Міністерство освіти і науки України

Національний університет «Львівська політехніка»

Кафедра будівельних конструкцій та мостів

Розрахунково–пояснююча записка

до курсового проекту з дисципліни

Проектування конструкцій з дерева та пластмас

Виконав:

Студент групи ПЦБ – 41

БІЛИК О.С.

Львів – 2009

**Вибір схеми споруди та покриття**

Об’ємно–конструктивне рішення промислового будинку - несучі конструкції покриття спираються на окремо стоячі колони, заанкеровані у фундаменти, утворюючи систему несучих поперечних каркасів будинку.

Просторова жорсткість створюється системою настилів, в’язей та ферм і горизонтальними вітровими фермами, вертикальними в’язями по колонам ряду , вертикальними в’язями між фермами, жорстким покриттям. Вітрові ферми влаштовують лише в торцях будинку та розташовують в площині нижніх поясів несучих балок покриття. Вони сприймають вітрове навантаження, що діє на торець вздовж осі будинку. Вертикальні в’язі по колонам ряду складаються з обв’язочного брусу, який зв’язує колони по верху та виконує роль розпірки, та розкосів у вигляді тяжів з круглої сталі, які дозволяють виконувати їх натяг з допомогою муфти.

Дві поперечні рами будинку, зв’язані системою в’язей, складають незмінний просторовий блок. Такі блоки розташовують в торцях будинку та по довжині з відстанню між ними до 30м.

Колони торцевого фахверку зв’язані між собою поверху балками, на які спираються елементи даху. Несучі балки в торцях відсутні. На відмітці нижнього поясу ферм покриття колони фахверку зв’язані між собою горизонтальною вітровою фермою.

1. **Розрахунок конструкцій покриття**

**1.1 Вибір конструктивної схеми**

Приймаємо покриття із розрізними прогонами, розташованими на відстані 2,5м. По прогонах вздовж скату покладені крокви з кроком 1м. По кроквах влаштована обрешітка із брусків 5 х 5 см, з відстанню між осями брусків 50 см. Покрівля із хвилястих азбоцементних листів звичайного профілю (ГОСТ 378 – 76) з ухилом і = 0.4, α = 21°48'.

**1.2 Розрахунок обрешітки**

**Збір навантаження від покрівлі.**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид навантаження | кН/м2  нормативне |  | кН/м2  розрахункове |
| Постійне | | | |
| Азбестоцементні листи | 0.15 | 1.2 | 0.18 |
| Обрешітка | 0.03 | 1.1 | 0.033 |
| **Всього** | **0.18** |  | **0.213** |
| Тимчасове | | | |
| Снігове навантаження | 1.112 | 1.6 | 1.78 |
| **Всього** | **1.3** |  | **1.99** |

При α = 21°48' cosα = 0.93, sinα = 0.37; γn = 0.95 – коефіцієнт умов роботи.

Схема розміщення прогонів.



Розрахункова схема обрешітки.



**Розрахунок по першій комбінації навантажень** (на міцність і стійкість від дії постійного та снігового навантаження).



При кроці брусків обрешітки b = 0.5м і прольоті 1м, визначаємо згинальний момент.



см3; см4;



Напруження при косому згині:



Визначаємо прогин:

см.



см.



см.



<.



**Розрахунок по другій комбінації навантажень** (на міцність від дії зосередженої сили Р = 1кН і власної ваги).

кН; кН;



Навантаженням від власної ваги нехтуємо.

Визначаємо згинальний момент за формулою:



Остаточно приймаємо обрешітку із брусків 5 х 5 см з кроком 0.5 м.

**1.3 Розрахунок кроков**

**Навантаження від покрівлі.**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид навантаження | кН/м2  нормативне |  | кН/м2  розрахункове |
| Постійне | | | |
| Покрівля і обрешітка | 0.18 | 1.2 | 0.216 |
| Пароізоляція | 0.02 | 1.2 | 0.024 |
| **Всього** | **0.182** |  | **0.24** |
| Тимчасове | | | |
| Снігове навантаження | 1.112 | 1.6 | 1.78 |
| **Всього** | **1.29** |  | **2.02** |

При куті нахилу покрівлі α = 21°48' < 30° скатну складову навантаження не враховуємо.



;



По сортаменту підбираємо брус 175 х 25 мм, см4;



Визначаємо прогин:



**1.4 Розрахунок прогонів**

Проліт прогону становить 5.1м. Крок прогонів 2.5м. Оскільки в прольоті на прогін обпирається 5 крокв, навантаження на прогони приймаємо рівномірно розподіленим.

Визначаємо навантаження на 1 м прогону від покриття і власної ваги.



Оскільки крокви в коньку зв’язують між собою за допомогою цвяхів або болтів, скатна складова на прогони не передається.



Приймаємо січення 200 х 200 мм. W = 1333 см3, I = 13333 см4.

Визначаємо прогин:



**2. Розрахунок клеєної дощато-фанерної балки**

**2.1** Балка – двоскатна, дощато-фанерна, клеїна, з плоскою стінкою, коробчатого поперечного перетину. Проліт – 10м. Крок несучих конструкцій 5.1 м. Матеріали балки: деревина – сосна **I**c (ГОСТ 8486-86Е), фанера – березова марки ФСФ .

Навантаження від власної ваги балки:

.



**Повне навантаження на 1 м балки:**

qxн = (0,182+0,054+1,112)\*5.1\*0,95 = 6.53 кН/м = 0,0653кН/см.

qx = (0,24+0,054\*1,1+1,78)\*5.1\*0,95 =10.1 кН/м = 0,101кН/см.

Висота поперечного перетину балки визначається з умови:



Звідси м. Приймаємо висоту клеєфанерної балки всередині прольоту 1.0 м.



Висота балки на опорах при врахуванні ухилу покриття *і =* 0,1.



м.



#### Момент і поперечне сила :



**Конструктивний розрахунок**

Для стінок балки вибираємо фанеру, товщиною δ = 10мм.

Пояси компонуємо із дошок. Висоту поясу приймаємо, виходячи з умови:

.



Приймаємо висоту поясу 13 см.

Необхідний момент опору в розрахунковому перерізі балки:



Rр = 1.2 кН/см2 = 12 МПа – розрахунковий опір деревини нижнього поясу на розтяг вздовж волокон.

М = Мх – згинальний момент в небезпечному перерізі на відстані **х** від опори.



кН см.



см3.



Необхідний момент інерції:

;



Визначаємо момент інерції поясів:



- момент інерції поясів.



Нехтуючи в попередньому розрахунку власним моментом інерції поясу ***I*0**, визначаємо площу січення одного поясу балки.



h1 – відстань між осями поясів в розрахунковому перерізі.

h1 = h – hп = 84.2 – 13= 71.2 см.



Визначаємо ширину поясу: Компонуємо пояс із чотирьох дошок, перерізом 13 х 2.5 см.



см2;



**Перевіряємо міцність прийнятого поперечного перетину по нормальних напруженнях:**

* для розтягнутого поясу:



- міцність нижнього поясу забезпечена.



* для верхнього стиснутого поясу:



*l*у – довжина поясу між стиками фанери. *l*у = 1.25 м.

**Перевірка стінки балки**

Нормальні напруження в стінці балки покриття



*m*ф = 0.8 – коефіцієнт, який враховує зменшення розрахункового опору фанери в стику. ><



**Головні розтягуючи напруження в першому від опори стику фанери, тобто в зоні поперечного ребра на рівні внутрішньої кромки поясу:**

*l* = 1.25 м – віддаль між поперечними ребрами жорсткості балки покриття.



Геометричні характеристики балки на віддалі 1.25м від опори – в зоні поперечного ребра жорсткості.

*h*п = 13 см, *b*п = 10 см.

*h* = 62.5 см – висота балки.

*h*1= 62.5 – 13 = 49.5 см – висота балки між осями поясів.



Статичний момент:



;



- умова не виконується. Приймаємо товщину фанерних стінок 19мм.

*Rф,р,α -* розрахунковий опір фанери під кутом α до волокон рубашки.



Статичний момент:



;



Стінку виконати із семишарової будівельної фанери, товщиною 19 мм.

**Перевірка фанерної стінки на зріз в зоні опорного ребра.**

*h*п = 13 см, *b*п = 10 см.

*h* = 50 см – висота балки.

*h*1= 50 – 13 = 37см – висота балки між осями поясів.



- розрахунковий опір зрізу фанери березової, марки ФСФ при *δ* = 19мм > 8 мм.



**Перевірка клеєного шва між поясами та стінкою.**



- висота клеєного шва.



Оскільки в середині першої від опори панелі < 50 – стійкість стінки забезпечена.



**Визначення прогину клеєфанерної балки покриття**

Відносний прогин двоскатної клеєної балки коробчатого поперечного перерізу з врахуванням змінного перерізу і впливу зсувів в клеєних швах:

;



де fср – найбільший прогин балки постійного перерізу, визначений по моменту інерції І в середині прольоту двоскатної балки;

k – коефіцієнт врахування зміни висоти перерізу по довжині балки:

;



kс – коефіцієнт, що враховує вплив зсуваючих сил на прогин балки

;



с – коефіцієнт, який враховує вплив зсуваючих напружень



**Отже переріз, прийнятий в прольоті і на опорах, задовольняє вимогам міцності всіх елементів перерізу і жорсткості балки.**

**3. Розрахунок та проектування поперечної двошарнірної рами**

* 1. **Вибір конструктивної схеми**



Приймаємо стійки рами – дощатоклеєні, прямокутного поперечного перерізу із кроком вздовж будівлі В = 5.1 м. Стійки шарнірно кріпляться до ригеля рами (клеєфанерної балки покриття) та жорстко кріпляться до залізобетонного фундаменту на анкерних болтах. Ригель рами – клеєфанерна балка висотою 1000 мм в середині прольоту та 500 мм на опорах, прольотом L = 10 м. Стійкість конструкцій забезпечується влаштуванням поперечних в’язей покриття та вертикальних поздовжніх в’язей між стійками.

* 1. **Статичний розрахунок**

Постійне навантаження на покриття рами:

Навантаження на 1 м п.

;



де В = 5.1 м – крок поперечних рам.

Снігове навантаження:

;



Навантаження від власної ваги балки покриття визначаємо по формулі:

;



;



*qн, рн* – відповідно нормативні значення постійного і тимчасового навантаження, *k с. в*. – коефіцієнт для навантаження від несучої конструкції, *l* – проліт конструкції.

Постійний розрахунковий тиск на стійку рами від покриття:

кН.



Постійний розрахунковий тиск від стінового огородження із врахуванням елементів кріплення на стійку рами:

.



Розрахунковий тиск на стійку рами від снігу:

кН.



Розрахункове навантаження від власної ваги стійки поперечної рами:



Нормативне значення вітрового тиску згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»

.



Розрахункове вітрове навантаження на раму від стіни:

Тиск -



*се* – аеродинамічний коефіцієнт для вертикальних навітряних поверхонь промислових споруд.



Вітрове навантаження на раму від ділянки стіни, вище верху стійок:

Тиск -



*h1* – найбільша висота покриття, яка включає висоту балки та товщину плити покриття.

* 1. **Зусилля в стійках рами**

Рама – один раз статично невизначена система. За невідоме приймаємо повздовжнє зусилля Х у ригелі, яке визначається для кожного виду завантаження окремо:

* від вітрового навантаження, прикладеного на рівні ригеля:



-від вітрового навантаження на стіни:



* від стінового огородження при віддалі між серединою стінового огородження і стійкою

м.



де 0.184 – товщина стінової панелі; 0.528 – висота січення колони (орієнтовно).



Згинальні моменти в закріпленнях стійок:



Поперечні сили у закріпленнях стійок:



Поздовжні сили у закріпленнях стійок:



0.9 – коефіцієнт, який враховує дію двох короткочасних навантажень.

* 1. **Підбір поперечного перерізу дощатоклеєної колони**

Приймаємо стійку прямокутного, постійного по висоті, поперечного перетину із 10 дошок товщиною 3.3 см, шириною 16 см. Тоді *см.* Поширення стійки для кріплення анкерних болтів не враховуємо.



Перевіряємо міцність поперечного січення по нормальних напруженнях:



*МД* – згинальний момент від дії поперечних і поздовжніх навантажень. Визначається розрахунком по деформованій схемі.



- розрахункова площа.



*см3*.



Вздовж будівлі стійки розкріплені вертикальними зв’язками і верхнім обвязочним брусом – розпіркою, які встановлюються по зовнішніх гранях. Стійкість такої форми деформування стійки із розкріпленою зовнішньою кромкою перевіряють по формулі (26) [1].

Якщо на ділянці елемента *l0* розтягнута кромка закріплена із площини деформування , значення коефіцієнта , який визначається по формулі (17) [1] множать на коефіцієнт - формула (18) [1], - на коефіцієнт - формула (27) [1].



Для елементів з розкріпленою розтягнутою кромкою *n =* 1.



- коефіцієнт, що визначається по табл. 15 [1].



;



* 1. **Перевірка клеєних швів на сколювання**



* 1. **Розрахунок опорного вузла стійки**

Для кріплення анкерних болтів збоку стояка приклеюємо додатково три дошки:



Анкерні болти розраховуємо по максимальному розтягуючому зусиллю при дії постійного навантаження із коефіцієнтом перевантаження *n =* 0.9 і вітрового навантаження.



Приймаємо опорну плиту бази колони розмірами 16 х 54 см.

Напруження на поверхні фундаменту:



; ;



Для фундаменту приймаємо бетон В15, для якого:

;



Обчислюємо розміри ділянок епюри:



Зусилля в анкерних болтах:



Площа одного болта



Де n- кількість анкерних болтів з одного боку бази . n=2

- розрахунковий опір сталі анкерного болта



- коефіцієнт умов роботи бетону



Приймаємо болти Ø27 мм, для яких



як балку.

Згинальний момент:



З умов розміщення анкерних болтів Ø27мм приймаємо

з та



Напруження :



Перевіряємо міцність приклеєних дошок, на які опирається траверса. Приймаємо довжину приклеювання



Розрахунковий середній опір клеєного шва на сколювання:



*lск* – розрахункова довжина площі сколювання.



*е –* плече пари сил сколювання, яке приймають - при несиметричній врізці, і - при симетричній врізці.



- при розрахунку на одностороннє сколювання розтягнутих елементів, - при розрахунку на проміжне сколювання стиснутих елементів.



Міцність клеєного шва від дії зусилля Z:



**Використана література**

конструкція рама покрівля балка

1. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет, Киев, Выща Школа, 1990.

1. Конструкции из дерева и пластмас. Примери расчета и конструировання./под. ред.проф.В.А. Иванова – Киев 1970, 1981-392с.
2. Гринь И.М. Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник, Киев, Будівельник, 1988 г.
3. Карлсен Г.Г. и др. Конструкций из дерева и пластмасс - Москва, 1986-543с.
4. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи – Київ, МІНБУД УКРАЇНИ, 2006.
5. СНиП II-25-80 Деревяные конструкции. Нормы проектирования – Москва, 1982-66с.