**КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ.**

Вертикальные размеры:

Расстояние от головки кранового рельса до низа несущих конструкций (нижний пояс фермы) H2:

*H*2 ≥ (*H*к + 100) + = (2750 + 100) + 300 = 3150 (мм)

где *H*к – габаритная высота мостового крана по справочным данным. Принимаем H2 = 3200 мм.

Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм:

*H*0 = *H*2 + *H*1 = 3200 + 10000 = 13200 (мм), кратно 1,2 [1, стр.315]

где *H*1 – отметка головки кранового рельса по заданию.

Размер верхней части колонны:

*H*в = *h*б + *h*р + *H*2 = 1500 + 200 + 3200 = 4900 (мм)

где *h*б = 1/8 \* 12000 = 1500– высота подкрановой балки с рельсом, равная 1/8 её пролёта; [1, стр.315]

*h*р – высота кранового рельса.

Высота нижней (подкрановой) части колонны при заглублении базы колонны на 800 мм ниже пола:

*H*н = *H*0 – *H*в + 800 = 13200 – 4900 + 800 = 9100 (мм)

Полная высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля:

*H* = *H*в + *H*н = 4900 + 9100 = 14000 (мм).

Высота части колонны в пределах фермы *H*ф = 3150 мм.

Расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно быть не менее:

= *B*1 + (*h*в – *а*) + 75 = 300 + (450 – 250) + 75 = 575 (мм)

Принимаем = 750 мм.

Высота сечения нижней части колонны:

н = *l*1 + *а* = 750 + 250 = 1000 (мм).

Пролет мостового крана:

= *l* – 2*l*1 = 30000 – 2\*750 = 28500 (мм).

Сечение верхней и нижней частей сечения колонны назначаем сплошным двутавровым.

**СБОР НАГРУЗОК НА ПОПЕРЕЧНУЮ РАМУ**

**Постоянная распределенная нагрузка от покрытия**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Материал слоя, толщина, объемная масса | Нормативная нагрузка, кН/м­2 | Коэффициент надежности по нагрузке γf | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| П о с т о я н н ы е | | | | |
| 1 | 1)Гидроизоляционный ковер из 2 слоев Техноэласта;  2)Утеплитель минераловатные плиты  t = 200 мм, ρ = 300 кг/м3;  3)Пароизоляция из 1 слоя Технониколь;  4)Профилированный настил 1 мм Н75;  5)Прогоны сплошные, пролетом 12 м;  6)Стропильные фермы;  7)Связи покрытия. | 0,049  0,588  0,001  0,16  0,15  0,3  0,06 | 1,3  1,2  1,3  1,05  1,05  1,05  1,05 | 0,064  0,67  0,0015  0,17  0,16  0,315  0,065 |
| ИТОГО: | | 1,308 |  | 1,446 |

Примечание: коэффициенты надежности определялись по СП [2, табл. 7.1]

**Расчет снеговой нагрузки**

Снеговой район: 5 [2, прил. Е, карта 1]

Место строительства: Ижевск

Нормативное значение веса снегового покрова = 2,15 кН/м2 [2, прил. К]

Расчетная линейная нагрузка на ригель рамы от снега определяется по формуле:

где – коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м2 проекции кровли при уклоне ;

– расчетное значение веса снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности земли для данного снегового района, определяемое по СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия; = 2,15\*1,4 = 3,01 кН/м2 [2, 10.12]

– коэффициент надежности для снеговой нагрузки;

– шаг ферм = 12м.

**Определение временной нагрузки от мостового крана**

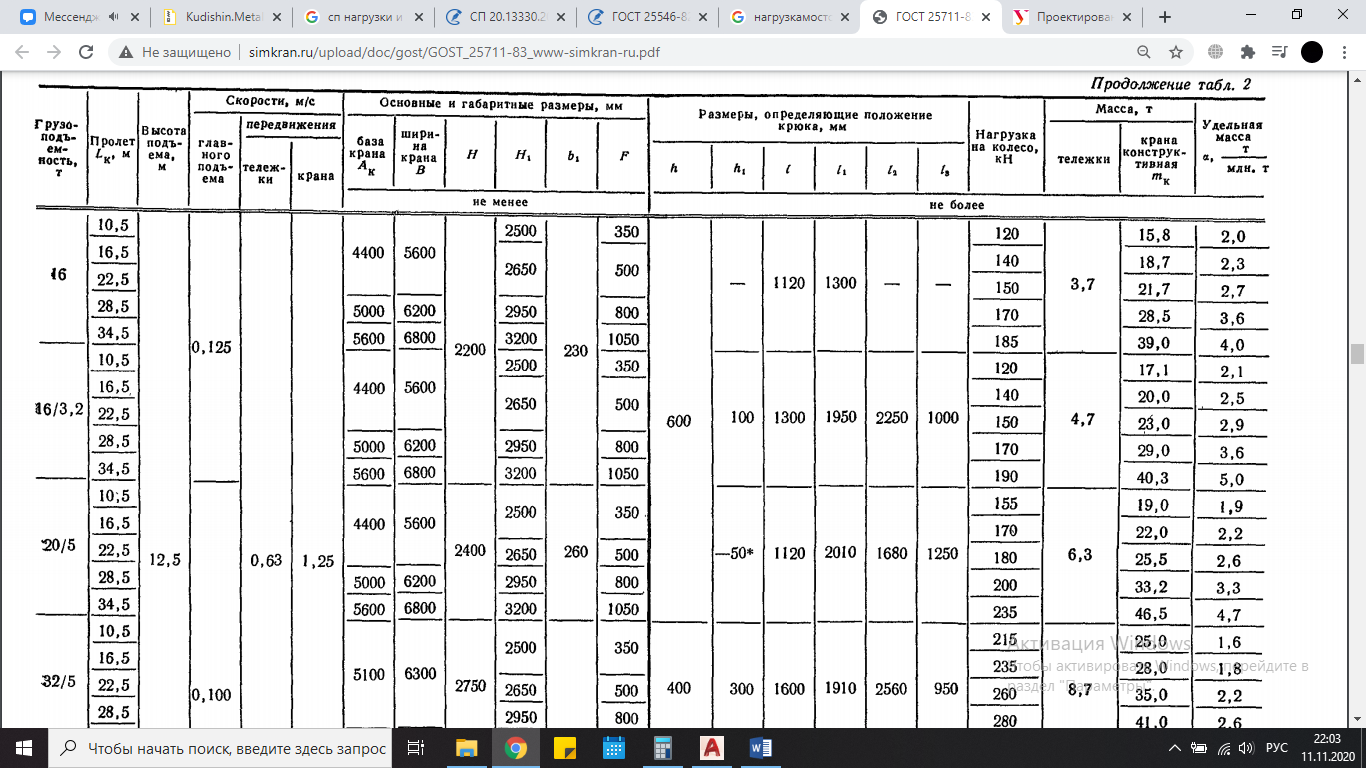


Рис. ГОСТ 25711-83

Нормативное значение горизонтальной силы *Т*к, расположенной в плоскости поперечной рамы, для кранов с жестким подвесом груза определяется по формуле:

где *Q* – номинальная грузоподъемность крана, кН; 32т = 314 кН

– масса тележки крана, кН; 8,7т = 85 кН

– число колес с одной стороны крана.

Нормативная сила *F*к.п, направленная вдоль пути, принимается равной 0,1 нормативной вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана:

Расчетное усилие *D*max, передаваемое на колонну колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций подкрановых балок при не выгоднейшем расположении кранов на балках:

где – коэффициент надежности по нагрузке; (СП 20.13330.2016 [9.8])

где – коэффициент надежности по собственному весу;

– коэффициент сочетаний, принимаемый для кранов группы 6К равным 0,85;

– ордината линии влияния;

– нормативный вес подкрановых конструкций (условно включаемый во временную нагрузку), принимаемый равным 40…50 кН;

– полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке (1,5 кН/м2);

– коэффициент надежности по нагрузке на тормозной площадке – 1.3 (СП 20.13330.2016 [8.2.7]);

– ширина тормозной площадки, принимаемая равной hн – высоте сечения нижней части колонны, принятой при компоновке рамы;

– шаг колонн.

Нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороной крана:

где – масса крана с тележкой, кН.

– расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны:

Расчетная горизонтальная сила Т, передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил Tк, определяется при том же положении мостовых кранов, т.е.:

Эта сила приложена к раме в уровне верха подкрановой балки.

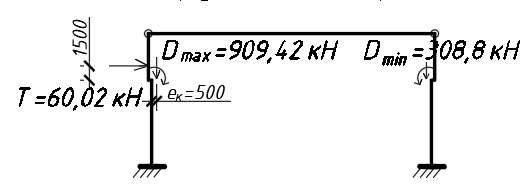
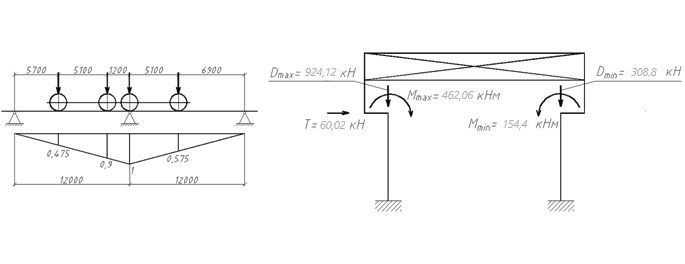


Рисунок - Схемы к определению нагрузки от мостовых кранов.

**Определение ветровой нагрузки**

Ветровой район: I

Место строительства: Ижевск

Расчетная линейная ветровая нагрузка, передаваемая на стойку рамы в какой-то точке по высоте при отсутствии продольного фахверка, определяется по формуле:

где – коэффициент надежности по ветровой нагрузке, равный 1,4; [2, п.11]

– нормативное давление ветра, принимаемое для данного ветрового района равным 0,23 кН/м2 по СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия;

– коэффициент, учитывающий высоту и защищенность от ветра другими строениями (по табл. 11.2 [2]);

– аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности (для вертикальных стен *с* = 0,8 с наветренной стороны и *с* = 0,6 для отсоса);

*В* – ширина расчетного блока (шаг).

Для удобства расчета фактическую линейную нагрузку (в виде ломаной прямой) можно заменить эквивалентной нагрузкой *q*э, равномерно распределенной по всей высоте.

Эквивалентная нагрузка активного давления:

Эквивалентная нагрузка отсоса:

где - расчетная ветровая нагрузка при k = 1.

Для наветренной стороны:

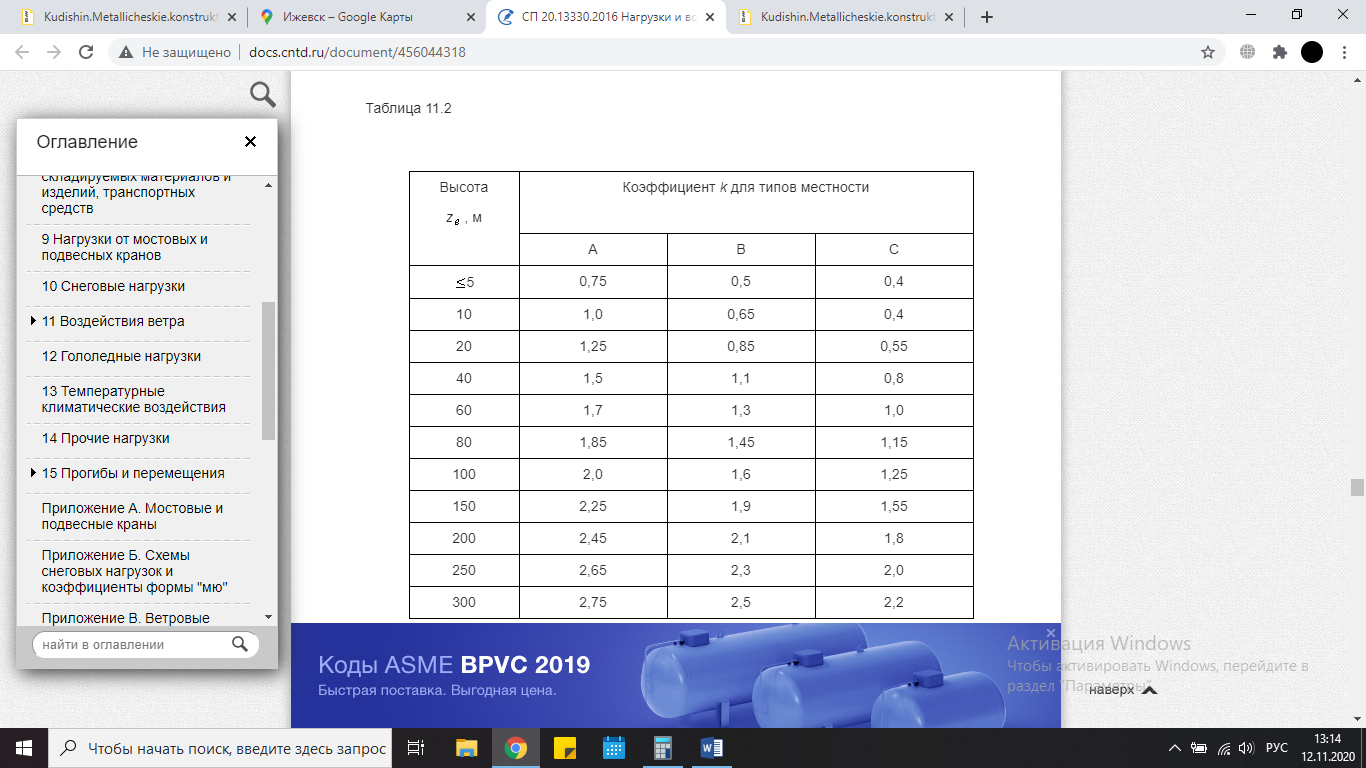
Для отсоса:

где - коэффициент *k* у поверхности земли; = 0,5

- коэффициент k на отметке H; = 0,73

H - высота колонны, м. = 14м (по расчетам)

В – тип местности.



Сп нагрузки и воздействия

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа фермы рамы.

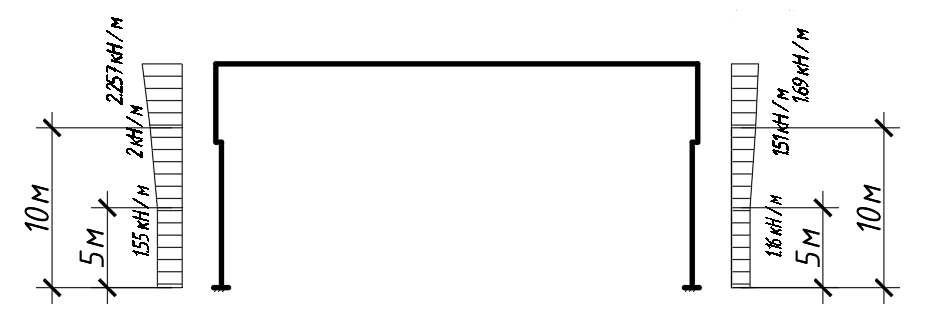
Величина этой силы от активного давления:

где ;

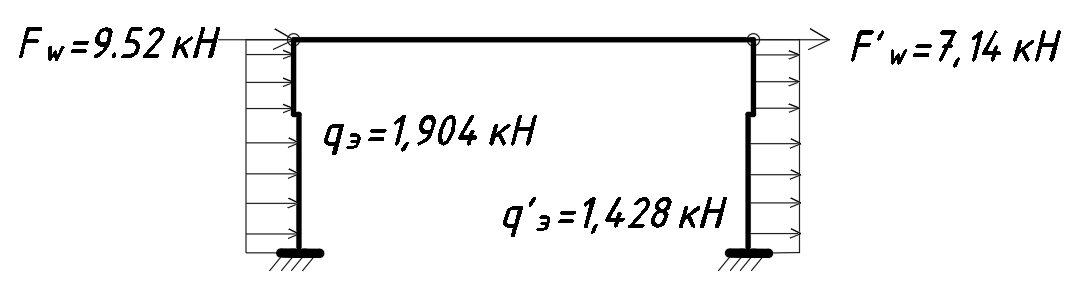
– коэффициент k на отметке ; = 0,81

– коэффициент k на отметке ; = 0,73

От отсоса:



Cхема действия ветровых нагрузок на раму



*Расчетная схема*

**Учет пространственной работы каркаса**

Коэффициент пространственной работы рамы:

где – коэффициент упругого отпора, принимается по табл. 12.2 учебника Кудишина;

- коэффициент, учитывающий влияние на рассматриваемую раму частичного загружения крановой нагрузкой смежных рам, принимается по табл. 12.2 учебника Кудишина;

– число колес крана на одной нитке подкрановых балок;

– сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

Коэффициенты и определяются в зависимости от параметра , характеризующего соотношения жесткостей поперечной рамы и покрытия:

где – шаг поперечных рам;

– сумма моментов инерции нижних частей колонн;

– коэффициент приведения ступенчатой колонны к эквивалентной по смещению колонне постоянного сечения;

– высота колонны.

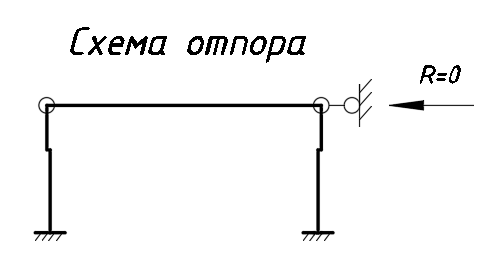
В курсовом проекте для однопролетного здания с кровлей из профилированного настила по прогонам, пролетом 30 м, без светоаэрационного фонаря, с креплением связей на сварке отношение / принимаем равным ¼. [1, стр. 347]

При шарнирном сопряжении фермы с колонной:

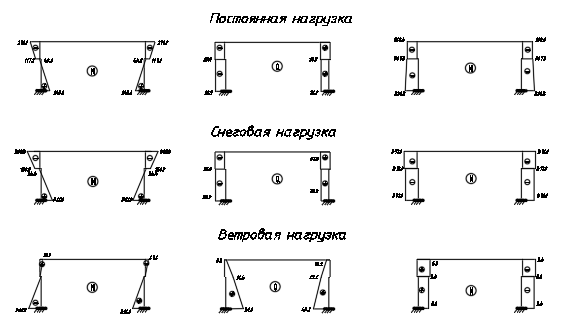
где , и .

принимаем равным 7 (страница учебника 338).

= 0,6; = - 0,26. (таблица 12.2)



**Статический расчет рамы и определение расчетных усилий**



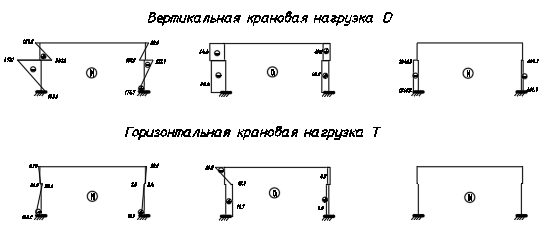


Рисунок 3. Эпюры усилий на раму

Таблица 2

Таблица расчетных усилий в левой стойке рамы

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение левой стойки | Сечение 4-4 | Q | -28,9 | -38,3 | -34,5 | -84,4 | -76,0 | 40,1 | 36,1 | ±19,7 | ±17,7 | ±6,9 | ±6,2 | 50,0 | 45 | 43,7 | 39,33 |
| N | -380,3 | -378,0 | -340,2 | -1348,3 | -1213,5 | -469,7 | -422,7 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | 5,6 | 5 | -5,6 | -5,0 |
| M | 245,6 | 322 | 289,8 | 163,0 | 146,7 | 174,1 | 156,7 | ±158,2 | ±142,4 | ±76,9 | ±69,2 | -349,0 | -314,1 | 328,6 | 295,7 |
| Сечение 3-3 | N | -307,8 | -378,0 | -340,2 | -1348,3 | -1213,5 | -469,7 | -422,7 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | 5,6 | 5,0 | -5,6 | -5,0 |
| M | -40,2 | -56,4 | -50,8 | -671,1 | -604,0 | -221,7 | -199,5 | ±36,0 | ±32,4 | ±8,3 | ±7,5 | 3,9 | 3,5 | 3,2 | 2,9 |
| Сечение 2-2 | N | -307,8 | -378,0 | -340,2 | -1,3 | -1,17 | 1,3 | 1,17 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | 5,6 | 5,0 | -5,6 | -5,0 |
| M | -117,2 | -150,9 | -135,8 | 338,8 | 304,9 | 131,9 | 118,7 | ±35,9 | ±32,3 | ±8,4 | ±7,6 | 5,3 | 4,8 | 1,8 | 1,6 |
| Сечение 1-1 | Q | -28,9 | -38,3 | -34,5 | -84,4 | -76,0 | 40,1 | 36,1 | ±26,9 | ±24,2 | ±6,9 | ±6,2 | 5,5 | 5,0 | 10,2 | 9,2 |
| N | -289,6 | -378,0 | -340,2 | -1,3 | -1,17 | 1,3 | 1,17 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | ±0,2 | 5,6 | 5,0 | -5,6 | -5,0 |
| M | -276,9 | -362,3 | -326,1 | -127,2 | -114,5 | -89,6 | -80,6 | ±37,3 | ±33,6 | ±29,9 | ±26,9 | 76,9 | 69,2 | -87,8 | -79,0 |
|  | | | 1 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1  1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 |
| Нагрузка | | | постоянная | снеговая | | На левую стойку | | На правую стойку | | На левую стойку | | На правую стойку | | слева | | справа | |
| Dmax | | | | T | | T | | ветровая | | | |
| № | | | 1 | 2 | | 3 | | 3\* | | 4 | | 4\* | | 5 | | 5\* | |

Таблица 3

Таблица расчетных комбинаций нагрузок

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечения левой стойки | Сечение 4-4 | Q | 1;3\*;4 | 30,9 | 1;2;3;4+;5\* | -74,9 | 1;5 | 21,1 | 1;2;3;4-;5 | -70,5 | 1;2 | -67,2 | 1;3\*;4+;5 | 59,1 | 1;5 | 21,1 | 1;3\*;4-;5 | -34,5 | 1;3;4+ | -93,6 | 1;5 | 21,1 | 1;3\*;4+;5 | 69,9 |
| N | -850 | -1602,5 | -374,7 | -1444,4 | -758,3 | -798 | -374,7 | -798 | -1728,6 | -374,7 | - |
| M | 577,9 | 925,8 | -103,4 | -58,6 | 567,6 | 209,6 | -103,4 | -54,2 | 566,8 | -223,4 | - |
| Сечение 3-3 | N | - | - | - | - | 1;3;4- | -1656,1 | 1;2;3;4-;5 | -1034,8 | - | - | - | - | 1;5 | -302,2 | 1;2;5 | -584,5 | - | - | 1;3;4- | -1656,1 | - | - |
| M | - | - | -933,0 | -664,5 | - | - | -36,3 | -26,8 | - | -747,3 | - |
| Сечение 2-2 | N | 1;3;4+ | -309,1 | 1;3;4+;5 | -276,4 | 1;2 | -685,8 | 1;2;4-;5 | -585,6 | 1;3\*;4+ | -306,5 | 1;3\*;4+;5 | -274,2 | 1;2 | -940,9 | 1;2;5 | -813,9 | 1;3;4+ | -309,1 | 1;2 | -685,8 | - | - |
| M | 257,5 | 204,4 | -268,1 | -262,6 | 50,6 | 35,1 | -278,1 | -272,4 | 257,5 | -268,1 | - |
| Сечение 1-1 | Q |  | - | - | - | 1;2 | -67,2 | 1;2;3\*;4-;5\* | -42,3 | - | - | - | - | 1;3\*;4- | 0,3 |  | -54,2 | - | - | 1;2 | -67,2 | 1;3\*;4+;5\*; | -41,6 |
| N | - | - | -667,6 | -577,1 | - | - | -262,2 | -577,1 | - | -667,6 | - |
| M | - | - | -639,2 | -723,8 |  | - | -355,6 | -620 | - | -639,2 | - |
|  | | | 1 | | 0,9 | | 1 | | 0,9 | | 1 | | 0,9 | | 1 | | 0,9 | | 1 | | 1 | | 0,9 | |
| Нагрузки | | | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия | № нагружения | усилия |
| Ком.ус. | | | М(+)  NСООТ | | | | M(-)  NСООТ | | | | Nmax  M(+) | | | | Nmax  M(-) | | | | Nmin  M+ | | Nmin  M- | | Qmax | |

1. **Конструирование и расчет ступенчатой колонны**

Из табл. 3 находим расчётные усилия для колонны:

- верхней части – M= – 639,2 кН·м; N = – 667,6кН (1;2;3\*;4\*+;5);

- подкрановой ветви – М= – 424,0 кН·м; N = - 1642,78 кН (1;2;3;4-,5);

- наружной ветви – М = +976,32 кН·м; N = -1656,1 кН (1;2;3\*;4-;5);

- раскосной решётки – Qmax = – 123,88 кН (1;3\*;4+;5\*);

- анкерных болтов – М = – 680,6 кН·м; N = 624 кН (1;5\*)

Расчёт сечения и узлов ступенчатой колонны с жёстким сопряжением ригеля с колонной и колонны с фундаментом . Сталь марки С 245; Ry=24 кН/ *см*2. Бетон фундамента марки В12,5.

* 1. **Определение расчетных длин участков колонн**

В плоскости рамы для ступенчатых колонн расчётные длины определяются раздельно для нижней и верхней частей колонн.

Для нижней части: *lx*,1 = *μ* 1 ⋅ *l*1

Для верхней части: *lx*,2 = *μ*2 ⋅*l*2

Так как *HB/HH* = *l*2/*l*1 = 4,9/9,1 = 0,54 < 0,6 и *NH/NB = 1727,6/577,1 = 3,00>= 3.*

Значения *μ*1 *и μ*2 находим по табл. 14.1 [1].

При шарнирном сопряжении (свободное закрепление верхнего конца колонн) фермы с колонной *μ*1 = 2,5, *μ*2 = 3.

Значения расчётных длин колонны в плоскости рамы:

*lx*1 = *μ*1 ⋅ *l*1 = 2,5 ⋅ 9,1 = 22,75 м; *lx*2 = *μ*2 ⋅ *l*2 = 3 ⋅ 4,9 = 14,7 *м*

Расчётные длины участков колонны из плоскости рамы:

*ly*1 = 0,5⋅ *Нн* = 4,55 м; *ly*2 = *HB* − *hb* = 4,55 −1,5 = 3,05 *м*.

* 1. **Конструирование и расчет верхней части колонны**

Сечение принимаем в виде сварного двутавра с высотой сечения *hВ = 1000 мм*

Для симметричного двутавра:

*ix* = 0,42 ⋅ *hB* = 0,42 ⋅100 = 42 *см*

*px* = 0,35 ⋅ *hB* = 0,35 ⋅ 100 = 35 *см*

Значение коэффициента *η* примем в первом приближении =1,4. Тогда

*mef* =*η* ⋅ *mx* = 1,4 ⋅ 3,58 = 5,01

при *mef* = 5,01и = 1,19 *ϕе =* 0,252 из приложения 9 []

Требуемая площадь сечения:

* 1. **Компоновка сечения**

Высота стенки *hw* = *hf* − 2 ⋅ *tf* = 100 − 2 ⋅ 1,4 = 97,2 *см*. Принимаем предварительно толщину полок *tf* = 1,4 *см*

Согласно формуле 14.15 [] при 1≤ *mx* ≤10 и из условия местной устойчивочти:

см

Поскольку сечение с такой стенкой неэкономично, принимаем *tw* = 1 *см* и включаем в расчетную площадь сечения колонны только устойчивую часть стенки, т.е. два участка шириной h1, примыкающие к полкам:

см.

Требуемая площадь сечения полки:

*Af.тр* = (*Aтр* − 2*tw* ⋅ *h1*)/2 = (95,42 − 2 ⋅ 1 ⋅ 17,7)/2 = 30,01 *см*2 .

Принимаем ширину полки bf=25 см; Af=251,4=35 см2.

Из условий местной устойчивости:

* 1. **Геометрические характеристики сечения**

Полная площадь сечения *A*0 = 2 ⋅ 32 ⋅ 1,2 + 1 ⋅ 72,6 =166 *см*2

Расчётная площадь сечения с учётом только устойчивой части стенки:

*A = 2 ⋅ bf ⋅ tf +2 ⋅ 0,85 ⋅ t2w ⋅ = 2⋅ 32 ⋅ 1,2 + 2 ⋅ 0,85 ⋅ 1 ⋅ = 126,605 см2;*

Wx = Ix/(0,5 ⋅ h) = 200727,738/(0,5 ⋅ 75) = 5352,740 см4;

*px* = *Wx/Ao* = 5352*,*740/166 = 32*,*245 *см;*

; .

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента по формуле:

*Af/Aw* = 1,2 ⋅ 32/72,6 ⋅ 1 = 0,529.

Значение коэффициента *η* определяем по приложению 11 [3]:

при *Af/Aw* = 0,5 ⇒*η* = (1,75 − 0,1*m*) − 0,02(5 − *m*)*λ =*

= (1,75 − 0,1 ⋅ 0,529) − 0,02(5 − 0,529) ⋅ 1,24 = 1,586;

при *Af/Aw* = 1⇒*η* = (1,9 − 0,1*m*) − 0,02(6 − *m*)*λ =*

= (1,9 − 0,1 ⋅ 0,529) − 0,02(6 − 0,529) ⋅ 1,24 = 1,711.

*mfx* =*η* ⋅ *mx* = 1,586 ⋅ 3,140 = 4,98 получаем *ϕe* = 0,237 из приложения 9 [3].

– условие выполняется.

Недонапряжение: (24 – 22,508)/24 ⋅ 100% = 6,2%

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента.

согласно табл. 72 [1].

Для определения *mx* найдем максимальный момент в средней трети расчётной длины стержня верхней части колонны.

M1 = – 669,3 кН·м (1;2;3\*;4\*+;5) по сечению 1-1

M2 = – 253,58 кН·м (1;2;3\*;4\*+;5) по сечению 2-2

По модулю Mx ≥ Mmax/2 = 669,3/2 = 334,65 кН ⋅ м условие выполнено.

При λ*y* = 51,061 < λ*c* = 3*,*14= 92*.*

Коэффициент (с) при *mx* < 5 определяется по следующей формуле:

C=β/(1 + ανmx);

Значение коэффициентов β, α и ν определим по приложению 12 [3].

При

Принятое сечение удовлетворяет условию устойчивости из плоскости рамы.

* 1. **Конструирование и расчет сечения нижней части колонны**

Сечение нижней части сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных раскосной решеткой. Высота сечения *h*Η = 1250 *мм*. Подкрановую ветвь колонны принимаем из широкополосного двутавра, наружную – составного сечения из трёх листов (см. рис. 5).

Определим ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем

Ζ0 = 10 *см*. *h*0 = *h’н* − 10 = 125 − 10 = 115 *см*.

*y*2 = *h*0 − *y*1 = 115 − 80,179 = 34,821 *cм*.

Усилия в ветвях колонны: 1-подкрановой и 2-наружной определяем по формулам 14.19 и 14.20 [3]:

Определим требуемую площадь сечения ветвей. Для этого зададимся *λ* = 70, при которой *ϕ* = 0,754.

;

;

Для подкрановой ветви (*AB*1) подбираем по сортаменту (двутавры стальные горячекатаные ГОСТ 8239-89) двутавр № 33:

*A*1 = 53,8 *см*2; *ix* = 13,5 *см*; *iy* = 2,79 *см*.

Для наружной ветви принимаем просвет между внутренними гранями полок составного сечения, равный высоте сечения двутавра – *hi*0= 308 *мм* Стенку принимаем из стандартного листа 380 × 16 *мм*.

Требуемая площадь полки:

*Af* = (*AB*2 − *Aw*)/2 = (121,162 − 1,6 ⋅ 38)/2 = 30,181 *см*2;

из условия местной устойчивости:

Принимаем: *tf* = 1,6 *см*; *bf* = 20 *см*; *Af* = 32 *см*2.

Геометрические характеристики ветвей:

*AB*2 = 1,6 ⋅ 38 + 2 ⋅ 20 ⋅ 1,6 = 124,8 *см2*

;

.

*Ix*2 = *tw* ⋅ *hw* ⋅ (*z*0 − *tw*/2)2 + 2 ⋅*tf* ⋅ *b*3*f* /12 + 2 ⋅ *bf* ⋅ *tf* ⋅ ((*bf* /2 + *tw*)− *z*0)2;

*Ix*2 = 1,6 ⋅ 38 ⋅ (6,338 − 1,6/2)2 + 2 ⋅ 1,6 ⋅ 203/12 + 2 ⋅ 20 ⋅ 1,6 ⋅ ((20/2 + 1,6) − 6,338)2 = 5770,109 *см*4

*Iy*2 = *tw* ⋅ *hw* /12 + 2 ⋅ *tf* ⋅ *bf* (*hi* /2 + *tf* /2)2;

*Iy*2 = 1,6 ⋅ 383/12 + 2 ⋅ 1,6 ⋅ 20(30,8/2 + 1,6/2)2 = 24112,427 см4;

;

;

Уточняем положение центра тяжести:

*h*0 = *h*H - *Z*0 = 125 – 6,338 = 118,662 см.

*см.*

*см.*

Изменение *y*1 и *y*2 отличаются от первоначально принятых значений, поэтому выполняем перерасчёт усилий.

*кН.*

*кН.*

Проверяем устойчивость ветвей из плоскости рамы:

Подкрановая ветвь:

по табл. 72 [1]⇒ ϕy1 = 0,869;

*Ryγy.*

Наружная ветвь:

по табл. 72 [1]⇒ ϕy2 = 0,879;

*Ryγy.*

Из условия равноустойчивости ветвей в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:

Окончательно принимаем *lB*1 = 200 *см* – как длину, разделившую нижнюю часть колонны на равные участки. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы:

– ветвь устойчива, ⇒ *ϕx*1 = 0,743

*R*

– ветвь устойчива, ⇒ *ϕx*2 = 0,934

*R*

*Расчёт решётки подкрановой части колонны*

Условная поперечная сила: *Qусл* = 0,2(53,8 + 124,8) = 35,72 *кН QMAX* = 123,88 *кН.*

В расчёте принимаем фактическую поперечную силу *QMAX* = 123,88 кН

Усилие сжатия в раскосе:

.

Задаёмся 100; *ϕ* = 0,56

Требуемая площадь раскоса:

*R* = 24*кН*/*см*2; C–245; *γ* = 0,75(сжатый уголок, прикреплённый одной полкой).

*Принимаем уголок стальной горячекатаный по ГОСТ 8509:*

80 × 6; *AP* = 9,38 *см*2; *i*min = 1,58 *см*.

; *ϕ*min = 0,534 (табл. 72 [1]).

*.*

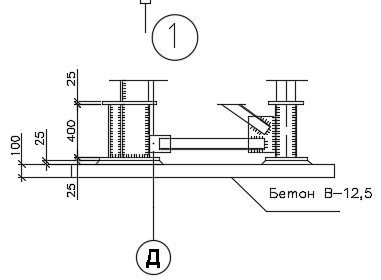
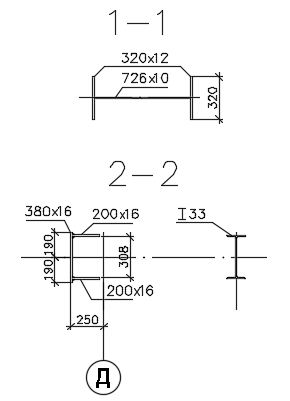
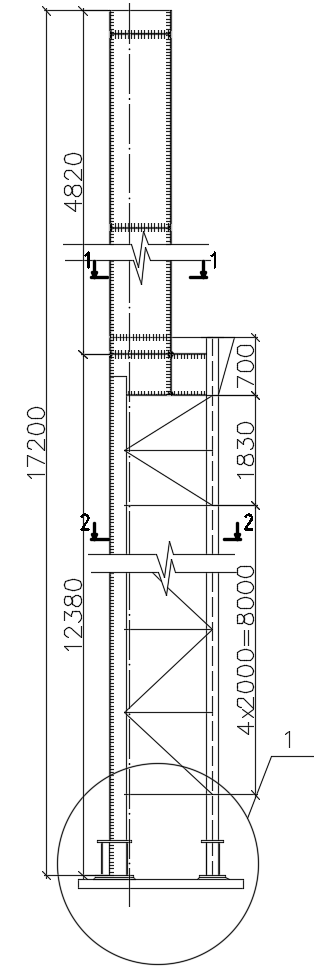


Рисунок 5. Конструктивная схема колонны

* 1. **Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единственного стержня**

Геометрические характеристики сечения:

*A* = *AB*1 + *AB*2 = 53,8 +124,8 = 178,6 *см*

*Ix*1 = *AB*1 ⋅ *y*21 + *AB*2 ⋅ *y*22 = 53,8 ⋅ 82,9172 + 124,8 ⋅ 35,7452 = 529344,901 *cм*4

*λx* = *lx*,1/*ix* = 2476/54,441 = 45,480.

Приведенная гибкость:

.

*Aр*1 = 2*A*Ρ = 2 ⋅ 9,38 = 18,76;

Для комбинации усилии, догружающих наружную ветвь (сечение 1-1).

*N*2 = 1927,08 *кН*; *M*2 = 976,32 *кНм*.

Так как *λ*ΠΡ = 1,662 ⇔ *ϕ*1 = 0,643 (приложение 9[3]);

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение 2-2).

*N*1 = 1642,78 *кН*; *M*1 = − 424,0 *кНм*.

⇔ *ϕ*е = 0,642

Проверки показали, что устойчивость колонны как единого стержня в плоскости рамы обеспечена. Из плоскости рамы устойчивость как единого стержня не проверяется, так как это условие устойчивость из плоскости рамы каждой ветви в отдельности.

* 1. **Конструирование и расчет узла сопряжения верхней и нижней части колонны**

Расчётные комбинации усилий над уступом в сечении 2-2:

*M*1 = 143,2 *кН* ⋅ *м*; *N*1 = 352,9 *кН*.

*M*2 = −278,1 *кН* ⋅ *м*; *N*2 = 940,9 *кН*.

Давление кранов *D*max = 832 *кН*.

Прочность стыков шва Ш-1 (рис. 6) проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части. Площадь шва равна площади сечения колонны:

1-я комбинация усилия:

наружная полка:

внутренняя полка:

2-я комбинация:

наружная полка:

внутренняя полка:

Толщина стенки траверсы определяется из условия смятия:

Длина смятия *lef*, определяется шириной опорного ребра подкрановой балки, которую считаем принятой равной 30 см, и толщиной опорной плиты *tпл* = 2 *см*.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия по формуле:

*lef* = *bd +* 2 ⋅ *t* = 30 + 2 ⋅ 2 = 34 *см* (по СНиП II-23-81\* п. 3) для листовой стали С-245.

Принимаем толщину траверсы *tтр* = 1,2 *см*.

Усилие во внутренней полке верхней части колонны при действии 2-ой комбинации:

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (шов 2 рис. 6).

Для полуавтоматической сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-0.8А,

*d* = 1,4 ÷ 2*мм*; *β f* = 0,9; *β z* = 1,05. принимаем по табл. 34 [1].

Назначаем:

*k f* = 0,6 *см*; *γ wf* = 1; *Rwf* = 18 *кН*/*см*2; *Rwz* = 16,5 *кН*/*см*2 принимаем по табл. 3 [1].

*β f* ⋅ *Rwf* ⋅ *γ wf* = 0,9 ⋅ 18 ⋅ 1 = 16,2 < *β* ⋅ *Rwz* ⋅ *γ w* = 1,05 ⋅ 16,5 ⋅ 1 = 17,3 *кН*/*см*

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчёта шва крепления траверсы к подкрановой ветви (шов 3, рис. 6) составляем комбинацию, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы *M*2 = − 278,100 *кН* ⋅ *м*; *N*2 = 940,900 *кН* (сечение 2-2).

Требуемая длина шва:

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы определяем высоту траверсы:

*кН*/*см*2

Принимаем *hTP* = 70 *см*. Из конструктивных соображений *hTP.*min ≥ 0,5*hH*, т. е. *h*min = 62,5 *см*.

Проверить прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями N, M, *D*max. Найдём геометрические характеристики сечения траверсы (рис. 6). Нижний пояс траверсы принимаем конструктивно 320×20 мм, верхние горизонтальные рёбра – из двух листов 160×20 мм.

Положение центра тяжести сечения:

Максимальный изгибающий момент в траверсе возникает при 2-ой комбинации усилий.

*.*

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов:

*k* = 1,2 – коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилий *D*max.

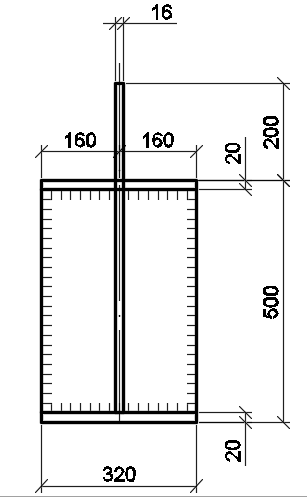
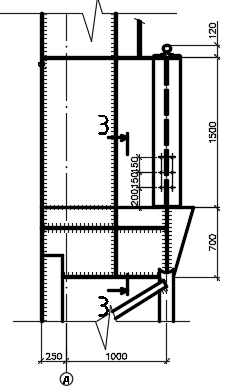


Рисунок 6. Сопряжение верхней и нижней частей колонны

* 1. **Расчет и конструирование базы колонны**

Ширина нижней части колонны равна 1,25 м. Базу проектируем раздельного типа. Расчётные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечении 4-4):

М1 = +976,32 кН·м; N1 = 1927,08 кН (для расчета базы наружной ветви);

М1 = – 424,0 кН·м; N1 = 1642,78 кН (для расчета базы внутренней ветви).

Усилия в ветвях колонны:

.

.

* 1. **База наружной ветви**

Требуемая площадь плиты:

,

где *R*Φ = *γ* ⋅ *Rб* =1,2 ⋅ 0,75 = 0,9 *кН/см* (бетон В12,5).

Ширина плиты *bn* равна (см. рис. 8)

*.*

*AПЛ.ФАК* = 45 ⋅ 45 = 2025 *см2* ≥ *АПЛ.ТР*

Среднее напряжение в бетоне под плитой.

.

2(*bf* + *tw* − *z*0) = 2 ⋅ (20 + 1,0 − 6,338) = 29,324 *cм*.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты.

При *tTP =* 1,2 *см*;

Принимаем C1 = 7 см.

Участок 1 (консольный свес *C*1 =7 *cм*).

*.*

Участок 2 (консольный свес *C* = *C*2 = 7,0 *cм*).

.

Участок 3 (плита, опёртая на 4 стороны).

табл. 8.5 [3].

*M*3 = *α* ⋅ *σ*Φ ⋅ *a*2 = 0,083 ⋅ 0,693 ⋅ 202 = 23,0 *кН*⋅*см*.

Участок 4 (плита, опёртая на 4 стороны).

*M*4 = 0,125 ⋅ 0,693 ⋅ 7,42 = 4,744 *кН*⋅*см*

Требуемая толщина плиты:

Принимаем *tпл* = 2,5 *см*; *R* = 24 *кН/см*2 для листовой стали С-245 t = 20–40 мм.

Высоту траверсы (Ш1) определяем из условия размещения сварных швов. Сварка полуавтоматическая, проволокой Св-0,8А, d = 1,4 – 2,0 мм, *k f* = 0,8 мм.

*lw* <85 ⋅ *kf* ⋅ *βf* = 85 ⋅ 0,8 ⋅ 0,9 = 61,2 *см*.

Принимаем высоту траверсы *hTP* = 40 *см*.

Проверка прочности траверсы производится как для балки на двух опорах.

Равномерно распределённая нагрузка:

*,*

*,*

Условие прочности траверсы имеет вид:

, где

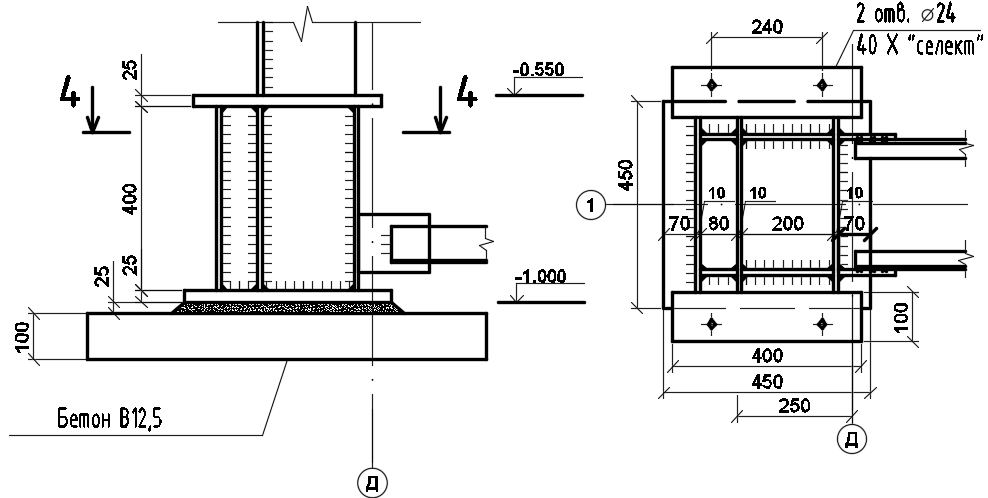
**

Рисунок 7. База колонны

* 1. **Расчет анкерных болтов**

Расчётные усилия в колонне для расчёта анкерных болтов:

*кН*; *М =* 680,6 *кН*⋅*м.*

Принимаем, что центр соединения анкерных болтов каждой ветви совпадает с центром оси ветви колонны. Усилия в анкерных болтах для сквозной колонны равны:

Принимаем анкерные болты из стали 40 Х «селект» *Rbt* = 11 *кН/см*2 – расчётное сопротивление болтов на растяжение по табл. 61\* [1].

Принимаем по восемь болтов с каждой стороны базы диаметром d = 24 мм.

*An* = 4,52 *см*2; *Abn* = 4,52 ⋅ 8 = 36,16 *cм*2 > 35,055 *см*2

Нагрузка на подкрановую ветвь меньше, чем на наружную.

Требуемая площадь опорной плиты:

*см*2

Принимаем размер плиты: 45 × 45 *cм*, *АПЛ* = 2025 *см*2.

Проверка фактического соотношения жесткости нижней и верхней частей колонны.

*.*

Отличие фактического соотношения составляет Δ :

- допустимого расхождения.

Литература

1. Кудишин
2. СП нагрузки и воздействия
3. Белень