

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ.....	6
1.1. Инженерные сооружения и их классификация	6
1.2. Типизация сборных элементов инженерных сооружений.....	7
1.3. Деформационные швы.....	9
2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ И ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ.....	9
2.1. Общие положения	9
2.2. Расчет и проектирование цилиндрического резервуара	9
2.2.1. Основные теоретические положения статического расчета цилиндрических резервуаров	9
2.2.2. Пример расчета стенки монолитного цилиндрического резервуара	13
2.2.2.1. Определение внутренних усилий.....	14
2.2.2.2. Изгибающие моменты от грунта обсыпки.....	17
2.2.2.3. Расчет стенки цилиндрического резервуара по первой группе предельных состояний.....	18
2.2.2.4. Расчет стенки цилиндрического резервуара по второй группе предельных состояний.....	19
2.3. Железобетонные подпорные стены	19
2.3.1. Классификация подпорных стен.....	19
2.3.2. Пример расчета и конструирования монолитной подпорной стены углового типа.....	21
2.3.2.1. Расчет стены на устойчивость к сдвигу.....	23
2.3.2.2. Проверка прочности грунтового основания	27
2.3.2.3. Расчет армирования	29
2.3.2.4. Расчет подпорной стенки по трещинообразованию.....	32
2.3.3. Пример расчета и конструирования монолитной подпорной стены с контрфорсами (ребрами)	35
2.3.3.1. Расчет подпорной стенки на устойчивость.....	36
2.3.3.2. Внутренние усилия и продольная арматура в расчетных сечениях подпорной стены.....	36
2.3.4. Пример расчета и конструирования монолитной стены в грунте с подкосами.....	41
2.3.4.1. Расчет ограждения котлована.	42
2.3.4.2. Расчет железобетонной конструкции стены в грунте.....	46
3. ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ.....	53
3.1. Пример расчета и конструирования несущих конструкций автотранспортного тоннеля мелкого заложения	54
3.1.1. Конструкция тоннеля	54
3.1.2. Нагрузки на пролетное строение	55
3.1.3. Расчет блока перекрытия	57
3.1.3.1. Расчетная схема и геометрические размеры блока перекрытия.....	57
3.1.3.2. Временные нагрузки.....	59

3.1.4. Нахождение невыгоднейшего положения нагрузки АК и НК при загрузении линий влияния.....	62
3.1.5. Нагрузка от транспортных средств на уровне верха блока перекрытия	63
3.1.6. Учет совместной работы смежных блоков перекрытий	65
3.1.7. Расчет блока перекрытия по первой и второй группам предельных состояний.....	68
3.1.8. Расчетная схема блока перекрытия и расчетные усилия в нем	68
3.1.9. Расчеты по первой группе предельных состояний	69
3.1.9.1. Прочность по нормальному сечению.....	69
3.1.9.2. Прочность по наклонному сечению.....	71
3.1.10. Расчеты по второй группе предельных состояний.....	74
3.1.10.1. Геометрические характеристики сечения.....	74
3.1.10.2. Потери предварительного напряжения	74
3.1.10.3. Расчет трещиностойкости	77
3.1.10.4. Расчет ширины раскрытия трещин.....	78
3.1.10.5. Определение прогиба.....	79
3.1.11. Расчет стенового блока	80
3.1.11.1. Нагрузки на стеновой блок туннеля	80
3.1.11.2. Вертикальная нагрузка на стену от веса пролетного строения, веса засыпки и полотна проезжей части	84
3.1.11.3. Расчет стенового блока по первой группе предельных состояний.....	85
Библиографический список.....	92
ПРИЛОЖЕНИЯ	94

1. ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Под строительными сооружениями подразумевается «результат строительной деятельности, предназначенный для осуществления определенных потребительских функций» [1]. Данный термин относится к зданиям, мостам, резервуарам или любым другим результатам строительной деятельности.

Инженерные сооружения — это объемные, пространственные или линейные надземные или подземные строительные системы, которые состоят из несущих, а в отдельных случаях ограждающих конструкций, и предназначены для выполнения производственных процессов разных видов, размещения оборудования, материалов и изделий, для временного пребывания и передвижения людей, транспортных средств, грузов, перемещения жидких и газообразных продуктов и т.д.

1.1. ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Различают инженерные сооружения:

- промышленных и гражданских комплексов строительства;
- специального назначения;
- двойного назначения;
- в транспортном строительстве;
- в гидротехническом строительстве.

Инженерные сооружения промышленных и гражданских комплексов строительства — инженерные сооружения, входящие в состав объектов промышленно-гражданского строительства.

Инженерные сооружения промышленных предприятий включают следующие группы [4]:

- *подземные сооружения*: подпорные стены, подвалы, тоннели и каналы, опускные колодцы;
- *емкостные сооружения для жидкостей и газов*: резервуары для нефти и нефтепродуктов, газгольдеры;
- *емкостные сооружения для сыпучих материалов*: закрома, бункеры, силосы и силосные корпуса для хранения сыпучих материалов, угольные башни коксохимических заводов;
- *надземные сооружения*: этажерки и площадки, открытые крановые эстакады, отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы, галереи и эстакады, разгрузочные железнодорожные эстакады;
- *высотные сооружения*: градирни, башенные копры предприятий по добыче полезных ископаемых, дымовые трубы, вытяжные башни, водонапорные башни.

Наиболее сложными являются инженерные сооружения, входящие в состав комплексов транспортного, энергетического и гидротехнического, городского строительства.

Инженерные сооружения специального назначения — это сооружения, предназначенные для производства и хранения взрывчатых веществ:

- хранения горючих продуктов специального назначения;
- защитных сооружений гражданской обороны и т.д.;
- емкостные сооружения для водоснабжения и канализации.

Инженерные сооружения двойного назначения включают инженерные сооружения производственного, общественного, коммунально-бытового, транспортного назначения, которые, помимо своих основных функций, предназначены для укрытия людей, техники и имущества от опасностей, возникающих в результате последствий аварий на потенциально опасных объектах, а также от воздействия современных средств поражения [6].

Инженерные сооружения в транспортном строительстве включают следующие виды сооружений [15]:

- мосты;
- путепроводы;

- виадуки;
- эстакады;
- водопропускные трубы;
- тоннели мелкого и глубокого заложения;
- галереи;
- балконы;
- подпорные стенки.

Инженерные сооружения в гидротехническом строительстве — сооружения, подвергающиеся воздействию водной среды, предназначенные для использования и охраны водных ресурсов, предотвращения вредного воздействия вод, в том числе загрязненных жидкими отходами.

Они включают:

- водосбросные, водоспускные и водовыпускные сооружения;
- тоннели;
- каналы деривационные, судоходные, водохозяйственных и мелиоративных систем, комплексного назначения и сооружения на них (акведуки, дюкеры, мосты-каналы, трубы-ливне-спуски и т.д.);
- сопутствующие сооружения гидравлических и гидроаккумулирующих электростанций;
- насосные станции;
- судоходные шлюзы;
- причальные сооружения;
- подпорные стены;
- рыбопропускные и рыбозащитные сооружения;
- сооружения, ограждающие золошлакоотвалы и хранилища жидких отходов промышленных и сельскохозяйственных организаций;
- сооружения ТЭС и АЭС;
- сооружения морских нефтегазопромыслов.

Большинство инженерных сооружений эксплуатируются в тяжелых температурно-влажностных условиях: подвергаются действию вибрационных нагрузок, агрессивной среды, давлению жидкости и грунта. Вследствие этого к ним предъявляются дополнительные требования по гидроизоляции, антикоррозионной защите, строительству и эксплуатации.

Наибольшее значение среди инженерных сооружений имеют:

- резервуары для воды (круглые и прямоугольные в плане);
- емкостные очистные сооружения систем канализации и водоснабжения;
- водонапорные башни;
- силосы, бункера;
- подпорные стены или сооружения, работающие по схеме подпорных стен (большинство конструкций гидротехнических сооружений);
- тоннели мелкого и глубокого заложения.

1.2. ТИПИЗАЦИЯ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Инженерные сооружения могут выполняться монолитными, сборными или сборно-монолитными.

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в том случае, когда на заводе изготавливают серии однотипных элементов. Чтобы число типов элементов в сооружении было ограниченным, а применение их массовым, элементы типизируют. При этом унифицируют размеры сооружений и типовых элементов. Основой унификации размеров служит единая модульная система.

Чтобы связать размеры типовых сборных элементов сооружений, предусмотрены три категории размеров: номинальные, конструктивные и натурные [5].

Номинальные (координационные) размеры элемента — расстояния между разбивочными осями здания в плане, а также размеры конструктивных элементов между осями швов и зазоров. Например, плита покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину 6 м.

Конструктивные размеры элемента — размеры элемента между его гранями, без учета швов и зазоров, отличаются от номинальных на величину швов и зазоров. Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер 5970 мм, т.е. зазор составляет 30 мм (рис. 1.1, 1.2). Величина зазоров зависит от условий и методов монтажа и должна допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. Конструктивные размеры элементов назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках, а также с учетом нормированных допусков.

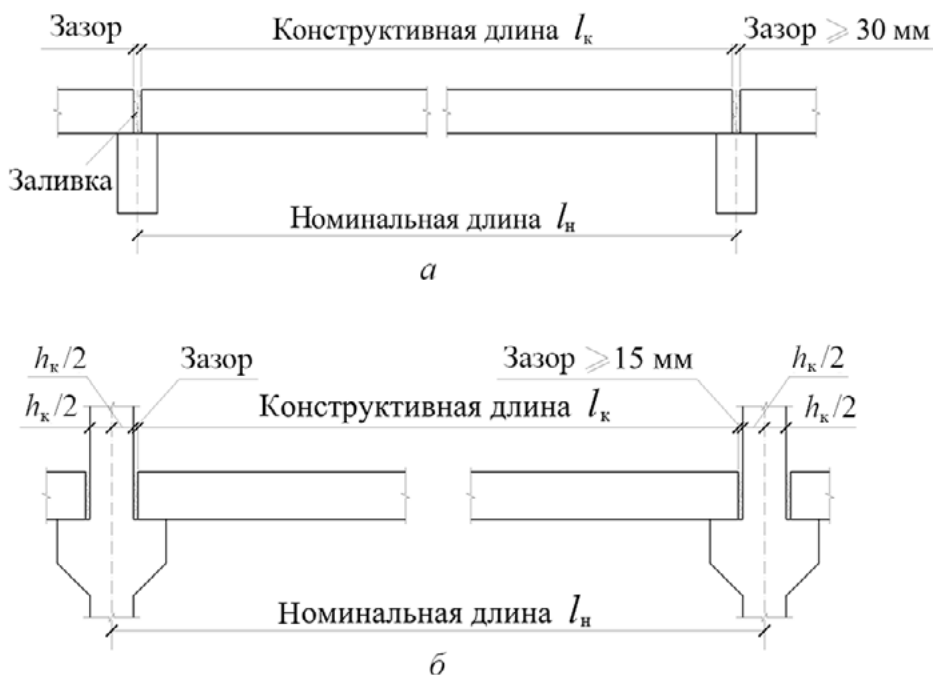


Рис. 1.1. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов по их длине:
а — панелей; б — ригелей

Натурные размеры элемента — фактические размеры, полученные в процессе его изготовления. В зависимости от точности изготовления они могут отличаться от конструктивных размеров в пределах установленных допусков.

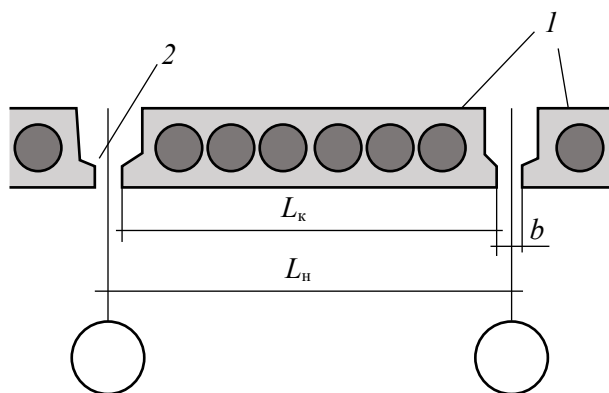


Рис. 1.2. Номинальные и конструктивные размеры сборной плиты перекрытия по ее ширине:
 L_n — номинальный размер; L_k — конструктивный размер;
1 — плита перекрытия; 2 — ось шва между плитами

1.3. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

С изменением температурно-влажностных условий железобетонные конструкции сооружений, как и зданий, деформируются (укорачиваются или удлиняются). При неравномерной осадке основания части конструкций взаимно смещаются в вертикальном направлении.

В большинстве случаев железобетонные конструкции представляют собой статически неопределимые системы, и поэтому от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия, что может привести к появлению трещин или разрушению части конструкции.

Чтобы уменьшить усилия от температуры, усадки и деформации грунтового основания, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными и осадочными швами на отдельные части — деформационные блоки [4, 7, 10].

Температурно-усадочными швами сооружение разрезается по высоте от покрытия до верха фундаментной части.

Осадочные швы устраивают в сооружениях, возводимых на участках с разнородными грунтами. Осадочными швами сооружение разрезается по всей высоте, включая фундамент.

2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ И ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

2.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Резервуары подразделяются по назначению, форме в плане, положению относительно дневной поверхности земли и конструктивным особенностям.

В зависимости от назначения: для чистой холодной или горячей воды, нефти или нефтепродуктов, масел, мазута. К ним предъявляются различные специальные требования.

По форме в плане резервуары бывают в основном круглыми или прямоугольными. Круглые имеют меньшую смачиваемую поверхность на единицу объема. Могут иметь форму шара или капли, но изготовление таких резервуаров сложно, особенно в железобетоне.

Резервуары бывают подземными, полуподземными (полузаглубленными) или наземными.

По конструктивным особенностям железобетонные резервуары могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными, в которых часть элементов выполняется из сборного железобетона (например, стенки, покрытие), часть из монолитного (например, днище).

В зависимости от назначения резервуары могут быть с покрытиями или без них. Опорами для покрытий могут служить стены, колонны, перегородки. Часто покрытия опираются только на стены; иногда они выполняются в виде оболочек. Колонны могут передавать давление на днище, толщина которого и армирование определяются в этом случае расчетом. При отсутствии промежуточных опор изгибающие моменты в днище возникают только в небольшой зоне у мест примыкания днища к стенам. Такое днище наиболее экономично, но если имеется подпор грунтовых вод, то колонны играют положительную роль. Иногда днище и покрытие выполняют в виде одинаковой пространственной конструкции — купола или оболочки.

Покрытия круглых резервуаров могут быть купольными, плоскими или комбинированными.

2.2. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА

2.2.1. Основные теоретические положения статического расчета цилиндрических резервуаров

На рис. 2.1 представлена схема внутренних усилий в элементе стенки цилиндрического резервуара [13, 20, 21].

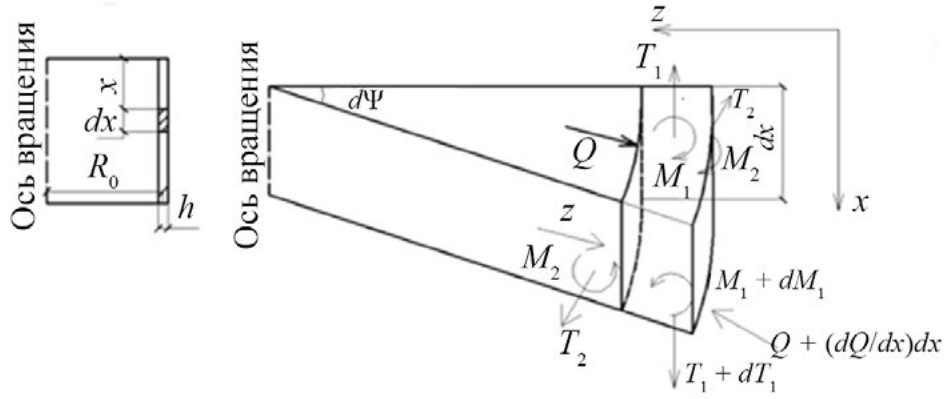


Рис. 2.1. Схема внутренних усилий в элементе стенки цилиндрического резервуара

Силы, действующие на элемент оболочки, проецируем на ось Z (рис. 2.1):

$$\sum Z = 0,$$

$$\frac{dQ}{dx} + \frac{T_2}{R_0} - Z = 0, \quad (2.1)$$

где Z — давление на стенку резервуара; T_2 — кольцевое усилие; R_0 — радиус срединной поверхности цилиндрической оболочки; Q — поперечная сила.

Величина поперечной силы:

$$Q = \frac{dM_1}{dx}. \quad (2.2)$$

Деформация срединной поверхности в кольцевом направлении:

$$\varepsilon_2 = \frac{2\pi(R_0 - W) - 2\pi R_0}{2\pi R_0} = -\frac{W}{R_0}, \quad (2.3)$$

где W — перемещение оболочки в радиальном направлении (в направлении оси z);

$$T_2 = -Eh \frac{W}{R_0}, \quad (2.4)$$

где E — модуль упругости, h — толщина стенки.

Меридиональный изгибающий момент:

$$M_1 = -D \frac{d^2 W}{dx^2}, \quad (2.5)$$

$\frac{1}{r} = \frac{d^2 W}{dx^2}$ — кривизна образующей срединной поверхности при малых перемещениях;

$D = \frac{Eh^3}{12} (1 - \nu^2) \approx \frac{Eh^3}{12}$ — цилиндрическая (изгибная) жесткость оболочки без учета коэффициента Пуассона.

Уравнение (2.1) можно записать в виде:

$$\frac{d^2 M_1}{dx^2} + \frac{T_2}{R_0} - Z = 0, \quad (2.6)$$

а с учетом выражений (2.4) и (2.5):

$$-D \frac{d^4 W}{dx^4} - \frac{Eh}{R_0^2} W - Z = 0 \quad \text{или} \quad D \frac{d^4 W}{dx^4} + \frac{Eh}{R_0^2} W + Z = 0. \quad (2.7)$$

Это основное разрешающее уравнение симметрично загруженной цилиндрической оболочке с переменной толщиной стенки. На практике чаще всего толщина стенки или постоянна, или изменяется по линейному закону.

Усилия в стенке постоянной толщины

При постоянной толщине стенки h уравнение (2.7) сходно с уравнением изгиба балки постоянной жесткости на упругом основании с постоянным коэффициентом постели. Разделим уравнение (2.7) на D :

$$\frac{d^4 W}{dx^4} + \frac{12}{h^2 R_0^2} W = -\frac{12}{Eh^3} Z. \quad (2.8)$$

Вводим обозначение $\frac{12}{h^2 R_0^2} = \frac{4}{S^4}$, $\varphi = \frac{x}{S}$. Тогда

$$S = \sqrt[4]{\frac{4h^2 R_0^2}{12}} = 0,76 \sqrt{R_0 h},$$

$$T_2 = -\frac{Eh}{R_0} (C_1 \eta_1 + C_2 \eta_2),$$

где C_1, C_2 — постоянные интегрирования; η_1, η_2 — гиперболо-тригонометрические функции для расчета балок на упругом основании, зависящие от параметра φ , $\eta_1 = e^{-\varphi} \cos \varphi$, $\eta_2 = e^{-\varphi}$.

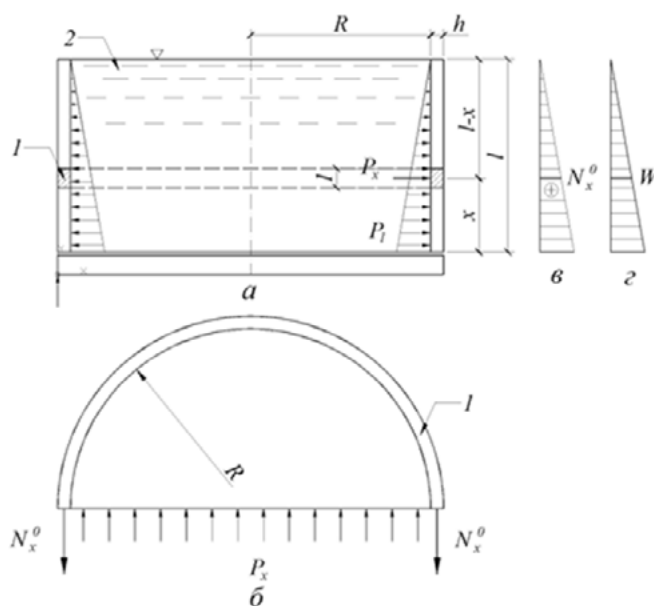


Рис. 2.2. К расчету стены цилиндрического резервуара (стена отделена от дна):
 a — вертикальный разрез; b — сечение в плане (половина кольца);
 c — эпюра кольцевых растягивающих усилий; d — эпюра радиальных перемещений стены;
 l — рассматриваемое кольцо стены резервуара; 2 — уровень жидкости

При отсутствии сопряжения стенки с дном радиальные деформации увеличиваются по мере роста кольцевых усилий. В этом случае эпюра растягивающих кольцевых усилий по высоте резервуара определяется по формуле

$$N_0^x = \gamma_f p_x R = (l - x) R \rho \gamma_f, \quad (2.9)$$

где N_0^x — кольцевое растягивающее усилие; $(l - x)$ — расстояние от верха стенки резервуара до рассматриваемого сечения; R — радиус резервуара; ρ — удельный вес жидкости в резервуаре; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

При жестком сопряжении стены с дном (в монолитных резервуарах или в сборных с конструкцией опорного узла) радиальные перемещения на уровне дна практически равны нулю вследствие ничтожно малой деформируемости дна в своей плоскости. В связи с этим вертикальная образующая стены искривляется; в ней возникают изгибающие моменты M_y , действующие вдоль образующей, и соответствующие им поперечные силы Q_y .

Стена представляет собой осесимметричную цилиндрическую тонкостенную оболочку. В ней, как и в других тонкостенных пространственных системах, изгиб имеет локальный характер.

При жестком сопряжении стены с дном (рис. 2.3) вследствие их взаимодействия в самом узле возникают изгибающий момент M_1 и поперечная сила Q_1 . Их значения устанавливают из совместности угловых перемещений краев обеих конструктивных частей по линии их контакта.

При жестком закреплении стены в дном с учетом момента M_1 и поперечной силы Q_1 окончательные выражения для определения кольцевых усилий N_x и изгибающих моментов M_x в стене на уровне, находящемся на расстоянии x от дна, имеют вид:

$$N_x = N_x^0 - p_l R \left[e^{-\varphi} \cos \varphi + e^{-\varphi} \sin \varphi \left(1 - \frac{S}{l} \right) \right] \quad (2.10)$$

или

$$N_x = N_x^0 - p_l R \left[\eta_1 + \eta_2 \left(1 - \frac{1}{mH} \right) \right],$$

$$M_x = 0,5 p_l S_2 \left[\left(1 - \frac{S}{l} \right) e^{-\varphi} \cos \varphi - e^{-\varphi} \sin \varphi \right] \quad (2.11)$$

или

$$M_x = 0,5 p_l S_2 = \frac{p_l}{2m^2} \left[\left(1 - \frac{1}{mH} \right) \eta_1 - \eta_2 \right],$$

где N_x^0 — кольцевое усилие, вычисленное для данного уровня стены по формуле (2.9); S — упругая характеристика стены, $S = 0,76 \sqrt{Rh}$ (h — толщина стены); φ — безразмерная координата, $\varphi = x/S$; m — характеристика жесткости стенки, $m = 1/S = 1,3/\sqrt{Rh}$; η_1 и η_2 — табличные коэффициенты.

На уровне дна при $x = 0$ значения $\varphi = x/S = 0$; $e^{-\varphi} = 1$; $\sin \varphi = 0$; $\cos \varphi = 1$. Из выражения (2.11) находим максимальный момент

$$M_{\max} = 0,5 p_l S^2 \left(1 - \frac{S}{l} \right). \quad (2.12)$$

Характерные эпюры для N_x и M_x приведены на рис. 2.3.

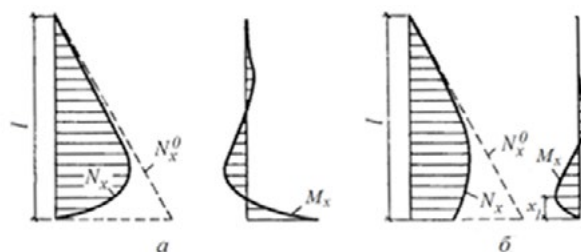


Рис. 2.3. К расчету стены цилиндрического резервуара;
эпюры кольцевых усилий и изгибающих моментов:
а — сопряжение стены с дном жесткое; б — то же, подвижное

Заглубленные резервуары рассчитывают на внутреннее гидростатическое давление для периода испытания, когда обсыпки нет, и на давление боковой обсыпки при опорожненном резервуаре. Для восприятия изгибающих моментов в зоне, примыкающей к дну, устанавливают дополнительную вертикальную арматуру, согласно эпюрам, представленным на рис. 2.3.

Горизонтальное давление на стены от грунта:

$$p_0 = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi). \quad (2.13)$$

Величина равнодействующей горизонтального давления грунта:

$$H = 0,5\gamma h^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi). \quad (2.14)$$

Площадь сечения кольцевой арматуры стены определяют, как в центрально-растянутом элементе, отдельно для каждого пояса высотой 1 м, начиная от днища. По наибольшему значению кольцевого усилия в данном поясе — по формуле

$$A_s = \frac{N_x}{R_s}, \quad (2.15)$$

где N_x — кольцевое усилие в рассчитываемом сечении; R_s — прочность арматуры при растяжении.

Расчет по образованию трещин предварительно напряженных стен резервуаров производят по общеизвестным формулам. Стены резервуаров относят к конструкциям 1-й категории требований к трещиностойкости.

Площадь сечения вертикальной арматуры стен определяют, как в изгибаемом элементе, отдельно от внутреннего гидростатического давления и от наружной обсыпки, расчетное количество которой устанавливают в нижней части стены с защитным слоем 1,5 см, выше зоны влияния изгибающих моментов предусматривают конструктивное армирование.

К расчету и конструированию покрытий и колонн резервуаров особых требований не предъявляется. В обычных условиях (при отсутствии подпора грунтовых вод) вес днища и жидкости над ним уравнивается отпором грунта, не вызывая изгиба днища. Лишь на участках, примыкающих к стене и фундаментам колонн, в днище возникают местные изгибающие моменты. В этих местах предусматривают особое армирование, в остальной части арматуру ставят конструктивно. Днища, как правило, выполняют из монолитного железобетона.

2.2.2. Пример расчета стенки монолитного цилиндрического резервуара

Пример 2.1. Требуется запроектировать монолитный железобетонный цилиндрический открытый резервуар диаметром 14,6 м и высотой $H = 5,5$ м, заглубленный на 5,0 м в грунт с удельным весом $\gamma_s = 17$ кН/м³ и углом внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$. Материалы — тяжелый бетон класса В20, рабочая арматура класса А400.

Исходные данные

Нагрузка. Временная нагрузка на грунт возле резервуара $\nu = 30$ кН/м². Значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$ [8].

Грунты. Удельный вес грунта $\gamma_{гр} = 17$ кН/м³. Угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$. Глубина заложения фундамента относительно планировочной отметки $H_1 = 5,0$ м.

Бетон. Бетон класса В20: $R_b = 11,5$ МПа; $R_{b,ser} = 15$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,35$ МПа, $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа, $\gamma_{bl} = 1,0$ [9].

Арматура. Рабочая арматура из стали класса А400: $R_s = 340$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа [9]. Конструктивная арматура из стали класса А240.

Геометрические размеры резервуара:

- высота резервуара $H_p = 5,5$ м;
- высота стенки резервуара $H = 5,0$ м;
- внутренний диаметр $D = 14,6$ м;
- внутренний радиус резервуара $R = 0,5D = 7,3$ м.

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru