Расчетно-графическая работа

по дисциплине:

« Строительные конструкции »

Тема:

« Сборный железобетонный цилиндрический

и прямоугольный резервуары для воды

со сборным балочным перекрытием »

Исполнитель: \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

Руководитель: \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ Шидловский Э.С.

Минск-2006

**Расчет сборной, преднапряженной ребристой**

**железобетонной плиты перекрытия.**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Сбор нагрузок на 1м2 перекрытия резервуара | | | | |
|
| № | вид нагрузки | норматив, кН/м2 | γF | расчетная величина, кН/м2 |
|  | постоянные |  | | |
| 1 | грунт: ρg = 16кН/м3 | 16 | 1.15 | 18.4 |
| 2 | асфальто-бетонная стяжка:  t = 30мм; ρст = 18кН/м3 | 0.54 | 1.35 | 0.73 |
| 3 | гидроизоляция:  t = 10мм | 0.15 | 1.35 | 0.2 |
| 4 | собственный вес ж/б плиты:  ρsb = 25кН/м3 | 2.75 | 1.15 | 3.16 |
|  | (gn) qk’ = | 19.44 | qd’ = | 22.5 |
|  | временная |  | | |
| 1 | снеговая  (1 район - г.Брест) | 0.8 | 1.5 | 1.2 |
|  | (gn) qk’ = | 20.24 | qd’ = | 23.7 |

* b × l = 1500×6000м – номинальные размеры ж/б плиты;
* b × l = 1480×5970м – конструктивные размеры ж/б плиты;
* qk = qk’•b = 20.24•1.5 = 30.36кН/м;
* qd = qd’•b = 23.7•1.5 = 35.55кН/м;
* бетон класса: панели стенки – С45/55; панели перекрытия – С30/37;
* γc = 1.5 – частный коэффициент безопасности по бетону;
* арматура: S1400; S400; S240.



**Определение расчетных нагрузок**

Расчетная схема плиты – однопролетная разрезная свободнолежащая балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Предварительно задаемся размерами ригеля, на который опираются плиты:

h = l/10 = 6000/10 = 600мм

b = 0.5h = 600/2 = 300мм

Ширина пролета: leff = l – а3 – ½(b - a3) = 6000 – 30 – ½(300 - 30) = 5.835м,

где а3 – ширина шва.

Найдем максимальные усилия от внешней расчетной нагрузки – расчетный изгибающий момент и расчетную поперечную силу:

Msd = qd•leff2/8 = 35.55•5.8352/8 = 151.3кН•м;

Vsd = qd•leff/2 = 35.55•5.835/2 = 103.7кН.



Определим размеры поперечного сечения плиты и требуемое расчетом количество продольной преднапряженной арматуры:·



* высота сечения: hf = l/20 = 6000/20 = 300мм;
* расчетная ширина сжатой полки таврового сечения: hf’ = 50мм;
* рабочая высота: h = hf – hf’ = 300 – 50 = 250мм;
* ширина продольных ребер понизу: bp = 60÷90мм, принимаем bp = 80мм;
* ширина продольных ребер поверху: bp’ = 100÷150мм, принимаем bp’ = 120мм;
* ширина ребер: b = 2•bр = 2•80 = 160мм;
* ширина верхней полки bf = 1480мм;
* ширина верхней полки с зазорами bn = 1500мм;
* высота рабочей (полезной) части сечения d = h – сcov = 300 – 20 = 280мм. Поскольку арматура – S1400, следовательно, сcov ≥ 20;
* x – высота сжатой зоны.

**Расчет прочности и подбор продольной рабочей арматуры в ребрах.**



Рассмотрим тавровое сечение. Предположим, что нейтральная ось проходит в полке, т.к. х ≤ hf’ = 50мм, то сжатая зона сечения представляет собой прямоугольник Acc = b’eff•x (площадь сечения бетона в сжатой зоне).

Величина сcov – защитный слой бетона – принимается в зависимости от вида арматуры: для стержневой S1400, т.е. ccov = 20мм и диаметр ø, соответственно, 3…15мм.

Определим c для стержневой арматуры, располагаемой в 2 ряда:



Армирование проведем в 2 ряда. Соответственно, тогда получаем:

dрасч. = h – cmax = 300 – 60 = 240мм – рабочая высота сечения.

αm = Msd/(fcd•b’eff•d2), где:

fсd = fck/γc = 30/1.5 = 20МПа;

fck, fctk – временное сопротивление осевому, соответственно, сжатию и растяжению призм, МПа,

fcd, fctd – расчетное сопротивление осевому сжатию и растяжению призм, МПа.

αm = (151.3•106)/(20•1480•2402) = 0.088 – зона деформирования

Зная величину αm, определим ζ – относительную высоту сжатой зоны.

Из формулы: Msd ≤ fcd•b’eff•x•(d – 0,5•x), выражаем:

ζ•(1 – 0,5•ζ) = αm, следовательно, ζ = 0.093; η = 0.953.

x = ζ•d = 0.093•240 = 22.32мм, следовательно, нейтральная ось проходит в сжатой зоне полки.

Определяем количество продольной напряженной арматуры:

Asp = Msd/f0.2d•d•η = 151.3•106/1165•240•0.953 = 567.8мм2;

n = Asp/asp(ø6мм) = 567.8/28.3 = 20шт.

Тогда фактическая площадь напряженной арматуры:

Aspфакт. = asp•n = 28.3•20 = 566мм2.

сфакт. = 20 + 3 + 10 + 10 = 43мм =>

dфакт. = 300 – 43 = 257мм

dфакт. > dрасч.

**Расчет полки плиты на местный изгиб.**

Номинальные размеры полки в свету:

-между продольными ребрами: l1 = bf – 2•bp’ = 1480 – 2•120 = 1240мм

-между поперечными ребрами: l2 = 1470 – 2•120 = 1230мм.



Определяем отношение l1/l2 = 1240/1230 ≈ 1 < 3, следовательно, полка плиты рассчитывается как плита, опертая по контуру, поэтому ее моменты равны в обоих направлениях. И момент в данном случае равен:



Учтем защемление плиты по контуру. Примем армирование плиты пролетных и опорных сечений одинаковыми.

Расчетная нагрузка на 1м2 плиты толщиной 50мм с учетом ее собственной массы и данных равна:

кН/м.п.

кН/м.п.

Расчетный изгибающий момент в опорном и пролетном сечениях полки плиты для полосы шириной 1м определяем, имея в виду, что армирование плиты ведется рулонными сварными сетками:

кН•м



Принимаем: с = 20мм; расчетная высота сечения полки плиты b = 1000мм. Для сварной сетки с рабочими стержнями в обоих направлениях арматуры S400: ccov = 20мм и ø, соответственно, 6…22мм. Принимаем ø = 6мм.

мм

мм

Определяем количество поперечной арматуры на 1м полки:



Зная величину αm, определим ζ – относительную высоту сжатой зоны: ζ = 0.032; η = 0.984.

x = ζ•d = 0.032•27 = 0.86мм

Определяем количество продольной напряженной арматуры:

мм2

Подбором определяем количество арматуры. Рабочая арматура ставится в обоих направлениях, т.к. полка работает в обоих направлениях.

n = Asp/asp(ø6мм) = 72.2/28.3 = 2.55 ≈ 3шт.

Принимаем сварную сетку с рабочими стержнями ø6мм S400 с шагом Sw = 200мм.



**Расчет прочности по наклонным сечениям.**

В продольных ребрах плиты устанавливаются плоские каркасы с горизонтальной монтажной арматурой, конструктивно. Диаметр поперечных стержней принимается из условия технологии сварки. Принимаем арматуру S240, мм, мм.



За грань арматуры должно заводиться ≥ 2 стержня и в поперечнике ≥ 2, т.о.:



Проверяем условия необходимости расчета поперечных стержней:

, где:

 - расчетная поперечная сила от нагрузки, кН; в данном случае кН;

 - расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования, кН.

Прочность бетонного сечения:

, кН, где:

 - коэффициент, определенный по опытным данным (0,6 – принимаем минимальное значение);

 - коэффициент, учитывающий влияние на прочность сечения предельной растянутой арматуры:

 - коэффициент, учитывающий влияние свесов полок таврового сечения;

 - коэффициент, учитывающий влияние свесов полок таврового сечения, предварительно напряженных;



МПа – см. ранее по расчету – для .

кН

Поскольку , то поперечные стержни устанавливаем по расчету.

Теперь задача всего расчета сводится к нахождению оптимального шага установки поперечных стержней арматуры. Определим минимальный шаг поперечных стержней из 3-х условий:

1. расчетный шаг:

, мм, где:

МПа – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

 - площадь поперечного сечения стержней в нормальном сечении;

, кН – поперечное усилие – усилие воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины элемента, где:

 - коэффициент, определенный по опытным данным (= 2).

 Н/м.п.

 Н/м.п.

Для дальнейшего расчета принимаем наибольшую величину  Н/м.п.:



1. максимально допустимый шаг:

, мм, где:

 - коэффициент, определенный по опытным данным (= 1.5).

мм

3) по конструктивным требованиям:

Т.к. hпл = 300мм < 450мм, то Sw = h/2 < 150мм.

Принимаем минимальное значение из трех условий Sw1 = 150мм (кратно 50). С этим шагом устанавливаем поперечные стержни на приопорных участках ребер плиты длиной:

м

В средней части пролета устанавливаем арматуру с шагом:

Sw = ¾ ×h

Sw = ¾ ×30 = 225мм

Принимаем шаг Sw2 = 200мм.



**Расчет плиты перекрытия по образованию трещин, нормальных**

**к продольной оси элемента.**

Т.к. конструкция данной ж/б плиты относится к III категории трещиностойкости XC2 – водонасыщенное состояние поверхности конструкции, длительное время контактирующей с водой. Расчет ведется по нормативным нагрузкам и сопротивлениям материала с учетом усилия предварительного напряжения арматуры.

Проверим условие образования трещин:

, где:

 - изгибающий момент от внешних нормативных нагрузок, кН•м;

 - изгибающий момент, который может воспринять сечение без образования трещин, кН•м.

, кН•м, где:

 - нормативная нагрузка на 1м2; кН•м.

кН•м

, кН•м, где:



, мм3 –момент сопротивления сечения относительно нижней растянутой грани, трещиностойкость которой проверяется с учетом пластических свойств, где:

 - коэффициент, учитывающий физические свойства бетона; ;

, мм3 - момент сопротивления приведенного сечения, где:

 -момент инерции относительно растянутой грани приведенного сечения, мм4:

, мм, где:

 - статический момент приведенного сечения относительно нижней растянутой грани сечения, мм3:



мм3 при

МПа – отношение модулей арматуры S240 и бетона С30.

 - приведенная площадь бетона, мм2:

мм2

мм.



мм4;

мм3;

мм3.

Момент Msk определяют при расчете по образованию трещин в зоне сечения от действия внешних нагрузок, но считают от усилия предварительного обжатия бетона:

, Н, где:

γp = 0.9 –механическое натяжение;

σ0, max = (0.8…0.9)•f0.2k – для стержневой арматуры.

кН.

Эксцентриситет усилия обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения:

eop = y0 – cфакт. = 217.8 – 43 = 174.8мм;

мм;

кН•м

кН•м >кН•м

Условие не выполняется, образуются трещины. Следовательно, необходим расчет ширины раскрытия трещин.

**Расчет стенки прямоугольного железобетонного резервуара**

Рассчитаем и законструируем стенку сборного прямоугольного железобетонного резервуара со сборным балочным перекрытием.

Исходные данные:

* ненапрягаемая арматура класса S400 с  Н/мм2;
* бетон класса С45/55; γс = 1.5 – частный коэффициент безопасности по бетону:

 Н/мм2;

 Н/мм2;

* г. Брест.

Сборные стеновые панели (по расчетному сечению I-I):

* толщина 250мм;
* номинальная ширина (в осях) 3м;
* конструктивная ширина 2760мм.

Стыки стеновых панелей шириной 200мм замоноличивают бетоном класса С16/20. Внизу стеновые панели заделываются в паз монолитного днища (жесткое защемление), вверху соединяются со сборными железобетонными плитами перекрытия на сварке (шарнирно-подвижное закрепление).

Расчет стеновой панели производится для двух случаев:

1) в период гидравлического испытания от гидростатического давления жидкости при отсутствии обвалования грунтом;

2) в период эксплуатации на давление грунта обвалования при отсутствии давления жидкости (опорожненное состояние – ремонт, профилактика и т.д.).

Стеновые панели рассчитываются по балочной схеме с жесткой заделкой внизу и шарнирным соединением вверху (расчетная ширина балки – 1м).

**Определение расчетных нагрузок**

Расчетные схемы:

* при загружении гидростатическим давлением жидкости
* от горизонтального давления грунта



* резервуар находится в стадии испытания – нагрузка от гидростатического давления воды на уровне заделки стеновых панелей в днище:

кН/м.п.;

* резервуар находится в стадии эксплуатации – в случае незаполненного резервуара водой – величина бокового давления грунта возрастает с увеличением глубины по линейному закону:

, м, где:

м – высота от плиты перекрытия до поверхности земли;

м – толщина устройства панели перекрытия;

м – временная нагрузка на поверхности  (для такой расчетной схемы стеновой панели) заменяется эквивалентным слоем грунта, плотность которого принимаем .

м

Расчетное боковое давление грунта по верху стенки:

, кН/м.п., где:

- угол внутреннего трения грунта, при котором - коэффициент, учитывающий связность грунта.

В результате получаем:

кН/м.п.

Нагрузки от давления грунта с учетом обвалования на уровне заделки стеновой панели в днище:

, кН/м.п., где:

м, соответственно:

кН/м.п.

**Определение максимальных изгибающих моментов в расчетных сечениях по высоте стеновой панели**

* для резервуара в стадии испытания (от давления воды – расчетные сечения у защемления – по I-I):



Найдем опорный момент в защемлении:

кН\*м.п.

Далее определим пролетный момент:

кН\*м.п.

Необходимо определить расчетное сечение, в котором действует пролетный момент (от защемления):

м

* для резервуара в стадии эксплуатации (от давления грунта):



кН\*м.п.

кН\*м.п.

кН\*м.п.

кН\*м.п.

кН\*м.п.

кН\*м.п.

Этот момент действует в сечении на расстоянии:

м

**Подбор сечения вертикальной рабочей арматуры.**

Ввиду небольшого различия между величинами изгибающих и опорных моментов для двух случаев загружения стенки (давление воды + давление грунта) принимаем симметричное армирование, и расчет производим по максимальным моментам:

кН\*м.п. – в пролетном сечении;

кН\*м.п. – в опорном сечении.

Расчетная ширина условной балки – полоса стеновой панели шириной 1м и толщина стеновой панели – 250мм:

мм

Расчет ведем как для прямоугольного сечения с одинарной арматурой.

Класс бетона С45/55; γс = 1.5.

Н/мм2.

Класс арматуры – S400;

Н/мм2.

1. в пролетном сечении:

; следовательно, ζ = 0.025; η = 0.988.

Определяем количество продольной напряженной арматуры:

мм2/м.п.

n = Asp/asp(ø10мм) = 462.6/78.5 = 5.89 ≈ 6шт.

Тогда фактическая площадь напряженной арматуры:

Aspфакт. = asp•n = 78.5•6 = 471мм2/м.п.

Т.е. принимаем 6 стержней ø10мм S400 с Aspфакт. = 628.0мм2/м.п. и шагами: горизонтальным мм и вертикальным мм. Предусматриваем сварную плоскую сетку С1:



1. в опорном сечении:

, следовательно, ζ = 0.04; η = 0.98.

Определяем количество продольной напряженной арматуры:

мм2/м.п.

Т.к. в опорном сечении стоит вертикальная арматура пролетного момента с Aspфакт. = 471мм2/м.п., то требуется дополнительно на опорный момент:

Aspфакт. = 740.8 - 471 = 269.8мм2/м.п.,

n = Asp/asp(ø9мм) = 269.8/63.6 = 4.26 ≈ 5шт =>

Aspфакт. = asp•n = 63.6•5 = 318мм2/м.п.

Т.е. принимаем еще 5 стержней ø9мм S400 с Aspфакт. = 318мм2/м.п. и шагом мм. И ставим дополнительную сетку С2.

Устанавливаем симметрично с 2-х сторон сечения стеновой панели.

;  =>м, где:

x – точка теоретического отрыва вертикальных стержней С2, где они не нужны по расчету.

За данную точку необходимо завести стержни на длину зоны анкеровки ≥ 20 диметров вертикальных стержней, т.е. 20•9 = 180мм.



**Расчет стенки цилиндрического подземного резервуара**

Рассчитаем и законструируем стенку сборного цилиндрического железобетонного резервуара со сборным балочным перекрытием.

Исходные данные:

* предварительно-напряженная арматура класса S1400 с  Н/мм2;
* ненапряженная арматура класса S400 с  Н/мм2;
* бетон класса С45/50; γс = 1.5 – частный коэффициент безопасности по бетону:

 Н/мм2;

 Н/мм2.

* qd = 35.55кН/м – расчетная нагрузка от перекрытия, следовательно:

кН/м.п.;

* Hn = 4.6м – высота стеновой панели;
* Bn = 1.57м – номинальная ширина в осях стеновой панели (кратна π = 3.14, следовательно C = 2•π•R – целое число панелей);
* Bст = 0.14м – ширина вертикального стыка панелей;
* Bн = 1.57 – 0.14 = 1.43м – конструктивная ширина стеновой панели при прямом стыке:



* сопряжение стенки с днищем – шарнирно-подвижное (при наличии битумной мастики – коэффициент трения бетона о битумную мастику f = 0.5).

**Определение кольцевых усилий и вертикальных моментов в расчетных сечениях по высоте стеновой панели**

Для определения кольцевых растягивающих усилий в стенке, разбиваем стенку по высоте на зоны по 1м (нумерация зон сверху вниз h1, h2…) и определяем кольцевые растягивающие усилия в центре каждой зоны:



Частный коэффициент безопасности для гидростатического давления ; плотность химически чистой воды :

кН;

кН;

кН;

кН;

кН;

кН;

Найдем собственный вес панели стенки на 1м.п.:

, кН/м.п., где:

плотность железобетона:

кН/м.п.

Нормальная сила на уровне днища равна:

кН/м.п.

Сила трещин между стенкой и днищем:

кН/м.п.

Определяем кольцевые растягивающие усилия с учетом силы трения по зонам:

, где:

характеристика жесткости стенки;

η1 – коэффициент для расчета балок на упругом основании (грунтовое обвалование стенки резервуара или подземный резервуар); η1 определяется по таблице 10.1 в зависимости от от φ = (х/S), где х – расстояние от низа стенки до рассматриваемого сечения (Байкова, 1980г.).

Проверим условие:

, где:

кН/м.п.,

кН/м.п.,



Т.к. условие не выполняется, в расчет вводим меньшую величину, т.е.:

кН/м.п.

Для сечения по низу стенки при x = 0, φ = (х/S) = 0 и η1 = 1:

кН;

Для сечения на расстоянии x = 0.5м (ц.т. 5-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (0.5/1.9) = 0.56 и η1 = 0.686:

кН;

Для сечения на расстоянии x = 1.5м (ц.т. 4-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (1.5/1.9) = 0.79 и η1 = 0.227:

кН;

Для сечения на расстоянии x = 2.5м (ц.т. 3-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (2.5/1.9) = 1.32 и η1 = -0.0043:

кН;

Для сечения на расстоянии x = 3.5м (ц.т. 2-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (3.5/1.9) = 1.84 и η1 = -0.0059:

кН;

Для сечения на расстоянии x = 4.3м (ц.т. 1-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (4.3/1.9) = 2.26 и η1 = -0.065:

кН.

Вертикальный (меридиональный) изгибающий момент определяется по формуле:

, кН•м, где:

η2 – коэффициент для расчета балок на упругом основании (грунтовое обвалование стенки резервуара или подземный резервуар); η2 определяется по таблице 10.1 в зависимости от от φ = (х/S), где х – расстояние от низа стенки до рассматриваемого сечения (Байкова, 1980г.).

Для сечения по низу стенки при x = 0, следовательно φ = (х/S) = 0 и η2 = 0:

кН•м;

Для сечения на расстоянии x = 0.5м (ц.т. 5-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (х/S) = (0.5/1.9) = 0.56 и η2 = 0.237:

кН•м;

Для сечения на расстоянии x = 1.5м (ц.т. 4-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (1.5/1.9) = 0.79 и η2 = 0.313:

кН•м;

Для сечения на расстоянии x = 2.5м (ц.т. 3-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (2.5/1.9) = 1.32 и η2 = 0.2547:

кН•м;

Для сечения на расстоянии x = 3.5м (ц.т. 2-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (3.5/1.9) = 1.84 и η2 = 0.2018:

кН•м;

Для сечения на расстоянии x = 4.3м (ц.т. 1-ой зоны) от низа стеновой панели, следовательно φ = (4.3/1.9) = 2.26 и η2 = 0.087:

кН•м;

Максимальный меридиональный момент в стенке возникает при кН/м.п. и действует в сечении с ординатой x, соответствующей максимальному значению коэффициента η2, а именно η2 = 0.313 (при x0 = 1.5м):

кН•м.

Эпюры кольцевых растягивающих усилий и вертикальных изгибающих моментов в расчетных сечениях по высоте стеновой панели



**Расчет на центральное растяжение стенки цилиндрического резервуара**

Найдем площадь сечения напряженной кольцевой арматуры (рабочей, определяемой расчетом для восприятия кольцевых растягивающих усилий) по зонам для определения требуемого ее количества с учетом увеличения прочности на 30-40% для обеспечения трещиностойкости стенки (арматура S1400, следовательно Н/мм2):

мм2;

мм2;

мм2;

мм2; мм2;

Сведем полученные данные в таблицу:

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № зоны | , кН | fyd, МПа | Аsр•1.3, мм2 | аsр, мм2 (S1400 Ø10) | Принято для  каждой зоны: |
| 1 | 296.5 | 1165 | 330.9 | 78.5 | 4 × S1400 Ø10, Аsр= 314 |
| 2 | 557.9 | 622.5 | 8 × S1400 Ø10, Аsр= 628 |
| 3 | 1049.3 | 1170.9 | 15 × S1400 Ø10, Аsр= 1177.5 |
| 4 | 1017.6 | 1135.5 | 15 × S1400 Ø10, Аsр = 1177.5 |
| 5 | 467.5 | 521.7 | 7 × S1400 Ø10, Аsр= 549.5 |

**Расчет стеновой панели цилиндрического резервуара на монтажные нагрузки (от собственного веса с учетом коэффициента динамичности )**

Определим собственный вес плиты:

, кН/м.п., где:

плотность железобетона:

кН/м.п.

кН•м.

Т.к.момент от монтажных нагрузок меньше максимального меридионального:

кН•м < кН•м

Т.о. площадь сечения вертикальной арматуры сетки стеновой панели подбираем по наибольшему значению, т.е. кН•м:

с = 30мм;

d = h – с = 140 – 30 = 110мм;

с = сcov + (dS/2) = 20 + (20/2) = 30мм.

Т.к. арматура S1400 – Н/мм2 и бетон класса С45/55 – Н/мм2, то получаем:

; следовательно, ζ = 0.08; η = 0.960.



Определяем количество продольной напряженной арматуры:

мм2/м.п.

Теперь найдем количество устанавливаемых стержней:

n = Asp/asp(ø9мм) = 232.5/63.6 = 3.65 ≈ 4шт;

Aspфакт = asp•n = 63.6•4 = 254.4мм2/м.п.

Принимаем 4 стержня ø9мм S1400 с Aspфакт. = 254.4мм2/м.п. и шагом мм. Поставим сварную сетку С1.

**Список используемой литературы:**

1. В.Н.Байков, С.Г.Стронгин – «Строительные конструкции», м.: «Стройиздат», 1980г. – 364с.;
2. Ю.В.Зайцев – «Строительные конструкции заводского изготовления», м.: «Высшая школа», 1987г. – 352с.;
3. СНиП 2.03.84 «Бетонные и железобетонные конструкции», 1984г.;
4. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции», 2003г.