1. **КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ.**

Ригели поперечных рам – трехпролетные, на опорах жестко соединены с крайними и средними колоннами. Ригели расположен в поперечном направлении, за счет чего достигается большая жесткость здания.

Поскольку нормативная нагрузка на перекрытие (4 кПа) меньше 5 кПа, принимаем многопустотные плиты. Наименьшая ширина плиты – 1400 мм. Связевые плиты расположены по рядам колонн. В среднем пролете предусмотрен такой один доборный элемент шириной 1000 мм. В крайних пролетах предусмотрены по монолитному участку шириной 425 мм.

В продольном направлении жесткость здания обеспечивается вертикальными связями, устанавливаемыми в одном среднем пролете по каждому ряду колонн. В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается по релико-связевой системе: ветровая нагрузка через перекрытие, работающие как горизонтальные жесткие диски, предается на торцевые стены, выполняющие функции вертикальных связевых диафрагм, и поперечные рамы.

Поперечные же рамы работают только на вертикальную нагрузку.

1. **Расчет многопустотной преднопряженной плиты по двум группам предельных состояний.**
   1. **Расчет многопустотной преднопряженной плиты по I группе предельных состояний**

**2.1.1 Расчетный пролет и нагрузки.**

Для установления расчетного пролета плиты предварительно задается размерами – ригеля:

высота h=(1/8+1/15)\*

l= (1/11)\*5.2=0.47≈0.5 м. ширина b=(0.3/0.4)\*hbm=0.4\*0.5=0.2 m.

При опирании на ригель поверху расчетный пролет плиты равен: l0=l-b/2=6-0.2/2=5.9 m.

**Таблица 1. Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м2 перекрытия**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Вид нагрузки** | **Нормативная нагрузка,**  **Н/м2** | **Коэффициент надежности по нагрузке** | **Расчетная нагрузка,**  **Н/м2** |
| Постоянная:  -собственный вес многопустотной плиты  -то же слоя цементного раствора,  g=20 мм, R=2000кг/м3  -тоже керамических плиток,  g=13 мм, R=1300кг/м3 | **2800**  **440**  **240** | **1,1**  **1,3**  **1,1** | **3080**  **570**  **270** |
| **Итого**  Временная  В т.ч. длительная  краткосрочная | **3480**  **4000**  **2500**  **1500** | **-**  **1,2**  **1,2**  **1,2** | **3920**  **4800**  **3000**  **1800** |
| **Полная**  В т.ч. постоянная и длительная  кратковременная | **7480**  **5980**  **1500** | **-**  **-**  **-** | **8720**  **-**  **-** |

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты 1,4 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания јn=0,95: постоянная g=3920\*1.4\*0.95=5.21 кН/м; полная g+ φ = 8720\*1,4\*0,95=11,6 кН/м; временная φ=4800\*1,4\*0,95=6,38 кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 м длины: постоянная g=3480\*1.4\*0.95=4.63 кН/м; полная g+ φ=7480\*1.4\*0.95=9.95 кН/м, в точности постоянная и длительная (g+ φ)l=5980\*1.4\*0.95=7.95 кН/м.

**2.1.2** **Усилие от расчетных и нормативных нагрузок.**

От расчетной нагрузки М=( g+ φ)l02/8=11.6\*103\*5.92/8=50.47 кН\*м;

Q==( g+ φ)l0/2=11.6\*103\*5.92/2=34.22 кН

От нормативной полной нагрузки М=9.95\*103\*5.92/8=43.29 кН\*м.

Q=9.95\*103\*5.92/2=29.35 кН. От нормативной постоянной и длительной нагрузки М=7.95\*103\*5.92/8=34.59 кН\*м.

**2.1.3 Установление размеров сечения плиты.**

Высота сечения многопустотной преднопряженной плиты h=l0/30=5.9/30≈0.2 м. (8 круглых пустот диаметром 0.14 м).

Рабочая высота сечения h0=h-e=0.2-0.03≈0.17 м

Размеры: толщина верхней и нижней полок (0.2-0.14) \*0.5=0.03 м. Ширина ребер: средних 0.025 м, крайних 0.0475 м.

В расчетах по предельным состоянием, I группы расчетная толщина сжатой полки таврого сечения hf’=0.03 м; отношение hf’/h=0.03/0.2=0.15>0.1-при этом в расчет вводится вся ширина полки bf’=1.36 м;рр расчетная ширина ребра b=1.36-8\*0.14=0.24 м.

Рисунок 2 – Поперечные сечения плиты а) к расчету прочности

б) к расчету по образованию трещин.

**2.1.4 Характеристики прочности в стене и арматуры.**

Многопустотную преднопряженную плиту армируем стержневой арматурой класса А-IV с электротермическим способом натяжения на упоры форм. К трещиностойкости плиты предъявляют требования 3 категории. Изделие подвергаем тепловой обработке при атмосферном давлении.

Бетон тяжелый класса В30, соответствующий напрягаемой арматуре.

Призменная прочность нормативная Rbn=Rb,ser=22 МПа, расчетная Rb=17 МПа, коэффициент условий работы бетона jb=0.9; нормативное сопротивление при растяжении Rbth=Rbt,ser=1.8 МПа, расчетное Rbt=1.2 МПа; начальный модуль упругости Еb=29 000 МПа.

Передаточная прочность бетона Rbp устанавливается так чтобы обжатии отношения Gbp/Rbp≤ 0.79

Арматура продольных ребер – класса А-IV, нормативное сопротивление Rsn=590 МПа, расчетное сопротивление Rs=510 МПа, модуль упругости Еs=190 000 МПа.

Преднапряжение арматуры принимаем равным Gsp=0.75Rsn=0.75\*590\*106=442.5 МПа.

Проверяем выполнение условия: при электротермическом способе натяжения р=30+360/l=30+360/6=90 МПа.

Gsp+p=(442.5+90)\*106=532.5 МПа<590 МПа - условие выполняется.

Вычисляем предельное отклонение преднапряжения:

Δjsp=6.5\*p/Gsp\*(1+1/√Пр)=0.5\*90\*106/442.5\*106\*(1+1/√5)=0.14>jspmin=0.1, где n=5 – число напрягаемых стержней;

Коэффициент точности натяжения при благоприятном преднапряжении jsp=1- Δjsp=1-0,14=0,86

При проверке на образование трещин в верхней для плиты при обжатии принимаем jsp=1+0,14=1,14.

Преднапряжение с учетом точности натяжения Gsp=0.86\*442.5\*106=380.6 МПа.

**2.1.5 Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси.**

**M=50.47 кН\*м.**

Вычисляем **αm=**М/(Rb\*bf’\*h20)=50.47\*103/(0.9\*17\*106\*1.36\*0.172)=0.084.

По таблице 3.1[1] находим: η=0,955; ζ=0,09; х= ζ\*h0=0,09\*0,17=0,015 м<0.03 м – нейтральная ось проходит в пределах сжатой зоны.

Вычисляем граничную высоту сжатой зоны:

ζR=w/[1+(Gsp/500)\*(1-w/1.1)]=0.73/[1+(529.4\*106/500\*106)\*(1-0.73/1.1)]=0.54,

где w=0,85-0,008\*Rb=0.85-0.008\*0.9\*17=0.73 – характеристика деформированных свойств бетона.

GSR=Rs+400-Gsp-ΔGsp=(510+400-380.6-0)\*106=529.4 МПа.

Коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести: jSG= η-( η-1)\*(2\* ζ/( ζ-1))=1.2-(1.2-1)\*(2\*.009/0.54-1)=1.33> η=1.2, где η=1,2 – для арматуры класса А-IV

Принимаем jSG= η=1,2.

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:

Аs=М/ jSG\*RS\* η\*h0=50.47\*103/1.2\*510\*106\*0.955\*.17=5.08\*10-4 м2.

Принимаем 5ø12 А-IV с А3=5,65\*10-4 м2.

* 1. **Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям II группы.**
     1. **Геометрические характеристики приведенного сечения.**

Круглое очертание пустот заменяем эквивалентным квадратным со стороной h=0.9\*d=0.9\*0.14=0.126 m.

Толщина полок эквивалентного сечения hf’=hf=(0.2-0.126)\*0.5=0.037 м. Ширина ребра b=1.36-8\*0.126=0.35 м. Ширина пустот:1.36—0.35=1.01; Площадь приведенного сечения Ared=1,36\*0,2-1,01\*0,126=0,145 м2.

Расстояние от нижней грани до ц.т. приведенного сечения y0=0.5\*h=0.5\*0.2=0.1 m.

Момент инерции сечения Jred=1.36\*0.23/12-1.01\*0.1263/12=7.38\*10-4 m4.

Момент сопротивления сечения по нижней зоне Wred= Jred/ y0=7.38\*10-4/0.1=7.38\*10-3 m3; то же по верхней зоне: Wred’=7.38\*10-3 m3.

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней) до ц.т. сечения.

τ = φn\*(Wred/Ared)=0.85\*(7.38\*10-3/0.185)=0.034 m.

то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней): τTnf = 0.034m.

здесь: φn = 1.6- Gbp/Rbp=1.6-0.75=0.85.

Отношение напряжения в бетоне от нормативных нагрузок и усилия обжатия к расчетному сопротивлению бетона для предельного состояния II группы предварительно принимаем равным 0,75.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне Wpl=j\* Wred=1.5\*7.38\*10-3=11.07\*10-3 m3; здесь j=1.5 – для двутаврового сечения при 2<b’f/b=bf/b=1.36/0.35=3.9<6.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия Wpl’ = 11.07\*10-3 m3.

* + 1. **Определение потерь преднапряжения арматуры.**

Коэффициент точности натяжения jsp=1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения G1=0.03Gsp=0.03\*442.5\*106=13.28 Мпа.

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и циорами G2=0, т.к. при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия P1=As\*( Gsp- G1)=5.65\*10-4\*(442.5-13.28)\*106=242.5 кН.

Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести сечения еор=0,1-0,03=0,07 м. Напряжение в бетоне при обжатии :

Gbp=P1/Ared+ P1/ еор\*y0/Jred=242.5\*103/0.115+242.5\*103\*0.07/7.38\*10-4=3.87 МПа..

Устанавливаем значение передаточной прочности бетона из условия Gbp/Rbp≤0.75;

Rbp=3.87\*106/0.75=5.31 МПа<0.5B30 – принимаем Rbp=15 МПа. Тогда отношение Gbp/Rbp=3,87\*106/15\*106=0.26.

Вычисляем сжимающее напряжение в бетоне на уровне ц.т. площади напрягаемой арматуры от усилия обжатия (без учета момента от веса плиты):

Gbp=242,5\*103/0,115+242,5\*103\*0,072/7,38\*10-4=3,28 МПа.

Потери от бытсронатекающей ползучести при Gbp/Rbp=3,28\*106/15\*106=0,22 и при α=0,25+0,025\*Rbp=0.25+0.025\*15=0.63<0.8 равны и G6=40\*0.22=8.8 МПа. Первые потери Glos1= G1+ G6=(13.28+8.8)\*106=22.07 МПа.

C учетом потерь Glos1 напряжение Gbp равно : P1=5.65\*10-4\*(442.5-22.08)\*106=237.54 кН.

Gbp=237,54\*103/0,115+237,54\*103\*0,072/7,38\*10-4=3,22 МПа.

Отношение Gbp/Rbp=3,22\*106/15\*106=0,21.

Потери от усадки бетона G8=35 МПа. Потери от ползучести бетона G9=150\*0,85\*0,21=26,78 Мпа.

Вторые потери Glos2= G8+ G9=61,78 МПа.

Полные потери Glos= Glos1+ Glos2=(22.08+61.78)\*106=83.86 МПа < 100 МПа – установленного минимального значения потерь. Принимаем Glos=100 Мпа.

Усилие обжатия с учетом полных потерь –

P2=As\*( Gsp- Glos)=5.65\*10-4\*(442.5-100)\*106=193.5 МПа.

* + 1. **Расчет прочности плиты сечением, наклонным к продольной оси.**

**Q=34.22 кА.**

Влияние усилия обжатия: Ntut=P2=193.5 кН.

φn=0,1\*N/ Rb+b\*h0=0.1\*193.5\*103/0.9\*1.2\*106\*0.27\*0.17=0.44<0.5.

Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчету. Условие: Qmax=2.5Rbt+b h0=2.5\*0.9\*1.2\*106\*0.24\*0.17=110.16 кН – удовлетворяет.

При q=g+φ/2=(5.21+6.38/2)\*103=8.4 кН/м и поскольку q1=0.16\* φbn(1+ φn)Rbtb=0.16\*1.5\*1.44\*0.9\*1.2\*106\*0.24=89.58 кН/м>q=8.4 кН/м, принимаем

с=2,5h=2.5\*0.17=0.43 m.

Другое условие: Q= Qmax-qc=(34.22-8.4\*0.43)\*103=30.61 кН/м;

Qb= φbn(1+ φbn) Rbt\*b\*h02\*c=1.5\*1.44\*0.9\*1.2\*106\*0.24\*0.172/0.43=37.63 кН>Q=30.61 кН – удовлетворяет также.

Следствие, поперечная арматура по расчету не требуется. Конструктивно на приопорных участках длиной 0,25l устанавливаем арматуру ø4 Вр-I с шагом S=h/2=0.2/2=0.1m; в средней части пролета поперечно арматуре не применяется.

* + 1. **Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси. М=43.29 кН\*м.**

Условие: М≤Мerc

Вычисляем момент образования трещин по приближенному способу ядровых моментов:

Мerc=Rbt,sec\*Wpl+Mrp=1.8\*106\*7.38\*103+17.31\*103=30.59 кН\*м,

Где Мrp=P2\*(eop+rtng)=0.86\*193.5\*103\*(0.07+0.034)=17.31 кН\*м – ядровой момент усилия обжатия..

Поскольку М=43,29 кН\*м>Мerc=30,59 кН\*м, трещины в растянутой зоне образуется.

Проверяем, образуется ли начальные трещины в верхней зоне плиты при обжатии при --- коэффициента точности натяжения jsp=1.14.

Расчетное условие: P1(eop-τrnj)≤Rbtp\*W’pl=9.95 кН\*м.

Rbtp\*Wpl=1.15\*106\*11.07\*10-3=16.61 кН\*м;

Т.к. P1(eop-τinf)=9.95 кН\*м< Rbtp\*W’pl=16.61 кН\*м., начальные трещины не образуются.

Здесь - Rbtp=1,15 МПа – сопротивление бетона растяжению, соответствующее передаточной прочности бетона 15 МПа.

* + 1. **Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.**

Предельная ширина раскрытия трещин: непродолжительная аerc=0,4 мм, продолжительная аerc=0,3 мм. Изгибающие моменты от нормативных нагрузок: постоянной и длительной М=34,59 кН\*м, полной М=43,29 кН\*м. Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок:

Gs=[M-P2(Z1-lsn) ]/Ws=[34.59\*103-193.5\*103(0.1515-0)]/0.086\*10-3=61.33 МПа.

Где Z1=h0-0.5hf’/2=0.17-0.5\*0.037/2=0.1515 – плечо внутренней пары сил;

lsn=0 так как усилие обжатия l приложено в ц.т. площади нижней напрягаемой арматуры, момент: Ws=As\*Z1=5.65\*10-4\*0.1515=0.086\*10-3 – момент сопротивления сечения по растянутой арматуре.

Приращение напряжений в арматуре от действия полной нагрузки:

Gs=(43,29\*103-193,5\*103\*0,1515)/0,086\*10-3=162,5 Мпа.

Вычисляем:

- ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия веса нагрузки.

acrc1=0.02(3.5-100μ)gηφl(Gs/Es)3√d=0.02(3.5-100\*0.0138)1\*1\*1(162.5\*106/190\*104)\* 3√0.012=0.13\*10-3 m, где μ=Аs/b\*h0=5.65\*10-4/0.24\*0.17=0.038, d=0.012 m – диаметр растянутой арматуры.

- ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок:

acrc1’=0.02(3.5-100\*0.0138)\*1\*1\*1(61.33\*106/190\*104)\* 3√0.012=0.07\*10-3 m.

- ширину раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок :

acrc2=0.02(3.5-100\*0.0138)\*1\*1\*1,5(61.33\*106/190\*104)\* 3√0.012=0.105\*10-3 m

Непродолжительная ширина раскрытия трещин:

acrc= acrc1- acrc’+ acrc2=(0.13-0.07+0.105)\*103=0.165\*10-3 m<0.4\*10-3m

Продолжительная ширина раскрытия трещин:

acrc= acrc2=0.165\*10-3 m<0.3\*10-3m

**2.2.6. Расчет прогиба плиты.**

Прогиб определяем от постоянной и длительной нагрузок; f=b0/200=5.0/200≈0.03 m

Вычисляем параметры необходимые для определения прогиба плиты с учетом трещин в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок, М=34,59 кН\*м, суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия.

Ntot=P2=193.5 кН; эксцентриситет ls,tot=M/ Ntot=34.59\*103/193.5\*103=0.18 m; φl=0.8 – при длительной действии нагрузок.

Вычисляем: φm= (Rbtp,ser\* Wpl)/(M-Mτp)=(1.8\*106\*11.07\*10-3)/(34.29\*103-17.31\*103)=1.17>1 – принимаем φm=1.

Ψs=1.25-0.8=0.45<1.

Вычисляем кривизну оси при изгибе:

1/Z=M/h0\*Z1(Ψs/Es\*As+ Ψb/v\*Eb\*Ab)-(Ntot\* Ψs)/h0\*Es\*As=

=34.59\*103/0.17\*0.1515\*((0.45/190\*109\*5.65\*10-4)+0.9/0.15\*29\*109\*0.068)-(193.5\*103\*0.45)/0.17\*190\*109\*5.65\*10-4=0.0052 m-1.

Прогиб плиты равен : f=5/48\*l20\*1/2=5/48\*5.92\*0.0052=0.019m<0.03m.

* + 1. **Расчет плиты на усилия, возникающие в период изготовления, транспортирования и монтажа.**

За расчетное принимаем сечение, расположенное на расстоянии 0,8 м от торца панели. Плиту рассчитываем на нагрузку от собственной массы:

ζс.в=(0,2-1,4-π0,072\*8)\*25000\*1,1=4,31 кН/м.

Момент от собственного веса: Мс.в= ζ с.в\*l02/2=4.31\*103\*0.82/2=1.38 кН\*м.

Вычисляем : αм= (Ntot\*(h0-a)+Mc.в)/Rb\*b\*h02=0.268

По таблице 3.1[1] находим : η=0,84

As=∑M/Rs\*τ\*h0=28.47\*103/280\*106\*0.84\*0.17=7.12\*10-4 m2.

Принимаем 5ФМ А-II с Аs=7.69\*10-4 m2 для каркаса КП-1.

1. **Расчет трехпролетного неразрезного ригеля.**

**3.1. Расчетная схема и нагрузки.**

Нагрузки на ригель собираем с грузовой полосы шириной, равной номинальной длине плиты перекрытия.

Вычисляем расчетную нагрузку на 1 м длины ригеля.

Постоянная: от перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания:

jn=0.95; g1=3920\*6\*0.95=22.34 кН/м;

- от веса ригеля : g2=0.2\*0.5\*25000\*1.1\*0.95=2.61 кН/м;

Итого: g=g1+g2=(22.34+2.61)\*103=24.95 кН/м.

Временная нагрузка с учетом jn=0.95; φ=4800\*6\*0,95=27,36 кН/м, в точности длительная

φl=3000\*6\*0.95=17.1 кН/м.

Кратковременное φкр=1800\*6\*0,95=10,26 кН/м.

Полная расчетная нагрузка – g+ φ=(24.95+27.36)\*103=52.31 кН/м.

**3.2 Вычисление изгибающих моментов в расчетных сечениях ригеля.**

Вычисляем коэффициент отношения погонных жесткостей ригеля колонны. Сечение ригеля принято 0,2\*0,5 м; сечение колонны 0,25\*0,25 м.

R=Jbm\*lcol/Jcol\*lbm=0.2\*0.52\*4.2/0.25\*0.253\*5.2=5.2

Пролетные моменты ригеля:

1. в крайнем пролете – схемы загружения 1+2 – опорные моменты М12= -51,9 кН\*м;

М21= -113,09 кН\*м; нагрузка g+ φ =52.31 кН/м; поперечные силы Q1=( g+φ)l/2-( М12- М21)/l=52.31\*103\*5.2/2-(-51.9+113.09)\*103/5.2=119 кН. Q2=142.55 кН.

Максимальный пролетный момент М=Q12/2\*( g+φ)+M12=(119\*103)2/2\*52.31\*103-51.9\*103=83.46 кН\*м.

2) в среднем пролете – с х. загружения 1+3 – опорные моменты М23=М32= -107,79 кН\*м; максимальный пролетный момент М=( g+φ)\*l2/8=52.31\*103\*5.22/8-107.78\*103=69.02 кН\*м.

**Таблица 2. Опорные моменты ригеля при различных схемах загружения.**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| **Схема загружения** | **Опорные моменты, кН\*м** | | | |
| **М12** | **М21** | **М23** | **М32** |
|  | **-0,032\*24,95\*5,22**  **= - 21,59** | **-0,0992\*24,95\*5,22**  **= - 66,93** | **- 0,092\*24,95\*5,22**  **= - 62,07** | **- 62,07** |
|  | **-0,041\*27,36\*5,22**  **= - 30,31** | **- 0,0628\*27,36\*5,22**  **= - 46,46** | **-0,0282\*27,36\*5,22**  **= - 20,86** | **- 20,86** |
|  | **0,009\*27,36\*5,22**  **= 6,66** | **-0,0365\*27,36\*5,22**  **= - 27** | **-0,0618\*27,36\*5,22**  **= - 45,72** | **- 45,72** |
|  | **-0,031\*27,36\*5,22**  **= - 22,93** | **-0,1158\*27,36\*5,22**  **= - 85,67** | **-0,1042\*27,36\*5,22**  **= - 77,09** | **-0,0455\*27,36\*5,22**  **= -33,66** |
| Расчетные схемы для опорных моментов | **1+2**  **-51,9** | **1+4**  **-152,6** | **1+4**  **-139,16** | **-139,16** |
| Расчетные схемы для пролетных моментов | **1+2**  **-51,9** | **1+2**  **-113,09** | **1+3**  **-107,79** | **-107,79** |

**3.3 Перераспределение моментов под влиянием образования пластических шарниров в ригели.**

Практический расчет заключается в уменьшении примерно на 30% опорных моментов ригеля М21 и М23 по схеме загружения 1+4; при этом намечается образование пластических шарниров на опоре.

К опоре моментов схем загружения 1+4 добавляем выравнивающую эпюру моментов так, чтобы уравнялись опорные моменты М21= М23  и были обеспечены удобства армирования опорного узла .Ординаты выравнивающей эпюры моментов.

∆M21=0.3\*152.6\*103=45.78 кН\*м; ∆M23=((139,16-(152,6-45,78))\*103=32,34 кН\*м; при этом ∆М12=- ∆М21/3=45,78\*103/3=15,26 кН\*м; ∆М32≈ - ∆М23/3=- 32,34\*103/3= - 10,78 кН\*м.

Разность ординат в узле выравнивающей эпюры момента предается на стойки. Опорные моменты на эпюре выровненных моментов составляют:

М12=((-21,59-22,93)-15,26)\*103=- - 59,78 кН\*м;

М21=-152,6\*103+45,78\*103=106,82 кН\*м;

М23=-139,16\*103+32,34\*103= - 106,82 кН\*м;

М32=(-62,07-33,66-10,78)\*103= -106,51 кН\*м.

Рисунок 3 – к статическому расчету ригеля.

а) эпюры изгибающих моментов при различных комбинациях нагрузок

б) выравнивающая эпюра моментов

в) выравнивающая эпюра моментов

**3.4 Опорные моменты ригеля по грани колонны.**

Опорные моменты ригеля по грани средней колонны слева М(21)1:

1)по схеме загружения 1+4 и выравнивающей эпюре моментов: М(21)1=М21-Q2\*hcol/2=106.82\*103-145.05\*103\*0.25/2=88.7 кН\*м

здесь: Q2=(g+φ)\*l/2-(M21-M12)/l=52.31\*103\*5.2/2-(106.82+59.78)\*103/5.2=145.05 кН; Q1=(136-9.05)\*103=126.95 кН

2) по схеме загружения 1+3: М(21)1=93,93\*103-80,06\*103\*0,25/2=83,92 кН.

Где Q2=gl/2-(M21-M12)/l=24.95\*103\*5.2/2-(-93.93+14.93)\*103/5.2=80.06 кН.

3) по схеме загружения 1+2: М(21)1=113,09\*103-145,05\*103\*0,25/2=94,96 кН\*м.

Опорный момент ригеля по грани средней колонны справа М(23)1:

1) по схеме загружения 1+4 и выровненной эпюре моментов М(23)1=М23-Q2\*hcol/2=106,82\*103-136,07\*103\*0,25/2=89,81 кН\*м.

здесь: Q=52.31\*103\*5.2/2-(-106.82\*103+106.51\*103)/5.2=136.07 кН\*м.

2) по схеме загружения 1+2: М(23)1<М23=82,93 кН\*м.

Следовательно, расчетный опорный момент ригеля по грани средней опоры М=94,96 кН\*м.

Опорный момент ригеля по грани крайней колонны по схеме загружения 1+4 и выровненной эпюре моментов:

М(12)1=М12-Q1\*hcol/2=59,78\*103-126,95\*103\*0,25/2=43,91 кН\*м.

**3.5 Поперечные силы ригеля.**

Для расчета прочности ригеля по наклонным сечениям принимаем значения поперечных сил ригеля, большие из двух расчетов: упругого расчета и с учетом перераспределения моментов.

На крайней опоре Q1=126.95 кН; на средней опоре слева по схеме загружения 1+4 Q2=52,31\*103\*5,2/2- (-152,6+44,52)\*103/5,2=156,8 кН; На средней опоре справа по схеме загружения 1+4 Q2=52,31\*103\*5,2/2- (-136,16+95,73)\*103/5,2=144,36 кН;

**3.6 Характеристики прочности бетона и арматуры.**

**3.7 Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси.**

Высоту сечению ригеля уточняем по опорному моменту при ζ=0,35, поскольку на опоре момент определен с учетом образования пластического шарнира. Принятое же сечения затем следует уточнить по пролетному наибольшему моменту (если пролетный момент>опорного). В данном случае проверку не производим, т.к. Мпр=83,46 кН\*м<Моп=94,96 кН\*м.

По таблице 3,1[1] при ζ=0,35 находим αм=0,289 и опираем рабочую высоту сечения ригеля :

h0=√M/ αм\*Rb\*b=√94.96\*103/0.289\*0.9\*11.5\*106\*0.2=0.4 m.

Полная высота сечения h=h0+a=0.4+0.06=0.46 m.

Принимаем h=0.5 m, h0=0.44 m.

Сечение в I пролете, М=83,46 кН\*м.

h0=h-a=0.5-0.06=0.44 m.

Вычисляем : αм=М/ Rb\*b\*h20=83.46\*103/0.9\*11.5\*106\*0.2\*0.442=0.208

По таблице 3.1[1] находим η=0,883 и опираем площадь сечения арматуры:

As=M/Rs\*h0\* η=83.46\*103/365\*106\*0.883\*0.44=5.88\*10-4m2.

Принимаем 2 ø12 А-III+2ø16 A-III с Аs=6.28\*10-4 m2.

Сечение в среднем пролете, М=69,02 кН\*м.

αм=69,02\*103/0,9\*11,5\*106\*0,2\*0,442=0,172; η=0,905.

Сечение арматуры : As=69.02\*103/365\*106\*0.905\*0.44=4.75\*10-4 m2.

Принимаем : 2ø12 А-III+2ø14 A-III с Аs=5.34\*10-4 m2.

Сечение по средней опоре: М=94,96 кН\*м.

αм=94,96\*103/0,9\*11,5\*106\*0,2\*0,442=0,237; η=0,865.

Сечение арматуры As= 94,96\*103/365\*0.865\*0,44=6.84\*10-4 m2;

Принимаем 2ø10 А-III+2ø20 A-III с Аs=7,85\*10-4 m2.

Сечение на крайней опоре, М=43,91 кН\*м.

Арматура располагается в один ряд: h0=h-a=0.5-0.03=0.47 m.

αм=43,91\*103/0,9\*11,5\*106\*0,2\*0,472=0,096;

η=0,95.

As=43.91\*103/365\*106\*0.95\*0.47=2.69\*10-4 m2.

Принимаем : 2 ø14 А-III с Аs=3.08\*10-4 m2.

**3.8 Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси.**

На средней опоре поперечная сила Q=156.8 кН. Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сверки с продольной арматурой ø=20 мм и принимаем равным ø=5мм с As=0.196\*10-4 m2 с Rsw=260 МПа.

Число каркасов ----, при этом Asw=2\*0.196\*10-4=0.392\*10-4 m2. Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям S=h/3=0.5/3=0.17 m – принимаем S=0.15m. Для всех приопорных участников длиной 0,25l принимаем шаг S=0.15 m, в средней части пролета шаг S=(3/4)h=0.75\*0.5=0.375=0.4 m.

Вычисляем : qsw=Rsw\*Asw/S=260\*106\*0.392\*10-4/0.15=67.95 кН/м.

Qbmin=φb3\*Rbt\*b\*h0=0.6\*0.9\*0.9\*106\*0.2\*0.44=42.77 кН.

Qsw=67.95 кН\*м>Qbmin/2h0=42.77\*103/2\*0.44=48.6 кН/м – ус-ие удолетворяется.

Требование: Smax= φlτRbtb\*b\*h02/Qmax=1.5\*0.9\*0.9\*106\*0.2\*0.442/156.8\*103=0.3 m>S=0.15 m – выполняется.

При расчете прочности вычисляем: Mb= φlτRbtb\*b\*h02=2\*0.9\*0.9\*106\*0.2\*0.442=62.73 кН\*м. Поскольку q1=g+φ/2=(24.95+27.36/2)\*103=38.63 кН\*м>0.56qsw=0.56\*67.95\*103=38.05 кН\*м, вычисляем значение (с) по qτ:

с= √Мв/(q1+qsw)=√62.73\*103/(38.63+67.95)\*103=0.77 m<3.33h0=3.33\*0.44=1.47m. Тогда Qb=62.73\*103/0.77=81.47 кН.

Поперечная сила в вершине наклонного сечения:

Q=Qmax-q1\*c=156.8\*103-38.63\*103\*0.77=127.05 кН.

Длина проекции расчетного наклонного сечения:

С0=√Мb/qsw=√62.73\*103/67.95\*103=0.96 m>2h0=2\*0.44=0.88 m – принимаем С0=0,88 м.

Тогда Qsw=qsw\*c0=97.95\*103\*0.88=59.8 кН.

Условие прочности: Qb+Qsw=(81.47+59.8)\*103=141.27 кН>Q=127.05 кН – удовлетворяется.

Производим проверку по сжатой наклонной полосе:

μsw=Asw//b\*S=0.392\*10-4/0.2\*0.15=0.0013;

α=Es/Eb=170\*109/27\*109=6.13;

φw1=1+5\*α\* μw1=1+5\*6.13\*\*0.0013=1.04;

φb1=1-0.01\*Rb=1+0.01\*0.9\*11.5=0.9.

Условие прочности: Qmax=156.8 кН<0.3φw1\* φb1\*Rb\*h0=0.3\*1.04\*0.9\*0.9\*11.5\*106\*0.2\*0.44=

255.75 кН – удовлетворяется.

**3.9 Построение эпюры арматуры.**

Эпюру арматуры строим в такой последовательности:

Рассмотрим сечение I пролета арматуры: 2 ø12 А-III+2ø16 A-III с Аs=6,28\*10-4 m2.

Определяем момент, воспринимаемый сечением с этой арматурой, для чего рассчитываем необходимые параметры:

h0=h-a=0.5-0.06=0.44 m;

μ=As/b\*h0=6.28\*10-4/0.2\*0.44=0.0071;

ζ=μ\*Rs/Rb=0.0071\*365\*106/0.9\*11.5\*106=0.25;

η=1-0.5\*0.25=0.875;

Ms=As\*Rs\*h0\* η=6.28\*10-4\*365\*106\*0.875\*0.44=88.25 кН\*м.

Арматура 2ø12 А-III обрывается в пролете, а стержни 2ø16 А-III с As=4.02\*10-4 m2 доводятся до опор.

Определяем момент, воспринимаемый сечением с этой арматурой:

h0=h-a=0.5-0.03=0.47 m;

μ=As/b\*h0=4.02\*10-4/0.2\*0.47=0.0043;

ζ=μ\*Rs/Rb=0.0043\*365\*106/0.9\*11.5\*106=0.152;

η=1-0.5\*0.152=0.924;

Ms=As\*Rs\*h0\* η=4.02\*10-4\*365\*106\*0.924\*0.47=63.72 кН\*м.

Графически определяем точки теоретического обрыва двух стержней ø12 А – III. Поперечная сила в первом сечении Q1=30 кН, во II сечении Q2=40 кН.

Интенсивность поперечного армирования в I сечении при шаге хомутов S=0.15 m равна :

Qsw=Rsw-Asw/S=260\*106\*0.392\*10-4\*0.15=67.95 кН/м. Длина анкеровки W1=30\*103/2\*67.95\*103+5\*0.012=0.28 m>20d=20\*0.012=0.24m.

Во II сечении при шаге хомутов S=0.4 m:

Qsw=260\*106\*0.392\*10-4=25.48 кН/м.

Длина анкеровки W2=40\*103/2.25.48\*103+5\*0.012=0.84m>20d=0.24m.

Во II пролете принята арматура 2 ø12 А-III+2ø14 A-III с Аs=5,34\*10-4 m2.

h0=0.44 m;

μ=5.34\*10-4/0.2\*0.44=0.091;

ζ=0.0061\*365\*106/0.9\*11.5\*106=0.215;

η=1-0.5\*0.215=0.892;

Ms=As\*Rs\*h0\*η=5.34\*10-4\*365\*106\*0.892\*0.44=76.5 кН\*м.

Стержни 2ø14 А-III с As=3.08\*10-4 m2 доводится до опор h0=0.47 m;

μ=3.08\*10-4/0.2\*0.47=0.0033;

ζ=0.0033\*365\*106/0.9\*11.5\*106=0.116;

η=1-0.5\*0.116=0.942.

Ms=As\*Rs\*h0\*η=3.08\*10-4\*365\*106\*0.942\*0.47=49.77 кН\*м.

В месте теоретического обрыва стержня 2ø12 А-III поперечная сила Q3=40 кН;

qsw=25.48 кН/м; Длина анкеровки: W3=40\*103/2\*25.48\*103+5\*0.00120.84m>20d=20\*0.0012=0.24m.

На средней опоре принята арматура 2ø10 А-III+2ø20 А-III с As=7.85\*10-4 m2.

h0=0.44 m;

μ=7.65\*10-4/0.2\*0.44=0.0089;

ζ=0.0089\*365\*106/0.9\*11.5\*106=0.314;

η=1-0.5\*0.314=0.843.

Ms=As\*Rs\*h0\*η=7.65\*10-4\*365\*106\*0.843\*0.44=106.28 кН\*м.

Графически определим точки теоретического обрыва двух стержней ø20А – III. Поперечная сила в первом сечении Q4=90 кН; qsw=67.95 кН/м; Длина анкеровки W4=90\*103/2\*67.95\*103+5\*0.02=0.76m>20d=20\*0.02=0.4m.

На крайней опоре принята арматура 2ø14 А – III с As=3.08\*10-4 m2.

Арматура располагается в один ряд.

h0=0.47m;

μ=3.08\*10-4/0.2\*0.47=0.0033;

ζ=0.0033\*365\*106/0.9\*11.5\*106=0.116;

η=1-0.5\*0.116=0.942.

Ms=As\*Rs\*h0\*η=3.08\*10-4\*365\*106\*0.942\*0.47=49.77 кН\*м.

Поперечная сила в ---- обрыва стержней Qs=100 кН;

Qsw=67.95 кН/м; Длина анкеровки – W5=100\*103/2\*67.95\*103+5\*0.014=0.8m>20d=20\*0.014=0.28m.

**3.10 Расчет стыка сборных элементов ригеля.**

Рассматриваем вариант бетонированного стыка. В этом случае изгибающий момент на опоре воспринимается соединительными и бетоном, заполняющий полость между торцами ригелей и колонной.

Изгибающий момент на грани колонны: М=94,96 кН\*м. Рабочая высота сечения ригеля

h0=h-a=0.5-0.015=0.485 m. Принимаем бетон для замоноличивания класса B20; Rb=11.5 МПа.

gbr=0.9;

Арматура – класса А-III, Rs=365 МПа.

Вычисляем: αm=M/Rb\*b\*h02=94.96\*103/0.9\*11.5\*106\*0.2\*0.4852=0.195

По таблице 3.1[1] находим: η=0,89 и определяем площадь сечения соединительных стержней:

As=M/Rs\*h0\* η=94.96\*103/365\*106\*0.89\*0.485=6.03\*10-4 m2.

Принимаем: 2ø20 А-III с As=6.28\*10-4 m2.

Длину сварных швов определяем следующим образом:

∑lm=1.3\*N/0.85\*Rw\*hw=1.3\*220\*103/0.35\*150\*106\*0.01=220 кН,

где N=M/h0\*η=94.96\*103/0.89\*0.485=220 кН.

Коэффициент [1,3] вводим для обеспечения надежной работы сварных швов в случае перераспределение моментов вследствие пластических деформаций.

При двух стыковых стержнях и двусторонних швах длина каждого шва будет равна :

lw=∑lw/4+0.01=0.22/4+0.01=0.06 m.

Конструктивное требование: lw=5d=5\*0.02=0.1 m.

Принимаем l=0.1m

Площадь закладной детали из условия работы на растяжение:

A=N/Rs=220\*103/210\*106=10.5\*10-4 m2.

Принимаем 3 Д в виде гнутого швеллера из полосы g=0.008 m длиной 0,15 м;

A=0.008\*0.15=12\*10-4 m2>A=10.5\*10-4 m2.

Длина стыковых стержней складывается из размера сечения колонны, двух зазоров по 0,05 м и l=0.25+2\*0.05+2\*0.1=0.55 m.

1. **Расчет внецентренно сжатой колонны.**
   1. **Определение продольных сил от расчетных усилий.**

Грузовая площадь средней колонны при сетке колонны 6х52, м равна Агр=6\*5,2=31,2 м2.

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом jn=0.95: Qперекр=3920\*31,2\*0,95=116,2 кН, от ригеля Qbm=(2.61\*103/5.2)\*31.2=15.66 кН; от колонны: Qcol=0.25\*0.25\*4.2\*25000\*1.1\*0.95=6,86 кН., Итого: Gперекр=138,72 кН.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом jn=0.95: Qвр=4800\*31,2\*0,95=142,27 кН, в точности длительная: Qврдл=3000\*31,2\*0,95=88,92 кН, кратковременное Qвркр=1800\*31,2\*0,95=53,35 кН.

Постоянная нагрузка при весе кровли и плиты 4 КПа составляет: Qпок=4000\*31,2\*0,95=118,56 кН, от ригеля : Qвш=15,66 кН; от колонны: Qcol=6,86 кН;

Итого: Gпокр=141,08 кН.

Снеговая нагрузка для города Москвы – при коэффициентах надежности по нагрузке jf=1.4 и по назначению здания jn=0.95: Qcн=1\*31,2\*1,4\*0,95=41,5 кН, в точности длительная:

Qснl=0.3\*41.5\*103=12.45 кН; кратковременная : Qснкр=0,7\*41,5\*103=29,05 кН.

Продольная сила колонны I этажа от длительных нагрузок :

Nl=((141.08+12.45+(138.72+88.92)\*2)\*103=608.81 кН; то же от полной нагрузки N=(608.81+29.05+53.35)\*103=691.21 кН.

* 1. **Определение изгибающих моментов колонны от расчетных нагрузок.**

Определяем максимальный момент колонн – при загружении 1+2 без перераспределения моментов. При действии длительных нагрузок:

М21=(α\*g+β\*φ)\*l2= - (0.1\*27.36+0.062\*17.1)\*103\*5.22= - 102.65 кН\*м.

N23= - (0,091\*27,36+0,03\*17,1)\*103\*5.22= - 81.19 кН\*м.

При действии полной нагрузки: М21= - 102,65\*103-0,062\*10,26\*103\*5,22= - 119,85 кН\*м;

М23= - 81,19\*103-0,03\*10,26\*103\*5,22= - 89,52 кН\*м.

Разность абсолютных значений опорных моментов в узле рамы: при длительных нагрузках

∆Мl=(102.65-81.19)\*103=21.46 кН\*м;

∆М=(119,85-89,52)\*103=30,33 кН\*м.

Изгибающий момент колонны I этажа: М1l=0.6\*∆Мl=0.6\*21.46\*103=12.88 кН\*м; от полной нагрузки: М1=0,6\*∆М=0,6\*30,33\*103=18,2 кН\*м.

Вычисляем изгибающие моменты колонны, соответствующие максимальным продольным силам; для этого используем загружение пролетов ригеля по схеме 1.

От длительных нагрузок : ∆Мl=(0,1-0,091)\*44,46\*103\*5,22=10,82 кН\*м;

Изгибающий момент колонны I этажа: М1l=0.6\*10.82\*103=6.5 кН\*м.

От полных нагрузок: ∆М=(0,01-0,091)\*52,31\*103\*5,22=12,73 кН\*м; изгибающий момент колонны I этажа: М1=0,6\*12,73\*103=7,64 кН\*м.

* 1. **Характеристики прочности бетона и арматуры.**

Бетон тяжелый класса В20; Rb=11.5 МПа; jb2=0.9; Eb=27000 МПа.

Арматура класса А-III, Rs=365 МПа; Es=200 000 МПа.

Комбинация расчетных усилий: max N=691.21 кН, в точности от длительных нагрузок Nl=608.81 кН и соответствующий момент М1=7,64 кН\*м, в точности от длительных нагрузок M1l=6.5 кН\*м.

Максимальный момент М=18,2 кН\*м, в точности Ml=12.88 кН\*м и соответствующее загружению 1+2 значение N=691.21\*103-142.27\*103/2=620.1 кН, в точности Nl=608.81\*103-88.92\*103/2=564.35 кН.

* 1. **Подбор сечений симметричной арматуры As= As’.**

Приведем расчет по второй комбинаций усилий.

Рабочая высота сечения колонны h0=h-a=0.25-0.04=0.21 m; ширина b=0.25 m.

Эксцентриситет силы е0=M/N=18.2\*103/620\*103=0.029 m. Случайный эксцентриситет е0=h/30=0.25/30=0.008 m, или е0=l/600=4.2/600=0.029m> случайного, его и принимаем для расчета статически неопределимой системы.

Находим значение моментов в сечении относительно оси, проходящий через ц.т. наименее сжатой (растянутой) арматуры.

При длительной нагрузки: : М1l=Мl+Nl(h/2-a)=12.88\*103+564.35\*103(0.25/2-0.04)=60.85 кН\*м; при полной нагрузки: М1=18,2\*103+620,1\*103\*0,085=70,91 кН\*м.

Отношение l0/τ=4.2/0.0723=58.1>14

Расчетную длину многоэтажных зданий при жестком соединении ригеля с колоннами в сборных перекрытиях принимаем равной высоте этажа l0=l. В нашем случае l0=l=4,2 м.

Для тяжелого бетона: φl=1+M1l/Ml=1+60.95\*103/70.91\*103=1.86. Значение j=l0/h=0.029/0.25=0.116<jmin=0.5-0.01\*l0/h-0.01\*Rb=0.5-0.01\*4.2/0.25-0.01\*0.9\*11.5=0.229 – принимаем j=0.229. Отношение модулей упругости α=Es/Eb=200\*109/27\*109=7.4.

Задаемся коэффициентом армирования μ1=2\*As/A=0.025, вычисляем критическую точку :

Ncr=6.4Eb\*A/l2\* [r2/ φl\*(0.11/(0.1+j)+0.1)+αμ1\*(h/2-a)2]=6.4\*27\*109\*0.252/4.22\*[0.07232/1.86\*(0.11/(0.1+0.229)+0.1)+7.4\*0.0025(0.25/2-0.4)2]=

1566 кН.

Вычисляем : η=1/(1-N/Ner)=1/(1-620.1\*103/1566\*103)=1.66

Значение эксцентриситета равно: e=e0\*η+h/2-a=0.029\*1.66+0.25/2-0.04=0.13 m.

Определяем границу относительную высоту сжатой зоны:

ζr=w/1+65R/500\*(1-w/1.1)=0.77/1+365\*103/500\*(1-0.77/1.1)=0.6.

где w=0,85-0,008\*Rb=0.85-0.08\*0.9\*11.5=0.77 – характеристика деформированных свойств бетона.

Вычисляем :

1) αn=N/Rb\*b\*h0=620.1\*103/0.9\*11.5\*103\*0.25\*0.21=1.14>ζR.

2) αS= αn(e/h0-1+ αn/2)/1-S’=1.14\*(0.13/0.21-1+1.14/2)/1-0.19=0.27>0

j’=a’/h0=0.04/0.21=0.19.

1. ζ= αn(1- ζR)+2\* αS\* ζR /1- ζR+2\* αS=(1.14\*(1-0.6)+2\*0.27\*0.6)/1-0.6+2\*0.27=0.83> ζR

Определяем площадь сечения арматуры:

As=As’=N/Rs\*(e/h0- ζ\*(1- ζ/2)/ αn)/1-j’=620.1\*103/365\*103\*(0.13/0.21-0.83\*(1-0.83)/1.14)/1-0.19=

=4.05\*10-4 m2.

Принимаем 2ø18 А-III с As=5.09\*10-4 m2.

Проверяем коэффициенты армирования: μ=2\*As/A=2\*5.09\*10-4/0.252=0.016<0.025. Следовательно, принимаем армирование колонны по минимальному коэффициенту:

2As/A=0.025

As=A\*0.025/2=0.0252\*0.025/2=7.81\*10-4 m2.

Принимаем 2Ф25 А –III с As=9.82\*10-4 m2.

* 1. **Расчет и конструирование короткой консоли.**

Опорное давление ригеля Q=156,8 кН.

Принимаем бетон класса В20; Rb=11.5 МПа, jbr=0.9

Арматура класса А-III, Rs=365 МПа, принимает длину опорной площади l=0.2m при ширине ригеля bbm=0.2 m и проверим условие:

Q/0.75\*l\*bbm=156.8\*103/0.75\*0.2\*0.2=5.23МПа < Rb=11.5 МПа.

Вылет консоли с учетом зазора 0,05 м составляет l1=0.25 m, при этом расстояние а=l1-l/2=0.25-0.2/2=0.15 m.

Высоту сечения консоли у грани колонны принимаем равной h=(0.7/0.8)\*hbm=0.75\*0.5=0.4m; при угле наклона сжатой грани j=450 высота консоли у свободного края h1=h-l1=0.4-0.25=0.15m;

Рабочая высота сечения консоли h0=h-a=0.4-0.03=0.37m; Поскольку l1=0.25m<0.9h0=0.9\*0.37=0.33m - консоль короткая.

Консоль армируем горизонтальными хомутами Ф6А-I с As=2\*0.283\*10-4=0.586\*10-4 m2 с шагом S=0.1m и отгибами 2ФА-III с As=4.02\*10-4 m2.

Проверяем прочность сечения консоли по условию: μw1=Asw/bs=0.566\*10-4/0.25\*0.1=0.023;

αs=Es/Eb=210\*109/27\*109=7.8; φw2=1+5\*α\* μw1=1+5\*7.8\*0.0013=1.05;

sin2θ=h2/( h2+l21)=0.42/(0.42+0.252)=0.72, при этом

Qb=0.8\* φw2\*Rb\*b\*sin2 θ=0.8\*1.05\*0.9\*11.5\*106\*0.25\*0.2\*0.72=313 кН.

Правая часть этого условия принимается не более 3,5Rbt\*h0\*b=3.5\*0.9\*0.9\*106\*0.25\*0.37=262.24 кН.

Следовательно, Qmax=156.8 кН<Qb=262.24 кН. – прочность обеспечена.

Изгибающий момент консоли у грани колонны по ф:

М=Q\*a=156.8\*103\*0.15=23.52 кН\*м.

Площадь сечения продольной арматуры при η=0,9.

As=1.25\*M/Rs\*h0\* η=1.25\*23.52\*103/365\*106\*0.9\*0.37=2.42\*10-4 m2.

Принимаем 2Ф14 А-III с As=3.08\*10-4 m2.

* 1. **Конструирование арматуры колонны. Стык колонн.**

Колонна армируется пространственным каркасом, образованным из плоских сварных каркасов. Диаметр поперечных стержней при диаметре продольной арматуры ø25 мм равен ø8 мм. Принимаем ø8 А-I с шагом S=0.25m – по размеру стороны сечения колонны, что менее 20\*d=20\*0.025=0.5m

Стык колонн выполняем на ванной сварке выпусков стержней с обетонированием.

В местах стыка концентрируется напряжения, поэтому торцевые участки усиливаем косвенным армированием. Последнее препятствует поперечному расширению при продольном сжатии.

Косвенное армирование представляет собой пакет поперечных сеток. Принимаем 6 сеток с шагом S=0.05m – на расстоянии 0,25 м – по размеру стороны сечения колонны. Первая сетка располагается на расстоянии 0,015м от наружной поверхности элемента.

Рисунок\_\_\_ Стык колонн Рисунок \_\_\_ Сетка С-4

1. **Расчет центрально-нагруженного фундамента.**

Сечение колонны принимаем 0,25\*0,25 м. Усилие колонны у заделки в фундаменте:

1. N=691.21 кН\*м, М=7,64\*103/2=3,82 кН\*м, эксцентриситет – е0=M/N=3,82\*103/691,21\*103=0,006м;
2. N=620.1 кН, М=18.2\*103/2=9.1 кН\*м; е0=M/N=9.1\*103/620.1\*103=0.01m.

Ввиду относительно малых значений эксцентриситетов фундамент колонны рассчитываем как центрально нагруженный.

Расчетное усилие N=691.21 кН; усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке jf=1.15, нормативное усилие Nn=N/jf=691.21\*103/1.15=601.05 кН.

Принимаем бетон для фундамента класса В12,5; Rbt=0.66 МПа, jb2=0.9. Арматура класса

А-II, Rs=280 МПа. Расчетное сопротивление грунта – R0=0.2 МПа.

Вес единицы объема бетона фундамента и группа на его обрезах j=20 кг/м3.

Высоту фундамента предварительно принимаем равной H=0.5 m; глубину заложения H1=1.05m.

Площадь подошвы фундамента определяем предварительно без поправок R0 на ее ширину и заложения:

A=Nn/R0-j\*H1=601.05\*103/0.2\*103-20\*103\*1.05=3.36 m2.

Сторона квадратной подошвы а=√A=√3.36=1.87 m.

Принимаем a=2.1m (кратно 0,3).

Давление на грунт от расчетной нагрузки p=N/A=691.21\*103/2.1\*2.1=156.74 кН/м2.

Рабочая высота фундамента из условия продавления:

h0= - (hcol+bcol)/4 + 1/2√N/Rbt+p= - (0.25+0.25)/4 + ½(√691.21\*103/0.9\*0.66\*106+156.74\*103)=0.35m.

Полную высоту фундамента устанавливаем из условий:

- продавления : H=0.35+0.04=0.39 m.

- заделки колонны в фундаменте H=1.5\*hcol+0.25=1.5\*0.25+0.25=0.65 m.

- анкеровки сжатия арматуры колонны ø25 А – III: H=24\*d+0.25=24\*0.025+0.25=0.85m.

Принимаем окончательно без пересчета фундамент высотой H=0.9 m, h0=0.86 m – трехступенчатые.

Проверяем, отвечают ли рабочая высота нижней ступени фундамента h02=0.3-0.04=0.36 m условию прочности попречной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающимся в сечении III-III.

Для единицы ширины этого сечения (b=1m):

Q=0.5\*(a-hcol-2\*h0)\*p=0.5\*(2.1-0.25-2\*0.86)\*156.74\*103=10.19 кН; при с=2,5\*h0;

Q=0.6\*j2\*Rbt\*b\*h02=0.6\*0.9\*0.66\*106\*1\*0.26=96.66 кН>Q=10.19 кН – условие прочности удовлетворяется.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях I-I и II-II.

MI=0.125\*p(a-hcol)2\*b=0.125\*156.74\*103\*(2.1-0.25) 2\*2.1=140.82 кН\*м.

MII=0.125\*p(a-a1)2\*b=0.125\*156.74\*103\*(2.1-0.9) 2\*2.1=59.25 кН\*м.

Площадь сечения арматуры:

ASI=MI/0.9\*h0\*Rs=140.82\*103/0.9\*0.86\*280\*106=6.5\*10-4 m2.

ASII=MII/0.9\*h01\*Rs=59.25\*103/0.9\*0.56\*280\*106=4.2\*10-4 m2.

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой рабочей арматурой 9ø10 А-II c As=7.07\*10-4 m2 с шагом S=0.25 m.

Процент армирования:

μI=ASI\*100/bI\*h0=7.07\*10-4/0.9\*0.86=0.09%

μII=ASII\*100/bII\*h01=7.07\*10-4/1.5\*0.56=0.084%

что больше μmim=0.09% и меньше μmax=3%.

**6 Расчет монолитного ребристого перекрытия.**

Монолитное ребристое перекрытие компонуем с поперечными главнами балками и продольными второстепенными балками.

Второстепенные балки размещаются по осям колони в третех пролете главной балки, при этом пролеты плиты между осями ребер равны: l/3= 5.2/3=1.73 m.

Предварительно задаемся размерами сечения балок: главная балка: высота h=(1/8+1/15)\*f=(1/12)\*5.2=0.45 m; ширина b=(0.4/0.5)\*h=0.45\*0.45=0.2 m.

Второстепенная балка: высота h=(1/12+1/20)\*l=(1/15)\*6=0.4m; ширина b=(0.4/0.5)\*h=0.5\*0.4=0.2m.

**6.1 Расчет многопролетной плиты монолитного перекрытия.**

**6.1.1 Расчетный пролет и нагрузки.**

Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свему между гранями ребер l0=1.73-0.2=1.53m, в продольном направлении – l0=6-0.2=5.8 m. Отношение пролетов 5,8/1,53=3,8>2 – плиту рассчитываем как работающую по короткому направлению. Принимаем толщину плиты 0,05 м.

**Таблица 3 Нагрузка на 1 м2 перекрытия.**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Нагрузка | Нормативная нагрузка,  Н/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка,  Н/м2 |
| Постоянная:  - от собственного веса плиты,  δ=0,05м, ρ=2500 кг/м3  - то же слоя цементного р-ра,  δ=20 мм, ρ=2200 кг/м3  - то же керамических плиток,  δ=0,013 м, ρ=1800 кг/м3 | 1250  440  230 | 1,1  1,3  1,1 | 1375  570  255 |
| Итого  Временная | 1920  4000 | -  1,2 | 2200  4800 |
| Полная | 5920 | - | 7000 |

Для расчета многопролетной плиты выделяем полосу шириной 1 м, при этом расчетная нагрузка на 1 м длины с учетом коэффициента надежности по назначению здания jn=0.95 нагрузка на 1м:

(g+φ)=7000\*0.95=6.65 кН/м.

Изгибающие моменты определяем как для многопролетной плиты с учетом перераспределения моментов:

- в средних пролетах и на средних опорах:

М=(g+φ)\*l20/16=6.65\*103\*1.532/16=0.97 кН\*м.

- в I пролете и на I промежуточной опоре:

М=(g+φ)\*l20/11=6.65\*103\*1.532/11=1.42 кН\*м.

Средние пролеты плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками и под влиянием возникающих распоров изгибающие моменты уменьшаются на 20%, если h/l=1/30. При h/l=0,05/1,53=1/31<1/30 – условие не соблюдается.

**6.1.2 Характеристика прочности бетона и арматура.**

**6.1.3 Подбор сечений продольной арматуры.**

В средних пролетах и на средних опорах h0=h-a=0.05-0.012=0.038m.

αm=M/Rb\*bf’\*h20=0.97\*103/0.9\*8.5\*106\*1\*0.0382=0.088

По таблице 3.1[1] находим η=0,953

As=M/Rs\*bf’\*h0=0.97\*103/370\*106\*0.95\*0.038=0.72\*10-4 m2.

Принимаем 6ø4 Вр-I с As=0.76\*10-4 m2 и соответствующую рулонную сетку марки:

(4Bp-I-100/4Bp-I-200)2940\*Lc1/20

В I пролете и на I промежуточной опоре h0=0.034 m

αm=1.42\*103/0.9\*8.5\*106\*1\*0.034=0.161 ; η=0,973

As=1.42\*103/370\*106\*0.913\*0.034=1.24\*10-4 m2. – принимаем две сетки – основную и той же марки доборную.

**6.2 Расчет многопролетной второстепенной балки.**

**6.2.1 Расчетный пролет нагрузки.**

Расчетный пролет равен расстоянию в свету между главными балками l0=6-0.2=5.8 m.

Расчетные нагрузки на 1 м длины второстепенной балки:

постоянная:

- собственного веса плиты и поля: g1=2200\*1.73=3.81 кН/м

- то же балки сечением 0,2х0,35 м,

g=2500 кг/м3, g2=0.2\*0.35\*25000=1.75 кН/м.

Итого: g=g1+g2=(3,81+1,75)\*103=5.56 кН/м. С учетом коэффициента надежности по назначению здания jn=0.95: g=5.56\*103\*0.95=5.28 кН/м.

Временная с учетом jn=0.95: φ=4800\*1,73\*0,95=7,89 кН/м.

Полная нагрузка: g+ φ=(5.28+7.89)\*103=13.17 кН/м.

**6.2.2 Расчетные усилия.**

Изгибающие моменты опираем как для многопролетной балки с учетом перераспределении моментов.

В I пролете М=(g+ φ)\*l20/11=13.17\*103\*5.82/11=40.27 кН\*м.

На I промежуточной опоре М=13.17\*103\*5.82/14=31.64 кН\*м.

В средних пролетах и на средних опорах: М=13,17\*103\*5,82/16=27,69 кН\*м.

Отрицательные моменты в средних пролетах зависит от отношения временной нагрузки к постоянной. При φ/g=7.88\*103/5.28\*103=1.5<3 отрицательный момент в среднем пролете можно принять равным 40% от момента на I промежуточной опоре Q=31.64\*103\*0.4=12.66 кН\*м.

Поперечные силы на крайне опоре Q=0.4\*(g+ φ)\*l0=0.4\*13.17\*103\*5.8=30.55 кН. На I промежуточной опоре слева Q=0.6\*13.17\*103\*5.8=45.83 кН; на I промежуточной опоре справа

Q=0.5\*13.17\*103\*5.8=38.19 кН.

**6.2.3 Характеристики прочности бетона и арматуры.**

Бетон класса В15; Rb=8.5 МПа; Rbt=0.75 МПа; jb2=0.9;

Арматура : продольная класса А-III с Rs=365 МПа;

Поперечная арматура класса Вр-I диаметром ø5Вр-I, Rsw=260 МПа.

**6.2.4 Расчет прочности второстепенной балки по сечениям, нормальным к продольной оси.**

Высоту сечения балки уточняем по опорному моменту при ζ=0,35, поскольку на опоре момент определен с учетом образования пластического шарнира.

По таблице 3.1[1] при ζ=0,35 находим αm=0.289 и определяем рабочую высоту сечения балки:

h0=√M/ αm\*Rb\*b=√31.64\*103/0.289\*0.9\*8.5\*106\*0.2=0.23 m.

Полная высота сечения h0=h0+a=0.23+0.035=0.265 m. – принимаем h=0.3 m; h0=0.265 m.

Сечение в I пролете, М=40,27 кН\*м, h0=0.265 m

αm=M/Rb\*bf’\*h20=40.27\*103/0.9\*8.5\*106\*2\*0.2652=0.037

По таблице 3.1[1] находим: η=0,981; ζ=0,04; х= ζ\*h0=0.04\*0.265=0.011 m.< 0.05 m – нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки.

Сечение арматуры: As=M/Rs\*h0\* η=40.27\*103/365\*106\*0.981\*0.265=4.24\*10-4 m2.

Принимаем 2ø18А-III c As=3.09\*10-4 m2.

Сечение в среднем пролете, М=27,69 кН\*м.

As=27.69\*103/365\*106\*0.981\*0.265=2.92\*10-4 m2.

Принимаем 2ø14А-III c As=3.08\*10-4 m2.

На отрицательный момент М=12,66 кН\*м сечения работает как прямоугольное:

αm= M/Rb\*b\*h20=12.66\*103/0.9\*8.5\*106\*0.2\*0.2652=0.118; η=0,938;

As=12.66\*103/365\*106\*0.938\*0.265=1.4\*10-4 m2.

Принимаем 2ø10А-III c As=1.57\*10-4 m2.

Сечение на I промежуточной опоре, М=31,64 кН\*м.

αm=31.64\*103/0.9\*8.5\*106\*0.2\*0.2652=0.294; η=0,82;

As=31,64\*103/365\*106\*0.82\*0.265=3.99\*10-4 m2.

Принимаем 6ø10А-III c As=4.71\*10-4 m2. – две гнуты сетки по 3ø10А-III в каждой.

Сечение на средних опорах, М=27,69 кН\*м

αm=27.69\*103/0.9\*8.5\*106\*0.2\*0.2652=0.258; η=0,847;

As=27,69\*103/365\*106\*0.847\*0.265=3.38\*10-4 m2.

Принимаем 5ø10А-III c As=3.92\*10-4 m2.

**6.2.5 Расчет второстепенной балки по сечениям, наклонным к продольной оси.**

**Q=45.63 кН.**

Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сварки с продольной арматурой ø18 мм и принимаем равным ø5 мм класса Вр-I c As=0.196\*10-4 m2. Число каркасов два, при этом Asw=2\*0.196\*10-4=0.392\*10-4 m2.

Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям S=h/2=0.3/2=0.15 m. На всех приопорных участках длиной 0,25l принимаем шаг S=0.15 m; в средней части пролета S=(3/4)\*h=0.75\*0.3=0.225≈0.25 m.

Вычисляем: qsw=Rsw\*Asw/S=260\*0.392\*10-4/0.15=67.95 кН/м; влияние свесов сжатой полки

φf=0.75\*3h’f\*hf/b\*h0=0.75\*3\*0.05\*0.05/0.2\*0.265=0.11<0.5;

Qbmin=φb3\*(1+φf)\*Rbt\*b\*h0=0.6\*1.11\*0.9\*0.75\*106\*0.2\*0.265=23.83 кН; условие

ζsw=67.95 кН/м>Qbmin/2\*h0=23\*83\*103/2\*0.265=44.96 кН/м – удовлетворяется.

Требование: Smax= φb4\*Rbt\*b\*h0/Qmax=1.5\*0.9\*0.75\*106\*0.2\*0.2652/45.83\*103=0.31m>S=0.15m – выполняется.

При расчете прочности вычисляем:

Mb= φb3\*(1+φf)\*Rbt\*b\*h02=2\*1.11\*0.9\*0.75\*106\*0.2\*0.2652=21.05 кН\*м. При

q1=g+φ/2=(5.28+7.89/2)\*103=9.23 кН/м.<0.56\*qsw=0.56\*67.95\*103=38.05 кН/м – в связи с этим выполняется значение (с) по формуле:

с=√Mb/q1=√21.05\*103/9.23\*103=1.5m>3.33h0=3.33\*0.265=0.88m – принимаем с=0,88 м, тогда

Qb=Me/c=21.05\*103/0.88=23.92 кН> Qbmin=23.83 кН.

Поперечная сила в вершине наклонного сечения Q=Qmax-q1\*c=45.83\*103-9.23\*103\*0.88=37.71 кН. Длина проекции расчетного наклонного сечения с0=√Mb/qsw=√21.05\*103/67.95\*103=0.56m>2\*h0=2\*0.265=0.53 m – принимаем с0=0,53 м. Тогда Qsw=qsw\*c0=67.95\*103\*0.53=36.01 кН>Q=37.71 кН –удовлетворяется.

Проверка по сжатой наклонной полосе:

μw=Asw/b\*S=0.392\*10-4/0.2\*0.15=0.0013;

αs=Es/Eb=170\*109/23\*109=7.4;

φw1=1+5\* αs\*μ=1+5\*7.4\*0.0013=1.05;

φb1=1-0.01\*Rb=1-0.01\*0.9\*8.5=0.92;

Условия прочности:

Qmax=45.83 кН≤0.3\* μb1\*Rb\*b\*h0=0.3\*1.05\*0.92\*0.9\*8.5\*106\*0.2\*0.265=117.5 кН – удовлетворяется.