Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра
(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект мистецько-спортивного комплексу в Мукачеві з дослідженням сейсмостійкості ферми

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

(підпис) Бухта В.В. (прізвище та ініціали)

Керівник (підпис) Крамар Г.М. (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль (підпис) Данильченко С.М. (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри (підпис) Ясній В.П. (прізвище та ініціали)

Рецензент (підпис) Заєць М.Т. (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2020

Міністерство освіти і науки України

Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20___ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Бухті Вікторії Володимирівні
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект мистецько-спортивного комплексу в Мукачеві з дослідженням сейсмостійкості ферми

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «____» _____ 20___ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

8-10 листів формату А1

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Данильченок С.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студент _____ Бухта В.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Крамар Г.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП 6

РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний розділ 9

1.1 Генеральний план 9

1.2 Об'ємно -планувальні рішення 10

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення 13

1.3.1 Фундаменти 13

1.3.2 Перекриття і покриття 14

1.3.3 Сходи і майданчики 15

1.3.4 Стіни та перегородки 16

1.3.5 Вікна та двері 16

1.3.6 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення 17

1.3.7 Покрівля 18

1.4 Теплотехнічний розрахунок захисних конструкцій 18

1.5 Інженерно-технічне устаткування будівлі 19

1.5.1. Водопровід і каналізація 19

1.5.2. Електротехнічне устаткування будівлі 21

1.5. 3 Пожежна сигналізація 22

1.6 Опалювання і вентиляція будівлі 23

1.6.1 Опалювання будівлі 23

1.6.2. Вентиляція будівлі 24

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний 25

2.1 Розрахунок залізобетонної колони Км-1 25

2.1 Матеріали для колони та їх характеристики.....25

2.3 Конструювання ствола колони 28

2.4 Вихідні дані для розрахунку ґрунтів 29

2.5 Визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів 29

2.5.1 Визначення розрахункових фізико-механічний характеристик ґрунтів 33

2.6 Визначення типу ґрунтових умов за просіданням.....35

2.7 Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки 39

2.8 Визначення глибини закладання стрічкового фундаменту мілкого закладання по осі 2.....40

2.9 Визначення необхідних розмірів підошви стрічкового фундаменту мілкого закладання.....42

2.9.1 Визначення необхідних розмірів по осях 2 та 3/4 42

2.8 Визначення необхідних розмірів підошви монолітного залізобетонного фундаменту стаканного типу.....45

2.9 Визначення сумісного осідання основи і стрічкового фундаменту мілкого закладання.....49

2.10 Визначення сумісного осідання основи і стаканного типу з прямокутним в плані формою підошви фундаменту 53

РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний 57

3.1 Моделювання ферми із гнуто-зварних профілів 57

3.2 Результати динамічного розрахунку ферми 60

3.3 Висновки.....63

РОЗДІЛ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях 64

4.1 Охорона праці 64

4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці 64

4.1.2 Охорони праці і техніка безпеки при зведені мистецько-спортивного комплексу 65

4.1.3 Вентиляція мистецько-спортивного комплексу 67

Висновки 68

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях 69

4.2.1 Законодавство України про цивільний захист 69

4.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах 70

ВИСНОВКИ 73

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ 74

ВСТУП

Архітектурне проектування має на меті створення комфортного та безпечного для існування людини життєвого середовища.

При проектуванні громадських будівель, поряд із архітектурною виразністю, особлива увага приділяється міцності і стійкості будівлі та її конструкцій при дії особливих навантажень. Саме до таких і відносяться сейсмічні впливи. Якщо відмови будівельних конструкції при дії звичайних експлуатаційних факторів можливо спрогнозувати за наявності чітких об’єктивних ознак, таких як, надмірні прогини, поява тріщин, просідання будівлі тощо. То, при дії сейсмічних навантажень відмова конструкцій і будівлі відбувається за досить кроткий проміжок часу якого, як правило, дуже часто не достатньо навіть для евакуації відвідувачів. Відповідно, подовження життєвого циклу конструкцій при виникненні таких чинників набуває надзвичайно важливого значення, оскільки створює передумови для збереження життя і здоров’я відвідувачів.

Актуальність теми. Дана кваліфікаційна робота демонструє приклад сучасного і комплексного підходу до архітектурного проектування та формує уявлення про можливість використання новітніх вітчизняних обчислювальних комплексів при розрахунку будівельних конструкцій на дію сейсмічних навантажень.

Мета роботи: Розробка проекту мистецько-спортивного комплексу в Мукачево з дослідженням сейсмостійкості ферми.

Об'єктом дослідження є поведінка ферми із гнуто-зварних профілів при дії сейсмічних навантажень.

Предметом дослідження є частоти та періоди коливань ферми із гнуто-зварних профілів при дії сейсмічних навантажень.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій при виникненні землетрусів.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Мукачево.

2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.

3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.

4. Розробити скінченно-елементу модель ферми із гнуто-зварних профілів.

5. Визначити частоти та період коливань ферми при дії сейсмічного навантаження.

6. За результатами проведених розрахунків розробити заходи по підвищенню сейсмостійкості ферми із гнуто-зварних профілів.

7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення мистецько-спортивного комплексу.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

Наукова новизна. Вдосконалена методика моделювання ферм із гнуто-зварних профілів. Отримала подальший розвиток методика визначення власних частот та періодів коливань ферм із гнуто-зварних профілів.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцністних розрахунків та визначенні власних частот та періодів коливань металевих ферм із гнуто-зварних профілів. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в

навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на IX Міжнародній науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: сейсмічне навантаження, ферма, гнуто-зварний профіль.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний розділ

1.1 Генеральний план

Проектована будівля розташована в м. Мукачеве.

Територія відноситься до II кліматичного району.

За умовну відмітку - 0.000 прийняти рівень першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 202.92 на генплані. Ступінь вогнестійкості будівлі: IV - СНБ 2.02.01-98.. Документація розроблена для II кліматичного району, з розрахунковою температурою зовнішнього повітря - 257 С.

Швидкісний натиск вітру - 9 - 0.52 кН/м^2

Снігове навантаження - 4, - 1.39 кН/м^2

Під'їзд до ділянки будівництва передбачений за існуючими постійними дорогами та проїздами. Виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті, що будується, ведеться у весняно-літній період.

Для будівництва об'єкту використовуються залізобетонні конструкції, цегла, оздоблювальні матеріали, пісок, гравій, цемент, бетон та ін. Усі матеріали доставляються на будівельний майданчик з підприємств, що їх виробляють.

Залізобетонні конструкції доставляють на будівельний майданчик із заводу ЗБК, який розташований в м. Мукачеве.

Розміщення побутових приміщень для робітників-будівельників передбачається в привозних побутових вагончиках.

Благоустрій території будівництва здійснюють шляхом облаштування зелених насаджень, клумб, газонів, доріжок.

У плануванні ділянки передбачено раціональне розміщення проектованої будівлі з урахуванням сучасних гігієнічних та естетичних вимог в частині санітарних норм, охорони довкілля, захисту від несприятливих атмосферних дій.

Ділянка, на якій розташована будівля, має прямокутну форму. На ділянці розташований майданчик для транспорту. У ландшафтному дизайні площі забудови використали газони і кущі.

1.2 Об'ємно -планувальні рішення

Мистецько-спортивний комплекс є будівлею, що складається з двох зблокованих об'ємів.

Перший об'єм - одноповерховий, з розмірами в плані 42х30 м і заввишки до низу будівельних конструкцій 13.1 м, у якому розміщений спортзал та трибуни для глядачів 180 місць.

Другий об'єм - двоповерховий, з розмірами в плані 30х18 м. На першому поверсі розташовані: тренажерний зал, буфет, медпункт, і гардероби. На другому поверсі розташований зал для занять боксом 1 боротьбою з висотою до низу будівельних конструкцій 6.4 м.

Під усією будівлею запроектовано підвал з висотою до низу будівельних конструкцій 3.37 м. У підвалі розташований тир із стрілецькою галереєю завдовжки 25.5 м, роздягальні для команд, комплекс приміщень душової, технічних та допоміжних приміщень.

Фасади - металеві панелі типу «Сендвіч» .

Основні розміри будівлі - 48.0х48.26 м^2

Будівельний об'єм будівлі - 30905.85 м^3

Найменування приміщень подано у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Експлікація приміщень цокольного поверху

№ на плані	Найменування	Площа, $м^2$
01	Стрілецький кабінет	39.6
02	Коридор М 1	43.80
03	Приміщення для чистки зброї	33.6
04	Туалет	14.03
05	Вузол введення водопроводу	17.03
06	Місце ведення стрільби	47.03
07	Роздягальня № 1 для команди на 25 чоловік	39.36
08	Душова № 1	14.22
09	Душова № 2	14.28
10	Комора	7.34
11	Технічне приміщення	4.19
12	Гардероб на 120 осіб	48.92
13	Коридор № 4	120.44
14	Роздягальня № 2 для команди на 25 чоловік	45.85
15	Масажний кабінет	23.61
16	Кімната для білизни	6.16
17	Кімната відпочинку	26.95
18	Контрастна ванна	17.34
19	Приміщення контрастної ванни	29.1
20	Коридор № 2	7.46
21	Роздягальня	14.10
22	Душова	4.55
23	Електрощитова	2.44
24	Комора прибирального інвентаря	2.44
25	Сауна	12.22
26	Венткамера № 3	9.7
27	Венткамера № 2	15.25
28	Технічне приміщення	7.92
29	Туалет	16.23
30	Коридор № 3	19.96
31	Венткамера № 1	17.33
32	Приміщення ремонту 1 зберігання світильників	17.33
33	Тепловий пункт	41.72
34	Стрілецька галерея № 1	221.85
35	Стрілецька галерея № 2	220.27

Таблиця 1.2.2 - Експлікація приміщень першого поверху

№ на плані	Найменування	Площа $м^2$
101	Спортзал на 72 особи	1036.14
102	Коридор № 2	50.96
103	Туалет	13.98
104	Інвентарна	24.19
105	Комора для зберігання інвентарю для прибирання	5.31
106	Вестибюль	113.45
107	Гардероб на 68 осіб	28.19
108	Туалет	17.24
109	Коридор № 1	50.65
110	Тренажерний зал на 30 осіб	198.66
111	Медпункт	19.99
112	Гардероб на 130 місць	18.67
113	Мийна столового посуду	9.96
114	Приміщення для зберігання посуду	9.31
115	Електрощитова	4.5
116	Коридор №3	26.52
117	Підсобне приміщення	28.09
113	Буфет на 38 осіб	80.80

Таблиця 1.2.3 - Експлікація приміщень другого поверху

№ на плані	Найменування	Площа $м^2$
201	Трибуна 132 місць	170.58
202	Хол	31.74
203	Інвентарна	11.35
204	Тренерська	13.96
205	Спортзал на 30 осіб	575.35
206	Тренерська	14.90
207	Інформаційна радіорубка	9.26
208	Хол	39.16

Таблиця 1.2.4. Техніко-економічні показники

№ п/п	Назва	Од.вим	Кількість
1	Будівельний об’єм	$м^2$	30905.85
2	Корисна площа	$м^2$	3760
3	Загальна площа	$м^2$	4200
4	$К_1$	-	0.89
5	$К_2$	-	7.6

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

Розділ розроблено на підставі архітектурних і технологічних рішень генплану і вертикального планування згідно вимог глав ДБН «Навантаження і впливи», «Кам'яні і армокам'яні конструкції», «Бетонні і залізобетонні конструкції», «Сталеві конструкції».

Проектована будівля мистецько-спортивного комплексу відноситься до II класу наслідків за ДБН 2.01.07-85 «Навантаження і впливи»

Швидкісний натиск вітру - $g_н$ - 0.52 кН/м^2:

Снігове навантаження - $q_н$ - 1.39 кН/м^2.

У робочій документації застосовано проектні рішення, що забезпечують технічний рівень 1 екологічну безпеку об'єкту.

Будівельно-монтажні роботи повинні виконуватися з дотриманням вимог глав ДБН «Техніка безпеки у будівництві» і 3.03.01-87» «Захист конструкцій».

1.3.1 Фундаменти

За даними інженерно-геологічних умов основою фундаментів будівлі 1 споруд є суглинок твердий просідаючий. Ґрунтові води до глибини 15 м не виявлені.

За результатами хімічного аналізу, ґрунти сприятливі для бетону марки W8 водонепроникності на портландцементі за ГОСТ 10178-85.

Фундаменти стовпчасті типу «Стакан» під колону 2Ф21.11. Переведені попередні розрахунки показати, що навіть при прийнятому варіанті фундаментів 1 наявності в товщі основи вище згаданих ґрунтів забезпечуються вимоги СНБ 5.01.01.-99 (Додаток «Б») в частині граничних деформацій основи.

1.3.2 Перекриття і покриття

Окремі ділянки перекриття виконуються зі збірних з/б пустотних плит за серією Б 1.041.1-1.

Покриття над спортзалами виробляються з легких металевих ферм (30 1 18 м) за серією 1.460.3-14 1 металевого профнастилу, що укладають безпосередньо по верхньому поясу ферм.

Загальну стійкість несучої основи будівлі забезпечують за рахунок спільної роботи колон каркасу будівлі з горизонтальними діафрагмами, скріпленими жорсткими дисками плит перекрить і металоконструкціями покриттів.

Усі колони каркасу запроектовано з жорсткими сполученнями Із фундаментом. Ригеля перекриття укладають уздовж буквених осей, як і покриття кроквяних ферм, чим і утворюють поперечні рами каркасу будівлі. Вузол сполучення ригелів з колонами жорсткий, а ферми мають шарнірне сполучення з колонами.

Для забезпечення загальної стійкості каркасу у здовж подовжніх рам (з площини поперечних рам) по осях «1», «6», 1 «10» встановлено металеві портальні зв'язки.

Жорсткий диск перекриття утворюють два поличних залізобетонних ригелів, жорстко зв'язаних з колонами, 1 збірних ребристих плит, що спираються на полиці, їх приварюють на опорах до закладних деталей ригеля.

Жорсткий диск покриття утворюють кроквяні ферми, розв'язані з площини системою вертикальних зв'язків згідно серії 1.460.3-14 1 металевого профлиста, закріпленого до верхнього стисненого поясу ферми, що є для нього жорсткою діафрагмою (конструювання виконано згідно рекомендацій).

В якості теплоізоляції передбачено використання мінераловатних плит. Згідно з ДБН мінімально допустиме значення приведеного опору теплопередачі для суміщеного покриття в І-й температурній зоні експлуатації України (м. Мукачеве)

становить R_{qmin}=5,35м^2 К/Вт. Мінімальну товщину теплоізоляції огороджувальної конструкції, що не містить в своєму складі теплопровідних включень визначають за формулою.

$$\delta_{min} = \left(R_{d,min} - \sum_{i=1}^{n} - \frac{\delta i}{\lambda i, p} - \frac{1}{a\text{в}} - \frac{1}{a\text{н}}\right) \cdot \lambda_{\text{ут р}}$$

Розрахункову теплопровідність матеріалів приймали згідно з Додатком А ДСТУ Б В.2.6-189:2013, для умов експлуатації «Б».

Коефіцієнти тепловіддачі з внутрішньої і зовнішньої поверхонь огороджувальної конструкції $\alpha_в$, $\alpha_з$, Вт/(м^2 К), приймали згідно з Додатком Б ДСТУ Б В.2.6-189:2013: а, 78,7 Вт/(м^{2}К); а, - 23 Вт/(м^2 К);

δ_2 = 0,0012 м, λ_2 = 0,17 Вт/(м·К) – характеристики мембрани;

λ_3 = 0,047 Вт/(м·К) – характеристики мінераловатних плит;

$\lambda_{\text{ут р}}$ = 0,042 Вт/(м·К) – характеристики мінераловатних плит.

Верхній шару теплоізоляції покрівлі на основі мінераловатних плит товщиною 50 мм.

$$\delta min = (5.35 - \frac{0.05}{0.047} - \frac{0.0012}{0.17} - \frac{1}{8.7} - \frac{1}{23})0.042 = 4.12.$$

Таким чином, мінімально необхідна сумарна товщина теплоізоляційного шару з мінераловатних плит 100 мм, з густиною 250 кг/м^3 – внутрішній шар та 50 мм, з густиною 250 кг/м^3 – зовнішній шар по профільованому настилу становить 150 мм.

1.3.3 Сходи і майданчики

У кваліфікаційній роботі запроектовано збірні залізобетоні сходи і марші марок 1ЛП 25.19 1 ЛП 25.15.

1.3.4 Стіни та перегородки

Стіни підвального поверху виконують зі збірних бетонних блоків стін підвалу (серія БІ.016.1-1) з монолітними залізобетонними вставками через три метри.

Стіни на поверхах виконані з силікатної цегли з попереднім армуванням для забезпечення загальної стійкості між поверхами перегородок за висотою.

1.3.5 Вікна та двері

У кваліфікаційній роботі передбачені вікна з потрійним склінням типу «склопакет», виконанні з полімерного профілю на підприємстві «Забудова». Серія вікон та дверей визначаються постачальником, залежно від розмірів.

Зовнішні двері передбачені із склінням типу «склопластику», при установці дверей передбачено пристрій для відведення різкого закриття стулок.

Таблиця 1.1 - Експлікація дверних заповнень.

Позиція по плану	Позначення по ДСТУ	Марка по серії, розміри В х Н мм.	Розміри прорізу, в кладці, В х Н мм.	Площа дверей $м^2$	Загальна площа, $м^2$
Д-1	Д.В.Пл.Г.Од. 1.0-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 000 х 2 100	1 000 х 2 100	2.1	63.00
Д-2	Д.В.Пл.Г.Од. 09.0-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	900 х 2 100	900 х 2 100	1.89	37.8
Д-3	Д.В.Пл.Г.Од. 08.0-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	800 х 2 100	800 х 2 100	1.68	15.12
Д-4	Д.В.Пл.Г.Од. 07.0-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	700 х 2 100	700 х 2 100	1.47	23.52
Д-5	Д.В.Пл.Г.Од. 06.0-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	600 х 2 100	600 х 2 100	1.26	1.26
Д-6	Д.В.Пл.Г.Дв. 1.3-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 300 х 2 100	1 300 х 2 100	2.73	16.38
Д-7	Д.В.Пл.Г.Дв. 1.5-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 500 х 2 100	1 500 х 2 100	3.15	63.00
Д-8	Д.В.Пл.Г.Дв. 1.2-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 200 х 2 100	1 200 х 2 100	2.52	2.52
Д-9	Д.В.Пл.Г.Дв. 1.9-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 900 х 2 100	1 900 х 2 100	3.99	3.99
Д-10	Д.З.Пл.С.Од. 1.0-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 000 х 2 100	1 000 х 2 100	2.1	2.1
Д-11	Д.З.Пл.С.Дв. 1.3-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 300 х 2 100	1 300 х 2 100	2.73	10.92
Д-12	Д.З.Пл.С.Дв. 1.5-2.1 / По К П В2-Б-Б-А	1 500 х 2 100	1 500 х 2 100	3.15	6.3
Всього				28.77	245.91

Таблиця 1.2 - Експлікація віконних заповнень.

Марка позиції по плану	Вікна		Позначення по ДСТУ bxh м.	Загальна площа $м^2$
	Кіл-сть.	Розмір bxh		
Вк-1	7	1200x1800	В.Пл.Ф.П. ССП 1.2-1.8 ВК П / А2-А-Б-А-Б-В	15.12
Вк-2	1	900x1800	В.Пл.П. ССП 09.0-1.8 ВК П / А2-А-Б-А-Б-В	1.62
Вк-3	2	3000x1800	В.Пл.П. ССП 3.0-1.8 ВК П / А2-А-Б-А-Б-В	10.8
Вк-4	2	1500x2100	В.Пл.П. ССП 1.5-2.1 ВК П / А2-А-Б-А-Б-В	6.3
Вк-5	2	1500x1500	В.Пл.П. ССП 1.5-1.5 ВК П / А2-А-Б-А-Б-В	4.5
Вк-6	1	1000x900	В.Пл.П. ССП 1.0-09.0 ВК П / А2-А-Б-А-Б-В	0.9
Всього				39.24

1.3.6 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

Внутрішнє оздоблення стінних панелей не потрібне. Зафарбовування панелей виконується в заводських умовах.

У проектованій будівлі передбачено такі види робіт оздоблення :

Стеля: Підвісна стеля типу «Армстронг» , підвісна стеля типу «Сайдинг», у душовій стеля з гіпсокартону, пофарбована водоемульсійними акриловими фарбами.

Стіни: Шпаклювання по цегляній кладці, фарбування водоемульсійною акриловою фарбою, панель виконана мозаїчною штукатуркою на основі фарбованого кварцового піску і надміцного акрилового суперклею висотою h-1.25м, у туалеті та душових приміщеннях з керамічної плитки.

1.3.7 Покрівля

Передбачено облаштування покрівлі у поєднані з внутрішнім водостоком.

Загальна площа 2304 м^2. Покрівля виконується згідно до СТБ 1107-98. Вузли покрівлі, план покрівлі, див. листи 3,4.

1.4 Теплотехнічний розрахунок захисних конструкцій

Розрахунок проводили відповідно до ДБН. Режим будівлі нормальний- Б. Існуючі обгороджування - тришарові стіни типу «Сендвіч» з утепленням.

Термічний опір захисної конструкції визначали за формулою.

$$R_0 = \frac{1}{\propto \text{в}} + Rk + \frac{1}{\propto \text{н}} \geq R_{T.\text{норм}} = \frac{2\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot {}^\circ\text{C}}$$

$\propto_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні захисної конструкції Вт/(м^2·°С) $\propto_{\text{в}}$=8.7 Вт /(м^2·°С);

$\propto_{\text{н}}$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні захисної конструкції Вт/(м^2·°С) $\propto_{\text{н}}$=23 Вт /(м^2·°С);

Rk- теоретичний опір теплопередачі для зимових умов зовнішньої поверхні захисної конструкції, що визначали за формулою:

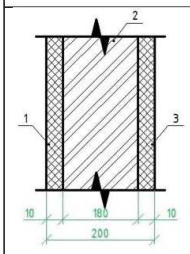
$$\text{Rk} = \Sigma_1^n \frac{\delta \text{n}}{\gamma \text{n}},$$

де:

δ_n- товщина шару матеріалу (м).

γ_n- розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу; Вт / (м^2·°С);

Таблиця 1.3- Вихідні дані для розрахунку

Ескіз стіни	№ шару	Матеріал шару	Об'ємна вага мат. γ кг / м^3	Товщина шару (м)	Коефіцієнт теплопередачі, $\gamma \frac{\text{Вт}}{\text{м°С}}$
	1	Лист сталі	7900	0.001	20
	2	Утеплювач	20	0.198	0.054
	3	Лист сталі	7900	0.001	20

Розрахунок термічного опору захисної конструкції:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.001}{20} + \frac{0.198}{0,054} + \frac{0.001}{20} + \frac{1}{23} = 3.825 \geq RT.\text{норм} = \frac{2.5\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot °\text{C}}$$

Оскільки R_0=3.825≥$R_{T.\text{норм}}$ =3 відповідає вимогам ДБН, то прийнято стінову панель типу «Сендвіч».

1.5 Інженерно-технічне устаткування будівлі

1.5.1. Водопровід і каналізація

Проект внутрішніх систем водопроводу і каналізації передбачає облаштування внутрішньої системи господарсько-питного водопроводу, об'єднаного з протипожежним водопроводом, система гарячого водопостачання 1 система побутової каналізації.

Джерелом водопостачання є міська мережа водопроводу. Підключення внутрішніх систем водопроводу виконується від проектованого введення водопроводу. На початку водопроводу встановлюють водопровідний вузол за типовою серією 5.901-1. Калібр лічильника розрахований на пропуск витрати води на пожежогасіння 1 господарсько-побудові потреби.

Відповідно до ДБН, для цього типу будівлі і об'єму передбачено облаштування внутрішньої системи пожежогасіння з розрахунку гасіння пожежі

одним струменем витратою 2.5 л/с пожежними кранами діаметром 50 мм, діаметром сприску наконечника 16 мм і довжиною рукава 20 м. Пожежні крани встановлюють у коридорах та евакуаційних виходах. Загальне число встановлених пожежних кранів у будівлі - 6 шт.

Система водопостачання будівлі - господарсько-питна, об'єднана протипожежним водопроводом. Схема системи водопостачання - тупикова. В ролі санітарно-технічних приладів встановлюють прилади з нижньою підводкою.

Для миття інвентарю для прибирання в коморі передбачено мийки зі змішувачем.

Для поливання прилеглої до будівлі території передбачено поливальні крани.

Систему водопостачання монтують із сталевих водогазопровідних оцинкованих легких труб за ГОСТ 3262-75.

Установку і монтаж санітарно-технічних приладів 1 підведень до них виконано за типовою серією 4.900-10. Опорожнення системи водопостачання при ремонтних роботах передбачено через водомірний вузол в трап.

Магістральні трубопроводи водопроводу і стояки ізолюють з облаштуванням пароізоляції.

Передбачено облаштування системи централізованого гарячого водопостачання. Джерело гарячого водопостачання - міська мережа. Схема гарячого водопостачання - циркуляційна з циркуляцію води по магістральних трубопроводах.

Передбачено організоване відведення дощових та талих вод з покрівлі будівлі. Дощові і талі води збирають на покрівлі в зливні воронки і далі, по стояках, відвідними трубопроводами з випусками відводять в дворову закриту мережу дощової каналізації. Розміщення водостічних воронок на покрівлі будівлі прийнято з урахуванням її рельєфу, допустимої площі водозбору на одну воронку 1 конструкції будівлі. Вузли установок водостічних воронок розроблено у будівельній частині проекту. Приєднання стічних воронок до стояків передбачено

за допомогою компенсаційних розтрубів із зароблянням стиків еластичною мастикою.

Систему внутрішніх водостоків монтують з чавунних каналізаційних труб за ГОСТ 6942.3-80. Для її прочищення передбачено облаштування ревізій для прочищення.

Передбачено облаштування внутрішніх систем побутової каналізації з відведенням стояків у дворову мережу побутової каналізації. В ролі санітарно-технічних приладів у будівлі встановлені:

- унітази з косим випуском;
- керамічні умивальники;
- пісуари керамічні.

Мережі каналізації монтують з чавунних каналізаційних труб за ГОСТ 6942.3-80. Для огляду, ремонту і чищення мережі каналізації на трубопроводах передбачено ревізії для прочищення.

Вентиляція мережі каналізації передбачено через вентиляційні стояки діаметром 100 мм, що виводяться вище покрівлі будівлі на 0.5 м.

1.5.2. Електротехнічне устаткування будівлі

Споживачі електроенергії - технологічні електроприймачі, електричне освітлення і сантехнічне устаткування.

За ступенем надійності електропостачання електроприймачі відносять:

до I категорії - вентиляція тамбур-шлюз 1 прилади ПОС;

до II категорія - тепловий пункт;

до III категорії - інші електроприймачі.

Відповідно до технічного умов, електропостачання здійснюється від щита 0.4 Вт ТП-4349. Облік електроенергії - в ТП-4349. Технічний облік електроенергії передбачено для електроприймачів сауни і буфету.

Електропостачання проектованих електроприймачів здійснюють від ввідного облаштування ВУ-І, встановленого в електрощитовій.

Для захисту металевої покрівлі та стіни від удару блискавки, наведених потенціалів і статичної електрики передбачений комплекс захисних заходів з об'єднання усіх металевих елементів покрівлі і стін в замкнутий контур з облаштуванням захисту від блискавки і заземлення відповідно РДЗ4.21.122-87 1 П1-ОЗдо СНБ 5.08-01-2000.

Проект передбачає 3 види освітлення: робоче, аварійне (евакуаційне) і ремонтне.

Аварійне освітлення передбачено в приміщеннях для чищення зброї, тирі, стрілецькому кабінеті, сауні, електрощитовій і тепловому пункті у випадку аварійного відключення робочого освітлення.

Евакуаційне освітлення передбачене на шляхах евакуації людей з будівлі і включається автоматично за сигналом про пожежу або при відключенні основного джерела електроживлення.

Управління робочим освітленням передбачене вимикачами, встановленими за місцем. Управління освітленням вогневої зони і мішеней в тирі передбачено централізованим із стрілецької зони.

Як джерело світла використовують світлодіодні лампи.

1.5. 3 Пожежна сигналізація

Прилад приймально-контрольний охороно-пожежний МАеСТРО- 1600КР-1001/8 встановлюють у приміщенні оператора на незгораючій основі.

Як автоматичні пожежні сповіщувачі використовують - тепловий ИП 104-01, димовий ИП 212-02 (АС-02) і ручний ИПР-І. Мережі пожежної сигналізації виконують дротом ЛТВ-П 2х0.6. Датчики потрібно монтувати після монтажу

світильників на відстані не менше 0.5 м від останніх. При спрацюванні пожежної сигналізації передбачено включення припливно-витяжної вентиляції.

1.6 Опалювання і вентиляція будівлі

1.6.1 Опалювання будівлі

Передбачено облаштування системи опалювання з механічною циркуляцією теплоносія. Джерело теплопостачання - міська тепломагістраль. Температурний графік теплопостачання при розрахунковій опалювальній температурі зовнішнього повітря - 25^0С становить 70-95^0С.

Схема опалювання - однотрубна горизонтальна з розбиттям системи на окремі гілки, пов'язані між собою гідравлічно.

Передбачено відключення кожної гілки і зливу з неї води при ремонтних роботах. В ролі нагрівальних приладів встановлено сталеві опалювальні радіатори СПМ. Регулювання тепловіддачі нагрівальних приладів роблять за допомогою регулюючих кранів типу КРДП-15, встановлених на зворотних підведеннях до приладів. Розміщення регулюючих кранів на опалювальних приладах прийнято у тих приміщеннях, де потрібно регулювання тепловіддачі приладу за санітарними нормами.

Для випуску при заповненні системи опалювання і експлуатаційного обслуговування у верхніх пробках радіаторів передбачені мікроповітряники.

Дренаж магістралей системи опалювання передбачено через дренажні клапани КШДУ в трап паливної. Дренаж окремих гілок і стояків передбачено через дренажні клапани за допомогою гумового шлангу на території біля будівлі або в найближчий умивальник санвузла.

Магістральні трубопроводи системи опалювання, прокладені в канал і в місцях можливого замерзання, теплоізолюють.

1.6.2. Вентиляція будівлі

Передбачено облаштування систем припливно-витяжної механічної і природної вентиляції будівлі.

Параметри припливного повітря, повітрообміну в приміщеннях і температури повітря у середині приміщень прийняті відповідно до нормативних документів з проектування будівель різного призначення ДБН-«Будівельна кліматологія і геофізика».

В ролі вентиляційних агрегатів до установки прийняті вентилятори фірми «Конда». У припливній установці П-1 в зимовий час повітря підігрівають електронагрівачем.

Повітропроводи систем припливно-витяжної вентиляції передбачено металевими з оцинкованої тонколистової покрівельної сталі. Подання і видалення повітря з приміщень здійснюють регульованими вентрешітками типу Р за серії 1.494-10 Повітропроводи прийнято круглого і прямокутного перерізу за ВСН 353 і ТУ 36-736-78.

Прокладання повітропроводів у коридорах передбачено у підвісній стелі.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1 Розрахунок залізобетонної колони Км-1

Колону першого поверху розглядали, як умовно центрально-стиснутий зосередженою силою *N* стержень з жорстким приєднанням до монолітного фундаменту і шарнірним закріпленням в рівні покриття. Колону проектували монолітною прямокутного перерізу з попередніми розмірами 400×600 мм.

2.1 Матеріали для колони та їх характеристики

Бетон. Для всіх монолітних конструкцій і для колони приймаємо бетон важкий класу С16/20, для якого розрахунковий опір стисканню f_{cd}=11,5 МПа (табл. 13 Норм [5]); коефіцієнт умов роботи бетону за відсутності сприятливих умов для наростання міцності – γ_{b2}=0,9 (табл. 15 Норм [5]).

Арматура. Для армування колони вибираємо гарячекатану арматуру періодичного профілю класу А400С (за ДСТУ 3760:2007 [10]), для якої розрахунковий опір стисканню поздовжньої арматури R_{sc}=365 МПа (табл. 23 Норм [5]) при діаметрі 10 і більше мм. Як поперечну арматуру використовуємо гарячекатану арматуру гладку класу А240С (за ДСТУ 3760:2007 [10]) залежно від діаметра поздовжньої арматури. Із технологічних міркувань діаметр поздовжньої арматури монолітних колон слід приймати не менше 12 мм.

Вантажна площа колони становить - 90 м^2.

Навантаження від покрівлі:

- Постійне розрахункове навантаження від покриття

g = 0,987кН/м^2 90м^2=88,9 кН

Постійне навантаження від металевої ферми покриття

$g_в$=13,5кН

-Тимчасове розрахункове навантаження (снігове)

P=1,585кН/м^2*90м^2=142,65 кН

-Тимчасове розрахункове навантаження (вітер)

W=0,87кН/м^2

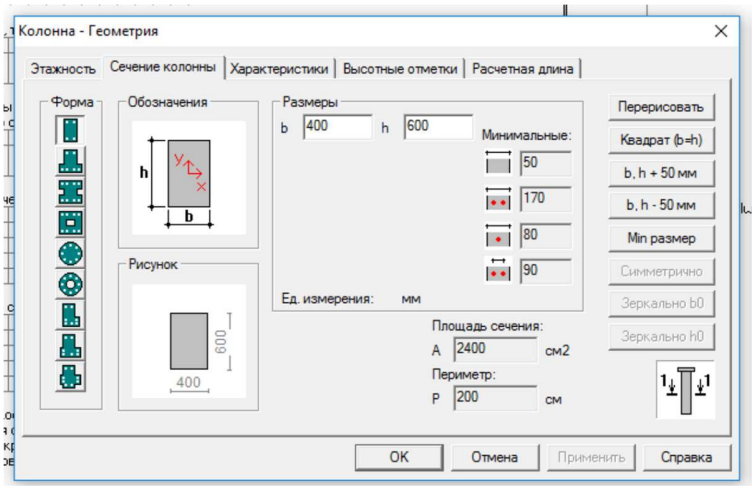


Рис. 2.1 Геометрія колони Км-1 400х600 мм

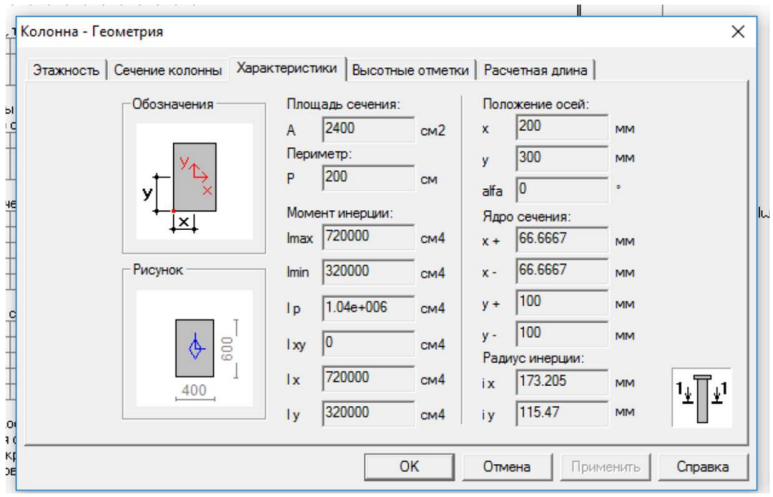


Рис. 2.2. Заповнення даних (пункт висотних відміток) для розрахунку колони Км-1

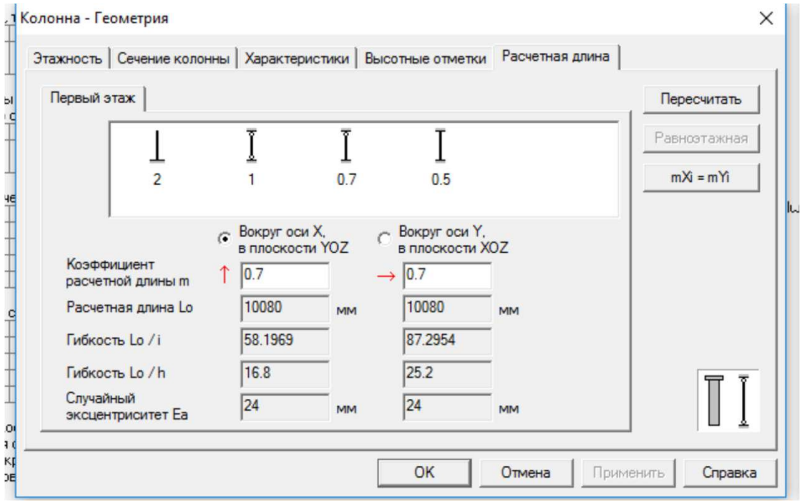


Рис. 2.3. Заповнення даних (пункт характеристичні значення) для розрахунку колони Км-1

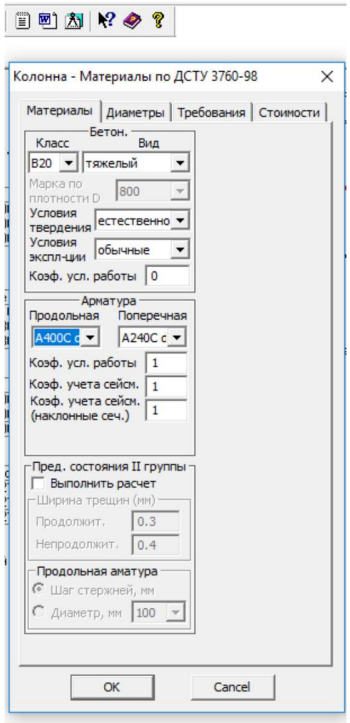


Рис. 2.4. Заповнення матеріальних даних для розрахунку колони Км-1

Нагрузки

С учетом собственного веса колонны

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Постоянная	18.6	0	0	0	0	0	1
Длительная	14	0	0	0	0	0	1
Ветровая 1	0	0	0	0	5	0	1

Коэффициенты

Надежности по ответственности 1

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
Надежности	1.1	1.3	1.3	1.4	1
Длительности	1	1	0.35	0	0
Продолжительности	1	1	1	0	0

Снижающий для кр. врем. нагрузки 1

Учитывать в расчете:

автоматически сформированные РСН

РСН, сформированные для случаев а, б

Коэффициенты расчетных сочетаний нагрузок (РСН)

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
1-е, основное	1.1	1.3	1.1	1.3	0
2-е, основное	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е, особое	0.9	0.8	0.5	0	1

Учитывать при автоматическом формировании РСН:

знакопеременность ветровой и сейсмической нагрузки

Рис. 2.5. Задання навантажень для розрахунку колони Км-1

Расчетные сочетания нагрузок. Сокращенный список

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Первая группа пред. состояний. Случай б (все нагрузки)							
Группа 1	46.2	0	0	0	0	0	1
	46.2	0	0	0	0	0	длит. часть
							Sнс, Sпс, Nc, Sнпс | 1.21ПО+1.69ДП
	22.6	0	0	0	9.1	0	1
	22.6	0	0	0	0	0	длит. часть
							Ty | 1.21ПО+1.82В1
Первая группа пред. состояний. Случай а (продолжит.)							
Группа 2	46.2	0	0	0	0	0	1
	46.2	0	0	0	0	0	длит. часть
							Sнс, Sпс, Nc, Sнпс | 1.21ПО+1.69ДП

Расчетное армирование

Asu	2.80
As2	1.13
Продольная арматура, см2:	
полная	13.462
по прочности	13.462
% армирования	0.56
Поперечная арматура, см2/м	0.474946

Расстановка продольной арматуры

Армирование симметричное	
угловые	4Ø20
боковые	2Ø16
Всего	4Ø20 + 2Ø16
Площадь арматуры, см2	16.5876
% армирования	0.69

Анкеровка продольной арматуры

Диаметр стержня, мм	Длина анкеровки, мм	Длина нахлестки, мм
20	480	560
16	380	450

Рис. 2.6 - Розрахункове армування

2.3 Конструювання ствола колони

Поздовжню арматуру в поперечному перерізі розміщуємо симетрично по кутах, забезпечуючи величину захисного шару бетону із умови $c_b \geq d_s \geq 30$ мм. Повздовжню арматуру приймаємо 4Ø20+ 6Ø16 А400С. Діаметр поперечної арматури в колоні приймаємо конструктивно із умови $d_{sw} \geq 0{,}25 d_s = 0{,}25 \cdot 20 =$

5 мм. Фактично приймаємо поперечні хомути діаметром 10 мм із гарячекатаної гладкої арматури класу А240С (Ø10А240С). Крок хомутів у колоні

визначаємо із умови $s_w \geq 20d_s \geq b_c$. Призначаємо крок хомутів $s_w = b_c = 200$ мм. Захисний шар бетону для торців поперечної арматури – 25 мм.

Довжину напуску поздовжньої арматури з арматурою випусків із монолітного фундаменту приймаємо рівною $l_{ov} = 50d_s = 50 \cdot 20 = 1000$ мм. Стикування повздовжньої арматури по висоті приймаємо в напуск не менше 500 мм.

2.4 Вихідні дані для розрахунку ґрунтів

На основі інженерно-геологічних умов (ІГУ) на встановленій будівельній ділянці з трьома свердловинами Св-1=201.0, Св-2=204.7, Св-3=203.8 були визначені розрахункові фізико-механічні характеристик ґрунтів.

Абсолютними висотами є позначки горизонталей 201.0; 205.5; 205.0; 204.5;204.0; Ґрунтові води у відповідних свердловинах виявлені на позначках

Св-1.=192.2; Св-2=192.4; Св-3=192.5.

Будівельна ділянка знаходиться в м. Мукачево та має розміри 180х80 м. План будівельної ділянки в масштабі 1:2000, з нанесеними горизонталями, гирлами свердловин та їхні позначки подано на (рис. 2.6).

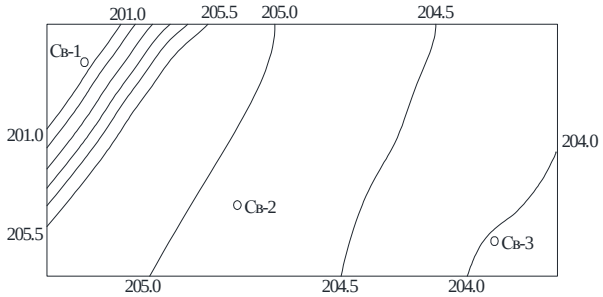


Рис. 2.6 - Схема будівельної ділянки

2.5 Визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів

Визначимо похідні фізичні характеристики ґрунтів та встановимо повні назви ґрунтів.

ІГЕ -1 Ґрунтово-рослинний шар товщиною 0.4м.

ІГЕ –2 Суглинок твердий просідний шар товщиною 2.2-5.8м

ІГЕ – 3 Суглинок тугопластичний непросідний шар товщиною 4.0-4.1м

ІГЕ – 4 Суглинок м'ягкопластичні непросідний шар товщиною 2.0-2.1м.

ІГЕ-5 Пісок середньої крупний, середньої щільності, насичений водою 2.7-3.6м.

Таблиця 2.1- Фізико-механічні характеристики ґрунтів ІГЕ (з 1 по 4).

№ Ґрунту	P_s г/см³	P г/см³	W %	W_L %	W_P %	E МПа	φ_n рад	C_n Па	Відносне просідання ε_{sl} при тиску σ, кПа		
ІГЕ-1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
ІГЕ-2	2.74	1.79	17.0	34.0	18.0	----	22	16	0.005	0.006	0.011
ІГЕ-3	2.67	1.71	22.0	29.0	18.0	8	16	15	----	----	----
ІГЕ-4	2.7	1.78	25.0	28.5	18.5	10	14	14	----	----	----

Грунт ІГЕ-2 товщиною 2.2…5.8 м має границі пластичності $W_L = 34.0\%$, $W_P = 18.0\%$, і природну вологість W=17.0%. Отже, це- зв'язний ґрунт.

Вираховуємо число пластичності I_P ґрунту.

$I_P = W_L - W_P$=34.0-18.0=16.0%

Оскільки $I_P = 16.0$ знаходиться в діапазоні $I_P = 7 \ldots 17\%$, то різновид грунту – суглинок .

Вираховуємо показник текучості I_L ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{17.0 - 18.0}{34.0 - 18.0} = -0.063.$$

Оскільки I_L=-0.0625<0, то різновид суглинок – твердий

Обчислюємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту, якщо густина води $P_W = 1.0$ г/см³;

$$\mathrm{e} = \frac{P_s}{P}(1 + W) - 1 = \frac{2.74}{1.79}(1 + 0.17) - 1 = 0.79;$$

$$S_r = \frac{P_s \cdot W}{e \cdot P_w} = \frac{2.74 \cdot 0.17}{0.79 \cdot 1.0} = 0.589$$

Відносна деформація просідання ε_{sl}=0.05…0.08>0.01, тобто ґрунт ІГЕ-2 просідаючий.

Остаточно повна назва ґрунтів ІГЕ-2 – Суглинок твердий просідний.

Грунт ІГЕ-3 товщиною 4.0…4.1 м має границі пластичності $W_L = 29.0\%$, $W_P = 18.0\%$, і природну вологість W=22.0%. Отже, це- зв'язний ґрунт.

Вираховуємо число пластичності I_P грунту.

I_P=$W_L - W_P$=29.0-18.0=11.0%

Оскільки $I_P = 11.0$ знаходиться в діапазоні $I_P = 7 \ldots 17\%$, то різновид ґрунту – суглинок.

Вираховуємо показник текучості I_L ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{22.0 - 18.0}{29.0 - 18.0} = -0.363.$$

Оскільки I_L=-0.25≤0.363≤0.5, то різновид суглинок – тугопластичні

Обчислюємо коефіцієнт пористості е і коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту, якщо густина води $P_W = 1.0$ г/см^3;

$$e = \frac{P_s}{P}(1 + W) - 1 = \frac{2.67}{1.71}(1 + 0.22) - 1 = 0.904;$$

$$S_r = \frac{P_s \cdot W}{e \cdot P_w} = \frac{2.67 \cdot 0.22}{0.904 \cdot 1.0} = 0.649.$$

Відносна деформація просідання ε_{sl} відсутня, тобто ґрунт ІГЕ-2 непросідний.

Остаточно повна назва ґрунтів ІГЕ-3 – Суглинок тугопластичний непросідний.

Грунт ІГЕ-4 товщинмою 2.0…2.1 м має границі пластичності $W_L = 28.5\%$, $W_P = 18.5\%$, і природну вологість W=25.0%. Отже, це- зв'язний ґрунт.

Вираховуємо число пластичності I_P грунту.

I_P=$W_L - W_P$=28.5-18.5=10.0%

Оскільки $I_P = 10.0$ знаходиться в діапазоні $I_P = 7 \dots 17\%$, то різновид ґрунту – суглинок .

Вираховуємо показник текучості I_L ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25.0 - 18.5}{28.5 - 18.5} = 0.65.$$

Оскільки I_L=-0.5≤0.65≤0.75, то різновид суглинок – м'якопластичні

Обчислюємо коефіцієнт пористості е і коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту, якщо густина води $P_W = 1.0$ г/см^3;

$$e = \frac{P_s}{P}(1 + W) - 1 = \frac{2.7}{1.78}(1 + 0.25) - 1 = 0.896;$$

$$S_r = \frac{P_s \cdot W}{e \cdot P_w} = \frac{2.7 \cdot 0.25}{0.896 \cdot 1.0} = 0.753.$$

Відносна деформація просідання ε_{sl} відсутня, тобто ґрунт ІГЕ-4 непросідний.

Остаточно повна назва ґрунтів ІГЕ-4 – Суглинок м'якопластичні непросідний.

Грунт ІГЕ-5 товщина шару ґрунту 2.7…3.6 м. Основні показники цього ґрунту приведені у табл. 3.2.

Таблиця 2.2 - Гранулометричний склад і фізико-механічні характеристики ІГЕ-5

№ Ґрунту	Гранулометричний склад-вміст частинок ґрунту в % крупністю, мм										Фізико-механічні характеристики ґрунту					
	>10	10-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005	P_sг/см^3	Pг/см^3	W%	ЕМПа	φ_nград	C_nкПа
ІГЕ-5	2	2	1	1	2	1	1	1	6	--	2	1	2	3	3	2

Для ґрунту ІГЕ-5 границі пластичності W_L, і W_P відсутні. Це означає, що число пластичності $I_P = 0$, тобто це – незв'язаний (сипкий) ґрунт.

Визначаємо його різновид за гранулометричним складом. Оскільки у даному гранті вміст частинок, крупніших за 0.25мм складає 2.0+2.0+13.0+13.0+28.0=58%>50% то це-пісок середньої крупності.

Вираховуємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту, якщо густина води $P_W = 1.0$ г/см^3;

$$\mathrm{e} = \frac{P_s}{P}(1 + W) - 1 = \frac{2.6}{1.97}(1 + 0.24) - 1 = 0.635;$$

$$\mathrm{S_r} = \frac{\mathrm{P_s} \cdot \mathrm{W}}{\mathrm{e} \cdot \mathrm{P_w}} = \frac{2.6 \cdot 0.24}{0.635 \cdot 1.0} = 0.982.$$

Оскільки e=55≤0.635≤0.70 то різновид піску – середньої щільності.

Оскільки $\mathrm{S_r}$=0.982 знаходиться в діапазоні $\mathrm{S_r}$=0.8…1.0, то різновид піску-насичений водою

Остаточно повна назва ІГЕ-5 пісок середньої крупний, середньої щільності, насичений водою.

2.5.1 Визначення розрахункових фізико-механічний характеристик ґрунтів

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів визначаємо у відповідності з п. 7.3.5 ДБН В.2.1-10-2009 [3].

Для нашого випадку:

Для ІГЕ-2 Суглинок твердий просідний.

$\mathrm{P_{II}} = \mathrm{P_n} = 1.79$г/см^3; $\mathrm{P_I} = \mathrm{P_n}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = 1.79/1.05 = 1.7$г/см^3;

$\varphi_{\mathrm{II}} = \varphi_{\mathrm{n}} = 22°$; $\varphi_{\mathrm{I}} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}\varphi_{\mathrm{n}}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}22°/1.15)$=19.4°;

$\mathrm{c_{II}} = \mathrm{c_n} = 16°$; $\mathrm{c_I} = \mathrm{c_n}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = 16/1.5 = 10.7$кПа

Для ІГЕ-3 Суглинок тугопластичний непросідний.

$\mathrm{P_{II}} = \mathrm{P_n} = 1.71$г/см^3; $\mathrm{P_I} = \mathrm{P_n}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = 1.71/1.05 = 1.62$г/см^3;

$\varphi_{\mathrm{II}} = \varphi_{\mathrm{n}} = 16°$; $\varphi_{\mathrm{I}} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}\varphi_{\mathrm{n}}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}16°/1.15)$=14.0°;

$\mathrm{c_{II}} = \mathrm{c_n} = 15°$; $\mathrm{c_I} = \mathrm{c_n}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = 15/1.5 = 10.0$кПа

Для ІГЕ-4 – Суглинок м’ягкопластичні непросідний.

$\mathrm{P_{II}} = \mathrm{P_n} = 1.78$г/см^3; $\mathrm{P_I} = \mathrm{P_n}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = 1.78/1.05 = 1.695$г/см^3;

$\varphi_{\mathrm{II}} = \varphi_{\mathrm{n}} = 14°$; $\varphi_{\mathrm{I}} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}\varphi_{\mathrm{n}}/\gamma_{\mathrm{g(P)}} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}14°/1.15)$=12.2°;

$c_{II} = c_n = 14°$; $c_I = c_n/\gamma_{g(P)} = 14/1.5 = 9.3$кПа

Для ІГЕ-5 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.

$P_{II} = P_n = 1.97$г/см^3; $P_I = P_n/\gamma_{g(P)} = 1.97/1.05 = 1.876$г/см^3;

$\varphi_{II} = \varphi_n = 36°$; $\varphi_I = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}\varphi_n/\gamma_{g(P)} = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}36°/1.15)$=33.4°;

$c_{II} = c_n = 16°$; $c_I = c_n/\gamma_{g(P)} = 2/1.5 = 1.33$кПа

Для зручності аналізу інженерно-геологічних умов будівельної ділянки всі дані зводимо у табл. 3.3.1.

По результатам інженерно-геологічних вишукувальних і аналізу ґрунтових умов будуємо інженерно-геологічний профіль (розріз) будівельної ділянки по свердловинах 1-2-3 (див. рис.3.5.1)

ІГЕ-2 - $\gamma_2 = P_2 \cdot g = 1.79 \cdot 10 = 17.9$кН/м ^{3};

$\gamma_{s2} = P_{s2} \cdot g = 2.74 \cdot 10 = 27.4$ кН/м ^{3};

$\gamma_{sb2} = (\gamma_{s2} - \gamma_w)/(1 + e_2) = (27.4 - 10)/(1 + 0.79) = 9.72$кН/м ^{3};

ІГЕ-3 - $\gamma_3 = P_3 \cdot g = 1.71 \cdot 10 = 17.1$кН/м ^{3};

$\gamma_{s3} = P_{s3} \cdot g = 2.67 \cdot 10 = 26.7$ кН/м ^{3};

$\gamma_{sb3} = (\gamma_{s2} - \gamma_w)/(1 + e_3) = (26.7 - 10)/(1 + 0.904) = 8.77$кН/м ^{3};

ІГЕ-4 - $\gamma_4 = P_4 \cdot g = 1.78 \cdot 10 = 17.8$кН/м ^{3};

$\gamma_{s4} = P_{s4} \cdot g = 2.7 \cdot 10 = 27.0$ кН/м ^{3};

$\gamma_{sb4} = (\gamma_{s4} - \gamma_w)/(1 + e_4) = (27.0 - 10)/(1 + 0.896) = 8.96$кН/м ^{3};

ІГЕ-5 - $\gamma_5 = P_5 \cdot g = 1.97 \cdot 10 = 19.7$кН/м ^{3};

$\gamma_{s5} = P_{s5} \cdot g = 2.6 \cdot 10 = 26.0$ кН/м ^{3};

$\gamma_{sb5} = (\gamma_{s5} - \gamma_w)/(1 + e_5) = (26.0 - 10)/(1 + 0.635) = 9.785$кН/м ^{3};

де: γ- γ_s – відповідно об’ємна та питома вага незваженого у воді ґрунту, тобто ґрунт, розташованого вище рівня ґрунтових вод РВГ (див. формули відповідно 4.2 і 4.4[10]).

γ_{sb5}-питома вага зваженого у воді ґрунту, тобто ґрунт, розташований нижче рівня ґрунтових вод РВГ, але вище шару водонепроникного ґрунту у вигляді пластів монолітної скельної породи, або твердої глини (див. формули відповідно 4.5 [10]).

$g = 9.81$ м/с$^2 \approx 10$м/с^2 – прискорення вільного падіння.

$\gamma_w = p_w \cdot g = 1.1 \cdot 10 = 10$ кН/м^3- питома вага води (тут $p_w = 1{,}1$ г/см^3 -густина води).

Таблиця 2.3- Зведена таблиця фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ ІГЕ	Назва грунту	Товщина шару грунту в м.	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики				Міцність характеристики					Деформаційні характеристики			
																	Відносна деформативна просідання ε_{sl} при тиску σ			E МПа
			P_s г/см^3	P г/см^3	W %	W_L %	W_P %	I_P град	I_L %	e	S_r	φ_I град	φ_{II} град	c_I кПа	c_{II} кПа	R_0 кПа	100 кПа	200 кПа	300 кПа	
1	Грунтово рослинний шар	0.4	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	Суглинок ,твердий, просідний.	2.2; 5.7; 5.8.	2.74	1.79	17.0	34.0	18.0	16.0	0.063	0.79	0.589	19.4	22	10.7	16	299	0.005	0.006	0.011	---
3	Суглинок ,тугопластичний, непросідний.	4.0; 4.1; 4.0.	2.67	1.71	22.0	29.0	18.0	11.0	0.363	0.904	0.649	14	16	10	15	183	---	---	---	8
4	Суглинок ,м'ягкопластичний, непросідний.	2.0; 2.1; 2.0.	2.7	1.78	25.0	28.5	18.5	10.0	0.65	0.896	0.753	12.2	14	9.3	14	159	---	---	---	10
5	Пісок, серед. крупності, серд. щільності, насичений водою.	2.8; 2.7; 3.6.	2.60	1.97	24.0	---	---	---	---	0.635	0.982	33.4	36	1.33	2	400	---	---	---	32

2.6 Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Для проведення подальших розрахунків потрібно визначити тип ґрунтових умов за просіданням для частини основи, складеної просідним ґрунтом ІГЕ-2. Фізико-механічні характеристики зазначеного ґрунту наведені у табл. 3.4.

Таблиця 2.4- Фізико-механічні характеристики ґрунтів ІГЕ -2

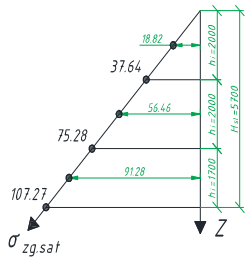
№ Ґрунту	P_sг /см^3	P г/см^3	W %	W_L %	W_P %	МПа	φ_n рад	C_n Па	Відносне просідання ε_{sl} при тиску σ, кПа		
ІГЕ-2	2.74	1.79	17.0	34.0	18.0	----	22	16	0.005	0.006	0.011

Для встановлення типу ґрунтових умов за просіданням визначаємо можливе просідання ґрунтової товщі від власної ваги після її замочування до коефіцієнта

водонасичення просідного ґрунту *Sr*=0,8 (тобто до повного водонасичення). Для цього виконуємо послідовність таких операцій:

1. Поділимо просідну товщину на окремі розрахункові шари товченою h_1 по 2 м (табл. 2.5).

Таблиця 2.5 - Визначення можливого просідання ґрунту ІГЕ-2

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина шару грунту , м	γ_{sat} кН/м^3	№ розрахунок шару.	Товщина розрах. шару h_i? м	$\sigma_{zg.sat}$ кПа	$\sigma_{zg.sati}$ у середині шару кПа	Епюра $\sigma_{zg.sat}$	ε_{sl}	$S_{sl} = \varepsilon_{sl.i} \cdot h_i \cdot k_{i.м.}$
2	Суглинок твердий просідний	5.7	18.82	1	2.0	37.64	18.82		$\sigma_{zg.sat.i} = 75.28 < p_{sl} = 80$кПа	
				2	2.0	75.28	56.46			
				3	1.7	107.27	91.28		0.0288	
				4	---	---	---		---	---

2. Визначаємо об’ємну вагу замоченого ґрунту γ_{sbt} за даними табл.3.4.1 і 3.4.2.

Для суглинку твердого (ІГЕ-2) при *Sr*=0,8 і e=0.79 визначаємо вологість замоченого ґрунту.

$$W_{sat} = S_r \cdot e \cdot \frac{p_w}{p_s} = 0.8 \cdot 0.79 \cdot 1.0 \cdot 2.74 = 0.230$$

Густина і об’ємна вага замочено ґрунту дорівнюють відповідно.

$$p_{sat} = p \cdot \frac{1 + W_{sat}}{1 + W} = 1.79 \frac{1 + 0.23}{1 + 0.17} = 1.882 \text{ г/см}^3;$$

$$\gamma_{sat} = p_{sat} \cdot g \approx 1.882 \cdot 10 = 18.82 \text{ кН/м}^3.$$

3. Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, що виникають від власної ваги замоченого ґрунту $\sigma_{zg.sat}$ на нижній межі кожного розрахункового шару, за формулою.

$$\sigma_{zg.sat.\text{i}} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_{sat,n} \cdot h_i$$

$$\sigma_{zg.sat.i\ 1} = \sum_{i=1}^{n} 18.83 \cdot 2 = 37.64 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg.sat.i\ 2} = \sum_{i=1}^{n} 18.83 \cdot 4 = 75.28\text{кПа.}$$

$$\sigma_{zg.sat.i\ 3} = \sum_{i=1}^{n} 18.83 \cdot 5.7 = 107.27\text{кПа.}$$

Будуємо епюру $\sigma_{zg.sat.i}$ =$\sum(\gamma_{sat,i} \cdot h_i)$ (див. рис. 3.4.1).

Обчислюємо напруження $\sigma_{zg.sat.i\ \text{сер}}$ у середині кожного розрахункового шару за виразом.

$$\sigma_{zg.sat.i,\text{сер}} = \frac{(\sigma_{zg.sat.i\ n} + \sigma_{zg.sat.i\ n+1})}{2}$$

$$\sigma_{zg.sat.i,\text{сер}2} = \frac{\sigma_{zg.sat.i\ 1} + \sigma_{zg.sat.i\ 2}}{2} = \frac{37.64 + 75.28}{2} = 56.46\text{кПа.}$$

$$\sigma_{zg.sat.i,\text{сер}3} = \frac{\sigma_{zg.sat.i\ 2} + \sigma_{zg.sat.i\ 3}}{2} = \frac{75.28 + 107.27}{2} = 91.28\text{кПа.}$$

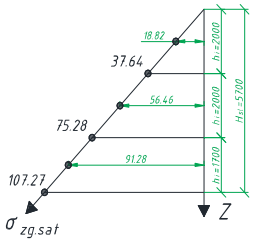


Рис. 2.7- Епюра напруження замоченого ґрунту від власної ваги $\sigma_{zg.sat.i}$(кПа)

4. Знаходимо початковий тиск просідання p_{sl} для цього будуємо графік $\varepsilon_{sl} = f(\sigma_{zg.sat.i})$ для ґрунту ІГЕ-2

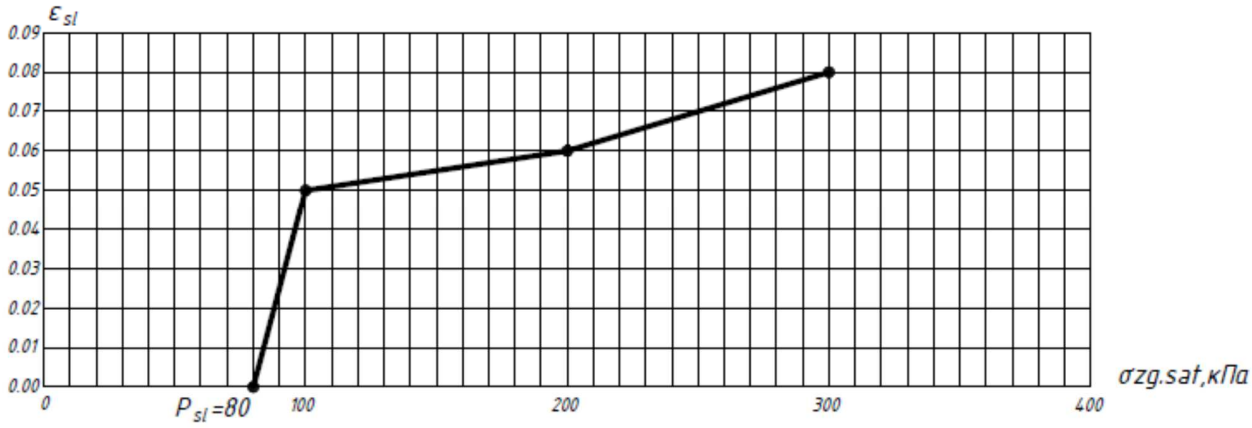


Рис. 2.8 – Залежність $\varepsilon_{sl} = f(\sigma_{zg.sat.i})$ для визначення початкового тиску просідання p_{sl} для ґрунту ІГЕ-2 (суглинок твердий)

За p_{sl} приймаємо точку перетину кривої $\varepsilon_{sl} = f(\sigma_{zg.sat.})$ з ординатою $\varepsilon_{sl} = 0.01$. Оскільки зазначена крива розташована вище цієї лінії і не перетинає її, то умовно (лише з навчальною метою) приймаємо p_{sl}=80 кПа.

Якщо $\sigma_{zg.sat.} > p_{sl}$ то з рафіка $\varepsilon_{sl} = f(\sigma_{zg.sat.})$ визначаємо значення відносного просідання $\varepsilon_{sl,i}$, відповідне до тиску $\sigma_{zg.sat.i}$ у середині повного розрахункового шару.

5. Вираховуємо можливе просідання ґрунту кожного розрахункового шару за формулою $s_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}$, приймаючи коефіцієнт умов роботи ґрунту $k_{sl,i}$=1.

У кожному випадку в 1-му та другому розрахункових шарах $\sigma_{zg.sat.} < p_{sl}$, отже просідають лише 3-тій розрахунковий шар, в якому

$s_{sl,3} = \varepsilon_{sl,3} \cdot h_3 \cdot k_{sl,3} = 0.0282 \cdot 1.7 \cdot 1 = 0.0479$ м (або 4.79 см);

Просідання всієї товщі дорівнює:

$s_{sl} = \sum s_{sl,n} = s_{sl,3} = 0.0479$ м (або 4.79 см).

Оскільки s_{sl}=4.79см<5см, то ґрунтові умови будівельної ділянки відноситься до І типу за просіданням.

2.7 Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки

Для будівництва визначена вільна від забудови ділянка прямокутної форми в плані розмірами 180х80 м. Рельєф місцевості на більшій частині ділянки спокійний, абсолютні позначки денної поверхні коливаються в межах 203.0…204.0м. у північно-західній частині (на проміжку між Св-1; Св-2) є пагорб, спрямований до центру ділянки, із не значним зростанням позначок від 201.0 до 204.0м. Св-2 і Св-3 знаходяться майже на однаковому рівні (Св-2 – 204.7 ; Св-3 – 203.8.)

На ділянці пробурені три свердловини глибиною 11.4…15.8м. Борінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень відібраних зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова ділянки має такий вигляд:

ІГЕ -1 Ґрунтово-рослинний шар товщиною 0.4м.

ІГЕ –2 Суглинок твердий просідний; шар товщиною 2.2-5.8м

ІГЕ – 3 Суглинок тугопластичний непросідний ; шар товщиною 4.0-4.1м

ІГЕ – 4 Суглинок м’ягкопластичні непросідний; шар товщиною 2.0-2.1м.

ІГЕ-5 Пісок середньої крупний, середньої щільності, насичений водою; шар товщиною 2.7-3.6м.

Ґрунтові води виявлені на абсолютних позначках 192.2…192.5м (тобто на глибині 8.8…11.3м від рівня поверхні природного рельєфу.)

Отримані розрахунки виконані для випадку проектування будівлі поблизу Св-2.

Геологічний розріз ділянки під забудову подано на рис. 3.5.1.

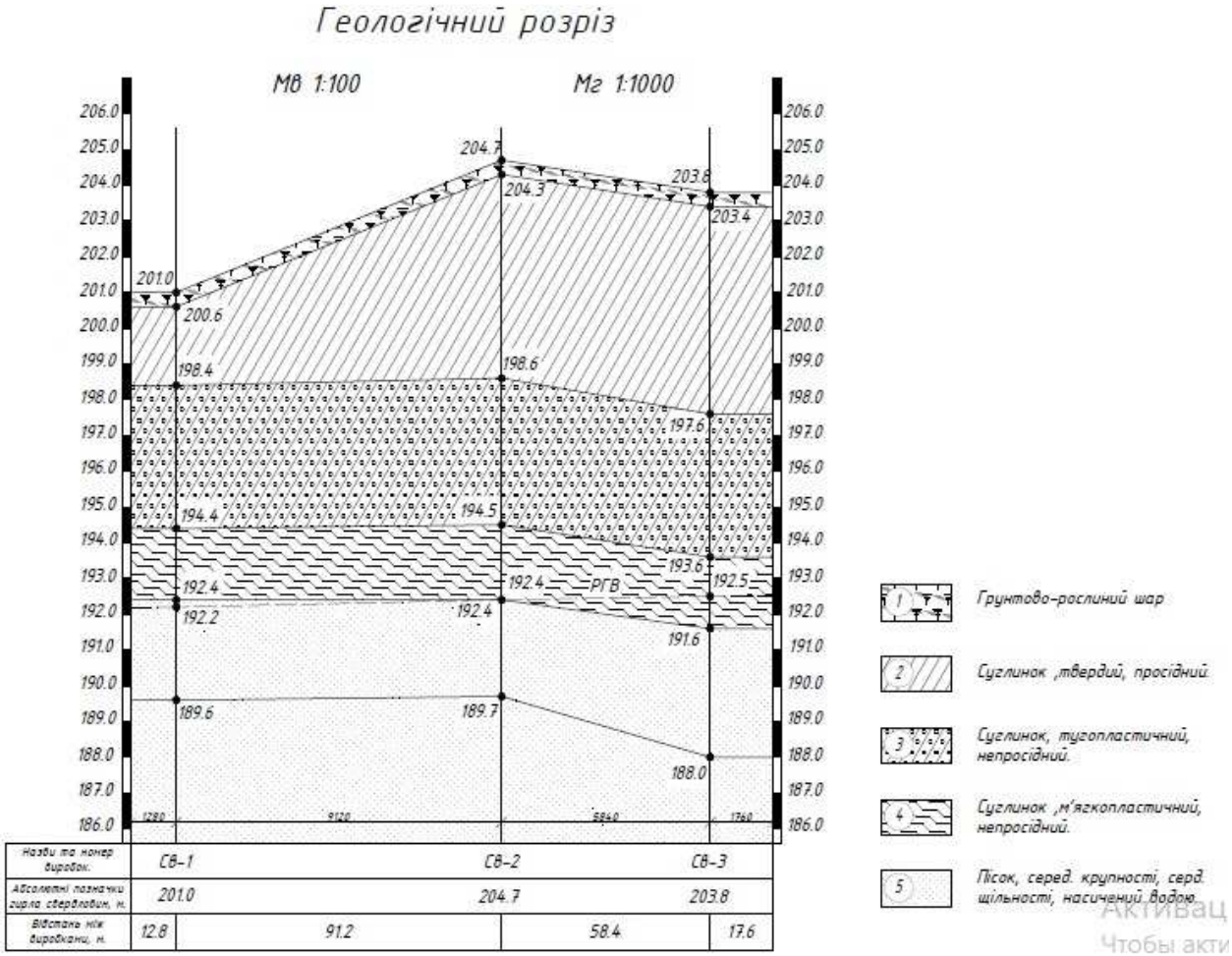


Рис. 2.8- Геологічний розріз ділянки під забудову

2.8 Визначення глибини закладання стрічкового фундаменту мілкого закладання по осі 2

Визначення глибини закладання стрічкового фундаменту для мистецько-спортивного комплексу по осі-2, рівень підлоги якого знаходиться на позиції -3.725м. Будівля знаходиться в м. Мукачево. Значення середньомісячної температур зовнішнього повітря за зимовий період (грудень, січень і лютий) для м. Мукачево становлять відповідно -5.8;-4.2;-2.9°С. Несучий шар ґрунту основи - Суглинок твердий з показником текучості $I_L = 0.063$. Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині d_w=11.9м

Розрахунок виконується у такій послідовності (див рис 3.7 1)

1. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_1, виходячи з розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту d_f, (тобто залежно від кліматичних особливостей району будівництва), що обчислюється за формулою

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = k_h \cdot d_0 \cdot \sqrt{M_1} = 1.1 \cdot 0.23 \cdot \sqrt{5.8 + 4.2 + 2.9} = 0.91\text{м}.$$

Зважаючи на необхідність зведення в будівлю крізь стіни підвалу інженерних комунікацій, глибина прокладання яких має бути розташована дещо нижче розрахункової глибини промерзання ґрунту (d_f на 0,2…0,5м) приймаємо $d_I = d_f + 0.4 = 0.98 + 0.4 = 1.38\text{м}$

2. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_{II} з урахуванням інженерно геологічних умов будівельної ділянки. Відстань від врахованої глибини промерзання ґрунту до рівня ґрунтових вод РГВ у зимовий період становить

$$d_w - d_f = 11.9 - 0.91 = 10.99\text{м} > 2\text{м}.$$

Отже ґрунт що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту (суглинок із показником текучості $L_0 = 0.063 < 0.25$), не може зазнавати морозного здимання глибина закладання фундаменту d_{II} при цьому має бути $d_{II} \geq 0.5 \cdot d_f = 0.5 \cdot 0.91 = 0.46$.

3. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_{III} з урахуванням його конструктивних рішень (необхідність влаштування підвалу; див. рис3.7.1.

$$d_{III} = d_b + d_1 + 1.35 = 2.375 + 0.530 + 1.35 = 4.255\text{м}$$

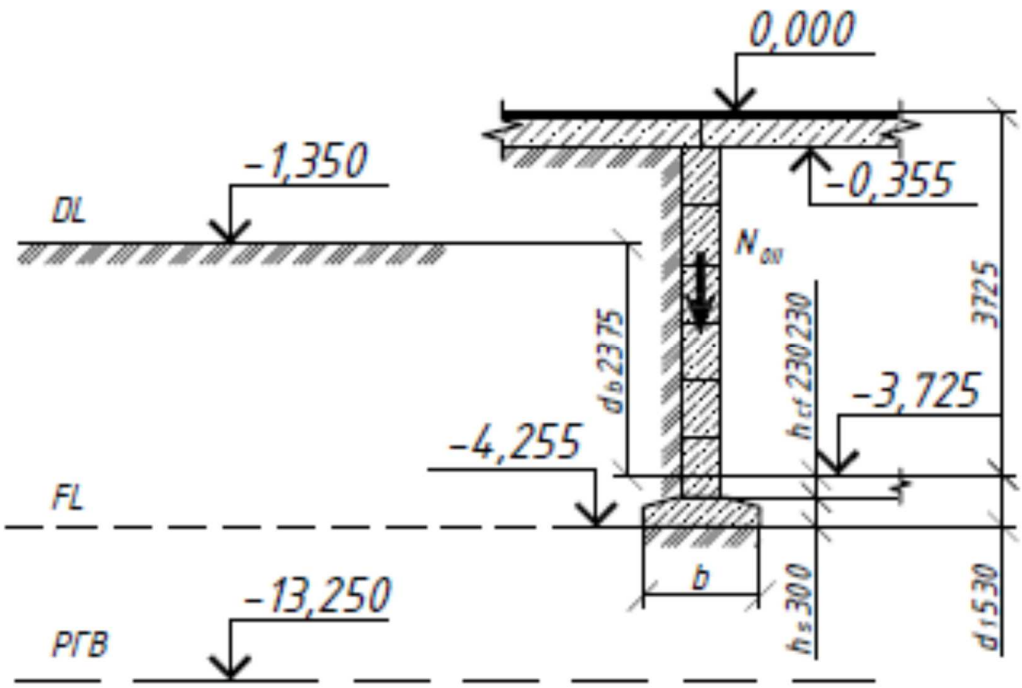


Рис. 2.9- Схема до визначення ширини підошви стрічкового фундаменту мілкого закладання під центрально навантажувальній зовні стіни

Висновок: Остаточно за глибину закладання фундаменту приймаємо максимальне із значень d_{I}, d_{II} і d_{III} тобто d=d_{III}=4.225м.

2.9 Визначення необхідних розмірів підошви стрічкового фундаменту мілкого закладання

2.9.1 Визначення необхідних розмірів по осях 2 та 3/4

Інженерно-геологічний розріз будівельної ділянки та дані про виявлені ґрунти наведені відповідно на рис 3.5.1 та в таблиці 3.3.1.

Опорна схема будівлі зображено на листу АБ-2, АБ-3, та АБ-4. За умовну позначку ±0,000 прийняти рівень підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці .

204.7-0.4-1.35=202.95м

де:

204.7м – абсолютна позначка гирла свердловин Св-2

0.5м- товщина ґрунтово-рослинного шару (тобто ґрунт ІГЕ-1)

1.35м - відносна позначка планувальної поверхні землі DL на будівельній ділянці

Будівля має жорстку конструктивну схему . Глибина закладання фундаменту

d=4.225 м (див рис. 2.2) зумовлюють конструктивні рішення будівлі, а саме - необхідність влаштування фундаменту та вище неї . Відносна позначка підлоги підвалу -3.725м).

Аналізом інженерно-геологічних умов будівельної ділянки встановлено, що безпосередньо під підошвою фундаменту та вище неї залягає суглинок твердий просідний .(ґрунт ІГЕ-2). Із такими фізико-механічними характеристиками які зазначенні у таблиці 3.3.1. та міцність характеристик грунта (φ і с) визначені безпосередніми випробуваннями.

Вертикальне розрахункове навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту під стіну зовнішню N_{0II}= 40.7кН/м (ось 2) та під внутрішню N_{0II}= 82.477кН/м (ось 3/4) .

Фундамент під стіну по осі 2 – центрально навантажена конструкція.

Визначення ширини підошви фундаменту b (у розрахунках довжину стрічкового фундаменту приймають l=1.0 м) здійснюємо методом послідовних наближень у такому порядку:

1. З таблиці Б.8 [10] для ґрунту ІГЕ-2, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту (суглинок твердий просідний) . Спорудження фундаментів мілкого закладання можливе лише у випадку влаштування штучної основи з покращеними природними властивостями просідного ґрунту ІГЕ-2.

Оскільки для просідного ґрунту коефіцієнт водонасичення $S_r = 0.589 < 0.7$ і щільність сухого ґрунту $p_d = p/(1+W) = 1.79/(1+0.17) = 1.53$г /см^3 < 1.55г / см^3 , то застосовуємо рекомендований для подібних випадків спосіб покращення ущільнення ґрунту важкими трамбівками з його попереднім до зволоженням до оптимальної вологості W_{opt} (для глинистих ґрунтів приймають $W_{opt} = W_p - 1 \ldots 3\%$

при якій досягається найбільша ефективність ущільнення й найменші витрати фізичної праці та енергоресурсів .

Ущільнення здійснюємо до досягнення щільності ґрунту в сухому стані $p_{ds} = 1.7$ г/м^3 при оптимальній вологості ущільнення $W_{opt} = W_p - 1\% = 18 - 1 = 17\%$. Як бачимо, у цьому конкретному випадку $W_{opt} = 17\%$ дорівнює вологості грунту у природному стані $W = 17\%$ тобто ефективне ущільнення ґрунту не потребує його дозволоження. При цьому об'ємна вага ґрунту після його ущільнення становить $\gamma_{\text{II}} = p_{ds} \cdot (1 + W_{opt}) \cdot g = 1.7 \cdot (1 + 0.17) \cdot 10 = 19.9$кН/м ^{3}. Отже для грунту ІГЕ-2 що залягає без посередньо під підошвою фундаменту (суглинок твердий просідний, ущільненого з щільністю в сухому стані $p_{ds} = 1.7$г/м^3) знаходимо значення умовного розрахункового опору ґрунту R_0. Будемо мати $R_0 = 300$кПа.

1. Ширина підошви стрічкового фундаменту в першому наближенні визначаємо за формулою

$$b = \frac{N_{0II}}{R_0 \cdot \gamma_m \cdot d} = \frac{40.7}{300 \cdot 20 \cdot 0.8} = 0.008\text{м}$$

Приймаємо $b = 0.8$м (відповідно до розмір стандартних збірних залізобетонних фундаментних плит-подушок, що виготовляються підприємства.

2. При прийняті ширині $b = 0.8$м уточнюємо значення R за формулою.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}[\text{M}_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} \cdot [0.61 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 9.72 + 3.44 \cdot 0.53 \cdot 17.9 + (3.44 - 1) \cdot 2.375 \cdot 17.9$$

$$\cdot +6.04 \cdot 16] = 297.18 \text{ кПа}$$

Приймаємо ширину $= 0.8$м

3. Перевіряємо виконання умов $p_{m\,II} < R$

$$p_{m\,II} = \frac{N_{0II}}{b} + \gamma_m \cdot d = \frac{40.7}{0.8} + 20 \cdot 2.375 = 98.375 \text{ кПа}$$

Висновок**:** Маємо $p_{m\,II} = 98.375$кПа $< R = 297.18$кПа. Умова виконується, остаточно на цій стадії проектування під стіну по осі -2 приймаємо стандартну збірну

залізобетону фундаментну плиту-подушку шириною $b = 0.8$м, та під внутрішню стіну по осі 3/4 шириною $b = 0.8$м, а для подальших розрахунків сумісного осідання основи й фундаменту під зазначену стіну для ґрунтової основи може бути застосована модель лінійно-деформівного середовища.

2.8 Визначення необхідних розмірів підошви монолітного залізобетонного фундаменту стаканного типу

Визначити глибину закладання стаканного фундаменту мілкого закладання під монолітну залізобетонну колону К-1 крайнього ряду (розміри поперечного перерізу колони b_c x h_c 400х600мм) одноповерхової та багатоповерхової частин будівлі з підвальною частиною будівлі.

Будівля знаходиться в м. Мукачево. Значення середньомісячної температур зовнішнього повітря за зимовий період (грудень, січень і лютий) для м. Мукачево становлять відповідно -5.8;-4.2;-2.9°С. Несучий шар ґрунту основи - Суглинок твердий з показником текучості $I_L = 0.063$. Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині d_w=11.9м.

Розрахунок виконуємо у такій послідовності див рис. 3.9.1.

1. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_1, виходячи з розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту d_f, (тобто залежно від кліматичних особливостей району будівництва), що обчислюється за формулою

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = k_h \cdot d_0 \cdot \sqrt{M_1} = 1.1 \cdot 0.23 \cdot \sqrt{5.8 + 4.2 + 2.9} = 0.91\text{м}.$$

2. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_{II} з урахуванням інженерно геологічних умов будівельної ділянки. Відстань від врахованої глибини промерзання ґрунту до рівня ґрунтових вод РГВ у зимовий період становить

$$d_w - d_f = 11.9 - 0.91 = 10.99\text{м} > 2\text{м}.$$

Отже ґрунт що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту (суглинок із показником текучості $L_0 = 0.063 < 0.25$), не може зазнавати морозного здимання глибина закладання фундаменту d_{II} при цьому має бути $d_{II} \geq 0.5 \cdot d_f = 0.5 \cdot 0.91 = 0.46$.

3. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_{III} з урахуванням його конструктивних рішень (необхідність розміщення колони в стаканній частині фундаменту, запобігання продавлювання колоною його плитної частини, дотримання уніфікації розмірів фундаменту та його окремих елементів .

$$d_{III} = h_1 + h_2 + h_3 += 0.9 + 0.05 + 0.85 = 1.8\text{м}$$

Висновок: Остаточна за глибину закладання фундаменту приймаємо максимальне зі значень d_{I}, d_{II} і d_{III} тобто d=d_{III}=1.8м.

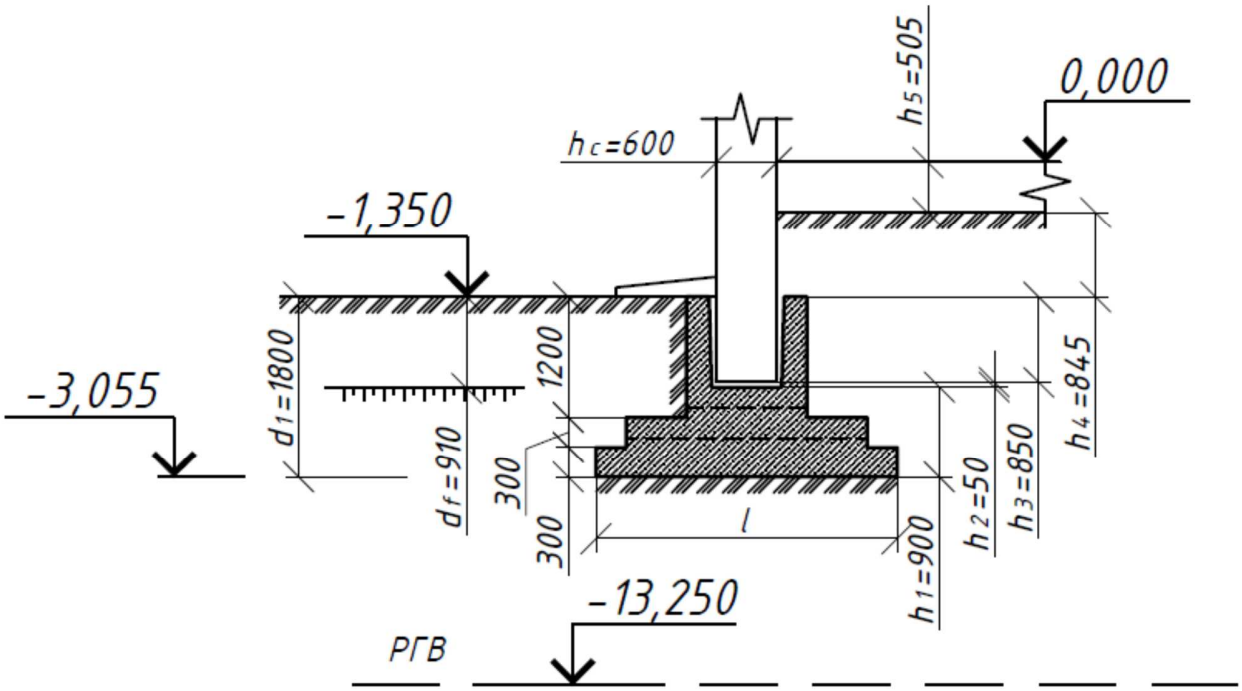


Рис. 2.10 Схема до визначення глибини закладання стовбчастого фундаменту мілкого закладання під монолітну залізобетону колону крайнього ряду.

Інженерно-геологічний розріз будівельної ділянки та дані про виявлені ґрунти наведені відповідно на рис 3.5.1 та в таблиці 3.3.1.

Опорна схема будівлі зображено на листу АБ-2, АБ-3, та АБ-4. За умовну позначку ±0,000 прийняти рівень підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці .

204.7-0.4-1.35=202.95м

де:

204.7м – абсолютна позначка гирла свердловин Св-2

0.5м- товщина ґрунтово-рослинного шару (тобто ґрунт ІГЕ-1)

1.35м - відносна позначка планувальної поверхні землі DL на будівельній ділянці

Будівля має гнучку конструктивну схему . Глибина закладання фундаменту

d=1.8 м (див. рис. 3.9.1) зумовлюють конструктивні рішення будівлі, а саме - необхідність розмістити колону в стаканній частині фундаменту, запобігання продавлювання колоною його плитної частини, дотриманих уніфікованих розмірів фундаментів.

Аналізом інженерно-геологічних умов будівельної ділянки встановлено, що безпосередньо під підошвою фундаменту та вище неї залягає суглинок твердий просідний .(ґрунт ІГЕ-2). Із такими фізико-механічними характеристиками які зазначенні у таблиці 3.3.1 та міцність характеристик грунта (φ і с) визначені безпосередніми випробуваннями.

Вертикальне розрахункове навантаження на 1 пог.м довжини фундаменту К-1N_{0II}= 229.47кН/м (ось 2) , К-2 N_{0II}= 696.35кН/м; та під К-3 N_{0II}= 835.59кН/м .

Фундамент під колону – позацентрово навантажена конструкція.

Визначення розміри підошви фундаменту bxl здійснюємо методом послідовних наближень у такому порядку:

1. В основі залягає шар товщиною 5.7м структурно нестійкий суглинок твердий просідний (ґрунт ІГЕ-2), при цьому становлений, що ґрунт умови будівельної ділянки відносять до І-го типу за просіданням. Спорудження фундаментів

мілкого закладання можливе лише у випадку влаштування штучної основи з покращеними природніми властивостями просідного грунта ІГЕ-2.

Оскільки для просідного ґрунту коефіцієнт водонасичення $S_r = 0.589 < 0.7$ і щільність сухого грунту $p_d = p/(1+W) = 1.79/(1+0.17) = 1.53$г /см^3 < 1.55г / см^3 , то застосовуємо рекомендований для подібних випадків спосіб покращення ущільнення ґрунту важкими трамбівками з його попереднім до зволоженням до оптимальної вологості W_{opt} (для глинистих ґрунтів приймають $W_{opt} = W_p - 1 \ldots 3\%$ при якій досягається найбільша ефективність ущільнення й найменші витрати фізичної праці та енергоресурсів .

Ущільнення здійснюємо до досягнення щільності ґрунту в сухому стані $p_{ds} = 1.7$ г/м^3 при оптимальній вологості ущільнення $W_{opt} = W_p - 1\% = 18 - 1 = 17\%$. Як бачимо, у цьому конкретному випадку $W_{opt} = 17\%$ дорівнює вологості грунту у природному стані $W = 17\%$тобто ефективне ущільнення ґрунту не потребує його до зволоження. При цьому об'ємна вага ґрунту після його ущільнення становить $\gamma_{\text{II}} = p_{ds} \cdot \left(1 + W_{opt}\right) \cdot g = 1.7 \cdot (1 + 0.17) \cdot 10 = 19.9$кН/м ^{3}. Отже для грунту ІГЕ-2 що залягає без посередньо під підошвою фундаменту (суглинок твердий просідний, ущільненого з щільністю в сухому стані $p_{ds} = 1.7$г/м^3) знаходимо значення умовного розрахункового опору грунту R_0. Будемо мати $R_0 = 300$кПа.

2. Розміри прямокутної форми в плані підошви стовпчастого фундаменту в першому наближенні визначаємо за формулою

$$b = \sqrt{(\frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_m \cdot d})}/\eta = \sqrt{(\frac{229.47}{300 - 20 - 1.2})}/1.5 = 0.91$$

Приймаємо $b = 1.2$м (кратне 300) і l=$\eta \cdot b = 1.5 \cdot 1.2 = 1.8$м(кратне 300)

3. При прийнятих розмірах К-1 (b x l = 1.8 x 1.8 м.)К-2 (b x l = 1.8 x 2.4 м.), К-3 (b x l = 2.1 x 2.7 м.), уточнюємо значення R . у результаті маємо:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [\text{M}_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} \cdot [0.61 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 19.9 + 3.44 \cdot 1.8 \cdot 17.9 + (3.44 - 1) \cdot 0 \cdot 17.9 \cdot +6.04 \cdot 16] = 276.67 \text{ кПа}$$

4. Коректуємо розміри b і l при уточненому значенні $R = 276.67$ кПа

$$b = \sqrt{(\frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_m \cdot d})/\eta} = \sqrt{(\frac{229.47}{276.67 - 20 \cdot 1.2})/1.5} = 0.95$$

Приймаємо розміри $b = 1.2$м (кратне 300) і l=$\eta \cdot b = 1.5 \cdot 1.2 = 1.8$м(кратне 300)

4. 5. Перевіряємо виконання умов $p_{m\,II} < R$; $p_{m\,II\,max} < 1.2 \cdot R$; $p_{m\,II\,min} < 0$; Будемо мати наступне.

$$p_{m\,II} = \frac{N_{0II}}{\text{A}\, b \cdot l} + \gamma_m \cdot d = \frac{229.47}{1.2 \cdot 1.8} + 20 \cdot 1.8 = 142.24 \text{ кПа} < R = 276.67 \text{ кПа}$$

$$p_{m\,II\,max} = p_{m\,II} + \frac{M_{II} \cdot F_{ohII} \cdot h_f}{W} = 142.24 + \frac{45 + 25 \cdot 1.8}{0.648} = 281.12\text{кПа} < 1.2 \cdot 276.67 = 332.004\text{кПа}.$$

$$p_{m\,II\,min} = p_{m\,II} - \frac{M_{II} \cdot F_{ohII} \cdot h_f}{W} = 142.24 - \frac{45 + 25 \cdot 1.8}{0.648} = 3.35\text{кПа} > 0$$

Висновок: Усі умови виконуються, отже остаточно на цьому етапі К-1, К-2, К-3 – приймаємо стовпчастий монолітний залізобетонний фундаменти із прямокутною формою в плані підошви розміром К-1 (b x l = 1.2 x 1.8 м.)К-2 (b x l = 1.8 x 2.4 м.), К-3 (b x l = 2.1 x 2.7 м.), а для подальших розрахунків сумісних осідань основи й фундаменту під зазначені колони для ґрунтової основи може бути застосована модель лінійно-деформованого середовища.

2.9 Визначення сумісного осідання основи і стрічкового фундаменту мілкого закладання

Визначення сумісне осідання основ і стрічкового фундаменту мілкого закладання методом пошарового підсумовування по осі-2.

Ширина підошви фундаменту b = 0.8м, глибина закладання фундаменту від поверхні розпланованого рельєфу $d = 2.905$м, середній тиск $p_{m\,II} = 98.375$кПа, Дані про інженерно-геологічні умови будівельної ділянки наведені у таблиці 2.10 та рис. 3.11.

1. Геологічний переріз будівельної ділянки, у вертикальному масштабі нанесемо поперечні окреслення проектованого фундаменту по ширині b.

2. Ґрунтова основа, що розташована нижче підошви фундаменту до глибини $\mathrm{b} \cdot 12 = 0.8 \cdot 12 = 9.6$м розбиваємо на елементарні шари товщиною $h_i = 0.4 \cdot b = 0.4 \cdot 0.8$

3. Вираховуємо природні тиски $\sigma_{zg,0}$ на границях елементарних шарів за формулою. Будемо мати:

$$\sigma_{zg.sat.\mathrm{i}} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_{sat,n} \cdot h_i$$

а) на рівні підошви фундаменту .

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d = 17.9 \cdot 2.905 = 51.9\text{кПа}.$$

б) на підошві 1-го елементарного шару .

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma \cdot h_1 = 51.9 + 19.9 \cdot 0.32 = 58{,}2.\,\text{кПа}.$$

в) на підошві 2-го елементарного шару .

$$\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma \cdot h_2 = 58.2 + 19.9 \cdot 0.32 = 64.56.\,\text{кПа}.$$

І т. д по 41-го елементарних шарів.

Результати обчислення заносимо на рис.3.10.1. Після розрахунків будуємо епюру природних тисків σ_{zg} зліва від вертикалі, що проходить через центр ваги підошви фундаменту, починаючи її від позначки природнього рельєфу NL ,

4. Визначаємо додатковий тиск на основу на рівні підошви фундаменту за формулою.

$$\sigma_{zp,0} = p_{0II} = p_m - \sigma_{zg,0} = 98.375 - 51.39 = 46.985\text{кПа}.$$

Знайдену величину $\sigma_{zp,0} = p_{0II}$ відкладаємо на позначці підошви фундаменту FL (при z=0) справа від вертикалі.

5. Визначаємо відстань z_i від підошви фундаменту до нижніх границь (підошв) елементарних шарів. Результати обчислень заносим на рис. 2.10.

Для кожного з елементів шарів знаходимо значення відносної глибини $\zeta_i = 2 \cdot z_i / b$.

Знаходимо додатковий тиск на границях елементарних шарів z_i за формулою $\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_{0II}$

Для нашого випадка будемо мати:

Результати обчислення занесені у таблиці 2.10.

Таблиця 2.10 Сумісного осідання основи і стрічкового фундаменту мілкого закладання.

№	z	ξ	α	σzg	σzp
0	0	0	1	51.9	46.99
1	0.32	0.8	0.881		41.39
2	0.64	1.6	0.642		30.16
3	0.96	2.4	0.477		22.41
4	1.28	3.2	0.374		17.57
5	1.6	4	0.306	84.07	14.38
6	1.92	4.8	0.258		12.12
7	2.24	5.6	0.223		10.48
8	2.56	6.4	0.196		9.21
9	2.88	7.2	0.175		8.22
10	3.155	7.8875	0.16	115	7.52

6. Знаходимо нижню границю стисливої товщі ВС на глибині $z_i = \mathrm{H_c}$ де задовольняється умова $\sigma_{zp,i} \leq k \cdot \sigma_{zg}$. Оскільки для нашого випадку ширина підошви фундаменту b=0.8м<5.0м то цю границю приймаємо на рівні підошви фундаменту на рівні підошви 5-го елементарного шару, де

$\sigma_{zp,i} = 14.38\text{кПа} \leq k \cdot \sigma_{zg} = 0.2 \cdot 84.07 = 16.81\text{кПа}.$

7. Визначаємо середнє значення додаткового тиску $\sigma_{zp,i}$ для кожного елементарного шару у межах стисливої товщі Нс. У результаті матимемо.

Таблиця 2.11 Осідання елементарних шарів додаткового тиску $\sigma_{zp,i}$.

№	σzp в	σzp н	σzp i	E кПа	h i ,см	S i,см
1	46.99	41.39	44.18939	25000	32.00	0.045
2	41.39	30.16	35.77908	25000	32.00	0.037
3	30.16	22.41	26.28811	25000	32.00	0.027
4	22.41	17.57	19.99212	25000	32.00	0.020
5	17.57	14.38	15.9749	25000	32.00	0.016
6	14.38	12.12	13.24977	25000	32.00	0.014
7	12.12	10.48	11.29989	25000	32.00	0.012
8	10.48	9.21	9.843358	25000	32.00	0.010
9	9.21	8.22	8.715718	25000	32.00	0.009
10	8.22	7.52	7.869988	25000	27.50	0.007
11	7.52	7.42	7.470615	8000	4.50	0.003

8. Отриману розрахункову величну сумарного осідання s порівнюємо з відповідним граничним значенням s_u. У результаті будемо мати

$$s = 0.2\text{см} < s_u = 12\text{см}.$$

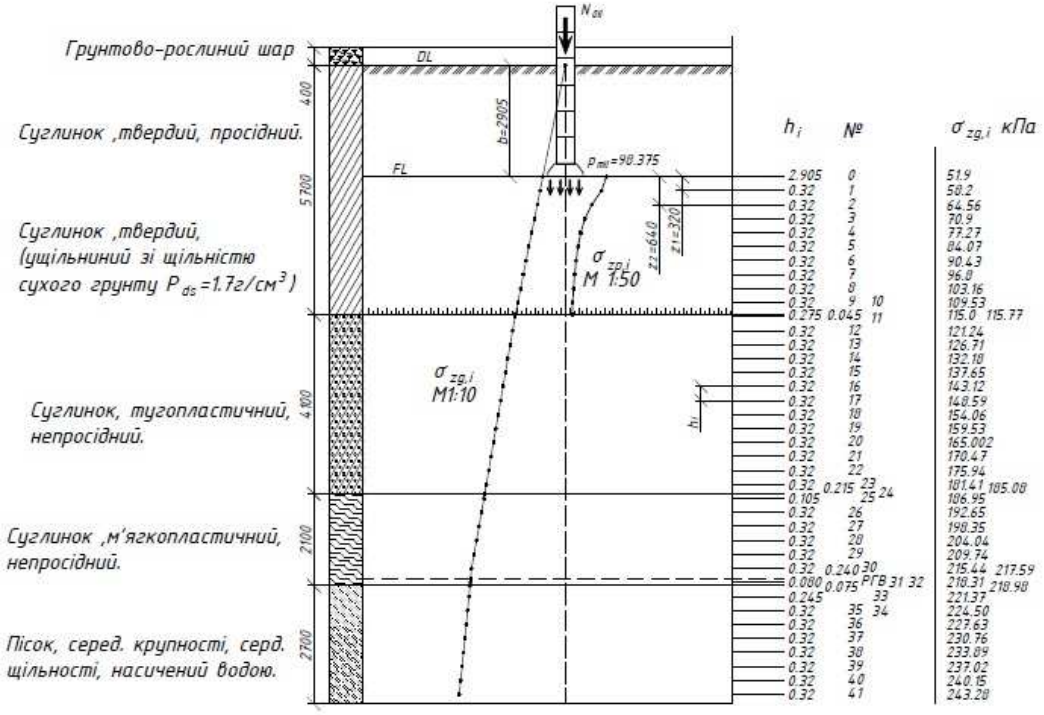


Рис. 2.11 – осідання елементарних шарів стрічкового фундаменту.

2.10 Визначення сумісного осідання основи і стаканного типу з прямокутним в плані формою підошви фундаменту

Визначити суміжне осідання основи і стаканого типу з прямокутним в плані формою підошви фундаменту мілкого закладання під колону середнього ряду **К-2** багатоповерхової будівлі з повним залізобетонним каркасом.

Ширина підошви фундаменту b x l = 1.8 x 2.4 м., глибина закладання фундаменту від поверхні розпланованого рельєфу $d = 2.905$м, середній тиск $p_{m\,II} = 201.38$ кПа, Дані про інженерно-геологічні умови будівельної ділянки наведені у таблиці 3.3.1 та рис. 3.5.1.

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів визначаємо у відповідності з п. 7.3.5 ДБН В.2.1-10-2009 [3].

Для нашого випадку будемо мати.

Для ІГЕ-2 Суглинок твердий просідний.

$P_{II} = P_n = 1.79$г/см^3; $P_I = P_n/\gamma_{g(P)} = 1.79/1.05 = 1.7$ г/см^3;

$\varphi_{II} = \varphi_n = 22°$; $\varphi_I = arctg(tg\varphi_n/\gamma_{g(P)} = arctg(tg22°/1.15)$=19.4°;

$c_{II} = c_n = 16°$; $c_I = c_n/\gamma_{g(P)} = 16/1.5 = 10.7$ кПа

Для ІГЕ-3 Суглинок тугопластичний непросідний.

$P_{II} = P_n = 1.71$г/см^3; $P_I = P_n/\gamma_{g(P)} = 1.71/1.05 = 1.62$ г/см^3;

$\varphi_{II} = \varphi_n = 16°$; $\varphi_I = arctg(tg\varphi_n/\gamma_{g(P)} = arctg(tg16°/1.15)$=14.0°;

$c_{II} = c_n = 15°$; $c_I = c_n/\gamma_{g(P)} = 15/1.5 = 10.0$ кПа

Для ІГЕ-4 – Суглинок м’ягкопластичні непросідний.

$P_{II} = P_n = 1.78$г/см^3; $P_I = P_n/\gamma_{g(P)} = 1.78/1.05 = 1.695$г/см^3;

$\varphi_{II} = \varphi_n = 14°$; $\varphi_I = arctg(tg\varphi_n/\gamma_{g(P)} = arctg(tg14°/1.15)$=12.2°;

$c_{II} = c_n = 14°$; $c_I = c_n/\gamma_{g(P)} = 14/1.5 = 9.3$кПа

Для ІГЕ-5 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.

$P_{II} = P_n = 1.97$г/см^3; $P_I = P_n/\gamma_{g(P)} = 1.97/1.05 = 1.876$г/см^3;

$\varphi_{II} = \varphi_n = 36°$; $\varphi_I = arctg(tg\varphi_n/\gamma_{g(P)} = arctg(tg36°/1.15)$=33.4°;

$c_{II} = c_n = 16°$; $c_I = c_n/\gamma_{g(P)} = 2/1.5 = 1.33$кПа

1. Геологічний переріз будівельної ділянки, у вертикальному масштабі нанесемо поперечні окреслення проектованного фундаменту по ширині b.

2. Грунтова основа, що розташована нижче підошви фундамента до глибини $\mathrm{b} \cdot 6 = 1.8 \cdot 6 = 10.8$м розбиваємо на елементарні шари товщиною $h_i = 0.4 \cdot \mathrm{b} = 0.4 \cdot 1.8 = 0.72$м.

3. Вираховуємо природні тиски $\sigma_{zg,0}$ на границях елементарних шарів за формулою. Для нашого випадку будемо мати:

$$\sigma_{zg.sat.\mathrm{i}} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_{sat,n} \cdot h_i$$

а) на рівні підошви фундаменту .

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d = 17.9 \cdot 2.905 = 51.9\text{кПа}.$$

б) на підошві 1-го елементарного шару .

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma \cdot h_1 = 51.9 + 19.9 \cdot 0.72 = 66.22.\,\text{кПа}.$$

в) на підошві 2-го елементарного шару .

$$\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma \cdot h_2 = 66.22 + 19.9 \cdot 0.72 = 80.55.\,\text{кПа}.$$

І т. д по 20-го елементарних шарів.

Після розрахунків будуємо епюру природних тисків σ_{zg} зліва від вертикалі, що проходить через центр ваги підошви фундаменту, починаючи її від позначки природнього рельєфу NL ,

4. Визначаємо додатковий тиск на основу на рівні підошви фундаменту за формулою.

$$\sigma_{zp,0} = p_{0II} = p_m - \sigma_{zg,0} = 201.38 - 51.39 = 141.99\text{кПа}.$$

Знайдену величину $\sigma_{zp,0} = p_{0II}$ відкладаємо на позначці підошви фундаменту FL (при z=0) справа від вертикалі.

5. Визначаємо відстань z_i від підошви фундаменту до нижніх границь (підошв) елементарних шарів.

Для кожного з елементів шарів знаходимо значення відносної глибини $\zeta_i = 2 \cdot z_i / b$.

Знаходимо додатковий тиск на границях елементарних шарів z_i за формулою

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_{0II}$$

Для нашого випадка будемо мати:

Результати обчислення занесені у таблиці 3.11.1.

Таблиця 2.11 - Сумісного осідання основи і стовбчастого фундаменту мілкого закладання

№	z	ξ	α	σzg	σzp
0	0	0	1	51.9	141.99
1	0.72	0.8	0.853		121.12
2	1.44	1.6	0.544		77.24
3	2.16	2.4	0.337		47.85
4	2.88	3.2	0.22	107.51	31.24
5	3.6	4	0.153		21.72
6	4.32	4.8	0.111	121.27	15.76
7	5.04	5.6	0.084		11.93
8	5.76	6.4	0.066		9.37
9	6.48	7.2	0.052		7.38
10	7.2	8	0.043		6.11
11	7.92	8.8	0.037	177.29	5.25

6. Знаходимо нижню границю стисливої товщі ВС на глибині $z_i = \mathrm{H_c}$ де задовольняється умова $\sigma_{zp,i} \leq k \cdot \sigma_{zg}$. Оскільки для нашого випадку ширина підошви фундаменту b=1.8м<5.0м то цю границю приймаємо на рівні підошви фундаменту на рівні підошви 6-го елементарного шару, де

$\sigma_{zp,i} = 15.76\text{кПа} \leq k \cdot \sigma_{zg} = 0.2 \cdot 121.27 = 24.25\text{кПа}$.

6. Визначаємо середнє значення додаткового тиску $\sigma_{zp,i}$ для кожного елементарного шару у межах стисливої товщі Нс. У результаті матимемо.

Таблиця 2.12- Осідання елементарних шарів додаткового тиску $\sigma_{zp,i}$.

№	σzp в	σzp н	σzp i	E кПа	h i ,см	S i,см
1	141.99	121.12	131.5537	25000	72.00	0.303
2	121.12	77.24	99.18002	25000	72.00	0.229
3	77.24	47.85	62.5466	25000	72.00	0.144
4	47.85	31.24	39.54422	25000	63.50	0.080
5	31.24	21.72	26.48114	8000	8.50	0.023
6	21.72	15.76	18.74268	8000	72.00	0.135
7	15.76	11.93	13.84403	8000	72.00	0.100
8	11.93	9.37	10.64925	8000	72.00	0.077
9	9.37	7.38	8.37741	8000	72.00	0.060
10	7.38	6.11	6.744525	8000	72.00	0.049
11	6.11	5.25	5.6796	8000	41.50	0.024

8. Отриману розрахункову величну сумарного осідання s порівнюємо з відповідним граничним значенням s_u. У результаті будемо мати

$$s = 1.22\text{см} < s_u = 12\text{см}.$$

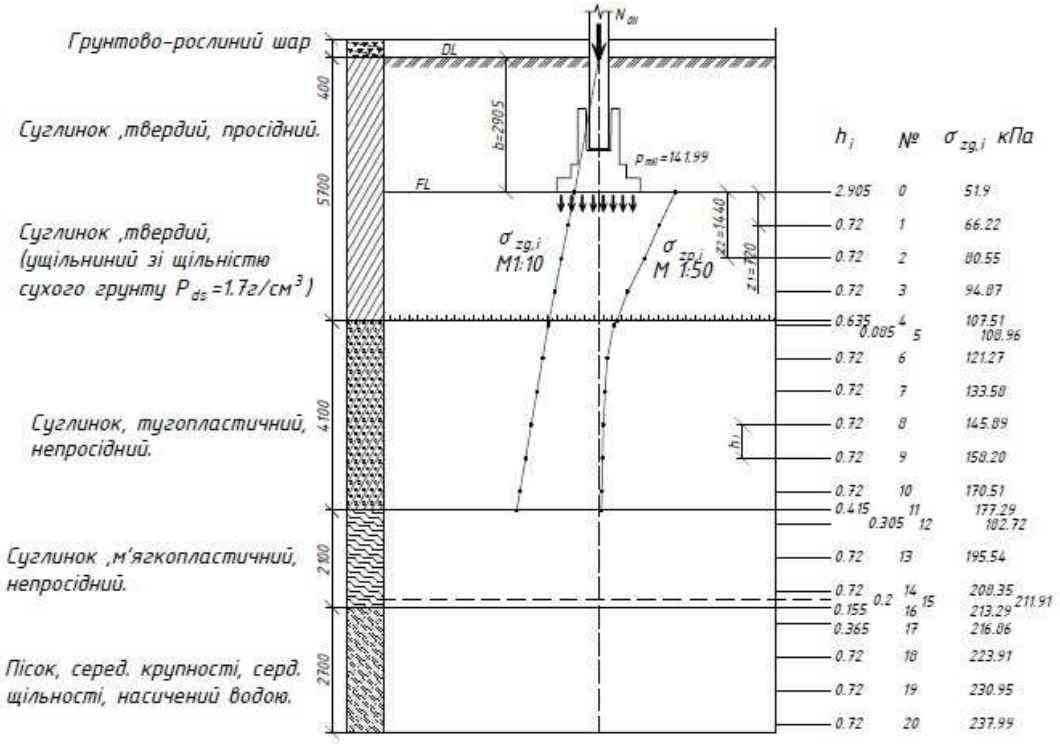


Рис. 2.12 – осідання елементарних шарів стовбчастого фундаменту

РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний

3.1 Моделювання ферми із гнуто-зварних профілів

Модель ферми із гнуто-зварних профілів створювалась в ПК ЛІРА. Граничні умови відповідають шарнірно опертій конструкції. Для коректного розрахунку задавались типом скінченного елементу – верхній пояс, нижній пояс, розкоси та опорні елементи. Довжина ферми становить 27,25 м, висота 2,15 м. Матеріал – сталь С245

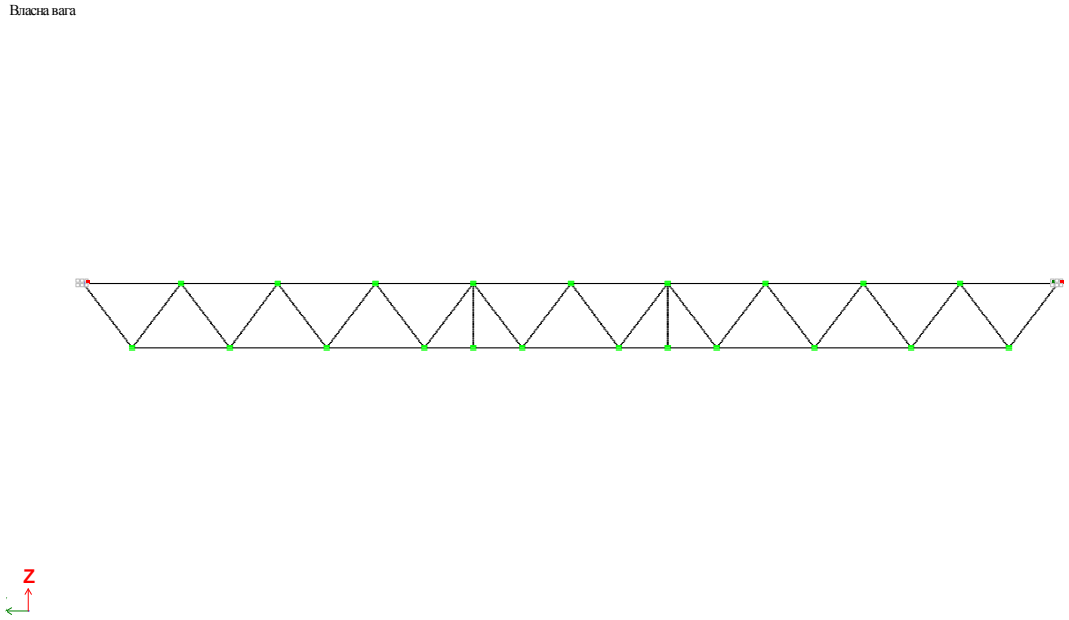


Рис.3.1 Стержнева скінченно-елемента модель ферми

На ферму прикладені зусилля від власної ваги конструкції покриття та снігові навантаження. Величини наведені в таб.3.1-3.2

Таблиця 3.1 Постійне навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1м^2

Елементи покрівлі	Характеристичне навантаження кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням , γ_f	Розрахункове навантаження кН/м^2
ПВХ мембрана t=1.2мм	0.015	1.2	0.018
Три шари руберойду на бітумній мастиці 0,2 • 0,95 = 0,19	0.16	1.2	0.192
Стяжка з цементно-піщаного розчину 0.03•18	0.54	1.3	0.702
Плівка пароізоляційна	0.05	1.3	0.065
Утеплювач, мінераловатні плити $\rho =$ 2,5кН/м^3, t = 80 мм	0.2	1.3	0.26
Плівка пароізоляційна	0.05	1.3	0.065
Плита перекриття з/б плита ребриста	1.6	1.1	1.76
Разом	2.62		g=3.062
Те саме, з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0.95$	2.49		g_n =2.9

Підрахунок вузлових навантажень

- При дії постійних навантажень

$$G_1 = g \cdot l_1 = 17.4 \cdot 3.15 = 54.81\ kH.$$

де

$$l_1 = \frac{l_1 \cdot l_2}{2} = \frac{3301 + 3015}{2} = 3158\text{мм}$$

$$G_2 = g \cdot l_2 = 17.4 \cdot 3.02 = 52.54\ kH$$

$$G_3 = g \cdot l_3 = 17.4 \cdot 3.017 = 52.49\ kH$$

$$G_4 = g \cdot l_3 = 17.4 \cdot 3.01 = 52.37\ kH$$

- При дії короткотривалих навантажень

$$P_1 = S_m \cdot B \cdot \frac{l_{\text{п}1} \cdot L_{\text{п}2}}{2} = 1.32 \cdot 6 \cdot \frac{3 + 2.92}{2} = 23.44kH$$

$$P_2 = S_m \cdot B \cdot \frac{l_{п2} \cdot l_{п3}}{2} = 1.32 \cdot 6 \cdot \frac{2.92 \cdot 2.93}{2} = 23.16\ kH$$

$$P_3 = S_m \cdot B \cdot \frac{l_{п3} \cdot l_{п4}}{2} = 1.32 \cdot 6 \cdot \frac{2.93 \cdot 3.0}{2} = 23.48\ kH$$

$$P_4 = S_m \cdot B \cdot \frac{l_{п4} \cdot l_{п5}}{2} = 1.32 \cdot 6 \cdot \frac{3.0 \cdot 3.0}{2} = 23.76\ kH$$

Від покрівлі

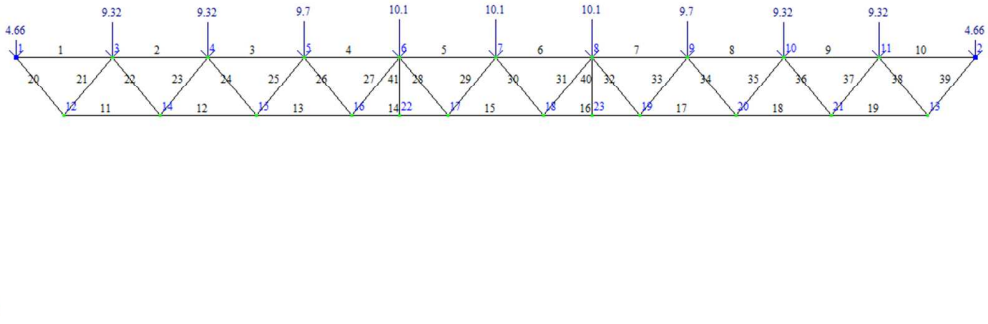


Рис.3.2 Схема прикладання навантаження від власної ваги конструкцій покриття

Розрахункове граничне снігове навантаження на 1м^2 горизонтальної поверхні землі становить:

$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \cdot \gamma_n = 1.0 \cdot 1.39 \cdot 1.0 \cdot 0.95 = 1.32$ кН/м^2;

Розрахункове експлуатаційне снігове навантаження:

$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C \cdot \gamma_n = 0.49 \cdot 1.39 \cdot 1.0 \cdot 0.95 = 0.65$ кН/м^2;

де: γ_{fe}- коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження при $\eta = 0.02$.

Рівномірне розподілене навантаження слід привести до зосередженого, прикладеного у вузлах верхнього поясу ферми:

- Снігове навантаження.

$F_1 = S_m \cdot B \cdot a = 1.32 \cdot 6 \cdot 3 = 23.76$кН; $F_2 = 0.5 \cdot F_1 = 11.88$кН;

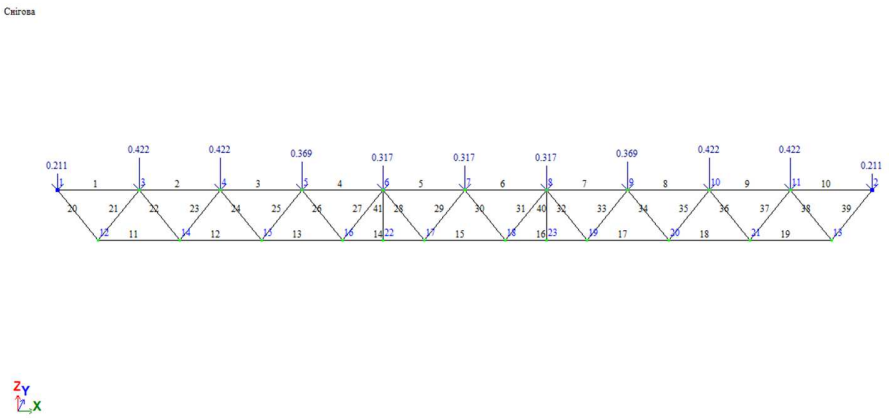


Рис.3.3 Схема дії снігового навантаження.

Сейсмічне навантаження формується на основі заданих зовнішніх впливів.

3.2 Результати динамічного розрахунку ферми

В результаті проведеного розрахунку визначено власні частоти та періоди коливань ферми при дії сейсмічних навантажень (Табл3.2).

Табл.3.2 Власні значення, частоти, періоди коливань

N п/п	Власн.значення	Частоти		Періоди	Коефіцієнт розподілу	Модальна маса у %	
		Рад/с	Гц	с			
1	0.064516	15.45	2.468	0.4051	-1.328020	54.4	54.4
2	0.018962	52.73	8.39	0.1190	-0.391700	4.73	59.13
3	0.013509	74.02	11.78	0.0848	1.022752	32.26	91.34
4	0.009593	104.25	16.56	0.0602	-0.195761	1.18	92.57
5	0.006636	150.68	23.9	0.0416	0.011946	0.00440	92.58
6	0.005161	193.74	30.8	0.0324	-0.264793	2.16	94.74
7	0.004711	212.28	33.8	0.0295	0.298139	2.74	97.48
8	0.004285	233.38	37.16	0.0269	0.092792	0.26	97.75
9	0.003831	261.03	41.56	0.0240	-0.097553	0.29	98.04
10	0.003541	282.44	44.979	0.0222	0.009331	0.0026	98.049
11	0.003388	295.13	46.99	0.0212	0.039966	0.0492	98.09
12	0.003024	330.70	52.65	0.0189	0.140227	0.60	98.7
13	0.002319	431.20	68.66	0.0145	-0.153432	0.72	99.43
14	0.001926	519.33	82.69	0.0120	-0.082468	0.209	99.64

15	0.001679	595.43	94.81	0.0105	0.083410	0.214	99.85
16	0.001518	658.55	104.86	0.009	0.050099	0.077	99.93
17	0.001414	707.39	112.64	0.0088	-0.040704	0.051	99.98
18	0.001350	740.72	117.95	0.0084	-0.021452	0.014	99.99
19	0.001320	757.62	120.64	0.0082	-0.007852	0.00190	100.0

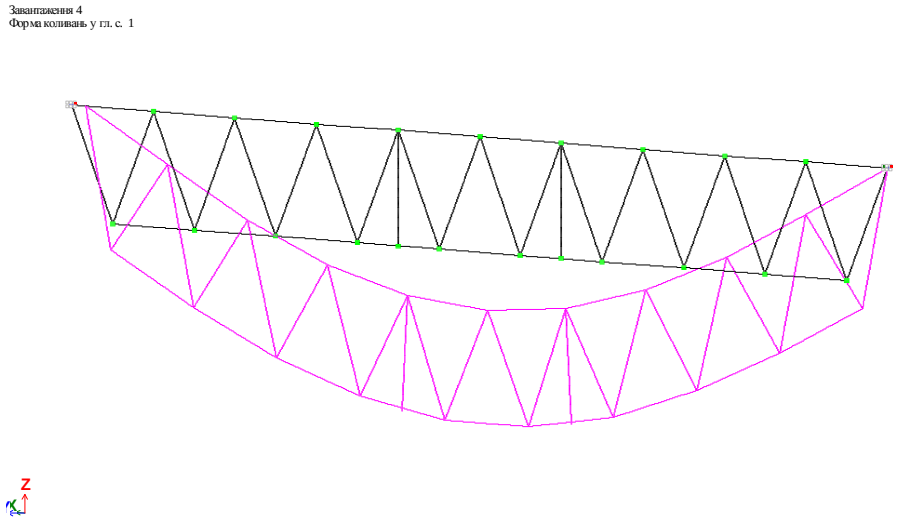


Рис.3.4 Перша форма коливань ферми

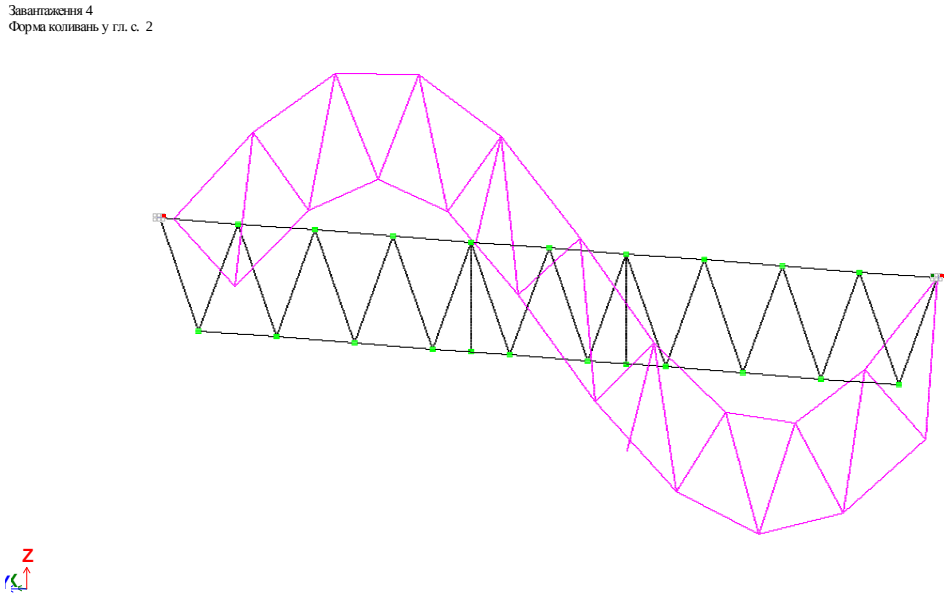


Рис.3.4 Друга форма коливань ферми

В результаті скінченно-елементного моделювання роботи ферми при дії сейсмічних навантажень, встановлено, що за першими трьома модами можливе виникнення резонансу між досліджуваною конструкцією та сейсмічним навантаженням. Оскільки частота коливань землетрусів становить 0,5-10 Гц. Таким чином необхідно вжити задів по підвищенню сейсмостійкості ферми. До них відноситься зміна маси конструкції та зміна жорсткості конструкції.

Оскільки, згідно проектних рішень передбачається влаштування прогонів по верхньому поясу ферми, то такий конструктивний захід вплине на розрахункові довжини, а отже і на жорсткість ферми вцілому.

Табл.3.3 Власні значення, частоти, періоди коливань при наявності прогонів

N п/п	**Власн.значення**	**Частоти**		**Періоди**	**Коефіцієнт розподілу**	**Модальна маса у %**	
		Рад/с	**Гц**	**с**			
1	0.0651	15.45	12.4	0.401	-1.320020	52.4	52.4
2	0.0186	52.73	18.4	0.110	-0.390700	4.53	58.13
3	0.0130	74.02	19.8	0.088	1.020752	32.6	90.34
4	0.0099	104.25	22.56	0.062	-0.194761	1.8	90.7
5	0.00666	150.68	24.9	0.046	0.012946	0.0140	92.8
6	0.00511	193.74	32.5	0.034	-0.264793	2.167	94.44
7	0.00411	212.28	34.2	0.025	0.296139	2.74	97.58
8	0.00425	233.38	37.4	0.029	0.098892	0.22	97.25
9	0.00381	261.03	41.6	0.0240	-0.094753	0.29	98.04
10	0.00351	282.44	44.6	0.02	0.008531	0.0026	98.049
11	0.00388	295.13	46.5	0.021	0.038866	0.0492	98.09
12	0.00304	330.70	50.5	0.0189	0.140127	0.60	98.7
13	0.00219	431.20	60.7	0.0145	-0.15342	0.72	99.43
14	0.00126	519.33	82.9	0.0120	-0.082468	0.209	99.64
15	0.00179	595.43	94.1	0.0105	0.083210	0.214	99.85
16	0.00118	658.55	104.6	0.009	0.050299	0.077	99.93
17	0.00114	707.39	112.4	0.0088	-0.040704	0.051	99.98
18	0.00130	740.72	117.5	0.0084	-0.021152	0.014	99.99
19	0.001320	757.62	120.4	0.0082	-0.007752	0.00190	100.0

3.3 Висновки

Таким чином, в результаті скінченно-елементного моделювання сейсмічного впливу, встановлено, що додаткове закріплення верхнього поясу ферми, шляхом влаштування прогонів, підвищує жорсткість та сприяє запобіганню виникненню резонансу.

РОЗДІЛ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Законові.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон

визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві

4.1.2 Охорони праці і техніка безпеки при зведені мистецько-спортивного комплексу

Правильна організація охорони праці під час виконання робіт в умовах існуючої забудови є надзвичайно важливим питанням через специфіку виконуваних робіт.

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздам для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити.

До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огороджені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає

тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмо підвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується.

Зона електропрогрівання бетону повинна бути огороджена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

4.1.3 Вентиляція мистецько-спортивного комплексу

Розрахункова місткість складає 953 чол. Згідно проекту для залу передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря ($м^3$ /год.), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N$$

де L′ – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об‘єму приміщення, $м^3$ /(год·люд);

N – кількість людей.

Питомий об‘єм приміщення Vn, ($м^3$ /люд), визначається за формулою

$$Vn = V / N,$$

де V – об‘єм приміщення, $м^3$. Величина нормативної кількості повітря V′ визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об‘єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0{,}85 = 2150 \cdot 12{,}5 \cdot 0{,}85 = 22844\, м^3$$

де:

H- висота приміщення;

S-площа приміщення. Питомий

вільний об‘єм складає:

$$V' = V / N = 22844 / 953 = 23{,}97\ м^3/люд > 20\ м^3/люд.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при V′ > 20м ^{3} /люд становить 30 м^3 /(год·люд).

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції:

$$L = L' \cdot N = 30 \cdot 953 = 28590\ м^3/год.$$

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

Висновки**:**

Організація охорони праці під час виконання добудови є надзвичайно складною через специфіку виконуваних робіт, особливо в умовах існуючої забудови .

Кожен громадянин України має право на належні, безпечні і здорові умови праці, гарантовані статтею 43 Конституції України.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавство України про цивільний захист

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов’язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов’язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб’єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

4.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;

- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;

- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

В спортивних комплексах у багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації і в торгових залах передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м^2 кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість залів приймається з розрахунку не менше 1,35 м^2 на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

- Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- Незадимлюваність шляхів евакуації;
- Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» спортивні зали відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Спортивні зали мають площу 2150 м² кожен. Згідно ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в торговому залі визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

де: S - площа залу, $S = 2150 м^2$

s_1 - площа на одну людину $s_1 = 1{,}35 м^2$

$$n = \frac{2150}{1.35} = 953\text{чол}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65\ \text{А}$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно норм на 1 м ширини евакуаційного виходу для залів II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів з торгових залів:

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65\ \text{А}$$

де: n - максимальне число людей, які знаходяться в торговому залі, $n = 880$*чол*

n_1 - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 165$*чол/ м*

$$b = \frac{880}{165} = 5.8\ \text{м}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65\ \text{А}$$

Висновки:

У даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів для запроектованої будівлі становить 5,8м.

ВИСНОВКИ

Запроектована будівля громадського призначення – мистецько-спортивний комплекс.

В «**Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва мистецько-спортивного комплексу.

Обґрунтовано об’ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці, що розташована у частині міста, яка має хороший зв'язок з інфраструктурою міста. Приведено конструктивні рішення щодо фундаментів, стін та перегородок, перекриттів поверхів, покрівлі, сходів та підлоги.

У «**Розрахунково-конструктивному розділі»** здійснено розрахунок та конструювання залізобетонних елементів будівлі, зокрема, залізобетонної колони, Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції, і проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано стрічковий фундамент під будівлю та фундамент стаканного типу під колону.

У «Науково-дослідному розділі» розроблено скінченно-елементну модель ферми із гнуто-зварних профілів. Досліджено власні частоти і періоди коливань при дії сейсмічних навантажень. Встановлено, що при наявності закріплень верхнього поясу прогонами вдається запобігти виникненню резонансу.

У розділі «**Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт при зведенні мистецько-спортивного комплексу. Розроблено евакуаційні шляхи для виходу із будівлі при пожежі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.

2. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.

3. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

4. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.

5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.

6. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.

7. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.

8. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.

9. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

10. Ю.О. Крусь. Основи та фундаменти: Курсове і дипломне проектування: Навчальний посібник.-Рівне: НУВГП,2011.-214 с.

11. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.

12. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.

13. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев.: Высшая школа, 1982. - 298с.

14. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

15. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.