряжению Sp означает значение предварительного напряжения в бетоне, МПа, создаваемого в результате его расширения. Эти значения изменяются от Sp 0,6 до Sp 4.

При определении собственного веса конструкций и для теплотехнических расчетов большое значение имеет плотность бетона. Марки бетонов по средней плотности D (кг/м3) установлены с шагом градации 100 кг/м3: тяжелые бетоны – D = 2300–2500; мелкозернистые – 88

D = 1800–2400; легкие – D = 800–2100; ячеистые – D = 500–1200; поризованные – D = 800–1200.

**Арматура**

Арматура железобетонных конструкций состоит из отдельных рабочих стержней, сеток или каркасов, которые устанавливают для восприятия действующих усилий. Необходимое количество арматуры определяют расчетом элементов конструкций на нагрузки и воздействия.

Арматура, устанавливаемая по расчету, называется рабочей; устанавливаемая по конструктивным и технологическим соображениям – монтажной.

Рабочую и монтажную арматуру объединяют в арматурные изделия – сварные и вязаные сетки и каркасы, которые размещают в железобетонных элементах в соответствии с характером их работы под нагрузкой.

Арматуру классифицируют по четырем признакам:

* в зависимости от технологии изготовления различают стержневую и проволочную арматуру. Под стержневой в данной классификации подразумевают арматуру любого диаметра в пределах d = 6–40 мм;
* в зависимости от способа последующего упрочнения горячекатаная арматура может быть термически упрочненной, т.е. подвергнутой термической обработке, или упрочненной в холодном состоянии – вытяжкой, волочением;
* по форме поверхности арматура бывает периодического профиля и гладкой. Выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры периодического профиля, рифы или вмятины на поверхности проволочной арматуры значительно улучшают сцепление с бетоном;

– по способу применения при армировании железобетонных элементов различают напрягаемую арматуру, т.е. подвергаемую предварительному натяжению, и ненапрягаемую

Стержневую горячекатаную арматуру в зависимости от ее основных механических характеристик подразделяют на шесть классов с условным обозначением: A-I, А-П, А-Ш, A-IV, A-V, А-VI. Основные механические характеристики применяемой арматуры приведены в табл. 2.6.

Термическому упрочнению подвергают стержневую арматуру четырех классов; упрочнение в ее обозначении отмечается дополнительным индексом «т»: Ат-Ш, Ат-IV, At-V, At-VI. Дополнительной буквой С указывают на возможность стыкования сваркой, буквой К – на повышенную коррозионную стойкость. Подвергнутая вытяжке в холодном состоянии стержневая арматура класса А-Ш отмечается дополнительным индексом В.

Каждому классу арматуры соответствуют определенные марки арматурной стати с одинаковыми механическими характеристиками, но различным химическим составом. В обозначении марки стали отражается содержание углерода и легирующих добавок. Например, в марке 25Г2С первая цифра обозначает содержание углерода в сотых долях процента (0,25%), буква Г – что сталь легирована марганцем, цифра 2 – что его содержание может достигать 2%, буква С – наличие в стали кремния (силиция).

Присутствие других химических элементов, например, в марках 20ХГ2Ц, 23Х2Г2Т, обозначается буквами: X – хром, Т – титан, Ц – цирконий.

Стержневая арматура всех классов имеет периодический профиль за исключением круглой (гладкой) арматуры класса A-I.

Арматурные изделия, применяемые для изготовления ж/б конструкций

Для армирования железобетонных конструкций широко применяют обыкновенную арматурную проволоку класса Вр-I (рифленую) диаметром 3–5 мм, получаемую холодным волочением низкоуглеродистой стали через систему калиброванных отверстий (фильеров). Наименьшая величина условного предела текучести при растяжении проволоки Вр-I при диаметре 3–5 мм составляет 410 МПа.

Способом холодного волочения изготовляется также высокопрочная арматурная проволока классов В-П и Вр-И – гладкая и периодического профиля (рис. 2.8, г) диаметром 3–8 мм с условным пределом текучести проволоки В-П – 1500–1100 МПа и Вр-П – 1500–1000 МПа.

Арматуру железобетонных конструкций выбирают с учетом ее назначения, класса и вида бетона, условий изготовления арматурных изделий и среды эксплуатации (опасность коррозии) и т.п. В качестве основной рабочей арматуры обычных железобетонных конструкций преимущественно следует применять сталь классов А-Ш и Вр-I. В предварительно напряженных конструкциях в качестве напрягаемой арматуры применяют преимущественно высокопрочную сталь классов В-И, Вр-П, А-VI, Ат-VI, A-V, At-V и At-VII.

Армирование предварительно напряженных конструкций твердой высокопрочной проволокой весьма эффективно, однако из-за малой площади сечения проволок число их в конструкции значительно увеличивается, что усложняет арматурные работы, захват и натяжение арматуры. Для уменьшения трудоемкости арматурных работ применяют заранее свитые механизированным способом канаты, пучки параллельно расположенных проволок и стальные тросы. Нераскручивающиеся стальные канаты класса К изготовляют преимущественно 7- и 19-проволочными (К-7 и К-19).

Условия прочности внецентренно сжатых элементов таврового и двутаврового профиля

При расчете элементов таврового и двутаврового профиля могут встретиться два случая расположения нейтральной оси (рис. 2.40): нейтральная ось располагается в полке и нейтральная ось пересекает ребро. При известном армировании положение нейтральной оси определяется при сравнении силы N с усилием, воспринимаемым полкой.

Если выполняется условие: N< Rbb'fh'f, то нейтральная ось располагается в полке. В этом случае расчет таврового или двутаврового сечения выполняется как для элемента прямоугольного профиля шириной bj-и высотой h.

Следует отметить, что расчет элементов таврового и двутаврового профиля на прочность весьма трудоемок. Сравнительно просто решается задача проверки прочности нормальных сечений при известном армировании и значительно сложнее – расчет продольной арматуры, особенно при действии нескольких загружений с моментами разных знаков.

Пример 2.5. Требуется проверить прочность сечения колонны. Колонна сечением b = 400 мм; h = 500 мм; а = а' = 40 мм; бетон тяжелый класса В20 (Rb =11,5 МПа, Еь = 24000 МПа); арматура класса А-Ш (Rs = Rsc = 365 МПа); площадь сечения арматуры As = А^ = 982 мм (2025); расчетная длина Iq = 4,8 м; продольная сила n = 800 кН; изгибающий момент м = 200 кН • м; влажность окружающей среды 65%.

**Условия прочности растянутых элементов**

В условиях растяжения работают нижние пояса ферм и элементы решетки, затяжки арок, стенки круглых и прямоугольных резервуаров и другие конструкции.

Для растянутых элементов эффективно применение высокопрочной предварительно напряженной арматуры. При конструировании растянутых элементов особое внимание должно быть обращено на концевые участки, на которых должна быть обеспечена надежная передача усилий, а также на стыкование арматуры. Стыки арматуры выполняются, как правило, сварными.

**Расчет центрально-растянутых элементов**

При расчете на прочность центрально-растянутых железобетонных элементов учитывается, что в бетоне появляются нормальные к продольной оси трещины и все усилие воспринимается продольной арматурой.

**Расчет внецентренно растянутых элементов при малых эксцентриситетах**

Если сила N не выходит за границы, очерченные арматурой As и A's, с появлением трещины бетон полностью выключается из работы и продольное усилие воспринимается арматурой As и Л.

**Расчет внецентренно растянутых элементов при больших эксцентриситетах**

Если сила N выходит за пределы арматуры As, то в элементе появляется сжатая зона бетона. Для элемента прямоугольного сечения условия прочности имеют вид

N – е< Rbbx(h0 – х/2) + RscA&h0 – а'),

N=RsAs-Rbbs~RscA^.

При использовании относительных величин £, = xlh^ и ат = 2; (1 -1/2) условия прочности преобразуются к виду

N-e< Rbambhl + RscA^(h0 – а'),

N=RSAS-R£bh0-Rsc4.

Статический расчет поперечной рамы одноэтажного промышленного здания

Требуется выполнить статический расчет поперечной рамы одноэтажного двухпролетного промышленного здания методом перемещений и определить изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в характерных сечениях колонн по исходным данным.

Конструктивные элементы здания и исходные данные для расчета принять по предыдущему практическому занятию.

При расчете по методу перемещений за неизвестные принимаются угловые или линейные перемещения узлов рамы.

Основы расчета строительных конструкций по предельным состояниям

Для здания, сооружения, а также основания или отдельных конструкций предельными называются такие состояния, при которых они перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям, а также требованиям, заданным при их возведении.

Строительные конструкции рассчитывают по двум группам предельных состояний.

Расчет по первой группе предельных состояний (по пригодности к эксплуатации) обеспечивает требуемую несущую способность конструкции – прочность, устойчивость и выносливость.

К предельным состояниям первой группы относят:

* общую потерю устойчивости формы (рис. 1.4, а, 6);
* потерю устойчивости положения (рис. 1.4, в, г);
* хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (рис. 1.4, д);

– разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды и др.

Расчет по второй группе предельных состояний (по пригодности к нормальной эксплуатации) производится для конструкций, величина деформаций (перемещений) которых может ограничить возможность их эксплуатации. Кроме того, если по условиям эксплуатации сооружения образование трещин недопустимо (например, в железобетонных резервуарах, напорных трубопроводах, при эксплуатации конструкций в агрессивных средах и др.), то производят расчет по образованию трещин. Если же необходимо лишь ограничить ширину раскрытия трещин, выполняют расчет по раскрытию трещин, а в преднапряженных конструкциях в ряде случаев – и по их закрытию.

Метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям имеет своей целью не допустить наступления ни одного из предельных состояний, которые могут возникнуть в конструкции (здании) при их эксплуатации в течение всего срока службы, а также при их возведении.

Идея расчета конструкций по первому предельному состоянию может быть сформулирована следующим образом: максимально возможное силовое воздействие на конструкцию от внешних нагрузок или воздействий в сечении элемента – N не должно превышать его минимальной расчетной несущей способности Ф:

N<Ф {R; A},

где R – расчетное сопротивление материала; А – геометрический фактор.

Второе предельное состояние для всех строительных конструкций определяется величинами предельных деформаций, при превышении которых нормальная эксплуатация конструкций становится невозможной:

**Составление компоновочной схемы здания насосного цеха НПС**

Насколько это возможно, здание проектируют из типовых элементов с соблюдением норм строительного проектирования и единой модульной системы. Сетка колонн может быть, к примеру, 6 х 9; 6 х 12; 6 х 18; 12 х 12; 12 х 18 м.

В целях сохранения однотипности элементов покрытия колонны крайнего ряда располагают так, чтобы разбивочная ось ряда колонн проходила на расстоянии 250 мм от наружной грани колонн (рис. 1.16) при шаге колонн, равном 6 м и более.

Колонны крайнего ряда при шаге 6 м и кранах грузоподъемностью до 500 кН располагают с нулевой привязкой, совмещая ось ряда с наружной гранью колонны. Крайние поперечные разбивочные оси смещают от оси торцевых колонн здания на 500 м. При большой протяженности в поперечном и продольном направлениях здание делят температурными швами на отдельные блоки. Продольные и поперечные температурные швы выполняют на спаренных колоннах со вставкой, при этом у продольных температурных швов оси колонн смещены относительно продольной разбивочной оси на 250 мм, а у поперечных температурных швов – на 500 мм относительно поперечной разбивочной оси

Конструкции фундаментов

Различают фундаменты неглубокого заложения; свайные; глубокого заложения (опускные колодцы, кессоны) и фундаменты под машины с динамическими нагрузками.

Фундаменты неглубокого заложения

В инженерных нефтегазовых сооружениях, промышленных и гражданских зданиях широко применяют железобетонные фундаменты. Они бывают трех типов (рис. 4.19): отдельные – под каждой колонной; ленточные – под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами; сплошные – под всем сооружением. Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях (они преимущественно и рассмотрены здесь), но в ряде случаев выполняют и на сваях. В последнем случае фундамент представляет собой группу свай, объединенную поверху распределительной железобетонной плитой – ростверком.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн. Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по значению, так как они выравнивают неравномерные осадки основания. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними больше допустимых, то устраивают сплошные фундаменты. Они в еще большей мере выравнивают осадки основания. Эти фундаменты применяют при слабых и неоднородных грунтах, а также при значительных и неравномерно распределенных нагрузках.

Глубина заложения фундамента d\ (расстояние от отметки планировки до подошвы фундамента) обычно назначается с учетом:

* геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
* климатических особенностей района строительства (глубины промерзания);

– конструктивных особенностей зданий и сооружений. При назначении глубины заложения фундамента необходимо

также учитывать особенности приложения и величины нагрузок, технологию производства работ при возведении фундаментов, материалы фундаментов и другие факторы.

Минимальная глубина заложения фундаментов при строительстве на дисперсных грунтах принимается не менее 0,5 м от поверхности планировки. При строительстве на скальных грунтах достаточно бывает убрать только верхний, сильно разрушенный слой – и можно выполнять фундамент. Стоимость фундаментов составляет 4–6% общей стоимости здания.

Отдельные фундаменты колонн

По способу изготовления фундаменты бывают сборные и монолитные. В зависимости от размеров сборные фундаменты колонн выполняют цельными и составными. Размеры цельных фундаментов (рис. 4.20) относительно невелики. Их выполняют из тяжелых бетонов классов В15-В25, устанавливают на песчано-гравийную уплотненную подготовку толщиной 100 мм. В фундаментах предусматривают арматуру, располагаемую по подошве в виде сварных сеток. Минимальную толщину защитного слоя арматуры принимают 35 мм. Если под фундаментом нет подготовки, то защитный слой делают не менее 70 мм.

Сборные колонны заделывают в специальные гнезда (стаканы) фундаментов. Глубину заделки d2 принимают равной (1,0–1,5) – кратной большему размеру поперечного сечения колонны. Толщина нижней плиты гнезда должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана принимают следующими: понизу – не менее 50 мм; поверху – не менее 75 мм. При монтаже колонну устанавливают в гнездо с помощью подкладок и клиньев или кондуктора и рихтуют, после чего зазоры заполняют бетоном класса В 17,5 на мелком заполнителе.

Сборные фундаменты больших размеров, как правило, выполняют составными из нескольких монтажных блоков (рис. 4.21). На них расходуется больше материалов, чем на цельные. При значительных моментах и горизонтальных распорах блоки составных фундаментов соединяют между собой сваркой выпусков, анкеров, закладных деталей и т.п.

Монолитные отдельные фундаменты устраивают под сборные и монолитные каркасы зданий и сооружений.

Типовые конструкции монолитных фундаментов, сопрягаемых со сборными колоннами, разработаны под унифицированные размеры (кратные 300 мм): площадь подошвы – (1,5 х 1,5) – (6,0 х 5,4) м, высота фундамента – 1,5; 1,8; 2,4; 3,0; 3,6 и 4,2 м (рис. 4.22).

В фундаментах приняты: удлиненный подколонник, армированный пространственным каркасом; фундаментная плита с отношением размера вылета к толщине до 1:2, армированная двойной сварной сеткой; высоко размещенный армированный подколонник.

Монолитные фундаменты, сопрягаемые с монолитными колонками, бывают по форме ступенчатыми и пирамидальными (ступенчатые по устройству опалубки проще). Общую высоту фундамента принимают такой, чтобы не требовалось его армировать хомутами и отгибами. Давление от колонн передается на фундамент, отклоняясь от вертикали в пределах 45°. Этим руководствуются при назначении размеров верхних ступеней фундамента (см. рис. 4.23, в).

Монолитные фундаменты, как и сборные, армируют сварными сетками только по подошве. При размерах стороны подошвы более 3 м в целях экономии стали применяют нестандартные сварные сетки, в которых половину стержней не доводят до конца на 1/10 длины (см. рис. 4.23, д).

Для связи с монолитной колонной из фундамента выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетному сечению арматуры колонны у обреза фундамента. В пределах фундамента выпуски соединяют хомутами в каркас, который устанавливают на бетонные или кирпичные прокладки. Длина выпусков из фундаментов должна быть достаточной для устройства стыка арматуры согласно существующим требованиям. Стыки выпусков делают выше уровня пола. Арматуру колонн можно соединять с выпусками внахлестку без сварки по общим правилам конструирования таких стыков. В колоннах, центрально сжатых или внецен-тренно сжатых при малых эксцентриситетах, арматуру соединяют с выпусками в одном месте; в колоннах, внецентренно сжатых при больших эксцентриситетах, – не менее чем в двух уровнях с каждой стороны колонны. Если при этом на одной стороне сечения колонны находятся три стержня, то первым соединяют средний.

Арматуру колонн с выпусками лучше соединять дуговой сваркой. Конструкция стыка должна быть удобной для монтажа и сварки

Если все сечение армировано лишь четырьмя стержнями, то стыки выполняют только сварными.

Ленточные фундаменты

Под несущими стенами ленточные фундаменты выполняют преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек и фундаментных блоков (рис. 4.24). Блоки-подушки могут быть постоянной и переменной толщины, сплошными, ребристыми, пустотными. Укладывают их вплотную или с зазорами. Рассчитывают только подушку, выступы которой работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта р (без учета массы веса и грунта на ней). Сечение арматуры подушки подбирают по моменту

М= 0,5р12,

где / – вылет консоли.

Толщину сплошной подушки h устанавливают по расчету на поперечную силу Q = pi, назначая ее такой, чтобы не требовалось постановки поперечной арматуры.

Ленточные фундаменты под рядами колонн возводят в виде отдельных лент продольного или поперечного (относительно рядов колонн) направления и в виде перекрестных лент (рис. 4.25). Ленточные фундаменты могут быть сборными и монолитными. Они имеют тавровое поперечное сечение с полкой понизу. При грунтах высокой связности иногда применяют тавровый профиль с полкой поверху. При этом уменьшается объем земляных работ и опалубки, но усложняется механизированная выемка грунта.

Выступы полки тавра работают как консоли, защемленные в ребре. Полку назначают такой толщины, чтобы при расчете на поперечную силу в ней не требовалось армирования поперечными стержнями или отгибами. При малых вылетах полку принимают постоянной высоты; при больших – переменной с утолщением к ребру.

Отдельная фундаментная лента работает в продольном направлении на изгиб как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн сверху и распределенного реактивного давления грунта снизу. Ребра армируют подобно многопролетным балкам. Продольную рабочую арматуру назначают расчетом по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов; поперечные стержни (хомуты) и отгибы – расчетом по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

Сплошные фундаменты

Сплошные фундаменты бывают: плитными безбалочными; плит-но-балочными и коробчатыми (рис. 4.26). Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты. Сплошными фундаменты делают при особенно больших и неравномерно распределенных нагрузках. Конфигурацию и размеры сплошного фундамента в плане устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила в центре подошвы

В зданиях и сооружениях большой протяженности сплошные фундаменты (кроме торцовых участков небольшой длины) приближенно могут рассматриваться как самостоятельные полосы (ленты) определенной ширины, лежащие на деформируемом основании. Сплошные плитные фундаменты многоэтажных зданий загружены значительными сосредоточенными силами и моментами в местах описания диафрагм жесткости. Это должно учитываться при их проектировании.

Безбалочные фундаментные плиты армируют сварными сетками. Сетки принимают с рабочей арматурой в одном направлении; их укладывают друг на друга не более чем в четыре слоя, соединяя без нахлестки – в нерабочем направлении и внахлестку без сварки – в рабочем направлении. Верхние сетки укладывают на каркасы подставки.

Основные сведения о грунтах оснований нефтегазовых сооружений

Грунты – это любые горные породы, как рыхлые, так и монолитные, залегающие в пределах зоны выветривания (включая почвы) и являющиеся объектом инженерно-строительной деятельности человека.

Наиболее часто в качестве оснований используются несцементированные, сыпучие и глинистые грунты, реже, так как реже выходят на поверхность, – скальные грунты. Классификация грунтов в строительстве принимается в соответствии с ГОСТ 25100–95 «Грунты. Классификация» [15].

Знание строительной классификации грунтов требуется для оценки их свойств как оснований под фундаменты зданий и сооружений. Грунты делятся на классы по общему характеру структурных связей. Различают: класс природных скальных грунтов, класс природных дисперсных грунтов, класс природных мерзлых грунтов, класс техногенных грунтов.

Скальные грунты состоят из магматических, метаморфических и осадочных пород, обладающих структурным сцеплением, высокой прочностью и плотностью.

К магматическим относятся граниты, диориты, кварцевые порфиры, габбро, диабазы, пироксениты и т.д.; к метаморфическим – гнейсы, сланцы, кварциты, мраморы, риолиты и т.д.; к осадочным – песчаники, конгломераты, брекчии, известняки, доломиты. Все скальные грунты обладают очень высокой прочностью, структурными жесткими связями и позволяют возводить на них практически любые нефтегазовые объекты.

К рыхлым грунтам, называемым в ГОСТ 25100–95 [15] дисперсными, относятся грунты, состоящие из отдельных элементов, образовавшихся в процессе выветривания скальных грунтов. Перенос отдельных частиц рыхлого грунта водными потоками, ветром, оползанием под действием собственного веса и т.п. приводит к образованию больших массивов рыхлых грунтов. Связи между отдельными частицами слабые. Рыхлые или дисперсные грунты не всегда обладают достаточной несущей

способностью, поэтому размещение на таких грунтах сооружений должно быть обоснованным. Требуется тщательное исследование свойств грунта в естественном состоянии, а также их изменение под воздействием нагрузки от сооружений.

Одной из основных характеристик рыхлых грунтов является размер отдельных частиц и их связанность друг с другом. В зависимости от размеров отдельных частиц грунты подразделяют на крупнообломочные, песчаные и глинистые. Крупнообломочные грунты содержат более 50% по массе частиц крупностью более 2 мм; песчаные сыпучие грунты в сухом состоянии содержат менее 50% по массе частиц крупностью более 2 мм; глинистые грунты обладают способностью существенно изменять свойства в зависимости от насыщенности водой.

По крупности отдельных частиц глинистые и песчаные грунты подразделяются на более дифференцированные виды: суглинки, пылеватые суглинки, супеси.

Определение размеров подошвы фундаментов, выполняемых на дисперсных грунтах

Как уже отмечалось, для фундаментов на дисперсных грунтах нормальным считается, когда осадка фундамента не превышает предельной величины, при этом давление на грунт под подошвой фундамента обычно не превышает расчетного сопротивления грунта R (см. § 4.1.4.2).

От размеров подошвы фундамента зависит его осадка (деформация). Расчет по деформациям относится ко второй группе предельных состояний, и, соответственно, расчеты размеров подошвы фундамента следует вести по нагрузкам, принятым для расчета второй группы предельных состояний, – iVser (сервисная нагрузка). Сервисная нагрузка принимается равной нормативной нагрузке или определяется приближенно через расчетную нагрузку, деленную на 1,2 – средний коэффициент надежности по нагрузкам:

Nser = Nn или Nser = N/1,2.

Нагрузка Nser собирается до верхнего обреза фундамента, поэтому при определении размеров подошвы фундамента необходимо учитывать и нагрузку от его собственного веса и веса грунта, находящегося на уступах фундамента Nf так как они также оказывают дополнительное давление на грунт. Нагрузку Nf можно примерно определить как произведение объема, занятого фундаментом и грунтом, находящимся на его обрезах, V = Afd1, на средний удельный вес бетона и грунта ут = 20 кН/м3 (рис. 4.35); Af – площадь подошвы фундамента.

Давление под подошвой фундамента определяется по формуле

P=N +N/A = (4.32)

Приравняв давление под подошвой фундамента расчетному сопротивлению грунта p = R, можно вывести формулу для определения требуемой площади подошвы фундамента (4.33)

Для проверки достаточности площади существующих или запроектированных фундаментов пользуются формулой

При горизонтальном залегании пластов грунта (однородный, равномерно и не сильно сжимаемый грунт) для зданий и фундаментов обычной конструкции можно считать, что подобранные таким способом размеры подошвы фундамента (по формуле (4.33)) (или проверенный существующий фундамент (по формуле (4.34)) удовлетворяют требованиям расчета по деформациям (4.34) и расчет осадок фундамента можно не производить. (Более подробно см. п. 2.56 СНиП 2.02.01–83\*) [57].

Расчет площади подошвы фундамента выполняют обычно в следующей последовательности.

Установив по таблицам (см. табл. 4.6, 4.7) величину расчетного сопротивления грунта Rq, определяем приближенное значение площади подошвы фундамента по формуле (4.35)

затем назначаем размеры подошвы фундамента и, определив механические характеристики грунтов (удельное сцепление сп и угол внутреннего трения фп (см. табл. 4.4, 4,5), определяем уточненное значение расчетного сопротивления грунта R по формуле (4.14), по которому, в свою очередь, уточняем требуемые размеры подошвы фундамента по формуле (4.33), и окончательно принимаем подошву фундамента.

До расчета армирования необходимо убедиться в том, что габариты фундамента не пересекаются с гранями пирамиды продавливания. Для определения сечения арматуры сетки нижней ступени вычисляют изгибающие моменты в каждой ступени (рис. 4.36).

Изгибающий момент в сечении I–I равен

МI = 0,125/pгр(l-lk)2b, (4.36)

а необходимая площадь сечения арматуры

А= MI /0,9Rsh0. (4.37)

Для сечения II–II соответственно

МII = 0,125ргр(1-l1)2b; (4.38)

AsII = MII /0,9Rs(h0-hI). (4.39)

Выбор арматуры осуществляется по максимальному значению Asi, где i= 1–3.

Фундаменты армируют по подошве сварными сетками из стержней периодического профиля. Диаметр стержней должен быть не менее 10 мм, а их шаг – не более 200 и не менее 100 мм.

Расчет фундаментов под крайние колонны

При совместном действии вертикальных и горизонтальных сил и моментов, т.е. при внецентренном нагружении, фундаменты проектируют прямоугольниками в плане, вытянутыми – в плоскости действия момента.

Размеры фундамента в плане должны быть назначены так, чтобы наибольшее давление на грунт у края подошвы от расчетных нагрузок не превышало l, 2R. Предварительно размеры могут быть определены по формуле (4.35), как для центрально-нагруженного фундамента.

Максимальное и минимальное давление под краем фундамента вычисляют по формулам внецентренного сжатия для наименее выгодного загружения фундамента при действии основного сочетания расчетных нагрузок.

Для схемы нагрузок, показанной на рис. 4.34, 4.35:

N = N+GCT + ymdIAf, (4.41)

где M, N, Q – расчетный изгибающий момент, продольная и поперечная силы в сечении колонны на уровне верха фундамента соответственно; GCT – расчетная нагрузка от веса стены и фундаментной балки. Для фундаментов колонн здания, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью Q > 750 кН, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад рекомендуется принимать трапециевидную эпюру напряжений под подошвой фундамента с отношением > 0,25, а для фундаментов колонн здания, оборудованных кранами грузоподъемностью Q < 750 кН, необходимо выполнить условиеpmin > 0; в зданиях без кранов в исключительных случаях допускается эпюра (рис. 4.37). В этом случае е0 > 1/6.

Желательно, чтобы от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок давление, по возможности, было равномерно распределено по подошве.