

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри
О.І. Лапенко
“ _____ ” _____ 2021 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЄКТ
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ
“БАКАЛАВР”

Тема: “ Готельний комплекс в м. Волноваха ”

Виконала: Гайдучик Андрій Олександрович

Керівник: к.е.н., доцент Степура Віктор Степанович

Консультанти з розділів:

Охорона праці _____

Охорона навколишнього середовища _____

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД): к.т.н., доцент Родченко О.В.

Київ 2021

Вступ

Досвід та вміння, набуті під час практики, використані при розробці даного дипломного проекту, який є складною кваліфікаційною роботою, яка віддзеркалює спрямування підготовки фахівця освітньо-кваліфікаційного рівня «Бакалавр».

Будівництво – це галузь матеріального виробництва, яка охоплює нове будівництво, реконструкцію, ремонт і реставрацію будинків і споруд.

Нове будівництво – це зведення будинків і споруд за вперше розробленим проектом. Будівельна галузь об'єднує підрядні, проектні, інженерно-пошукові та науково-дослідні організації та установи. Основним завданням будівельної галузі є створення будівельної продукції та забезпечення високої ефективності будівельного виробництва.

В умовах швидкого розвитку будівельної галузі в після комуністичний період, постало питання про відхід від традиційного планового будівництва, типових проектів до розповсюджених у всьому світі індивідуальних проектів на замовлення конкретного інвестора. У людей змінилися погляди на те, яким повинно бути комфортне житло.

.Огляд архітектурно-будівельних рішень готельного

комплексу.

Територіально готельний комплекс розміщений між осередками житлових будинків з пішохідними сполученнями, транспортними стоянками для автомобілів та автобусів. Прилегла територія підлягає благоустрою, газонами та малими формами. По периметру будівлі тверде покриття кольоровою тротуарною плиткою.

Готельний комплекс - трикутна в плані 3-поверхова споруда запроектований згідно ДБН В.2.2.-9-99. Будинок 1 класу. Ступінь довговічності та вогнестійкості основних конструкцій -1.

Конструктивна схема будинку розташовані під кутом 60° та замкнені в трикутник несучі стіни та стовпи із силікатної цегли і монолітні залізобетонні перекриття. Покриття - скатна покрівля по металевим фермам. Зовнішні стіни утеплюються "Fasrock". Між фундаментом плитою та підлогою підвалу передбачено засипку піском та підпільні канали для проходу інженерних комунікацій. В підвальному поверсі розміщено оздоровчий комплекс: солярій, масажні кабінети, роздягальні з душовими, кімната відпочинку, турецька баня, пральня готелю, підсобні та технічні приміщення.

По периметру будівлі передбачено приямки для освітлення приміщень природним світлом.

Технічні приміщення і електрощитові, насосна, прибудований індивідуальний теплопункт має автономні зовнішні сходи.

Приміщення для відвідувачів поділені на 2 відсіки з 2-ма евакуаційними виходами з кожного відсіку згідно ДБН В 1.1-7-2002. Ліфти та службові сходи мають сполучення з підвальним поверхом через тамбури 1-го типу з підпором повітря при пожежі згідно ДБН В 1.1-7-2002 п. 4.34, 4.35.

На 1 поверсі розміщено вестибюль, адміністративні приміщення, перукарню, ресторан з банкетним залом та підсобні приміщення ресторану.

Зал для переговорів, який розташований з центрі плану, має 2 евакуаційних виходи згідно ДБН В 1.1-7-2002 п. 5.9. а) ;в). З 1-го поверху передбачено 3 розосереджених евакуаційних виходи. Крім основних входів для відвідувачів, передбачено окремий службовий вхід.

На 2 та 3 поверхах передбачено готель. та приміщення для обслуговування проживаючих: 34 1-кімнатних та 8 2-кімнатних номерів з санвузлом, та "французьким" балконом в кожному номері.

На 3 поверсі, в центрі плану, розміщено зал для нарад на 166 місць з двома евакуаційними виходами, які ведуть до сходових кліток.

Коридори готелю мають світлові кармани в кожному торці біля сходових клітин та розділені перегородками 2-го типу з самозачиняючимися дверима для обмеження

довжини коридору до 60м. згідно ДБН В 11-7-2002 п. 5.26. Евакуація з 2,3 поверхів передбачена по сходам в 3-х сходових клітках СК-1.

5. На покрівлі розміщені : венткамера , приміщення ліфтів та вентиляційна шахта. Вихід на покрівлю та вхід до венткамери передбачені по металевим сходам, відокремленим від прилеглих приміщень перегородками 1-го типу.

6. Проектом передбачено дотримання вимог пожежної безпеки, ДБН В 1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва", а саме : використання будівельних та оздоблювальних матеріалів, які мають клас горючості. Вхідні-двері, двері сходових кліток обладнані пристроєм зачинення та ущільнення в притулах . Двері технічних приміщень, а також в протипожежних" перегородках 1-го типу. Схеми евакуаційних шляхів за підписом відповідальної особи розташовуватимуться на місцях. Проектом передбачено влаштування протипожежного водопостачання та обладнання автоматичною системою пожежної сигналізації.

3.1 Розрахунок і конструювання балки

Розрахувати і запроектувати попередньо напружену балку для готельного комплексу. Відстань $l=12\text{м}$, між осями опор балки $l_0=3,3\text{м}$.

Нормативний опір високоміцної дротяної арматури періодичного профілю діаметром 6мм класу А-І : $R_{s,ser}=1255\text{ МПа}$; розрахунковий опір $R_s=1045\text{ МПа}$, $E_s=2 \cdot 10^5\text{ МПа}$.

Для арматури класу А-400С відповідно $R_{s,ser}=390\text{ МПа}$, $R_s=335\text{ МПа}$ при $d=6-8\text{мм}$,

$R_s=365\text{ МПа}$, при $d=10-40\text{мм}$, $E_s=2 \cdot 10^5\text{ МПа}$.

Для бетону класу В-25 – $E_b=29000\text{ МПа}$, $R_b=17\text{ МПа}$, $R_{bt}=1,2\text{ МПа}$, $R_{b,ser}=22\text{ МПа}$, $R_{bt,ser}=1,8\text{ МПа}$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_{e2}=0,9$. Міцність бетону в момент стиснення приймаємо $R_{bp}=0,8B=0,8 \cdot 30=24\text{ МПа}$. Попередньо контролюємо напруження назначаємо

$$\sigma_{sp} = 0,7R_{s,ser} = 0,7 \cdot 1255 = 880\text{ МПа}.$$

Перевіряємо умову при $p=0,05$ $\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 880 = 44\text{ МПа}$:

$$\sigma_{sp} + p = 880 + 44 = 924\text{ МПа} < 1255\text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 880 - 44 = 836\text{ МПа} > 0,3R_{s,ser} = 396\text{ МПа}; \text{ умови виконані.}$$

Знаходимо коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$;

При несприятливому впливу попереднього напруження

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1;$$

При сприятливому $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$.

Попередній розрахунок розмірів перерізу балки.

Висота перерізу в середині балки $h=1/10-1/15l$, l -прольот балки, уклон верхнього поясу $1/12$, ширина верхньої зжатої полки $b'_f=1/50-1/60l$, ширина

нижнього поясу 200-300мм, товщина стінки $b=60-100$ мм, Прийняті розміри перерізу $h=500$ мм $>1/15l$ $b_f=270$ мм, $b=100$ мм.

Розрахунковий прольот балки $l_0=1-2\Delta - 2\alpha_0 = 3.3 - 2 \cdot 0.25 - 2 \cdot 150 = 3.26$ м

Знаходження навантаження і зусиль.

ВИД НАВАНТАЖЕННЯ	НОРМАТИВНЕ НАВАНТАЖЕННЯ КН/М	КОЕФ.НАДІЙНОСТІ ПО НАВАНТАЖЕННЮ	РОЗРАХУНКОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ КН/М
Постійне			
- від покриття	18,45	-	21
- від власної ваги балки	4,1	1,1	4,51
- від вентиляційних коробів і трубопроводів	3	1,2	3,6
РАЗОМ	$q^n_1=25,55$	-	$q_1=29,11$
Тимчасове(сніг):			
- довготривале r_{ld}	1,8	1,4	2,5
- короткочасне r_{cd}	4,2	1,4	2,9
Повне			
- постійне і довготривале	25,45	-	29,83
- короткочасне	4,2	-	5,9
ВСЬОГО	$q^n=29,65$		$q=35,79$

Розраховуємо згинальні моменти і поперечні сили з врахуванням коефіцієнту надійності по призначенню $\gamma_n = 0,95$:

- максимальний момент в середині прольоту від повного розрахункового

$$\text{навантаження } M_c = \frac{ql^2_0}{8} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 11,65^2}{8} \cdot 0,95 = 576 \text{кН} \cdot \text{м}$$

- максимальний момент в середині прольоту від повного нормативного

$$\text{навантаження } M_c^n = \frac{q^n l_0^2}{8} \gamma_n = \frac{29,65 \cdot 11,65^2}{8} 0,95 = 478 \text{кН} \cdot \text{м}$$

- найбільша поперечна сила від повного розрахункового навантаження

$$Q = \frac{q l_0}{2} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 11,65}{2} 0,95 = 198 \text{кН}$$

Згинальний момент в 1/3 прольоті балки від розрахункового навантаження

$$(x_1=l_0/3=11,65/3=3,88\text{м}), M_1 = \frac{q x_1 (l_0 - x_1)}{2} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 3,88(11,65 - 3,88)}{2} 0,95 = 512 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Попередній розрахунок перерізу арматури.

З умови забезпечення міцності перерізу напруженої арматури повинно бути:

$$A_{sp} \geq \frac{M_c}{0,9 h_0 R_s} = \frac{576 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 148 \cdot 1045 \cdot 100} = 4,1 \text{см}^2,$$

в перерізі на відстані 1/3 прольоту від опори балки

$$A_{sp} \geq \frac{M_1}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{512 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 121 \cdot 1045 \cdot 100} = 4,5 \text{см}^2,$$

$$\text{де } h_0 = h - a = 154 - 12/2 = 148 \text{см}; \quad h_1 = h_{os} + \frac{h - h_{os}}{l/2} x = 0,79 + \frac{1,54 - 0,79}{12/2} \cdot 4,05 = 1,3 \text{м},$$

$x = x_1 + a_0 = 3,9 + 0,15 = 4,05 \text{м}$ – відстань від торця балки до перерізу в 1/3 розрахункового прольоту; $h_{01} = 1,3 - 0,09 = 1,21 \text{м}$.

Орієнтовно переріз напруженої арматури з умов забезпечення тріщиностійкості

$$A_{sp} = \frac{M_c}{\beta R_s h_0} = \frac{576 \cdot 10^5}{0,6 \cdot 1045 \cdot 100 \cdot 148} = 6,2 \text{см}^2, \text{ де } \beta = 0,5 - 0,6; \text{ приймаємо } \beta = 0,6.$$

Достатнє число дроту $\varnothing 5$ Вр-II, $A_s = 0,196 \text{см}^2$: $n = A_{sp} / A_s = 6,2 / 0,196 = 32$.

Призначаємо 35 $\varnothing 5$ Вр-II, $A_s = 6,2 \text{см}^2$. Площа ненапруженої арматури в зжатій зоні бетону конструктивно 4 $\varnothing 10$ А- III, $A'_s = 3,14 \text{см}^2$, теж в розтягнутій зоні $A_s = 3,14 \text{см}^2$.

Розрахунок геометричних параметрів приведенного перерізу.

Відношення модулів пружності $\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / 0,290 \cdot 10^5 = 6,9$,

Приведена площа арматури $\alpha A_{sp} = 6,9 \cdot 6,2 = 42,78 \text{ см}^2$, $\alpha A_s' = 6,9 \cdot 3,14 = 21,6 \text{ см}^2$.

$$A_{red} = 30 \cdot 16 + 15 \cdot 5 + 27 \cdot 18 + 8,5 \cdot 6 + 109 \cdot 10 + 90,5 + 19,3 = 2291 \text{ см}^2,$$

$$S_{red} = 30 \cdot 16 \cdot 146 + 15 \cdot 5 \cdot 135,5 + 27 \cdot 18 \cdot 9 + 8,5 \cdot 6 \cdot 21 + 109 \cdot 10 \cdot 78,5 + 90,5 \cdot 9 + 19,3 \cdot 151 = 174981 \text{ см}^3,$$

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 174981 / 2291 = 76 \text{ см}; \quad y_0' = 154 - 76 = 78 \text{ см};$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно центру тяжіння перерізу

$$I_{red} = I_0 + Aa_i^2 = \frac{30 \cdot 16^3}{12} + 30 \cdot 16 \cdot 65^2 + \frac{15 \cdot 5^3}{12} + 15 \cdot 5 \cdot 54,5^2 + \frac{27 \cdot 18^3}{2} + 27 \cdot 18 \cdot 72^2 + \frac{8,5 \cdot 6^3}{12} + 8,5 \cdot 6 \cdot 60 + \frac{10 \cdot 109^3}{12} + 10 \cdot 109 \cdot 2,5^2 + 90,5 \cdot 72^2 + 19,3 \cdot 70^2 = 6608498 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу балки при пружній роботі матеріалів $W_{red} = I_{red} / y_0 = 6608498 / 76 = 86954 \text{ см}^3$;

$$W_{red}' = I_{red} / y_0' = 6608498 / 78 = 84724 \text{ см}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки

$$r = \varphi_n = W_{red} / A_{red} = 0,85 \frac{86954}{2291} = 32,3 \text{ см, де при}$$

$$\sigma_b / R_{s,ser} = 0,75; \varphi_n = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 0,7 =$$

$$= 0,85; \text{ теж для нижньої ядрової точки } r_{inf} = \varphi_n \frac{W_{red}'}{A_{red}} = 0,85 \frac{84724}{2291} = 31,4 \text{ см}$$

Момент опору перерізу для нижньої грані балки з урахуванням недружніх деформацій бетону

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu\alpha) + 0,075(\gamma_1' + 2\mu'\alpha)]bh^2 = [0,292 + 0,75(0,232 + 20,00955 \cdot 6,15) + 0,075 \cdot 0,722]10 \cdot 154^2 = 142500 \text{ см}^3$$

$$\text{де } \gamma_1 = \frac{b_f - b}{bh} h_f = \frac{27 - 10}{10 \cdot 154} 21 = 0,232; \alpha = 6,15;$$

$$\gamma_1' = \frac{2(b_f' - b)}{bh} h_f' = \frac{2(40 - 10)}{10 \cdot 154} 18,5 = 0,722;$$

$$\mu = A_{sp} / bh = 6,2 / (10 \cdot 154) = 0,004; \quad \mu' \approx 0;$$

приблизно можна прийняти $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 86954 = 130431 \text{ см}^3$

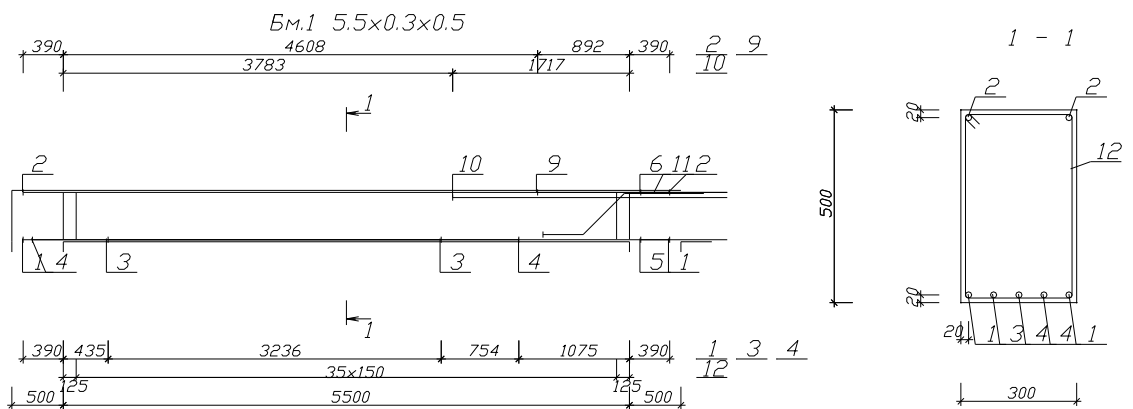
теж для верхньої грані балки

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 \cdot 0,361 + 0,075(0,495 + 2 \cdot 0,004 \cdot 6,15)] \cdot 10 \cdot 154^2 = 143141 \text{ см}^3.$$

$$\text{Тут } \gamma_1 = \frac{b'_f - b}{bh} h'_f = \frac{40 - 10}{10 \cdot 154} 18,5 = 0,361; \alpha = 6,15;$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b_f - b)}{bh} h_f = \frac{2(27 - 10)}{10 \cdot 154} 21 = 0,495; \mu = 0; \mu' = 0,004.$$

Можна також прийняти $W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 84724 = 127086 \text{ см}^3$.



Розрахунок втрат попередньо напруженої арматури.

Перші втрати: від релаксації напружень арматури

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{880}{1255} - 0,1\right) \cdot 880 = 48,5 \text{ МПа},$$

від температурного перепаду (при $\Delta t = 65^\circ$) $\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 80 \text{ МПа}$;

від деформації анкерів у натяжних елементах при довжині арматури $l = 13 \text{ м}$

$$\sigma_3 = E_s \Delta l = 2 \cdot 10^5 \cdot 0,002 / 13 = 30,7 \text{ МПа}, \quad \text{де } \Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 5 = 2 \text{ мм}.$$

Зусилля стиснення бетону з урахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при коефіцієнті точності натягу $\gamma_{sp} = 1$

$$P_1 = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 6,2(880 - 48,5 - 80 - 30,7)(100) = 6,2 \cdot 720,8(100) = 447 \text{ КН}$$

Ексцентриситет дії сили P_1 - $e_{op} = y_0 - a = 76 - 10,5 = 65,5 \text{ см}$.

Розрахунковий згинальний момент в середині балки від власної ваги, що виникає при виготовленні балки в вертикальному положенні,

$$M_c = (q_c l_0^2) / 8 = (4,51 \cdot 11,65^2) / 8 = 76,5 \text{ КН} \cdot \text{м}$$

Теж нормативний $M_c^n = 76,5 \cdot 10^5 / 1,1 = 69,5 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$.

Напруження стисненню бетону на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля P_1 і моменту M_c^n :

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M_c^n}{I_{red}} (y_0 - a) = \frac{447 \cdot 10^3}{2291} + \frac{447 \cdot 10^3 \cdot 65,5 - 69,5 \cdot 10^5}{6608498} 65,5 = 411 \text{ Н} / \text{см}^2 = 4,1 \text{ МПа}.$$

Відношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 411 / 32 = 0,13 < 0,75$, що задовольняє.

. Це відношення менше $\alpha_{max} = 0,8$ для бетону класу В25. Тому втрати напружень повзучості для бетону, що піддається тепловій обробці, будуть:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,13 = 4,42 \text{ МПа}.$$

Перші втрати: $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 48,5 + 80 + 31 + 4,42 = 164 \text{ МПа}$.

Другі втрати: від усадки бетону класу В25, що піддається тепловій обробці при атмосферному тиску, $\sigma_s = 40 \text{ МПа}$, від повзучості бетону при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,13 < \alpha = 0,75$.

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,13 = 16,6 \text{ МПа}.$$

Сумарне значення других втрат: $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 16,6 = 57 \text{ МПа}$.

Повні втрати попередньо напруженої арматури

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 164 + 57 = 221 \text{ МПа}.$$

Зусилля стиснення з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 6,2(880 - 221)(100) = 409 \text{ КН}.$$

Розрахунок міцності балки по нормальному перерізу.

Знаходимо положення нейтральної осі з умови(при $\gamma_{s4} = 1$).

$$R_s A_{sp} \leq R_b \gamma_{b2} b'_f + R_{sc} A'_s;$$

$$1045(100)6,2 < 17(100)0,9 \cdot 40 \cdot 18,5 + 365(100)3,14; \quad 648KH < 1247KH$$

отже, нейтральна вісь проходить в полці, рядом з ребром.

Знаходимо граничне значення ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{565}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,53,$$

де $\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,728;$
 $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 1045 + 400 - 880 = 565 \text{ МПа}$

$$\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b2} < 1.$$

Висоту зжатої зони x знаходимо $x = \frac{R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s}{R_b \gamma_{b2} b'_f} = \frac{1045 \cdot 6,2 - 365 \cdot 3,14}{17 \cdot 0,9 \cdot 40} = 8,7 \text{ см},$

$$x/h_0 = 8,7/148 = 0,1 < \xi_R = 0,53.$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом в середині балки

$$M = R_b \gamma_{b2} b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 17(100)0,9 \cdot 40 \cdot 8,7(148 - 0,5 \cdot 8,7) + 365(100)3,14(148 - 3) =$$

$$= 931 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 931 \text{ КН} \cdot \text{м} > M_c = 576 \text{ КН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок міцності перерізу.

Максимальна поперечна сила у грані опори $Q=198 \text{ кН}$. Розміри балки при опорі:

$$h=500 \text{ см}, b=270 \text{ см на опорі}.$$

Знаходимо проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню вісь s

коефіцієнт φ_f , що враховує вплив зжатої полки

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0,75 \frac{(40 - 10)18,5}{10 \cdot 71} = 0,588 > 0,5; \text{ прийнято } \varphi_f = 0,5,$$

ВПЛИВ ПОВЗДОВЖНЬОГО ЗУСИЛЛЯ СТИСНЕННЯ: $N = P_2 = 409кН$;

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} = \frac{0,1 \cdot 409000}{1,2(100)10 \cdot 71} = 0,55 > 0,5;$$

приймаємо $\varphi_n = 0,5$; параметр $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,5 + 0,5 = 2 > 1,5$, приймаємо 1,5.

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 71^2 = 181 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

В розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, значить $c = B_b / 0,5Q = 181 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 198000 = 149 \text{ см} \approx 2h_0 = 2 \cdot 71 = 142 \text{ см}$. Тоді

$Q_b = B_b / c = 181 \cdot 10^5 / 149 = 121 \cdot 10^3 \text{ Н} = 121 \text{ кН} < Q = 198 \text{ кН}$, потрібне поперечне армування по розрахунку.

Приймаємо для поперечних стержнів арматури діаметром 8мм класа А-III, $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$. По конструктивним вимогам крок поперечних стержнів s повинний бути не більше $1/3h$ і не більше 50см, $s = h/3 = 80/3 = 27 \text{ см}$, попередньо приймаємо на ділянках довжиною до 3м $s = 10 \text{ см}$.

Зусилля що сприймається поперечними стержнями при опорі на 1см довжини балки,

$$q_{sw} = R_{sw}A_{sw}n_x / s = 285(100)0,503 \cdot 2 / 10 = 2850 \text{ Н} / \text{см},$$

$$q_{sw} = 2850 > 0,5\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100) \cdot 10 = 540 \text{ Н} / \text{см}, \quad \text{умова}$$

виконується .

Довжина C_0 проекції небезпечної похилої тріщини на повздовжню вісь балки

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{181 \cdot 10^5}{2850}} = 80 \text{ см}.$$

Поперечне зусилля $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 2850 \cdot 80 = 228 \cdot 10^3 \text{ Н} = 228 \text{ кН}$. Поперечна сила при сумісній роботі бетону і поперечної арматури $Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 121 + 228 = 349 \text{ кН}$, що більше $Q_{\max} = 198 \text{ кН}$, міцність похилого перерізу забезпечена.

Для середньої половини прольоту при $h_0 = 107 \text{ см}$ і по конструктивним вимогам $s_{\max} = 50 \text{ см}$

$$q_{sw} = \sqrt{\frac{285(100)0,503 \cdot 2}{50}} = 570H / \text{см};$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 107^2}{570}} = 269 > 2h_0 = 2 \cdot 107 = 214\text{см}.$$

приймаємо

$$C_0 = 2h_0 = 214\text{см},$$

$$C = C_0 = 214\text{см},$$

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 570 \cdot 214 = 124 \cdot 10^3 H = 124\text{кН},$$

$$Q_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 / c = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 107^2 / 214 = 19,3 \cdot 10^3 H = 19,3\text{кН},$$

$$Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 121 + 19,3 = 140,3\text{кН} > 121\text{кН}, (\text{в } 1/4 \text{ прольоту}).$$

Для перерізу в 1/8 прольоту

$$q_{sw} = \sqrt{\frac{285(100)0,503 \cdot 2}{20}} = 1430H / \text{см},$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 89^2}{1430}} = 141\text{см} < 2h_0 = 2 \cdot 89 = 178\text{см}.$$

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1430 \cdot 141 = 202 \cdot 10^3 H = 202\text{кН}.$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 89^2}{141} = 20,2 \cdot 10^3 H = 20,2\text{кН},$$

$$Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 20,2 + 202 = 222,2\text{кН} > 198\text{кН}.$$

Побудова епюри матеріалів для головної балки

При конструюванні залізобетонних елементів, що працюють згинальних моментів і мають по довжині відгини повздовжніх стержнів, необхідно будувати епюру матеріалів. Вона представляє собою графік, в відповідному масштабі рівна тому моменту, який може бути сприйнятий відповідним перерізом при даних його розмірах і армуванні.

Різниця між ординатами епюри матеріалів M_{adm} і епюри згинальних моментів M , собою запас міцності, повинна бути мінімальною. Таким чином, чим ближче довжини елемента епюра матеріалів прилягає (з внутрішньою

сторони) до об'ємної епюри моментів, економічніше запроєктований даний елемент.

Для побудови епюри матеріалів використовуємо ф.

$$M = R_s A_s h_0 \zeta, \text{ де } \zeta \text{ визначається по табл. за значенням } \xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$$

Визначення ординат епюри матеріалів зведено в табл.

Визначаємо момент в нижній зоні в:

першому прольоті

$$V = 0.885, \xi = 0.23, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,\text{red}} = 365 \text{ МПа,}$$

для арматури 2 $\varnothing 25$ А – III, $A_s = 9.82 \text{ см}^2$

$$M_{\text{adm}} = 0.885 * 56 * 365 * 9.82 = 176.64 \text{ кНм}$$

другому прольоті

$$V = 0.96, \xi = 0.008, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,\text{red}} = 365 \text{ МПа,}$$

для арматури 2 $\varnothing 20$ А – III, $A_s = 6.28 \text{ см}^2$

$$M_{\text{adm}} = 0.96 * 56 * 365 * 6.28 = 123.2 \text{ кНм}$$

Визначаємо момент в верхній зоні в:

першому прольоті

$$V = 0.885, \xi = 0.23, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,\text{red}} = 365 \text{ МПа,}$$

для арматури 3 $\varnothing 22$ А – III, $A_s = 11.4 \text{ см}^2$

$$M_{\text{adm}} = 0.885 * 56 * 365 * 11.4 = 206.22 \text{ кНм}$$

для арматури 3 $\varnothing 14$ А – III, $A_s = 4.62 \text{ см}^2$

$$M_{\text{adm}} = 0.885 * 56 * 365 * 4.62 = 83.6 \text{ кНм}$$

для арматури 3 $\varnothing 10$ А – III, $A_s = 2.36 \text{ см}^2$

$$M_{\text{adm}} = 0.885 * 56 * 365 * 2.36 = 42.7 \text{ кНм}$$

$$\Sigma M = 42.7 + 206.22 + 83.6 = 332.52 \text{ кНм}$$

другому прольоті

$$V = 0.96, \xi = 0.008, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,red} = 365 \text{ МПа},$$

для арматури 2 $\varnothing 10$ А – III, $A_s = 1.57 \text{ см}^2$

$$M_{adm} = 0.96 * 56 * 365 * 1.57 = 30.8 \text{ кНм}$$

для арматури 3 $\varnothing 22$ А – III, $A_s = 11.4 \text{ см}^2$

$$M_{adm} = 0.885 * 56 * 365 * 11.4 = 223.7 \text{ кНм}$$

$$\Sigma M = 30.8 + 223.7 = 254.5 \text{ кНм}$$

Визначаємо довжину на яку повинен заводитися стержень арматури, за теоретичне місце обриву.

$$\omega = Q / (2q_{sw}) + 5d \geq 20d$$

$$\omega = 152.26 / (2 * 3.823) + 5 * 2.5 = 50 \text{ см}$$

$$\omega = 226.28 / (2 * 3.823) + 5 * 2.5 = 50 \text{ см}$$

$$\omega = 57.1 / (2 * 4.75) + 5 * 1.4 = 28 \text{ см}$$

$$\omega = 266.28 / (2 * 4.75) + 5 * 2.2 = 44 \text{ см}$$

$$\omega = 221.87 / (2 * 4.75) + 5 * 2.2 = 44 \text{ см}$$

$$\omega = 12.6 / (2 * 4.75) + 5 * 1.4 = 28 \text{ см}$$

$$\omega = 12.6 / (2 * 4.75) + 5 * 2.2 = 44 \text{ см}$$

Див. додаток 1.

3.2. Розрахунок монолітної залізобетонної колони

Завдання на проектування. Розрахунок монолітної залізобетонної колони. Розрахувати та законструювати колону середнього ряду готельного комплексу, при ексцентриситетах ($e_o = e_a$). Висота поверху 3,3м. Будівля зводиться в II клімат. районі по сніговому покриву. Розділяються колони поповерхово. Стики колон на висоті від рівня верху панелей перекриття. Клас бетону по міцності на стиск В25, продольна арматура класу А-III.

Визначення навантажень та зусиль.

Таблиця 2.1. Нормативні та розрахункові навантаження

Від навантаження	Норматив на , Н/м ²	Коеф.наді йності по навантаж енню γ_n	Розрах. навантаже ння, Н/м ²
<p>від покриття:</p> <p>Пост.:</p> <p>-від рулонного ковра в 3 шари</p> <p>-від цементного шару при $t=20\text{мм}$, $\rho=2000\text{кг/м}^3$</p> <p>-від утеплювача при $b=120\text{мм}$, $\rho=400\text{кг/м}^3$</p> <p>-від пароізоляції в один шар від панелі при $h_{\text{ред}}=43\text{мм}$</p> <p>-от вентиляц. коробів та трубопроводів</p>	<p>120</p> <p>400</p> <p>480</p> <p>40</p> <p>3575</p> <p>500</p>	<p>1,2</p> <p>1,3</p> <p>1,2</p> <p>1,2</p> <p>1,1</p> <p>1,1</p>	<p>150</p> <p>520</p> <p>580</p> <p>50</p> <p>3933</p> <p>550</p>
<p>Всього:</p> <p>Тимчасова (сніг):</p> <p>в тому числі короткочасна</p> <p>тривала(30%)</p>	<p>5740</p> <p>1000</p> <p>700</p> <p>300</p>	<p></p> <p>1,4</p> <p>1,4</p> <p>1,4</p>	<p>6473</p> <p>1400</p> <p>980</p> <p>420</p>
<p>Всього від покриття</p> <p>Від перекриття</p> <p>Пост.:</p> <p>-Від пакетного пола $t=0,02\text{мм}$, $\rho=800\text{кг/м}^3$</p>	<p>6740</p> <p>160</p> <p>1040</p>	<p></p> <p>1,1</p> <p>1,2</p>	<p>7873</p> <p>176</p> <p>1249</p>

-від шлакобет.шару $t=0,065\text{м}$, $\rho=1600\text{кг/м}^3$	300	1,2	360
-від пінобетонної звукоізоляц.плити $t=0,06\text{м}$, $\rho=500\text{кг/м}^3$	3575	1,1	3933
-від багато пустот. Плити $h_{\text{ред}}=143\text{мм}$	625	1,1	690
-від рігелей			
Всього:	5700		6408
Тимчасова:			
тривала	8571	1,2	10285
короткочасна	3429	1,2	4115
Всього від перекриття	17700		20808
При цьому висота та переріз балки			

При цьому висота та переріз балки прийняті: $h \approx 0,11 \cdot 1,600 = 60 \text{ см}$ и $b = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24 \text{ см} \approx 25 \text{ см}$ (кратно 5 см). При цих розмірах маса на 1 м довж. складає : $hbp = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 375 \text{ кг}$, а на $1 \text{ м}^2 = 375/6 = 62,5$.

Переріз колон приймаємо $b_c \times h_c = 2,50 \times 0,3 \text{ м}$. Розрахункова довжина колон $l_0 = H_f = 3 \text{ м}$, а для першого поверху $l_0 = 0,7H_1 = 0,7(6,0 + 0,6) = 3,3 \text{ м}$.

Власна розрахункова вага колони на один поверх:

$$G_c = b_c h_c H_f \rho_v = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,85 \text{ кН};$$

На першому поверсі

$$G_{cl} = 0,3 \cdot 0,3 (6 + 0,6) 25 \cdot 1,1 = 16,34 \text{ кН}.$$

Підрахунок розрахункового навантаження на колону зведений в табл.2.2. Розрахунок навантаження від покриття та перекриття виконаний перемноженням їх значень по табл. 2.1 на вантаж. площу $A_c = 36 \text{ м}^2$, з якою навантаження передається на одну колону $N_c = (g+p)A_c$

Таблиця 2.2. Підрахунок навантаження на колону.

Пов.	Навантаження від покриття та перекриття, кН		Власна вага пілону, кН	Розрах.сумарне навантаження, кН		
	Тривала	Короткочасна		Тривала N_{ld}	Короткочасна N_{cd}	Повна
3	242	35,2	14,5	283	35,2	318,2
2	879	148,6	29	1032	148,6	1181
1	1517	272	43,5	1781	272	2054

Розрахунок колони першого поверху. Зусилля з врахуванням $\gamma_n=0,95$ будуть: $N_1=2054 \cdot 0,95=1951$ кН, $N_{ld}=1781 \cdot 0,95=1853$ кН (по табл. 2.2), переріз колони— $b_c \times h_c=30 \times 30$ см, бетон класу В25, $R_b=17$ МПа арматура зі сталі класу А-Ш, $R_{sc}=365$ МПа, $\gamma_{b2}=0,9$.

Обраховуємо співвідношення $N_{ld}/N_1=1853/1951=0,95$; гнучкість пілону $\lambda=l_0/h_c=460/30=15,3 > 4$, тобто, необхідно врахувати гнучкість колони; ексцентриситет $e_a=h_c/30=30/30=1$ м, а також не менше $1/600=600/600=1$ см; приймаємо більше значення $e_a=1$ см; розрахункова довжина пілону $l=460$ см $< 20h_c=20/30=600$ см, тому, розрахунок поздовжньої арматури можна виконувати по формулі, $\mu=1\%$.

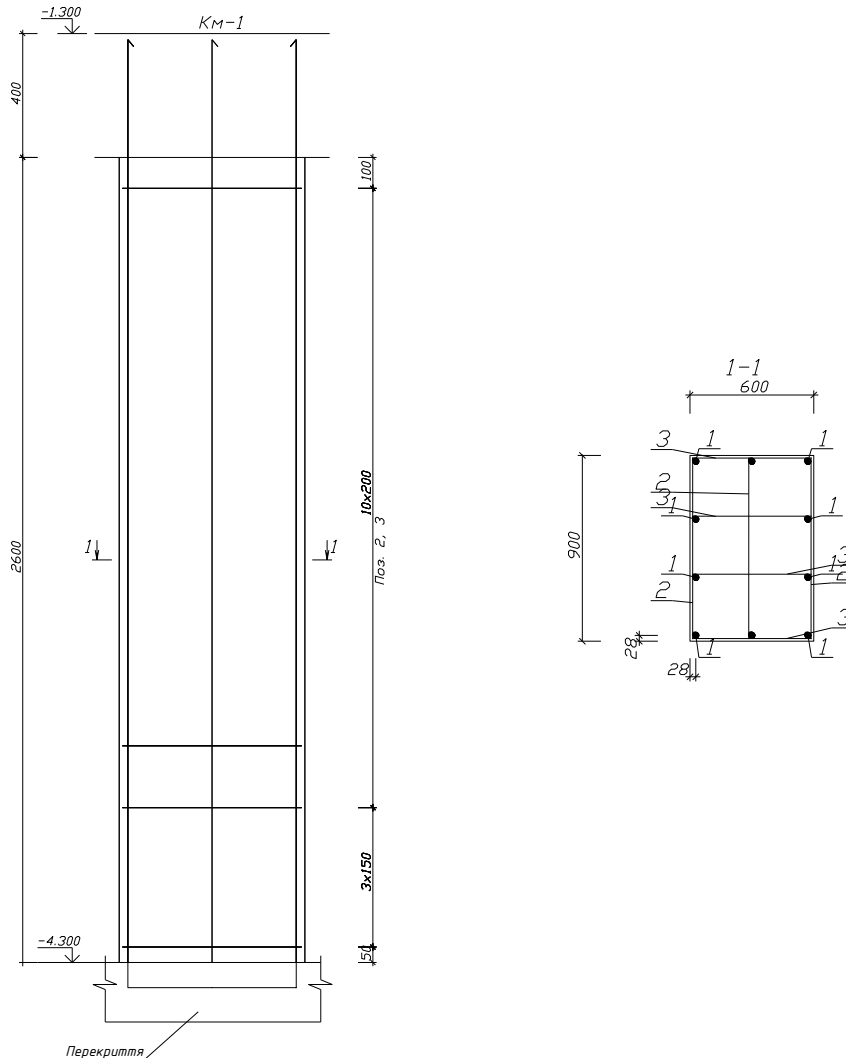
$$\lambda_1 = \frac{\mu \cdot R_{sc}}{R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{0,01 \cdot 365}{17 \cdot 0,9} = 0,239$$

При $\frac{N_{ld}}{N_1} = 0,95$ и $\lambda = \frac{l_0}{h} = 15,3 \Rightarrow \varphi_b = 0,8$ и, маючи, що $A_{ms} < 1,3(A_s + A'_s)\varphi'$

$= 0,915$, а $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_2 - \varphi_b)\alpha_1 = 0,8 + 2(0,915 - 0,8)0,239 = 0,85 < \varphi_r = 0,915$;

Потрібна площа перерізу повздовжньої арматури

$$(A_s + A_s') = \frac{N_1}{\varphi \cdot \gamma_s \cdot R_{sc}} - A \cdot \left(\frac{R_b \cdot \gamma_{b2}}{R_{sc}} \right) = \frac{1951000}{0.85 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 30 \cdot 30 \left(\frac{17 \cdot 0.3}{365} \right) = 23.5 \text{ см}^2$$



прийнято конструктивно $4\text{Ø}25\text{АІІ}$, $\sum A_s = 24,63 \text{ см}^2$ $\mu = (24,63/2800)100 = 0,8\%$,
 что меньше ранее принятого $\mu = 1\%$.

Фактично несуча здатність перерізу по формулі

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \sum A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,9 [17(100)0,9 \cdot 1225 + 24,6 \cdot 365(100)] = 2495 \text{ кН} > N_1 = 1951 \text{ кН. Несуча здатність перерізу достатня (+5%).}$$

Поперечна арматура у відповідності з даними табл. 2.1 дод. II принята діаметром 8 мм класу А-I кроком $300 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 28 = 560 \text{ мм}$ и меньше $h_c = 30 \text{ см}$.

3.3. Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття

Вихідні дані. Розміри приміщення в плані 53,4 x 53,4 м, колони монолітні перерізом 0,9 x 0,6 м. Стіни цегляні. Корисне тимчасове нормативне навантаження на перекриття 6000 Па, короткочасне – 4000 Па, коефіцієнт надійності по навантаженню 1,2.

По ступені відповідальності споруда відноситься до класу 1, коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 1$.

Бетон класу по міцності на стиск В25 ($R_b = 17,0$ МПа, $R_{bt} = 1,20$ МПа, $E_b = 32500$ МПа) арматура продольна класу А-III ($R_s = 365$ МПа), поперечна з сталі класу А-I ($R_{sw} = 175$ МПа, $E_s = 210000$ МПа).

Розрахунок і конструювання плити.

Попередньо назначаем товщину плити $h_s = 1/50 \cdot 600 = 12$ см і розміри перерізу балок: висоту приймаємо $h = 1/12 \cdot 600 = 50$ см і ширину $b = 0,4 \cdot 50 = 20$ см.

Тоді розрахунковий проліт: для середніх полів $l_1 = 750 - 20 = 730$ см, $l_2 = 600 - 20 = 580$ см, для крайніх полів $l_1 = 750 - 0,5 \cdot 20 - 20 + 0,5 \cdot 12 = 726$ см, $l_2 = 600 - 0,5 \cdot 20 - 20 + 0,5 \cdot 12 = 576$ см.

Визначення навантаження на 1 м^2 зводимо в таб. 3.1.

При відношенні $l_2/l_1 = 580/730 = 1,01$. Задаємо відношення моментів

$$M_2/M_1 = 0,8; \quad M_I/M_1 = M_{II}/M_1 = M'_{II}/M_1 = 1,5;$$

Згинальний момент визначається

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + \left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M'_{II} \right)l_1;$$

для середніх плит

$$\frac{12430 \cdot 4,3^2}{12} (3 \cdot 7,3 - 4,3) = (2M_1 + 3M_1)7,3 + (1,5 \cdot 0,8M_1 - 0,5M_1 + 3M_1)4,3,$$

звідси $M_1 = 5590 \text{ Н} \cdot \text{м} = 5,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Виходячи з прийнятих відношень

$$M_2 = 4,47 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 8,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Таблиця 3.1.

Визначення навантаження на плиту.

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження, Па
Постійне від ваги:			
паркетна підлога $\delta = 2$ см (0.02 · 6000)	120	1,2	144
цементна стяжка $\delta = 2$ см (0.02 · 20000)	400	1,3	520
шлакобетонна $\delta = 8$ см (0.08 · 12200)	975	1,3	1265
плита $\delta = 12$ см (0.12 · 25000)	3000	1,1	3300
Всього:	4500		5230
Тимчасове:			
довготривале	2000	1,2	2400
короткочасне	4000	1,2	4800
Всього:	6000		7200
Повне:			
постійне і довготривале	6500	-	7630
короткочасне	4000	-	4800
Всього:	10500		12430

В крайніх плитах при отриманому розрахунку середньої плити

$$M_{II} = 8.32 \text{кН} \cdot \text{м}; M'_{II} = 0;$$

$$\frac{12.430 \cdot 4.3^2}{12} (3 \cdot 5.76 - 4.3) = (2M_1 + 3M_1)5.76 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 8.39 + 0)7.26$$

$$\text{звідси } M_1 = 6.68 \text{кН} \cdot \text{м}; M_2 = 5.34 \text{кН} \cdot \text{м}, M_I = M'_I = 10.02 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{при } M_I = 0; M'_I = 8.39 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 8.39)5.8 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_1)7.26$$

$$M_1 = 7.25 \text{кН} \cdot \text{м}; M_2 = 5.8 \text{кН} \cdot \text{м}, M_{II} = M'_{II} = 10.88 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{в кутових плитах } M_1 = 0; M'_{II} = 0; M_{II} = 10.88 \text{кН} \cdot \text{м}; M'_I = 10.02 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 10.02)5.8 + (1.5 \cdot 0.7M_1 - 0.5M_1 + 10.88 + 0)7.26$$

$$\text{звідки } M_1 = 9.7 \text{кН} \cdot \text{м}, M_2 = 7.55 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Враховуючи, що є розпор в граничному стані середніх плит, опертих на балки, а також крайніх плит (при $l_e/l = 7.3/5.8 < 1.5$) і (при $l_e/l = 5.8/7.3 > 1.5$) згинальні моменти в них при визначенні площі арматури зменшимо на 20%. Для кутових плит моменти залишаються без змін.

Підбір перерізу арматури на 1м ширини плити: при товщині плити 25см, захисному шару 2см, розташування стержнів в один ряд передбачаю, що їх діаметр 12мм, робоча висота плити $h_{01} = 25 - 2 - 0.7 = 22.3\text{см}$ і $h_{02} = 25 - 2 - 1.2 = 21.8\text{см}$.

Тепер послідовно визначаємо $\omega = 0.85 - 0.0008 \cdot 7.65 = 0.789$;
 $\sigma_{sk} = R_s = 360\text{МПа}$, при $\gamma_{b2} = 0.9 < 1$ ж $\sigma_{sc,u} = 500\text{МПа}$.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} ; \quad (1.2)$$

$$\xi_R = \frac{0.789}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0.789}{1.1}\right)} = 0.65 \text{ і } A_R = 0.65(1 - 0.5 \cdot 0.65) = 0.439$$

Площа перерізу арматури:

вздовж короткого прольоту кутової плити при

$$A_0 = \frac{970000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.117 < 0.439; \quad \nu = 0.937$$

$$A_{s1} = \frac{970000}{360 \cdot 0.937 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.65\text{см}^2 < A_{s\min} = 0.0005 \cdot 100 \cdot 22.3 = 0.52\text{см}^2$$

вздовж довгого прольоту цієї ж плити при

$$A_0 = \frac{755000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.101; \quad \nu = 0.947$$

складає $A_{s2} = \frac{755000}{375 \cdot 0.947 \cdot 21.8 \cdot 100} = 2.19\text{см}^2$

на опорі плити в направленні короткого прольоту

$$A_0 = \frac{1002000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.121; \quad \nu = 0.935$$

складає $A_{s1} = \frac{1002000}{375 \cdot 0.935 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.75\text{см}^2$;

на опорі цієї ж плити в напрямленні довгого прольоту при

$$A_0 = \frac{1088000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.142; \quad \nu = 0.923$$

складає $A_{st} = \frac{1088000}{375 \cdot 0.923 \cdot 21.8 \cdot 100} = 3.14 \text{ см}^2$.

Аналогічно визначається арматура на всіх інших ділянках плити. В відповідності з отриманими площами перерізу арматури укладаємо стержні діаметром 14мм і кроком 200 для нижньої зони, а для верхньої укладаємо додаткові стержні на ділянках які потребують підкріплення діаметром 18мм, кроком 200.

3.4 Розрахунок зусиль в куполі

При статичному розрахунку сітчастий купол припускають суцільною оболонкою з напруженим станом, що характеризується наступним рівнянням при осі симетричному навантаженню:

$$N_1 / R + N_2 / R = -q$$

де N_1 – меридіональне зусилля, його значення постійне в межах одного кільцевого перетину; N_2 – кільцеве зусилля, його значення змінюється тільки уздовж меридіана; q – нормальна до поверхні оболонки зовнішнє навантаження; R – радіус сферичного купола.

Для визначення меридіонального зусилля N_1 досить горизонтальною площиною відітнути верхню частину купола і розглянути неї в рівновазі. На відсічений сферичний сегмент діє сумарне навантаження від власної маси купола:

$$2\pi \times R \times f \times g = 2\pi R \times (R - R \cos \varphi) g$$

яка врівноважується меридіональними зусиллями N_1 по периметрі кільцевого перетину з радіусом:

$$r = R \times \sin \varphi$$

$$N_1 \times 2\pi \times r \times \sin \varphi = N_1 \times 2\pi \times R \times \sin^2 \varphi$$

з чого випливає

$$N_1 = -gR \times (1 - \cos \varphi) / \sin^2 \varphi = -gR / (1 + \cos \varphi)$$

Кільцеве зусилля N_2 від власної маси купола знаходять з рівняння:

$$N_2 = -qR - N_1 = -gR \times [\cos \varphi - 1 / (1 + \cos \varphi)]$$

де $q = g \cos \varphi$ – нормальна складового навантаження в рівні кільцевого перетину сферичного купола.

Постійне навантаження g обчислюють з урахуванням усіх компонентів покрівлі і власної маси ґрат купола, нормативне навантаження від якої приймають по емпіричній формулі з використанням коефіцієнта $\Omega = 3 - 6$ для сталевих куполів і $\Omega = 2 - 4$ для алюмінієвих.

При сніговому навантаженні P меридіональне зусилля в будь-якому перетині має постійне значення:

$$N_1 = -\pi \times r^2 \times p / (2\pi r \sin \varphi) = -pR / 2$$

с обліком нормального складового навантаження в рівні кільцевого перетину $q = p \cos^2 \varphi$, кільцеве зусилля N_2 знаходимо з рівняння:

$$N_2 = -qR + pR / 2 = -1/2 pR \times \cos 2\varphi$$

де P – розрахункове снігове навантаження на 1 м^2 горизонтальній поверхні купола; обчислюють як P_1 для склепінного покриття.

При розрахунку на вітрове навантаження припускають кососиметричний розподіл напору вітру по поверхні купола відповідно до

$$q_B = q_B^0 \sin \varphi \sin \theta$$

де q_B^0 – розрахункове вітрове навантаження на 1 м^2 вертикальній площині на рівні підстави купола; визначаються без аеродинамічного коефіцієнта.

Меридіональні і кільцеві зусилля в сітчастому куполі від вітрового навантаження складають:

$$N_1 = q_B^0 \times R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \times \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \theta$$

$$N_2 = q_B^0 R \times \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \times \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \theta$$

Розподіл меридіональних і кільцевих зусиль у куполі від вертикальних навантажень. Максимальні зусилля від вітру виникають у куполі при горизонтальному куті $\theta = 90^\circ$.

Варто пам'ятати, що зусилля N_1, N_2 є лінійними. Для визначення зусиль у конкретних стрижнях купола необхідно виділити силові (вантажні) смуги, з яких збираються зусилля в цих стрижнях. Якщо вдається виділити стрижень, розташований по меридіані і збираючий зусилля з вантажної смуги шириною a , то зусилля в ньому від кожного виду навантаження буде дорівнює:

$$P_1 = N_1 a$$

Аналогічно визначають зусилля в поясному стрижні:

$$P_2 = N b$$

Якщо в ґратчастій системі купола немає стрижня уздовж меридіана, то потрібно виділити пари симетричних стрижнів, розташованих із кроком a уздовж кільцевого перетину. У такому випадку зусилля в одному стрижні буде дорівнює:

$$P_1 = N_1 a / (2 \sin \alpha)$$

де α – кут нахилу стрижня до кільцевої лінії.

Для забезпечення стійкості купола стрижні повинні мати необхідну твердість. Згідно дослідженнями Райта, стійкість купола забезпечується, якщо дотримується умова:

$$P_1 \leq P_{кр}$$

$$P_{кр} = (0.8 E A i / R) \times 100$$

де $P_{кр}$ – критичне значення подовжнього зусилля в стрижнях купола; E – модуль пружності матеріалу стрижнів купола; R – радіус кривизни купола; I – радіус інерції поперечного переріза стрижня в однопоясному куполі.

Розрахунок купола

Підберемо перетин стрижнів і перевіримо стійкість однопоясного купольного покриття. Матеріал стрижнів – труби з алюмінієвого сплаву 1925Т. Покрівля зі світлопрозрачного поліефірного склопластику по дерев'яних прогонах.

Призначаємо відстань між поясами купола:

$$h = D/100 = 100/100 = 1\text{ м}$$

Сітчасту конструкцію купола збираємо з гептаедрів з розміром поясних стрижнів до 2 м. Гептаедри вершинами звернені усередину купола, нижня поясна сітка має трикутні осередки з максимальним розміром:

$$a = 2 \times 2 \cos 30^\circ = 3.464\text{ м}$$

Постійне навантаження від власної маси купола знаходимо по формулі:

$$g_{с.м.}^H = 4 \times 100 = 400\text{ Н / м}^2$$

Приймаємо навантаження від покрівлі, і визначаємо повне постійне навантаження:

$$g^H = 400 + 45 = 445\text{ Н / м}^2$$

$$g = 445 \times 1.1 = 490\text{ Н / м}^2$$

Обчислюємо снігове навантаження на купол:

$$P_0 = 500\text{ Н / м}^2$$

$$g^H / P_0 = 445 / 500 = 0.89$$

$$n = 1.455$$

$$c_1 = 0.4$$

$$P = 500 \times 0.4 \times 1.455 = 291\text{ Н / м}^2$$

Розрахункове вітрове навантаження на 1 м^2 вертикальній площині на рівні підстави купола по формулі:

$$q_0 = 450\text{ Н / м}^2$$

$$q_B^0 = 450 \times 1.2 \times 1 = 540\text{ Н / м}^2$$

Для алюмінієвого сплаву 1925Т знаходимо розрахунковий опір $R_y=175$ МПа. Для стиснутих стрижнів підбираємо трубу перетином $\varnothing 89 \times 4$ мм:

$$A=10,7 \text{ див}^2; i=3,01 \text{ див}; \lambda=346,4/3,01=115; \varphi=0,242;$$

$$\sigma = 24250 / (0.242 \times 10.7 \times 100) = 93.6 \text{ МПа}$$

що більше розрахункового опору на 1,3% і є припустимим.

Для розтягнутих стрижнів підбираємо трубу з перетином $\varnothing 89 \times 2$ мм ($A=5,47 \text{ див}^2$):

$$\sigma = 64250 / (5.47 \times 100) = 117 \text{ МПа}$$

Перевіряємо стійкість купола по формулі:

$$E=71000 \text{ МПа};$$

$$P_{кр} = 0.8 \times (71000 \times 10.7 \times 50 / 4950) \times 100 = 614 \times 10^3 \text{ Н} > P_1 = 24.25 \text{ кН}$$

Отже, загальна стійкість купола забезпечується.