***Техническое задание***

*Разработать проект плоского железобетонного ребристого перекрытия по заданному плану перекрываемого помещения. Проект перекрытия составить в двух вариантах: в монолитном и сборном железобетоне.*

***Состав проекта***

*По варианту в монолитном железобетоне:*

1. *схему балочной клетки,*
2. *расчет плиты,*
3. *арматурный чертеж плиты.*

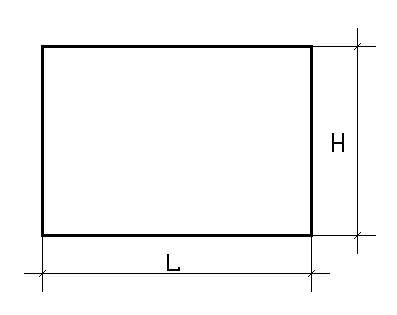
*По варианту в сборном железобетоне:*

1. *схему разбивки перекрытия на сборные элементы,*
2. *расчет элементов настила и прогона,*
3. *арматурный чертеж настила и прогона,*
4. *деталь узла сопряжения прогона с колонной.*

***Исходные данные***

*Полезная нагрузка Р= 17 кН / м2*

***Схема перекрываемого помещения***



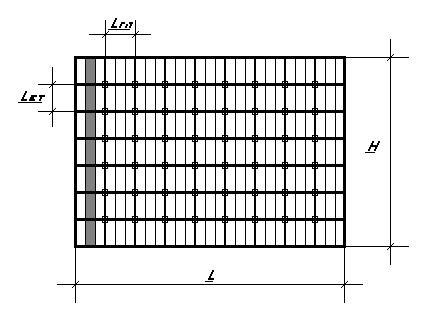
***L= 54 м***

***H= 38 м***

***Стр 3***

***1. Компоновка балочного перекрытия и назначение***

***основных размеров элементов***



*где L=54 м, Н=38 м*

*lгл=6 м, lвт=5,4 м*

***Определение толщины плиты***

*hпл=>lпл / 30 , где lпл= 2 м*

*hпл=>2 / 30 = 0,066 = 0,07 м = 7 см*

***Определение параметров главных и второстепенных балок***

*hгл=(от 1/8 до 1/12) lгл , hвт=(от 1/10 до 1/15) lвт ,*

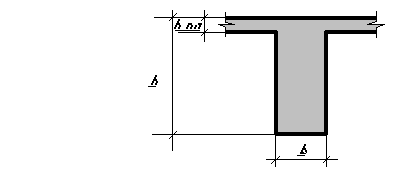
*где lгл=6 м где lвт=5,4 м*

*назначаем hгл=60 см назначаем hвт=50 см*

*bгл=( от 0,3 до 0,5 ) hгл bвт=( от 0,3 до 0,5 ) hвт*

*назначаем bгл=30 см назначаем bвт=25 см*

*Сечение балки*



***Стр 4***

***2. Расчет балочной плиты***

***2.1. Статический расчет балочной плиты***

*При расчете из перекрытия мысленно вырезается (перпендикулярно второстепенным балкам ) полоса шириной 1м, которая и рассматривается как многопролетная неразрезная балка, несущая постоянную и временную нагрузки.*

*Постоянная нагрузка в большинстве случаев бывает равномерно распределенной, а временная ( полезная ) может быть распределенной по любому закону или сосредоточенной. В нашем случае примем ее также равномерно распределенной.*

*Все нагрузки сведем в таблицу № 1.*

***Таблица № 1.***

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Нагрузка*** | ***g****n*  *кН / м2* | ***n*** | ***g***  *кН / м2* | ***g\****  *кН / м* |
| *Вес плиты* | *1,68* | *1,1* | *1,85* | *1,85* |
| *Пол* | *1,62* | *1,2* | *1,95* | *1,95* |
| *Сумма* |  |  |  | *3,8* |
| *Полезная* | *17* | *1,2* | *20,4* | *20,4* |

*где gn пл=hпл\*  бетона=0,07\*2400=1,68 кН / м2,*

*тип пола “чистый цементный пол по шлакобетону”*

*При обычном статическом расчете неразрезных балок предполагается шарнирное опирание их на опоры, не препятствующее*

*повороту опорных сечений. Плита же ребристого перекрытия, будучи монолитно связанной с балками, не может свободно поворачиваться на промежуточных опорах. Это упругое защемление плиты на промежуточных опорах отражается главным образом на изгибающих моментах средних пролетов. Для косвенного учета упругого защемления плиты во второстепенных балках в качестве условной расчетной постоянной и временной нагрузок принимают*

*q’=g\*+p\*/2=3,8+20,4 / 2= 14 кН / м*

*p’=p\*/2=20,4 / 2= 10,2 кН / м*

***Стр 5***

*Статически неопределимая многопролетная неразрезная сводится к расчету пяти пролетной балки если фактическое число пролетов больше или равно пяти. Таким образом, в плите с пятью и пролетами и более необходимо найти пять значений изгибающих моментов: М1, М2, М3, МВ, МС.*

*Изгибающие моменты в расчетных сечениях определим из формулы:*

*М= \*q’l2пл +  \*p’l2пл,*

*где \*- коэф. влияния от действия постоянной нагрузки q’*

*\*- коэф. влияния от действия временной нагрузки p’*

*Расчеты представлены в таблице № 2.*

***Таблица № 2.***

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Сечение*** | ***Схема***  ***загружения*** | ***\**** | ***\*q’l2пл***  *кН / м* | ***\**** | ***\*p’l2****пл*  *кН / м* | ***М=М****q’+****M****p’*  *кН / м* |
| *1* | *1* | *0,0779* | *4,3624* | *0,0989* | *4,03512* | *8,39752* |
| *2* | *2* | *0,0329* | *1,8424* | *0,0789* | *3,21912* | *5,06152* |
| *3* | *1* | *0,0461* | *2,5868* | *0,0855* | *3,4884* | *6,0752* |
| *В* | *3* | *-0,1053* | *-5,8968* | *-0,1196* | *-4,87968* | *-10,77648* |
| *Вгр* |  |  |  |  |  | *-7,75148* |
| *С* | *4* | *-0,0799* | *-4,4744* | *-0,1112* | *-4,53696* | *-9,01136* |
| *Сгр* |  |  |  |  |  | *-5,98636* |

*Значения моментов по граням второстепенных балок Вгр и Сгр рассчитываем по формуле:*

*Мгр = - Мос+( ( q’+ p’ )\* lпл\* bвт ) / 4*

*где Мос - значение момента по оси опоры*

*lпл - пролет плиты*

*bвт - ширина второстепенной балки*

***Стр 6***

***2.2. Определение площади сечения арматуры в плите***

*Для элементов монолитного ребристого перекрытия принимаем бетон марки М 400 и стержневую арматуру из стали класса А-III. Призменная прочность для бетона марки М 400 Rпр=17.5 МПа*

*( табл.1 (1)). Определим расчетное сопротивление арматуры по табл.2(1). Для арматуры класса А-III, Rа= 340 МПа.*

*Расчет арматуры сведен в таблицу №3.*

***Таблица №3***

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Сече-ние*** | ***М***  ***кН/м*** | ***h0***  ***см*** | ***А0*** | ****** | ***Fа расч***  ***см2*** | ***Сортамент*** | ***Fа факт***  ***см2*** | ***%*** |
| ***1*** | ***2*** | ***3*** | ***4*** | ***5*** | ***6*** | ***7*** | ***8*** | ***9*** |
| ***1*** | *8,39752* | *6* | *0.139* | *0.925* | *4.45* | ** | *4.45* | *0.747* |
| ***2*** | *5,06152* | *6* | *0.080* | *0.960* | *2.58* | ** | *2.69* | *0.448* |
| ***3*** | *6,07520* | *6* | *0.096* | *0.950* | *3.13* | ** | *3.18* | *0.530* |
| ***Вгр*** | *-7,75148* | *6* | *0.123* | *0.935* | *4.06* | ** | *4.02* | *0.670* |
| ***Сгр*** | *-5,98636* | *6* | *0.095* | *0.950* | *3.08* | ** | *3.08* | *0.513* |

*Пример расчета первой строки:*

*Полезную высоту плиты уточним по наибольшему пролетному или моменту по грани опоры. Задавшись процентом армирования %=( от 0.6 до 0.9 )% = 0.8% определим относительную высоту сжатой зоны:*

**

*где R - граничное значение относительной*

*высоты сжатой зоны ( табл. 3 прил. III )*

**

*Затем по той же таблице найдем соответствующее  значение А0 и подсчитаем полезную высоту плиты:*

**

*где b = 100 см*

***Стр 7***

**

*Полная высота плиты h = h0 + a ( a = 15-20 мм )*

*Подобранную высоту плиты сохраняем во всех пролетах, предварительно округлив ее до целого сантиметра h0 = 6 см. Затем определяем параметр А0:*

**

**

*и соответствующее ему значение  ( табл. 3 прил. III )*

*=0.925*

*Площадь арматуры найдем из зависимости:*

**

*По сортаменту подбираем количество и диаметр стержней с таким расчетом, чтобы отклонение Fa факт от Fа в большую сторону было не более чем на 10%, а в меньшую не превышало 3%. Стержней должно быть не менее пяти.*

*Фактический процент армирования определяем по формуле:*

**

**

***Стр 8***

***3.2. Статический расчет главных балок***

*Статический расчет главных балок монолитных ребристых перекрытий следовало бы выполнить с учетом влияния жесткости колонн, т.е. как ригелей рамной конструкции. Однако вследствии того, что погонные жесткости колонн, как правило, значительно меньше погонных жесткостей главных балок, последние обычно рассчитываются без учета защемления в колоннах.*

*Нагрузка на главную балку передается от второстепенных балок в виде сосредоточенных сил G и P.*

*G = Gпол + Gпл + Gвт + Gгл ,*

*где*

*Gпол = lпл \* gн пол \* n \* lвт=*

*= 2м \* 1.62кН/м2 \* 1.3 \* 5.4м = 22.75 кН = 2275 кг*

*где n=1.2 - 1.3*

*gн пол - нормативная нагрузка от собственного веса*

*1 м2 пола ( см. Табл. №1 )*

*Gпл = lпл \* hпл \* \* n \* lвт=*

*= 2м \* 0.08м \* 2400кг/м3 \* 1.1 \* 5.4м = 2281 кг*

*где n = 1.1*

*= 2400кг/м3, плотность железобетона*

*Gвт = ( hвт - hпл ) \* bвт \*  \* n \* lвт =*

*= ( 0.5м - 0.08м ) \* 0.25м \* 2400кг/м3 \* 1.1 \* 5.4м = 1497 кг*

*где n = 1.1*

*= 2400кг/м3, плотность железобетона*

*Gгл = ( hгл - hпл ) \* bгл \*  \* n \* lпл =*

*= ( 0.6м - 0.08м ) \* 0.3м \* 2400кг/м3 \* 1.1 \* 2м = 824 кг*

*где n = 1.1*

*= 2400кг/м3, плотность железобетона*

*G = 2275кг + 2281кг + 1497кг + 824кг = 6877 кг*

*Расчетную полезную нагрузку Р определим из зависимости*

*Р = pн \* n \* lпл \* lвт= 17кН/м2 \* 1.2 \* 2м \* 5.4м = 220.32 кН = 22032 кг*

*где n = 1.2*

*pн - нормативная полезная нагрузка, действующая на*

*1м2 перекрытия ( см. Табл. №1 )*

***Стр 9***

*Для построения огибающих эпюр М и Q достаточно определить их значения в точках приложения грузов и над опорами. Подсчет значений ординат огибающих эпюр М и Q произведем в табличной форме.*

***Таблица № 4.***

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Сече*** | ***Х***  ***l*** | ***Влияние q*** | |  | ***Влияние p*** | |  | ***Расчетные***  ***моменты*** | |
| ***ни*** |  | ***\**** | ***Mq*** | ***\*max*** | ***\*min*** | ***Mp max*** | ***Mp min*** | ***M max*** | ***M min*** |
| *А* | *0.00* | *0.000* | *0.000* | *0.000* | *0.000* | *0.000* | *0.000* | *0.000* | *0.000* |
| *1.1* | *0.33* | *0.240* | *9903* | *0.287* | *-0.047* | *37940* | *-6213* | *47843* | *3690* |
| *1.2* | *0.66* | *0.146* | *6024* | *0.240* | *-0.094* | *31726* | *-12426* | *37750* | *-6402* |
| *В* | *1.00* | *-0.281* | *-11594* | *0.038* | *-0.319* | *5023* | *-42169* | *-6571* | *-53763* |
| *2.1* | *1.33* | *0.076* | *3136* | *0.205* | *-0.129* | *27100* | *-17052* | *30236* | *-13916* |
| *2.2* | *1.66* | *0.099* | *4085* | *0.216* | *-0.117* | *28554* | *-15466* | *32639* | *-11381* |
| *С* | *2.00* | *-0.211* | *-8706* | *0.086* | *-0.297* | *11389* | *-39261* | *2683* | *-47967* |
| *3.1* | *2.33* | *0.123* | *5075* | *0.228* | *-0.105* | *30140* | *-13880* | *35215* | *-8805* |
| *3.2* | *2.66* | *0.123* | *5075* | *0.228* | *-0.105* | *30140* | *-13880* | *35215* | *-8805* |

***Таблица № 5.***

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Сече*** | ***Х***  ***l*** | ***Влияние q*** | |  | ***Влияние p*** | |  | ***Расчетные***  ***поперечн. силы*** | |
| ***ни*** |  | ***\**** | ***Qq*** | ***\*max*** | ***\*min*** | ***Qp max*** | ***Qp min*** | ***Q max*** | ***Q min*** |
| *А* | *0* | *0.719* | *4945* | *0.860* | *-0.140* | *18948* | *-3084* | *23893* | *1861* |
| *B* | *1* | *-1.281* | *-8810* | *0.038* | *-1.319* | *837* | *-29060* | *-7973* | *-37870* |
| *B* | *1* | *1.070* | *7358* | *1.262* | *-0.191* | *27805* | *-4208* | *35163* | *3150* |
| *C* | *2* | *-0.930* | *-6396* | *0.274* | *-1.204* | *6037* | *-26527* | *-359* | *-32923* |
| *C* | *2* | *1.000* | *6877* | *1.242* | *-0.242* | *27364* | *-5332* | *34241* | *1545* |

*Расчетными моментами в пролетах считаются максимальные положительные моменты, а на опорах - моменты у граней колонн, определяемые по формуле :*

*Мгр = -Мос + !Q! \* bк /2 ,*

*где bк - ширина колонны,*

*!Q! - наименьшая по модулю поперечная*

*сила справа или слева от опоры*

***Стр 10***

***3.3. Определение площади сечения продольной арматуры***

*Полезную высоту балки определяем по формуле :*

**

*где М - наибольший расчетный пролетный или изгибающий*

*момент по грани опоры,*

*b - ширина ребра балки,*

**

*где  - процент армирования ( 1,5%- 2%)*

**

*По полученному значению определим А0 ( табл. 3 прил III ). А0 = 0.314*

*см*

*Полученную высоту округляем до 5 см в большую сторону.*

*Принимаю высоту h = 60 см, h0 = 57 см.*

*Уточнив геометрические размеры сечения балки, приступим к определению площади сечения продольной арматуры. На участках отрицательных изгибающих моментов ( у опор ), где плита попадает в растянутую зону, площадь арматуры определяют как в прямоугольном сечении ( см. п. 2.2. )*

*На участках же положительных моментов ( в пролетах ), где плита попадает в сжатую зону, площадь арматуры определяется так же, как в балках таврового сечения. Прежде всего выбирается расчетная ширина полки ( если hпл/hгл =>0.1 то b’<=lпл ).*

*hпл/hгл = 8 / 57 = 0.133 > 0.1*

*Следовательно принимаю b’= 200 см. Теперь установим положение нейтралиной оси. Если Мполки => М то нейтральная ось проходит в полке и, следовательно, сечение расчитывается как прямоугольное с шириной равной bп’ ( см. п. 2.2. )*

***Стр 11***

*Мполки=b’\*h’\*Rb\*( h0-hпл/2 ) = 200\*8\*1750\*( 57 - 4 ) = 1.456\*108 Н/см*

*145600 кг / м > 52567 кг / м*

*Мполки > М*

*Расчет продольной арматуры выполняю в табличной форме.*

***Таблица № 6.***

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Сече-ние*** | ***М***  ***кН/м*** | ***h0***  ***см*** | ***А0*** | ****** | ***Fа расч***  ***см2*** | ***Сортамент*** | ***Fа факт***  ***см2*** | ***%*** |
| ***1*** | ***2*** | ***3*** | ***4*** | ***5*** | ***6*** | ***7*** | ***8*** | ***9*** |
| ***1 *** | *0* | *57* | *0* | *0* | *0* | *0* | *0* | *0* |
| ***2 Т*** | *478.43* | *57* | *0.051* | *0.973* | *25.73* | **  ** | *9.42*  *+18.47*  *27.89* | *1.63* |
| ***3***  ***4*** | *525.67* | *57* | *0.308* | *0.810* | *33.49* | **  ** | *9.42*  *+22.81*  *32.23* | *1.88* |
| ***5 Т*** | *326.39* | *57* | *0.029* | *0.985* | *17.07* | ** | *18.85* | *1.10* |
| ***6***  ***7*** | *479.13* | *57* | *0.280* | *0.830* | *29.78* | **  ** | *9.42*  *+22.81*  *32.23* | *1.88* |
| ***8 Т*** | *352.15* | *57* | *0.031* | *0.987* | *18.41* | **  ** | *9.42*  *+11.4*  *20.82* | *1.21* |
| ***9*** | *479.13* | *57* | *0.280* | *0.830* | *29.78* | **  ** | *9.42*  *+22.81*  *32.23* | *1.88* |

*Расчет выполняется аналогично расчёту площади сечения арматуры в плите ( см. п. 2.2. ).*

***Стр 12***

***3.4. Подбор поперечной арматуры в главной балке.***

*Главная балка армируется пространственными сварными каркасами выполненными из плоских каркасов. Для удобства армирования число плоских каркасов во всех пролетах главной балки должно быть одинаковым. Диаметр поперечной арматуры равен:*

*dsw = ( 1/3 - 1/4 ).ds= 8 мм*

*Максимальный шаг хомутов расчитывается по формуле:*

**

*затем в соответствии с нормами назначается действительный шаг хомутов. Так для первого пролета Qmax=379 кН ; Umax=74 см , но в соответствии с нормами на опорном участке шаг хомутов 0.5>U<h/3*

*при h>450, поэтому принимаю (Lоп=2м) U1 = 200 мм ;*

*в середине пролета 0.5>U<3h/4 , принимаю U2 = 450 мм.*

*Для остальных пролетов принимаем такие же значения для шагов хомутов U1 = 200 мм для Lоп=2м и U2=500 мм*

*Выполним проверку*

**

*Где n - число срезов хомута*

*b - ширина ребра балки*

*fx - площадь одной ветви хомута*

*Rax - расчетное сопротивление хомута*

*Rвт - расчетное сопротивление бетона на разрыв*

**

*6115 > 1800*

*условие выполнено!!!*

***Стр 13***

***4. Проектирование колонн и фундаментов ребристиго перекрытия.***

***4.1. Основные конструктивные требования к проектированию колонн.***

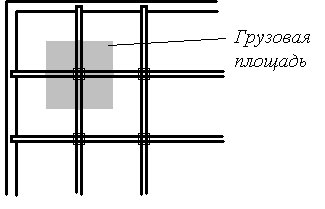
*Колонны предназначены для поддержания железобетонного перекрытия. Будучи жестко связанными с главными балками, они фактически представляют собой стойки рамной конструкции. Поэтому в них в общем случае возникают сжимающие усилия, изгибающие моменты и поперечные силы. Однако при пролетах, незначительно отличающихся друг от друга, средние колонны ребристого перекрытия, как правило, испытывают незначительный изгиб и их практически можно считать центрально сжатыми.*

*Армирование железобетонной колонны осуществляется стержневой продольной арматурой и хомутами.*

*Поперечное сечение центрально сжатых колонн обычно имеет форму квадрата. Размеры сечений колонн следует принимать кратными 5 см. Минимальные размеры поперечного сечения колонн из монолитного железобетона 300 X 300 мм.*

***4.2. Расчет колонны.***

*Грузовая площадь для одной колонны равна*



*Fгр пл = lгл + lвт = 6 \* 5.4 = 32.4 м*

*Усилие действующее на колонну от собственного веса перекрытия:*

*G = gсв \* Fгр пл = 3.8 кН/м2 \* 32.4 м2 = 123.12 кН*

*Нагрузка от собственного веса колонны:*

*Gсвк = bк2 \* hк \* 3Hк \* б \* n = 0.352 \* 3 \* 4 \* 24 = 35.28 кН*

*Нагрузка от веса главной балки:*

*Gгл = ( 0.6 - 0.08 ) \* 0.3 \* 24 \* 6 \* 1.1 = 24.7 кН*

***Стр 14***

*Нагрузка от веса второстепенных балок:*

*3Gвт = (( 0.5 - 0.08 ) \* 0.25 \* 24 \* 5.4 \* 1.1) \* 3 = 45 кН*

*Суммарная нагрузка:*

*Gкол = Gпол + Gгл + 3Gвт = 123.12 + 24.7 + 45 = 193 кН*

*Сжимающая сила N действующая на колонну в сечении 1-1:*

*N1-1 = 3Gкол + Gсв к + 2P = 3\*193+ 35.28 + 2\*661 = 1936.3 кН*

*где Р = р \* Fгр пл = 20.4 \* 32.4 = 660.96 кН*

*При заданном сечении колонны площадь арматуры определяется по формуле :*

******

*здесь m=1 ( т.к. bк > 20 см )*

* - коэф.продольного изгиба, определяется из формулы*

* б + 2(жб)RsAs/RбAб =*

*= 0.91 + 2( 0.92 - 0.91 ) \* 34000 \* 15.2/1350\*1225 = 0.91625*

*жб = 0.91 ( табл. 6 [1] )*

*зададимся диаметром и числом старжней арматуры 422, тогда Аs = 15.2 см2.*

**

*Принимаем для колонны 422 с сечением 15.2 см2.*

*Для объединения продольной арматуры в общий каркас и придания ему жесткости, а так-же для предотвращения выпучивания стержней арматуры вследствии их продольного изгиба, колонна армируется сварными каркасами. Расстояние между хомутами принимаю L=0.4 м, диаметр арматуры для хомутов dсв= 8 мм.*

*При изготовлении колонн, продольные стержни у основания колонн стыкуются с выпусками из фундамента, а вверху - со стержнями колонн вышележащего этажа.*

***Стр 15***

***4.3. Проектирование фундамента.***

*Фундамент здания состоит из отдельных монолитных железобетонных фундаментов ступенчатой формы ( рис. 19 [1] ).*

*Высота каждой ступени и общая высота фундамента принимаются кратными 150 мм. Размеры ступеней ( за исключением нижней ) назначаются так, чтобы входящие углы уступов располагались на плоскости, проведенной под углом 45’ от основания колонны. Глубина заложения фундаментов Нз = 1.2 - 1.5 м диктуется глубиной промерзания.*

*В производственных зданиях глубина заложения фундаментов часто определяется отметкой основания оборудования.*

***4.4. Расчет фундамента.***

*Площадь подошвы фундамента:*

**

*где nср=1.15 - усредненный коэффициент перегрузки,*

*Rгр=300 кН/м2 - расчетное сопротивление грунта,*

*ср=20 кН/м2 - усредненная плотность фундамента и грунта,*

*Нз - глубина заложения фундамента.*

*Ширина фундамента равна:*

*аф = bф = Fф1/2 = 2.5 м*

*Высоту фундамента определяю по формуле:*

**

*принимаю высоту Hф=75 см*

*Проверяю условие:*

*Р <= k \* Rp \* H0ф \* рср ,*

***г****де Р = N - Fосн \*гр ,**где гр = N / Fф = 1936,3 / 6.23 = 310.8 кН / м2*

*Fосн=(hк - 2Ноф)\*(hк - 2Ноф) = 3 м*

***Стр 16***

*Р = 1936.3 - 3 \* 310.8 = 1005 кН*

*рср= 2(0.75+0.35+0.69)= 3.7 м*

*1005 < 1 \* 106 \* 0.69 \* 3.7 = 25.5 кН*

*проверка выполнена!*

*Минимальную рабочую высоту первой ступени фундамента определяю по формуле:*

**

*принимаю h01 = 0.4 м и h02=0.35 м.*

***4.5. Армирование фундамента.***

*Площадь сечения рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольных выступов фундамента в сечениях I-I (у грани колонны)*

*и II-II ( у грани второго уступа ) .*

*Моменты в этих сечениях определяю по формулам :*

**

**

*Сечение арматуры нахожу по формуле:*

**

*Принамаю в обоих направлениях арматуру 1414 ( Fфакт=21.55 см2 )*

*Стержни ставятся с шагом 17 см.*

***Стр 17***