Министерство образования республики Беларусь

УО ”Полоцкий государственный университет”

Инженерно-строительный факультет

Кафедра « Архитектура»

Кафедра « Строительные конструкции»

***КУРСОВОЙ ПРОЕКТ***

***по дисциплине «Архитектура и строительные конструкции»***

Тема работы: «Одноэтажное каркасное здание»

Исполнитель: студент 3 курса группы 06 ТВз

Рудов Александр Алексеевич

Руководители курсового проекта: Давидович А.С.

Хаткевич А.М

Новополоцк 2009

Министерство образования республики Беларусь

УО ”Полоцкий государственный университет”

Инженерно-строительный факультет

Кафедра строительных конструкций

***РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА***

***к курсовому проекту***

***по дисциплине «Архитектура и строительные конструкции»***

Тема работы: «Одноэтажное каркасноеное здание»

Исполнитель: студент 3 курса группы 06ТВз

Рудов А.А.

Руководитель: Хаткевич А.М.

Новополоцк 2009

**Содержание**

1 Архитектурная часть 5

1. Объёмно-планировочное решение 5
2. Конструктивное решение 5
3. Технико-экономические показатели 6
4. Планировочные коэффициенты 6

2 Расчётно-конструктивная часть 7

2.1 Расчёт продольного ребра плиты покрытия 7

1. Геометрический расчёт 7
2. Определение нагрузок 8
3. Расчёт продольного ребра по прочности 9

2.2 Расчёт фундамента 11

Список использованной литературы 13

1 Архитектурная часть

1.1 Объёмно-планировочное решение

Место строительства: г. Полоцк.

Размеры здания:

Длина: L= 72.6 м;

Высота: Н= 15.7м;

Ширина: В= 30.6м.

Здание однопролётное (пролёт — 30м).

Шаг колонн: 12м.

Наружные стены: панельные двухслойные (толщина 0.3м).

Здание оборудовано мостовым краном, грузоподъёмностью Q = 30т.

1.2 Конструктивное решение

В качестве конструктивной основы здания принимаем сборный железобетонный каркас с применением унифицированных элементов и изделий заводского изготовления, см. Таблицу 1.

Выбор конструктивных элементов и изделий осуществляем исходя из объёмно-планировочных параметров, вида и грузоподъемности кранового оборудования, климатологических характеристик района строительства [1].

В пролёте, оборудованным краном грузоподъемностью 30т, устанавливаются колонны серии КЭ-01-52 [2].

Железобетонные подкрановые балки принимаем двутаврового сечения (т.к. шаг колонн 6м), высота сечения 1000мм [3].

В качестве несущих конструкций покрытия используем стропильные фермы (пролёт 24м). Плиты покрытия, принимаем размером 3x12м.

Фундамент сборный стаканного типа ФГ42.

Стены — самонесущие панели 300мм.

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Таблица 1 | | | — Спецификация сборных железобетонных изделие | | | **[** |
| Формат | Зона | Позиция | Обозначение | Наименование | Кол. | Примечание |
|  |  |  |  | Колонны |  |  |
|  |  | 1 |  | КЭ-01-52 | 14 |  |
|  |  | 2 |  | КФ 300x300 | 10 |  |
|  |  |  |  | Ферма |  |  |
|  |  | 3 |  | ФСЗО | 13 |  |
|  |  |  |  | Парапетные плиты |  |  |

**5**

Окончание Таблицы 1

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  | 4 |  | ПП30.4 | 68 |  |
|  |  |  |  | Фундаментные балки |  |  |
|  |  | 5 |  | ФБ6-2 | 24 |  |
|  |  |  |  | Подкрановые балки |  |  |
|  |  | 6 |  | БК 1 (6м) | 24 |  |
|  |  |  |  | Плиты покрытия |  |  |
|  |  | 7 |  | П/Зхб-1 | 120 |  |
|  |  |  |  | Фундамент |  |  |
|  |  | 8 |  | ФГ42 | 26 |  |
|  |  |  |  | Стеновые панели |  |  |
|  |  | 9 |  | ПСДЗО | 276 |  |

1.3 Технико-экономические показатели

Пз — площадь застройки (площадь по наружной поверхности здания на уровне цоколя):

Пз = 72.6x30.6 = 2221.56м2.

Пк — конструктивная площадь (площадь, занимаемая конструкциями: колоннами, стенами, перегородками):

Пк = 0.5x1x26+0.3x0.3x12+0.3x72.6x2+0.3x30.6x2 = 76.0м2.

Пп — полезная площадь:

Пп = Пз - Пк = 2221.56 - 76.0 = 2145.56м2.

Пр — рабочая площадь (площадь, в которой работают краны):

Пр = 28.5x72 = 2052м2.

Устр — строительный объём (равен произведению площади поперечного сечения здания на длину здания):

Устр = 72.6x30.6x15.7 = 34878.5м3.

1.4 Планировочные коэффициенты

*К,* =

***к, =***

*Пр =^052\_ = ()\_956*

*Пп* 2145.56  
*Пр 16*

= 0.034,

*Пз* 2221.56 *Уест* 34878.5

16.26.

*Пп* 2145.56

6

2 Расчётно-конструктивная часть 2.1 Расчёт продольного ребра плиты покрытия

Требуется: произвести расчёт продольного ребра ребристой плиты покрытия по предельному состоянию 1-ой группы; определить площадь сечения продольной арматуры; сконструировать каркас продольного ребра (поперечные стержни подобрать из условия технологии сварки).

*Исходные данные (из задания на курсовую работу):*

Армирование продольных рёбер: ненапрягаемая арматура класса 8400.

Применяемый бетон: С20/25.

Здание возводится в г. Могилёв. Согласно Рисунку 1.1 [4] — II Б снеговой район (по таблице 2.4 [4] *8о — 1.2кПа).*

Класс по условию эксплуатации: ХСЗ.

Расчётные данные:

*Для бетона С20/25 (по таблице 1.1 [4]):*

*Ус ~ 15\*

*/ск = 20МПа;*

*ДсиЬе = 25МПа;*

*/с\*=— = — = П.ЗЗМПа. Ус* 1-5

*Для арматуры 8400 (по таблице 1.2 [4]):*

*/уа = 365МПа* (06.0 — 40.0мм);

*Е5 = 200000МПа.*

Номинальные размеры плиты покрытия в плане (по данным

Архитектурной части) — 3 х 6м.

2.1.1 Геометрический расчёт

На основе размеров типовых панелей задаёмся размерами плиты покрытия. Сечение изгибаемых однопролётных панелей рассчитываем как для тавровых сечений, т.к. ребристая плита имеет сложное сечение, то в расчётах мы принимаем эквивалентное тавровое сечение, которое получаем суммированием средних толщин всех рёбер и принятием ширины и толщины полки по её конструктивному габариту, см. Рисунки 1 и 2.

**7**

Рисунок 1 — Поперечное сечение ребристой плиты покрытия.

Рисунок 2 — Расчётная схема поперечного сечения ребристой плиты.

2.1.2 Определение нагрузок

На плиту покрытия действуют постоянная нагрузка (от собственного веса плиты и веса кровли (рулонной — по заданию)) и временная (от снега). Состав кровли принимаем согласно данных Архитектурной части. Сбор нагрузок на плиту покрытия выполним в форме Таблицы 2.

Таблица 2 — Сбор нагрузок на плиту покрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная  нагрузка,  кН/м2 | Коэффициент надёжности,  *У/* | Расчётная нагрузка, кН/м |
| 1 | 2 | 3 | 4 |

8

Окончание Таблицы 2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 1 | 2 | 3 4 | |
| **Постоянная:** | | | |
| Гидроизоляционный ковёр (два слоя «Стеклоизола»), **т** = 4.5кг (1м2), (табл.2.1 [4]) | 0.09 | 1.35 | 0.122 |
| Цементно-песчаная стяжка,  р =1800кг/м3; 8 = 20мм; (табл.2.2  [4]) | 0.36 | 1.35 | 0.486 |
| Утеплитель (пенополистирол), р = 55кг/м , 8 = 100мм; (табл.2.2 [41) | 0.055 | 1.35 | 0.074 |
| Пароизоляция (1 слой рубероида), р = 600кг\м , 8 = 1.5мм; (табл.2.2 [4]) | 0.009 | 1.35 | 0.012 |
| Собственный вес плиты покрытия  1 (масса 2.7т (табл.2.3 [4]))  3x12 | 27/(3x6) =1.5 | 1.15 | 1.725 |
| **Временная** | | | |
| Снеговая нагрузка:  г. Могилёв (район II Б рис. 1.1 [4])  80=1.2кН/м2(табл. 2.4 [4]),  ц = 1, т.к. а< 25° (табл.2.6 [4])) | 1.2 | 1.5 | 1.8 |
| **ИТОГО:** |  |  | Е(ё+Я)с1 = 4.219 |

ПРИМЕЧАЕИЕ: коэффициент надежности *«//»* определяется в соответствии с табл. 2.7 [4].

2.1.3 Расчёт продольного ребра по прочности

Крупнопанельную плиту рассматриваем как свободно лежащую на двух опорах балку П-образного поперечного сечения, которое приводится к тавровому сечению с полкой в сжатой зоне. При опирании панели на стропильную конструкцию (ферму) поверху расчётный пролёт /,#

определяем по формуле: /е# = /-(6/2) = 6.0-°-^/ = 5.85ж, где *Ь* — ширина

поперечного сечения несущей стропильной конструкции (фермы ФС 30).

**9**

Расчётная схема панели — балка с расчётным пролётом *1~ = 5.85м* и

равномерно распределённой нагрузкой.

Максимальный изгибающий момент:

*В-(8 + яЪ-1#* 3-4.219-5.852  
5 8 8

где *В* —- номинальная ширина панели, *В* = 3.0м;

*(§+Ч)а*— полная расчётная нагрузка, см. Таблицу 2.

Согласно п.7.1.2.7 СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции», вводимая в расчёт ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать 1/6 пролёта элемента (6.0/6 = 1000мм) и не более половины расстояния в свету между продольными ребрами ((2980 - 2\*100)/2 = 1390мм). Получаем тавровое сечение со следующими размерами, см. Рисунок 2.

Для установления расчетного случая таврового сечения определяем, где проходит граница сжатой зоны. Предварительно проверяем условие, считая, что граница проходит в полке *(Хе// =И'/),т.е.* должно соблюдаться

неравенство — *Мва < Мш*.

*мм* = /«/« ^ •&/•(<\*—-) = 13.33-0.85-25-2980-(270-— ) = 217.362к#\*л\*.

Таким образом, условие *Мы < Мт* соблюдается, следовательно,

нейтральная ось проходит в пределах полки, т.е. *хе#<к/.*

Вычисляем коэффициент *ат* как для элемента прямоугольного сечения

*М\** 54.144\*106

шириной: *ап*= *-,* - *=* = 0.022

*/с,-а-Ьгс12* 13.33-0.85-2980-2702

По таблице 3.6 [4] находим *т]\ ат—* 0.022 => *т]=* 0.979 (методом

интерполяции).

Требуемая площадь продольной арматуры (8400, / *уЛ =* 365МПа по

, . *М$й* 54.144 \*106 . „ 2

заданию): *АК, =* — = = *5.6\см*

*1уЛ-П-Л* 365-0.979-270

Количество арматурных стержней *п* = 2, по таблице 1.3 [4] принимаем

*■у -\*

2020 *А81= 6.28см,* что больше требуемой *Аи— 5.61см.* Арматуру располагаем по одному стержню в каждом ребре.

Поперечную арматуру принимаем из условий технологии сварки по таблице 3.7 [4]. При продольной арматуре 020 8400 принимаем поперечную арматуру 05 8240 (класс поперечной арматуры по заданию). Шаг поперечных стержней устанавливаем в соответствии с требованиями п.3.3.2. [4]:

- на приопорных участках (длиной 0.257 = 0.25-6000 = 1500мм):

л1, < — = = 150лш => л\*. = 150лш:

1 2 2 '

3 3

- в средней части элемента: *з2* < — •/» = — • 300 = 225лш => з2 = 200мм.

10

**-2**

2.2 Расчёт фундамента

Определить площадь подошвы фундамента под колонну. Рассчитать необходимое сечение продольной арматуры в подошве фундамента в продольном и поперечном сечениях и разработать рабочий чертёж фундамента.

Расчётные данные:

*Для бетона С20/25 (по таблице 1.1 [4]):*

*Ус = 15;*

*/ск = 20МПа;*

*ДсиЬе* = *25МПа;*

20

***А***

***ск***

***Л***

*ы*

= *В.ЗЗМПа.*

*Ус* 1.5

*Для арматуры 8240 (по таблице 1.2 [4]): /ус1* = *218МПа* (05.5 — 40.0мм); *Ея* - *200000МПа.* Сбор нагрузок на фундамент выполним в форме Таблицы 3.

Таблица 3 — Сбор нагрузок на фундамент

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная  нагрузка,  кН | Коэффициент надёжности,  ***Г]*** | Расчётная  нагрузка,  кН |
| Снеговая нагрузка,  кровля,  собственный вес плиты  покрытия;  *8гр* — грузовая площадь, м2 | *Кё+Ч)кх8гр =*  = 3.214\*3м\*6м =  57.852 |  | *!(8+Ч)4х5гр =*  = 4.219\*3м\*6м = 75.942 |
| вес стропильной фермы ФБ301-1 (табл.2.3 [1]) | 186/2 = 93.0 | 1.35 | 125.55 |
| вес колонны КЭ-01-52 (табл.2.3 [1]) | 57.0 | 1.35 | 76.95 |
| ИТОГО: | *(0+ й)к =* = 207 |  | ***(о+ 0)^* =**  278.442 |

Требуемая площадь фундамента:

*(0 + О)к*

207000

*А,ш*

= 0.67лг'

я„ - *ут/ ■* я,

0.36 • 106-(20-2.55)-103

*где Я0--* условное расчетное сопротивление основания *К0 - О.ЗбМПа* (по заданию);

*ут/* — средний удельный вес материала фундамента и грунта на его

уступах, *ут/* =20 кН/м ;

*Н]* — глубина заложения фундамента, *Н)^2.55м.*

11

Согласно номенклатуре фундаментов типа ФГ, см. Таблицу 1, принимаем фундамент с размерами подошвы 3.6x3.0м. Площадь подошвы принятого фундамента: *А/ =* 3.6 • 3.0 = 10.8ж2.

На Рисунке 3 показана геометрия стакана с большей стороны.

*1000*

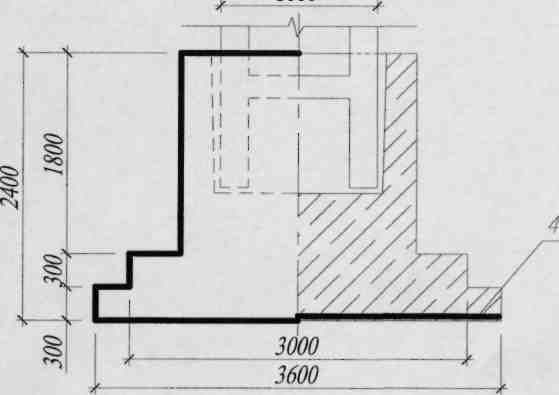


Рисунок 3 — Геометрические размеры принятого фундамента.

*Н1* = *300мм* — высота 1-ой ступени, см. Рисунок 3. Толщину защитного слоя бетона принимаем 80мм, т.к. под фундаментом нет подготовки (в соответствии с Архитектурной частью и согласно требованиям п.3.2 [4]). Рабочая высота первой ступени фундамента: *3,1* = *300 - 80 =220мм.*

Если условно принять распределение реактивного давления грунта на подошву фундамента от нагрузок равномерным, то полное давление на грунт:

*(в + 0)а* 278.442

**/\*-**

*А<*

10.8

*= 25.ШкН 1м'*

*М$ах* = 0.125-/5/-(а-а1)2-6 = 0.125-25.782-(3.6-3.0)2-3.0 = 3.481кЯм; *М„,2* = 0.125-/^ •(&-^2-а = 0.125-25.782-(3.0-2.4)2-3.6 = 4.177тс#л\*;

***м..***

4177

*ш*

При подсчете арматуры для фундамента за расчетный принимаем изгибающий момент *М^2,* как для консоли с защемленным концом. Требуемое количество арматуры в одном направлении:

**л.=-**

= 0.097сл^

0.9-г/,-/^ 0.9-220-218

По таблице 1.3 [4] принимаем 1503 8240 с шагом 250мм (по длинной стороне). В другом направлении (по короткой стороне) принимаем 2003 8240 с шагом 150мм.

12

Список использованной литературы

1. Зайцев Ю.В., Хохлова Л.П., Шубин Л.Ф. Основы архитектуры и строительные конструкции: Учебник для вузов/ под ред. Ю.В. Зайцева. — М.: Высш. шк, 1989. — 391 с.
2. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений: Учебное пособие для студентов строительных специальностей вузов. — 3-е изд., перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, ленингр. отд-ние, 1979, — 168 с.
3. Справочник проектировщика. Под ред. Г.И. Бердичевского. — М. Стройиздат, 1974.
4. Волик А. Р. Методические указания к выполнению расчетов строительных конструкций в контрольной работе по дисциплине «Архитектура и строительные конструкции». - Новополоцк, ПТУ, 2006. - 30с.

**13**