

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ ГЕОТЕХНОЛОГІЙ

ВИПУСКНА
МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА

тема роботи: РОЗРОБКА УДОСКОНАЛЕНОГО КРІПЛЕННЯ ДЛЯ ВИРОБОК
ВЕЛИКОГО ПЕРЕРІЗУ

Магістрант: Бровко В.Д.
Наук. керівник: кандидат технічних наук,
доцент Козаріз В.Я.

Кривий Ріг
2024

Криворізький національний університет
Гірничо-металургійний факультет
Кафедра будівельних геотехнологій

ВИПУСКНА
МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА

Освітньо-кваліфікаційний рівень «магістр»

на тему: РОЗРОБКА УДОСКОНАЛЕНОГО КРІПЛЕННЯ ДЛЯ ВИРОБОК
ВЕЛИКОГО ПЕРЕРІЗ

Виконав студент групи ГБ - 23м
Спеціальності 184 «Гірництво»
ОПП «Шахтне і підземне будівництво»
Бровко В.Д.
Керівник кандидат технічних наук, доцент
Козаріз В.Я

Кривий Ріг
2024

**ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«Криворізький національний університет»**

Факультет	<u>гірничо-металургійний</u>
Кафедра	<u>будівельних геотехнологій</u>
ОКР	<u>IV</u>
Спеціальність	<u>184 «Гірництво»</u>
ОПП	<u>Шахтне і підземне будівництво</u>

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедру БГТ
д.т.н., проф. Андреев Б.М.

« ____ » грудня 2024 р.

**ЗАВДАННЯ
НА МАГІСТЕРСЬКУ РОБОТУ СТУДЕНТОВІ**

гр. ГБ-23м Бровко Валерію Дмитровичу

1. Тема роботи: «Розробка удосконаленого кріплення для виробок великого перерізу»

Керівник проекту канд. техн. наук., доцент Козаріс Володимир Янкович
затверджено наказом № 201с від 06.03.2024 р.

2. Термін здачі студентом закінченої роботи 12 грудня 2024 р.

3. Вихідні данні до роботи: Геологічна характеристика порід кар'єру ПГЗК.
Дані для дослідження технології зведення монолітного бетонного кріплення
виробок великого перерізу.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки:
Аналіз досвіду спорудження камерних виробок в міцних породах на гірничих підприємствах. Розробка моделі камери перевантажувального вузла з оточуючим масивом гірничих порід та аналіз розподілу напружень в за контурному масиві.
Обґрунтування вибору форми склепіння і типу кріплення.

5. Перелік графічного матеріалу:
Схеми розташування камери в масиві гірничих порід. Розрахункова схема визначення напружено-деформованого стану за контурного масиву склепистої частини камери перевантажувального вузла. Графіки розподілення напружень по перетину I – I та по перетину IV – IV. Розрахункові схеми проектного кріплення, епюри навантажень та графіки напружень. Розрахункові схеми зміненого кріплення, епюри навантажень та графіки напружень. Види кріплення для закріплення камери. Порівняльні графіки напружень та діаграми трудовитрат та матеріалів.

6. Календарний план:

	Етапи роботи	Термін виконання
1.	<i>Стан питання</i>	<i>20.03.24 – 11.05.24</i>
2	<i>Розробка моделі камери перевантажувального вузла з оточуючим масивом гірничих порід та аналіз розподілу напружень в за контурному масиві</i>	<i>12.05.24 – 11.08.24</i>
3	<i>Обґрунтування вибору форми склепіння і типу кріплення</i>	<i>12.08.24 – 25.09.24</i>
4	<i>Оформлення роботи</i>	<i>01.10.24 -25.11.24</i>

Дата видачі завдання: 06 березня 2024 року

Керівник роботи _____ В.Я.Козаріс

Магістрант _____ В.Д.Бровко

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 74с, 42 рис., 10 табл., 17 літературних джерел.

Об'єкт дослідження - напружено-деформований стан законтурного масиву гірничих порід та монолітного бетонного кріплення склепистої частини камери перевантажувального вузла.

Мета роботи - на основі результатів аналізу напружено-деформованого стану законтурного масиву гірничих порід обрати раціональну форму та тип кріплення склепистої частини камери перевантажувального вузла.

З огляду на наявність досвіду застосування полегшених типів кріплення камер у нашій країні та закордоном, доцільність застосування монолітного залізобетонного кріплення значної товщини ставиться під питання. Як приклад розглядається камера перевантажувального вузла комплексу циклічно-поточної технології (ЦПТ) на кар'єрі Південного гірничо-збагачувального комбінату (ПГЗК). Проектне кріплення камери - монолітне залізобетонне товщиною 500мм. З огляду на значну матеріаломісткість бетонного кріплення та трудомісткість процесу його встановлення, з метою зменшення цих затрат, приймається рішення проаналізувати напружено-деформований стан законтурного масиву та кріплення підсклепистої частини камери.

У програмному комплексі «ЛИРА версія 9.0» будується модель склепистої частини камери перевантажувального вузла з оточуючим масивом гірничих порід.

Наводиться аналіз розподілу напружень у законтурному масиві камери, пропонується скорегована форма склепіння камери та його кріплення. Пропонується використання анкерного кріплення з металевою сіткою з нанесенням набризкбетону.

Порівнюються техніко-економічні показники двох типів кріплення. Виходячи з результатів розрахунку можна відмітити, що порівнюючи з проектною формою та розмірами кріпленням камери, в запропонованому варіанті знижується витрата укладання бетону на 30% та трудомісткість на 29%, на укладання монолітного бетонного кріплення.

КАМЕРА ПЕРЕВАНТАЖУВАЛЬНОГО ВУЗЛА, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, СТІЙКЕ СКЛЕПІННЯ, ФОРМА СКЛЕПІННЯ, МОНОЛІТНЕ ЗАЛІЗОБЕТОННЕ КРІПЛЕННЯ, ЕКОНОМІЧНІСТЬ.

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1 АНАЛІЗ ДОСВІДУ СПОРУДЖЕННЯ КАМЕРНИХ ВИРОБОК В МІЦНИХ ПОРОДАХ НА ГІРНИЧИХ ПІДПРИЄМСТВАХ	8
2 РОЗРОБКА МОДЕЛІ КАМЕРИ ПЕРЕВАНТАЖУВАЛЬНОГО ВУЗЛА З ОТОЧУЮЧИМ МАСИВОМ ГІРНИЧИХ ПОРІД.....	21
3 АНАЛІЗ РОЗПОДІЛУ НАПРУЖЕНЬ В ЗАКОНТУРНОМУ МАСИВІ.....	27
3.1 Коефіцієнт бічного розпору $K_{б.р.}=0$	30
3.2 Коефіцієнт бічного розпору $K_{б.р.}=0.2$	35
3.3 Коефіцієнт бічного розпору $K_{б.р.}=0.4$	41
4 ОБГРУНТУВАННЯ ФОРМИ СКЛЕПІННЯ І ТИПУ КРІПЛЕННЯ.....	49
4.1 Розрахунок монолітного бетонного кріплення.....	50
4.1.1 Визначення навантаження на кріплення.....	50
4.1.2 Розрахунок склепіння.....	52
4.2 Розрахунок скорегованого монолітного бетонного кріплення	60
4.2.1 Визначення маси кріплення.....	61
4.2.2 Розрахунок скорегованого кріплення склепіння.....	61
4.3 Розрахунок набризкбетонного кріплення.....	67
4.4 Порівняльний аналіз монолітного бетонного при різних схемах кріплення та набризкбетонного кріплення за матеріалоемністю та трудомісткістю.....	68
ВИСНОВКИ	72
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ.....	73

					<i>КНУ РМ 184 24.01.01</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>			<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко В.Д.</i>				<i>Зміст</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>	<i>Козаріз В.Я.</i>					<i>РМ</i>	<i>6</i>	<i>1</i>
<i>Н. Контр.</i>					<i>ГБ-23м</i>			
<i>Затверд.</i>	<i>Андрєєв Б.М.</i>							

ВСТУП

Актуальність роботи. Будівництво камер великого перерізу є одним із трудомістких процесів який потребує значних коштів та часу. Одним із складних і трудомістких процесів є підтримання склепистої частини камери у процесі її будівництва та експлуатації. Тому питання пов'язане із спорудженням та кріпленням склепистої частини камери є актуальним.

Гірничі виробки камерного типу є невід'ємною частиною технології видобутку корисних копалин. Для підприємств з відкритим способом видобутку це камери, що входять до комплексу виробок циклічно-поточної технології. Камери переважувальних вузлів, камери підйомних машин, що використовуються для потреб проходки при реконструкції комплексів.

Підземні споруди великого перетину камерного типу розміщують переважно у міцних, слабо тріщинуватих скельних породах і закріплюють монолітним залізобетонним кріпленням значної товщини. Такий тип кріплення є матеріаломістким, а процес його встановлення трудомістким. Це зумовлює затримку подальшого ведення гірничо-капітальних робіт. Застосування монолітного залізобетонного кріплення не завжди є обґрунтованим. З огляду на вищезазначене, вибір науково обґрунтованого типу кріплення може скоротити витрати матеріалу та часу як на спорудження камери, так і на комплекс виробок в цілому.

Мета роботи. На основі результатів аналізу напружено-деформованого стану законтурного масиву гірничих порід обрати раціональну форму та тип кріплення склепистої частини камери великого перерізу.

Ідея роботи. На основі аналізу напружено-деформованого стану законтурного масиву та елементів конструкцій кріплення скорегувати форму склепіння камери великого перерізу та розробити рівноміцну, по периметру склепіння, конструкцію.

Об'єкт дослідження. Напружено-деформований стан законтурного масиву гірничих порід та бетонного кріплення.

Предмет дослідження. Розподіл напружень у законтурному масиві гірничих порід та кріпленні камери переважувального вузла.

Перелік вирішуваних завдань:

- аналіз досвіду спорудження камерних виробок на гірничих підприємствах;
- розробка моделі камери переважувального вузла з оточуючим масивом гірничих порід;

					<i>КНУ РМ 184 23.01.01</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>			<i>Дата</i>	<i>Вступ</i>	<i>Стадія</i> <i>РМ</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко Д.В</i>						7	2
<i>Перевір.</i>	<i>Козарів В.Я.</i>							
<i>Н. Контр.</i>								
<i>Затверд.</i>	<i>Андрєєв Б.М.</i>						<i>ГБ-23м</i>	

- аналіз розподілу напружень в приконтурному масиві навколо склепистої частини камери;
- аналіз напруженого стану бетонного кріплення склепистої частини.

					<i>Вступ</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		8

Розділ 1
**АНАЛІЗ ДОСВІДУ СПОРУДЖЕННЯ КАМЕРНИХ
 ВИРОБОК В МІЦНИХ ПОРОДАХ НА ГІРНИЧИХ
 ПІДПРИЄМСТВАХ**

					<i>КНУ РМ 184 23. 01. 01 Е1</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>			<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко В.Д.</i>				<i>Аналіз досвіду спорудження камерних виробок в міцних породах на гірничих підприємствах</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>	<i>Козаріз В.Я.</i>						9	
<i>Н. Контр.</i>						<i>РМ</i>	<i>ГБ-23м</i>	
<i>Затверд.</i>	<i>Андреев Б.М.</i>							

Спорудженню камери, яке є одним з найбільш складних, трудомістких і відповідальних процесів, передує підготовчий період, протягом якого створюють будівельні підходи і проходять допоміжні виробки. Будівельні підходи забезпечують вантажотранспортний зв'язок робочих забоїв з основними виробками відкатувального горизонту.

Допоміжні виробки, які проходять у межах контурів камери з виробок будівельних підходів, призначені для пересування людей, доставки матеріалів, устаткування і породи з робочих забоїв до навантажувальних пунктів, а також для провітрювання прохідницьких робіт.[1]

Технологія проведення камерних виробок на вітчизняних рудниках стандартна і зводиться до наступного. Після завершення підготовчого періоду, коли всі допоміжні виробки пройдені, приступають до розкриття склепіння камери монтажного підйомного крана.

Залежно від міцності порід і їх стійкості застосовують кілька способів спорудження склепінчастої частини камери.

На рисунку 1.1, а показана принципова схема проведення підсклепистої частини підземного спорудження на повний перетин. Підхідний тунель 1 був пройдений по підсклепистої частини на довжину 40 м (1'), потім було зроблене розширення (1"), після чого проведення здійснювалося на повний перетин (2) і бетонувався залізобетонний склеп (3). [3]

На порівняно коротких порушених або ослаблених ділянках, для того, щоб не міняти прийняту технологічну схему проведення підсклепистої частини на повний перетин, можна рекомендувати спосіб, показаний на рисунку 1.1,б, з випередженням на одну-дві заходки. При цьому способі роботи виконують у наступному порядку:

а) спочатку на довжину 9 м проводять центральну частину шириною 3-15 м (1) і добирають бічні частини до проектного прольоту;

б) бетонують склеп на повний проліт довжиною 6 м. Ділянка довжиною 3м, що примикає до вибою, залишається не забетонованою, що дозволяє оббурювати вибій для наступної заходки 6 м.

Надалі цикл повторюють.

При такій технології можна не бетонувати склеп практично впритул до вибою, а для прискорення робіт застосувати комбіновану анкерно-набризкбетонне кріплення, черговість зведення якого буде відрізнятися від звичайної. [3]

					<i>Розділ I</i>	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

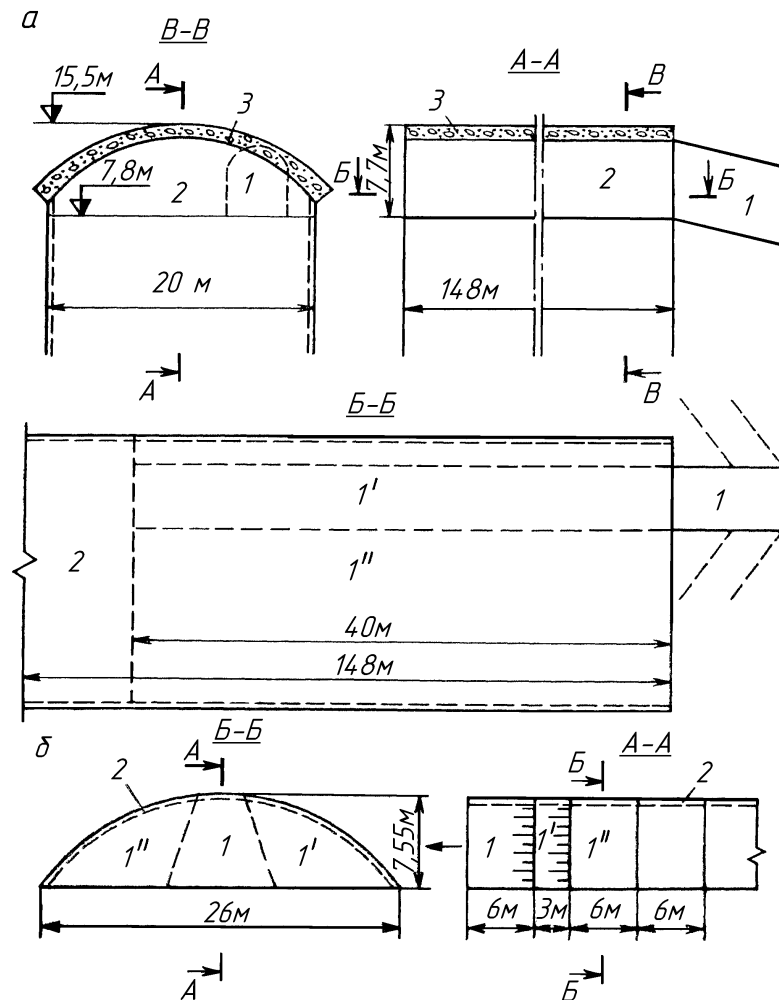


Рисунок 1.1 - Схема розробки підсклепистої частини підземного спорудження на повний перетин: а - проведення підсклепистого простору суцільним вибоєм; б- проведення підсклепистого простору з випередженням на 1 заходку (цифрами показана послідовність виконання робіт).

Відразу ж після вибуху зарядів у вибої й оборки покрівлі до початку навантаження породи на поверхню виробки варто наносити покриття з набризкбетону товщиною до 5 см. Після навантаження породи через це покриття пробурюють шпури, установлюють анкери й при необхідності навішують сітку. Цей процес сполучається за часом з бурінням шпурів у вибої із відставанням приблизно 10 м, тобто через 2-3 доби після нанесення першого шару, наносять другий шар набризкбетону, доводячи загальну товщину покриття до розрахункового значення (10-15 см).

На коротких ділянках у сильно порушених породах також з метою уникнути поетапного розкриття підсклепистої частини камери можливо здійснювати проведення суцільним перетином із застосуванням випереджальних анкерів і металевих арок. Для цього по контуру камери бурять горизонтальні шпури, заповнюють їх цементно-піщаним розчином і вставляють у них анкери з арматур періодичного профілю.[4]

Кінці анкерів приварюють до металевого аркового кріплення, установленого впритул до вибою. Просування вибою після вибуху здійснюється під прикриттям випереджального кріплення, причому кінці анкерів забиті в масиві. У тому випадку, якщо проліт підсклепистої частини камери перевищує 20 м, необхідність і можливість її розробки на повний перетин повинні бути обґрунтовані в проекті провадження робіт. Відповідно до діючого БНіП Ш-45-76 (п. 2.100) проведення й бетонування підсклепистої частини камери прольотом більше 20 м у стійких скельних породах і незалежно від прольоту в скельних породах середньої стійкості (коефіцієнт міцності по шкалі М. М. Протод'яконова $f = 4-8$) рекомендується виконувати, як правило, з випередженням центральної частини перетину. При цьому в першу чергу центральна частина перетину повинна бути пройдена на повну довжину підземного спорудження.[4]

На рисунку 1.2 показані характерні приклади розробки підсклепистої частини підземного спорудження з випередженням центральної частини перетину. На рисунку 1.2, а центральна частина перетину шириною 0,4 загальні прольоти пройдений на всю довжину камери, після чого розширена під склеписта частина шляхом одночасної розробки бічних частин 2 і зведений залізобетонний звід. Порода вивозилася через транспортний тунель 1.

Трохи інша схема розробки бічних частин показана на рисунку 1.2, б.

Тут після наскрізного проведення випереджальної виробки 1 здійснюється почергова розробка лівої й правої частин 2 й 3. Поки вантажиться підірвана порода в одній з бічних частин, ведеться буріння шпурів в іншій частині й навпаки. Такий спосіб дозволяє забезпечити безперервність у виробництві буровибухових і навантажувальних робіт і прискорює розробку породи. На рисунку 1.2, в верхня центральна частина 1 має висоту 7 м, як й у підхідному тунелі. [4]

Видача породи з бічних частин 2 й 3 по цьому тунелі здійснюється по похилому в'їзді (пандусу 4), розробка якого виконується в останню чергу.

На рисунку 1.2, д показана принципова схема проведення підсклепистої частини з випередженням центральної ділянки на дві заходки. Бічні частини розробляють по черзі (по типу, показаному на рисунку 1.2,б). Подібна схема застосовна для коротких камер або при вертикальних підходах, коли недоцільно організувати роботи із застосуванням складної комплексної механізації.

Для того щоб почати розробку бічних частин по всіх цих схемах, необхідно забезпечити відповідний робочий простір, що дозволяє розмістити бурове устаткування. На рисунку 1.2, г показана одна з можливих схем створення такого простору.

У камерах довжиною більше 100м при наявності центрального передової виробки, пройденої на всю довжину, є можливість організувати розширення підсклепистої частини з декількох ділянок (через 50-80м).

					<i>Розділ 1</i>	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

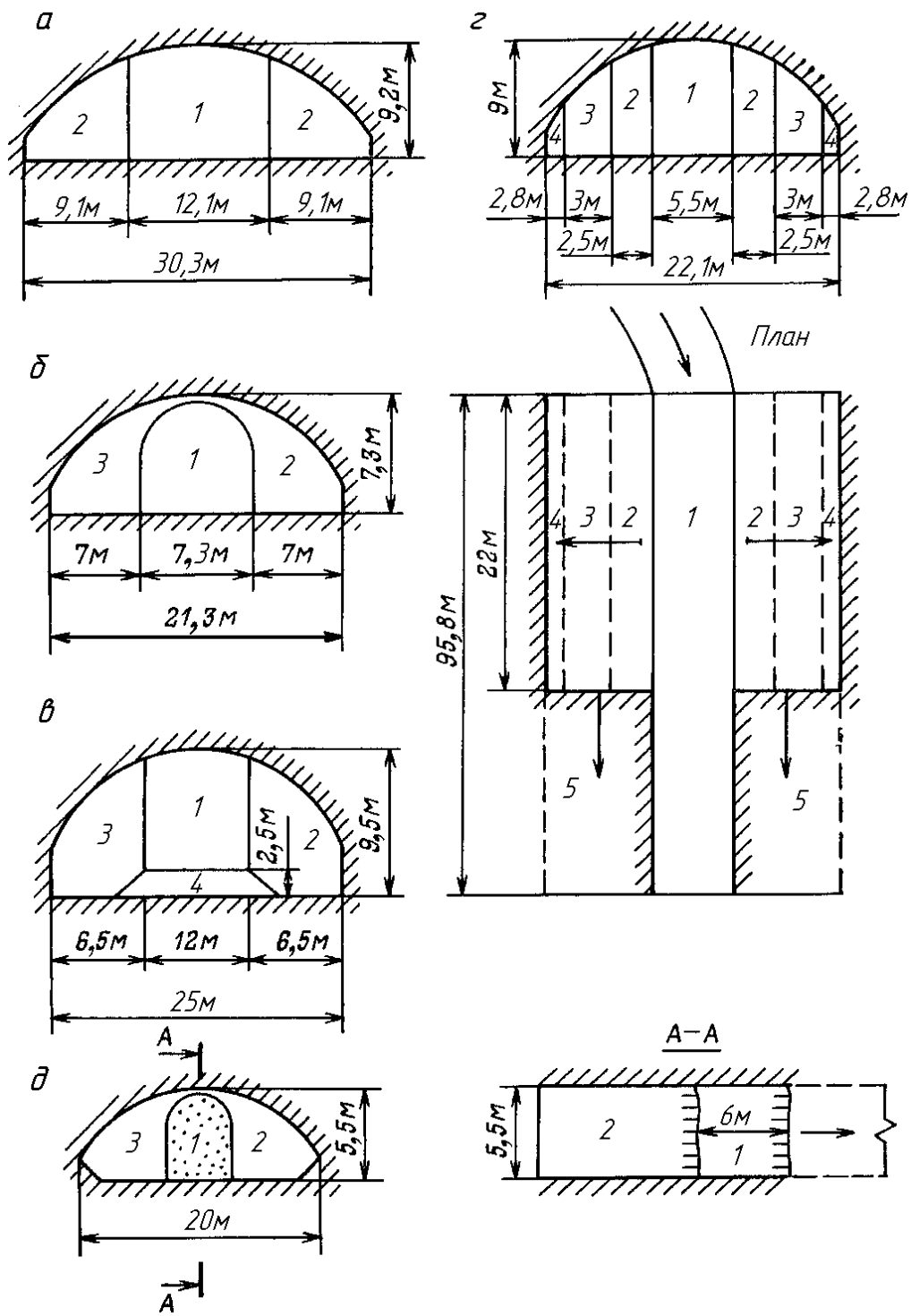


Рисунок 1.2 – Приклади розробки підсклепистої частини підземних споруд із випередженням центральної частини перетину (цифрами показана черговість виконання робіт)

У процесі розробки підсклепистої частини здійснюється установка кріплення (переважно анкерного й набризкбетонного) – спочатку в центральній частині, а потім у бічні в міру їхнього проведення. З певним відставанням (звичайно не менше 50 м) від вибою зводять постійне залізобетонне кріплення (оброблення) склепу. При коротких камерах бетонування склепу здійснюється після закінчення проведення підсклепистої частини підземного спорудження на всю його довжину.

Паралельно з розробкою підсклепистої частини камери здійснюється розбурювання ряду свердловин гладкого відколу уздовж стін для попереднього щілиноутворення перед початком розробки першого уступу основного масиву камери.

До розробки нижніх уступів і спорудженню конструкції стін камери приступають по закінченні зведення постійного кріплення (оброблення) склепу.[5]

У монолітних міцних породах виїмка породи в контурі склепіння проводиться на повну довжину камери з попередньою установкою тимчасового кріплення.

В якості постійного кріплення виробок великого перетину залежно від міцності та стійкості породи застосовують монолітний бетон, залізобетон, набризкбетон по металевій сітці, встановленої на анкерах, в один або два шари.

Монолітне бетонне кріплення застосовується для кріплення камер і аспірації, електропідстанції, монтажних і ходових виробок, прохідних з трехцентровим або коробовим склепінням. Марка бетону приймається не нижче 100. Залежно від розмірів виробки і стійкості порід товщина бетонного кріплення приймається від 200 до 400 мм. [5]

Монолітне залізобетонне кріплення найбільш поширене для кріплення камер великого перерізу, зважаючи на великі площі оголення породи. За проектними даними на 1 м³ виїмки камери витрачається 0,15 – 0,3 м³ бетону. Фактичні витрати бетону у зв'язку з незадовільним оконтурюванням виробок іноді перевищує проектний в 1,2 - 1,5 рази.

Укладання бетону за опалубку проводиться бетоноукладачами типу ЛПБУ-2, БУ-0,5-2, БУК-1, УБ-1.

Застосування монолітного залізобетону в якості постійного кріплення камер пов'язана зі спорудженням і подальшим розбиранням складної опалубки, вузької арматурної сітки в робочому забої, а також з пристроєм декількох робочих та запобіжних полків. Все це і повільний набір проектної міцності бетону подовжує строки спорудження камер великого перерізу і зумовлює необхідність у пошуку і розробці нових, більш ефективних видів кріплення, міцність і несуча здатність яких не поступалася б монолітного залізобетону.

Камери великого поперечного перерізу (більше 100 м²) широко використовуються в народному господарстві. Такі камери намагаються розташовувати в міцних стійких породах, надаючи їм склепінчастої форми поперечного перерізу. [4]

					<i>Розділ I</i>	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Довжина камер зазвичай складає не більше 200 м, ширина до 30 м, висота до 60 м, площа поперечного перерізу великих камер досягає 1000 м² і більше.

У гірничодобувній промисловості до камер великого поперечного перерізу відносять камери подрібнювально-бункерних комплексів, час будівництва яких часто визначає термін здачі шахти в експлуатацію. Особливо великий поперечний переріз мають відкриті камери дробарок, в яких розташовується усе основне устаткування (дробарки, живильник, монтажний кран). Об'єм таких камер при розташуванні в них двох дробарок досягає 10 тис. м³. Цей тип комплексів характерний для залізородних шахт. Монолітне бетонне кріплення застосовується для кріплення камер електропідстанції, монтажних і ходових виробок, прохідних з трьох центровим або коробовим склепінням. Марка бетону приймається не нижче 200. Залежно від розмірів виробки і стійкості порід товщина бетонного кріплення приймається від 200 до 400 мм і більше. [4]

Монолітне залізобетонне кріплення найбільш поширене для кріплення камер великого перерізу, зважаючи на великі площі оголення породи. За проектними даними на 1 м³ виїмки склепистої частини камери витрачається 0,15 – 0,3 м³ бетону. Фактичні витрати бетону у зв'язку з незадовільним оконтурюванням виробок іноді перевищує проектний в 1,2 - 1,5 рази.[1,2]

Підземна насосна станція Вианден (Люксембург) (рисунок. 1.3) завдовжки 326 м і площею поперечного перерізу близько 600 м², ширина коробового склепіння 21м, висота 6м, відношення яких складає 21/6=3,5. Виходячи зі значення якого можна відзначити, що склепіння занижене. Кріплення склепіння монолітне бетонне з товщиною в замку і в п'яті склепіння 1,1м. Споруда розташовувалася в скельній породі вхрест головним напрямом тріщинуватості. Об'єм бетону необхідний для кріплення дорівнює 7,5 тис. м³.

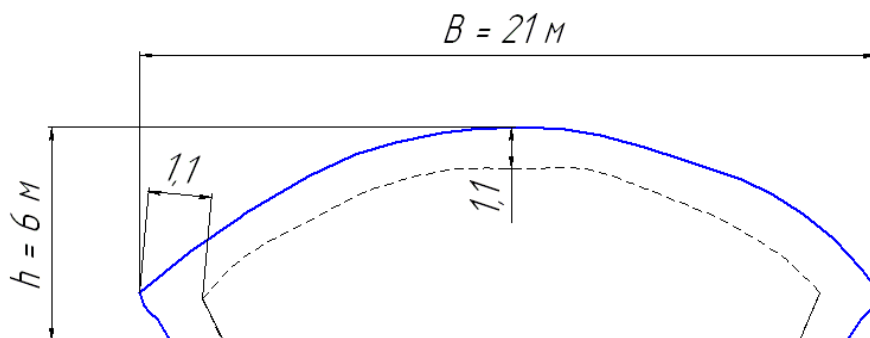


Рисунок 1.3 – Схема склепіння підземної насосної станції Вианден (Люксембург)

					Розділ I	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

У подібних умовах був побудований підземний машинний зал Ізер-Арк (Франція). (рисунок 1.4) Його довжина 109 м, ширина і висота коробового склепіння склали 24,5 м і 7,0 м відповідно, а їх відношення $24,5/7=3,5$, в цих умовах склепіння занижене. Площа поперечного перерізу склепіння камери 500 м^2 має слабоармироване бетонне кріплення завтовшки в замку 0,8 м, а в п'ятах 2,0 м. Загальний об'єм бетону необхідний для кріплення склепіння склав 4 тис. м^3 .

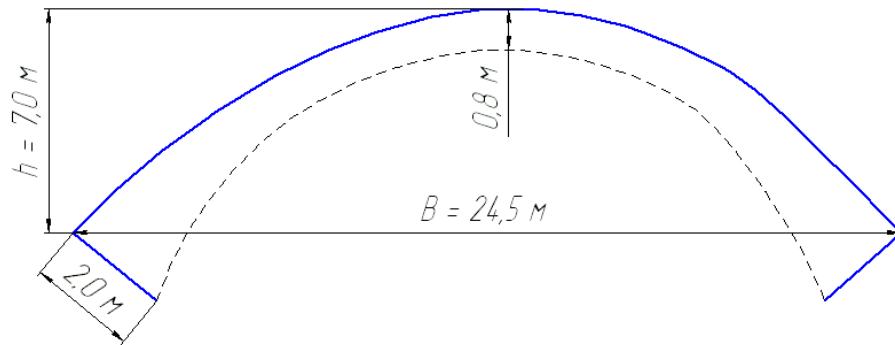


Рисунок 1.4 – Схема склепіння підземного машинного залу Ізер-Арк (Франція)

Підземний машинний зал Борисоглібської ГЕС (рисунок 1.5) розташовувався в міцних слаботріщинуватих гранітах і гнейсах. Його довжина 73 м, площа поперечного перерізу 600 м^2 , ширина 16,5 м і висота коробового склепіння 6,7 м, їх відношення складає $16,5/6,7=2,5$. З чого можна відмітити, що склепіння завищене. Кріплення склепіння залізобетонне завтовшки 35 см. Після проходки було здійснено бетонування склепіння кільцями завдовжки по 7 м. Подання бетону здійснювалося бетононасосами. Витрата бетону склала 500 м^3 . [4]

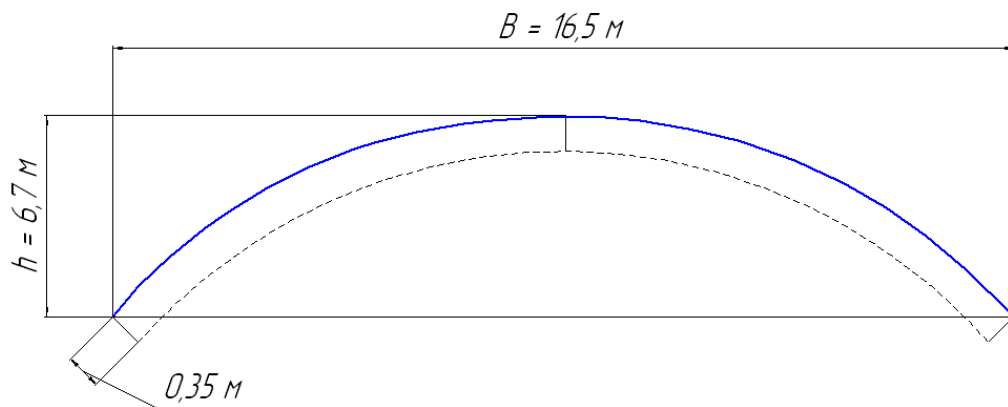


Рисунок 1.5 – Схема склепіння підземного машинного залу Борисоглібської ГЕС

Камера в Італії (рисунок 1.6) з висотою коробового склепіння 18 м і шириною

										Розділ 1	Арк.
											16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

30 м, мають відношення цих величин $30/18=1,7$, що свідчить про завищене склепіння. Довжина камери складала 122 м, площа поперечного перерізу склепіння близько 500 м^2 , розташовувалася в слаботріщинуватих міцних породах. Об'єм скельної породи при проходці 60 тис. м^3 , а бетонного кріплення — 2,2 тис. м^3 . [5]

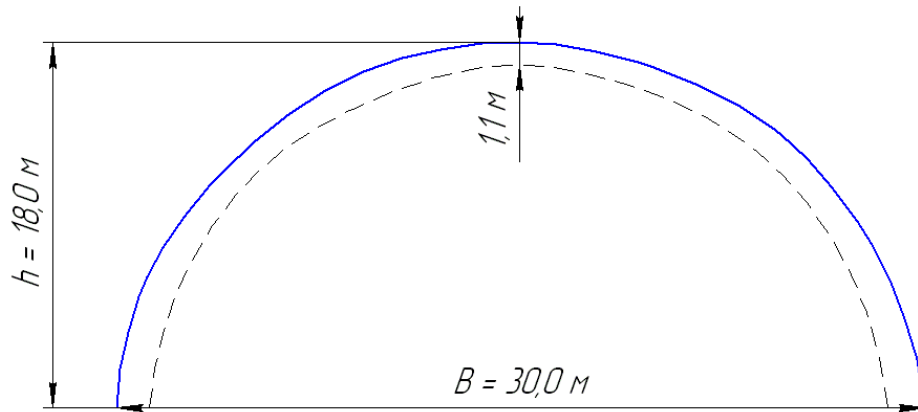


Рисунок 1.6 – Схема склепіння при проходці камер в Італії

Значною трудомісткістю робіт відрізнялося будівництво підземної машинної будівлі ГЕС Липно-1 в Чехії (рисунок 1.7), оскільки вона розташовувалася у вапняках і мергелях середньої тріщинуватості і вимагало посиленого кріплення. Склепіння мало коробовий контур з наступними параметрами: ширина 28,8м, висота 9,3м, їх відношення $28,8/9,5=3,1$, склепіння занижене; довжина камери 124м, товщина бетонного кріплення в замку 1,9м, в п'ятах 2,62м. Об'єм бетону для кріплення склепіння склав 4,5тис. м^3 . [4]

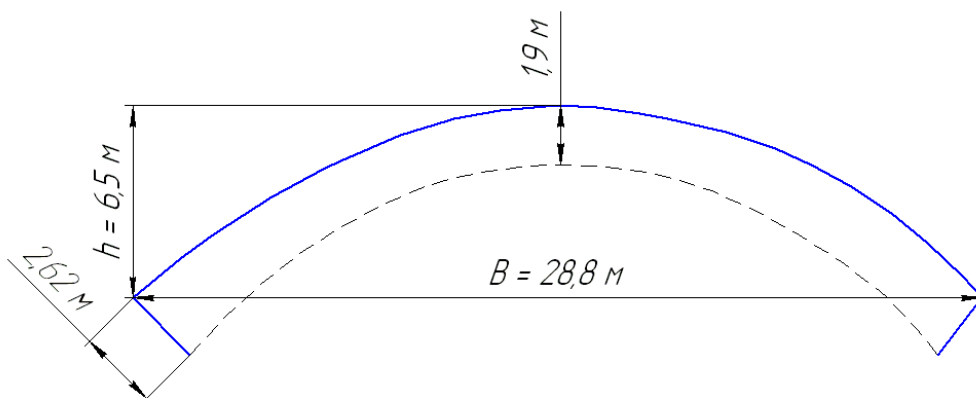


Рисунок 1.7 – Схема склепіння Підземної машинної будівлі ГЕС Липно-1 (Чехія)

					<i>Розділ 1</i>	Арк.
						17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Відомий досвід спорудження камерних виробок і в умовах Кривбасу. Так наприклад, будівництво камери дробарки на ш. Первомайській (рис. 1.8) велося у міцних слаботріщинуватих скельних породах. Склепіння камери коробове із шириною 8,5 м і висотою 3,5 м, відношення цих параметрів складає $8,5/3,5=2,7$, що свідчить про завищене склепіння; довжина камери 14 м. Кріплення монолітне бетонне товщиною у п'ятах і замку 0,4м. Загальний обсяг затрат на бетонування складав 60 м^3 . [3]

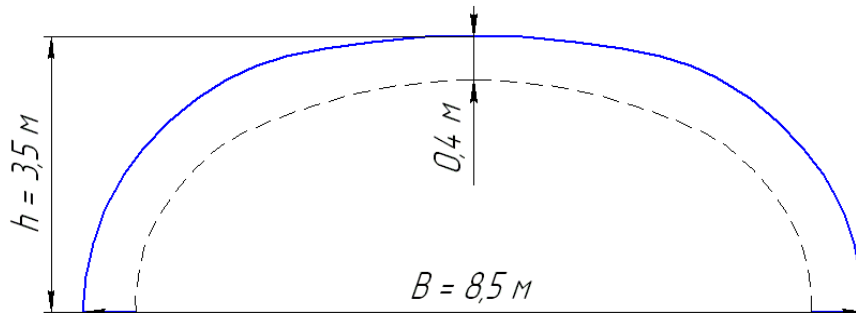


Рисунок 1.8 – Схема склепіння камери дробарки на шахті Первомайській (Кривий Ріг)

Камера ЦПТ на кар'єрі ПГЗК у Кривому Розі (рис. 1.9), проходила у мартитових роговиках та джеспілітах з міцністю $f=18-20$. Склепіння камери коробове із шириною 13,5 м і висотою 4,6 м, відношення цих параметрів складає $13,5/4,6=3$. Кріплення монолітне залізобетонне товщиною у п'ятах і замку 0,5 м. Загальний обсяг затрат на бетонування склепіння складав 300 м^3 .

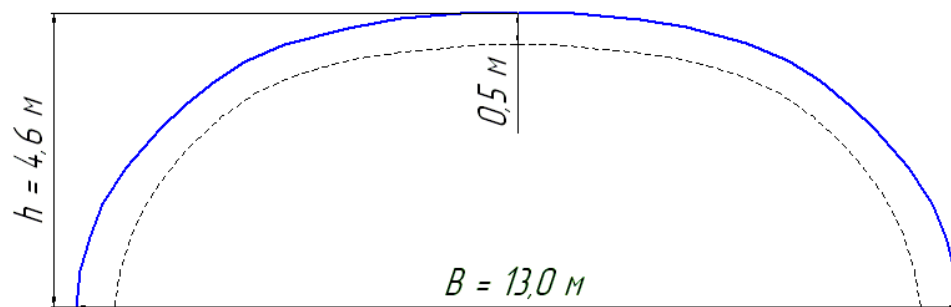


Рисунок 1.9 – Схема склепіння камери перевантажувального вузла на кар'єрі ПГЗК у Кривому Розі

Результати аналізу літературних джерел [3-5] зведені до табл. 1.1 Проаналізувавши отримані дані можемо зробити висновок, що із збільшенням висоти склепіння витрати бетону на товщину кріплення склепіння скорочуються.

Тому вибір науково обґрунтованої форми склепіння камери товщини його кріплення може скоротити витрати матеріалу та часу на спорудження камери.

Таблиця 1.1 - Результати аналізу спорудження камерних виробок

Назва камери	Ширина склеп. м (В)	Висота склеп. м (h)	Тип кріплення	Товщина кріплення, мм		Об'єм бетону, м ³ (V _б)	Площа склепіння, м ²	В/h	V _б /V _п
				п'ята	замок				
Насона станція Віанден	21	6	мон. бетон	1100	1100	23	114,66	3,5	0,2
ГЕС Ізер-Арк	24,5	7	мон. бетон	2000	800	36,7	156,1	3,5	0,235
Борисогл ібська ГЕС	16,5	6,7	залізо-бетон	350	3,50	6,8	70,79	2,5	0,096
Камери в Італії	27	18	мон. бетон	1100	1100	18	189,54	1,7	0,095
ГЕС Липно-1	28,8	9,3	мон. бетон	2620	1900	36,3	215,65	3,1	0,168
Дробарка ш.Перво майска	8,5	3,5	мон. бетон	400	400	3,16	18,79	2,7	0,167
Перевант вузол на ПГЗК	13,5	4,6	залізо-бетон	500	500	8,55	45,3	2,95	0,188

Розглянемо камеру перевантажувального вузла комплексу циклічно-поточної технології (ЦПТ) на кар'єрі Південного гірничо-збагачувального комбінату (ПГЗК). На ПГЗК побудований комплекс ЦПТ по доставці руди на поверхню з горизонту – 210 м (рисунок 1.10). Поглиблений похилий ствол 1-КТ, пройдена виробка під натяжний пристрій для магістрального конвеєру похилого ствола 1-КТ. Побудована камера перевантажувального вузла, що має наступні розміри: висота – 18,8 м, довжина – 35 м, ширина – 13 м. Для її спорудження були пройдені виробки: вертикальна виробка (шурф) з горизонт – 90 м та штольня з горизонт – 135 м. Після камери перевантажувального вузла була споруджена камера підйомної машини Ц1.6х1.2, був пройдений похилий ствол конвеєра ЛК-9, довжиною 365 м.

Проходка велася по мартитовим роговикам та джеспілітам з наступними фізико-механічними властивостями: межа міцності на стиснення $\sigma_{ст}=2540$ т/м²;

									Арк.
									19
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

межа міцності на розтягнення $\sigma_p=254$ т/м²; об'ємна вага гірничих порід $\gamma_0=3,35$ т/м³; пористість $P= 7,2$ %; модуль пружності $E_{ст} = 0,098$ т/м²; коефіцієнт Пуассона $\mu=0,21$.

Проектне кріплення камери - монолітне залізобетонне товщиною 500мм. З огляду на значну матеріаломісткість кріплення та трудомісткість процесу його встановлення було прийняте рішення проаналізувати напружено-деформований стан законтурного масиву підсклепистої частини камери.

					<i>Розділ 1</i>	Арк.
						20
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

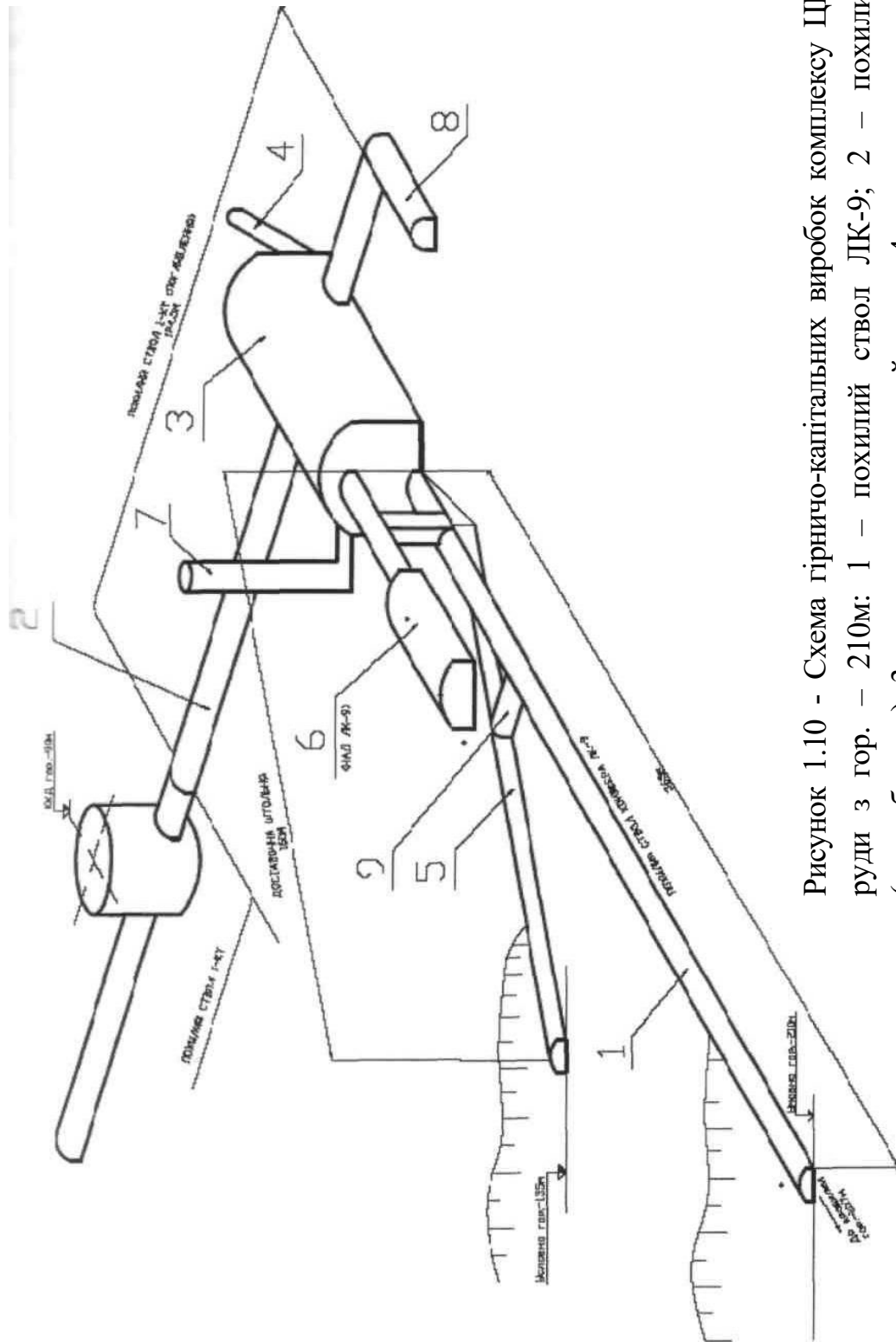


Рисунок 1.10 - Схема гірничо-капітальних виробок комплексу ЦПТ по доставці руди з гор. - 210м: 1 – похилий ствол ЛК-9; 2 – похилий ствол 1-КТ (поглиблення); 3– перевантажувальний вузол; 4 – камера похилого стволу ЛК-10, 5 – доставочна штольня (гор. – 135м); 6 – камера підйомної машини Ц1,6x1,2; 7– вертикальна виробка (шурф) гор. – 90м; 8 – виробка під натягу-вальний пристрій 1-КТ; 9 – підхідна

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата
------	------	----------	--------	------

Розділ 2
**РОЗРОБКА МОДЕЛІ КАМЕРИ
 ПЕРЕВАНТАЖУВАЛЬНОГО ВУЗЛА З ОТОЧУЮЧИМ
 МАСИВОМ ГІРНИЧИХ ПОРІД**

					<i>КНУ РМ 184 23. 01. 01 E2</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>			<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко В.Д.</i>				<i>Розробка моделі камери перевантажувального вузла з оточуючим масивом гірничих порід</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>	<i>Козаріз В.Я.</i>						22	6
<i>Н. Контр.</i>						<i>РМ</i> ГБ-23м		
<i>Затверд.</i>	<i>Андреев Б.М.</i>							

Виявлення картини розподілу напружень у гірничому масиві навколо камери можливо тільки при наявності надійних і досить точних засобів виміру цих напружень. У наш час існують два основні способи вимірювання напружень у гірничому масиві: безпосередній і непрямий. Безпосередній спосіб передбачає проведення вимірів напружень або викликуваних ними деформацій у гірничих виробках або свердловинах, а непрямий спосіб, виміри напруг у гірничому масиві не передбачає, він базується на геофізичних методах, у першу чергу, на методах акустичної й електромагнітної емісії. Для вивчення напружено-деформованого стану гірського масиву також широко використовується аналітичний метод: метод кінцевих елементів. [10]

Метод кінцевих елементів (МКЕ) - чисельний метод рішення завдань прикладної механіки. Широко використовується для рішення завдань механіки твердого тіла, теплообміну, гідродинаміки й електромагнітних полів. З погляду обчислювальної математики, ідея методу кінцевих елементів полягає в тому, що мінімізація функціонала варіаційного завдання здійснюється на сукупності функцій, кожна з яких визначена на своїй підобласті, для чисельного аналізу системи дозволяє розглядати його як одну з конкретних галузей діакоптики - загального методу дослідження систем шляхом їхнього розчленовування. Припустимо, що стан системи описується деякою функцією. Нехай ця функція є єдиним рішенням математичного завдання, сформульованого на основі фізичних законів. Рішення складається у відшуканні з нескінченної безлічі функцій такої, котра задовольняє рівнянням завдання. Якщо завдання досить складне, то її точне рішення неможливо. Замість того щоб шукати необхідну функцію серед нескінченної безлічі різноманітних функцій, завдання спрощується. Розглядається деяке сімейство функцій, обумовлених кінцевим числом параметрів. Як правило, серед таких функцій немає точного рішення завдання. [10]

Однак відповідним підбором параметрів можна спробувати приблизно задовольнити рівнянням завдання й тим самим побудувати її наближене рішення. Такий загальний підхід характерний для багатьох наближених методів. Специфічним у методі кінцевих елементів є побудова сімейства функцій, обумовлених кінцевим числом параметрів.

Виникнення методу кінцевих елементів пов'язане з рішенням завдань космічних досліджень в 1950-х роках (ідея МКЕ була розроблена радянськими вченими ще в 1936 році, але через нерозвиненість обчислювальної техніки метод не одержав розвиток). Цей метод виник з будівельної механіки й теорії пружності, а вже потім було отримано його математичне обґрунтування. Істотний поштовх у своєму розвитку МКЕ одержав в 1963 році після того,

					<i>Розділ 2</i>	Арк.
						23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

як було доведено те, що його можна розглядати як один з варіантів розповсюдженого в будівельній механіці методу Рэлея-Ритца, що шляхом мінімізації потенційної енергії зводить завдання до системи лінійних рівнянь рівноваги. Після того, як був установлений зв'язок МКЕ із процедурою мінімізації, він став застосовуватися до завдань, що описуються рівняннями Лапласа або Пуассона. Область застосування МКЕ значно розширилася, коли було встановлено (в 1968 році), що рівняння, що визначають елементи в завданнях, можуть бути легко отримані за допомогою варіантів методу зважених нев'язок, таких як метод Гальоркіна або метод найменших квадратів. Це зіграло важливу роль у теоретичному обґрунтуванні МКЕ, тому що дозволило застосовувати його при рішенні багатьох типів диференціальних рівнянь. Таким чином, метод кінцевих елементів перетворився в загальний метод чисельного рішення диференціальних рівнянь або систем диференціальних рівнянь.[10]

З розвитком обчислювальних засобів можливості методу постійно розширюються, також розширюється й клас розв'язуваних завдань[10]. Практично всі сучасні розрахунки на міцність проводять, використовуючи метод кінцевих елементів. Для моделювання камери перевантажувального вузла з оточуючим масивом гірничих порід був використаний програмний комплекс для розрахунку та проектування конструкцій: «ЛІРА версія 9.0». У "ЛІРА" реалізовані положення наступних розділів БНіП [12]:

- 1)БНіП 2.01.07-85* навантаження й впливи;
- 2)БНіП 2.03.01-84* бетонні й залізобетонні конструкції;
- 3)БНіП П-7-81 * будівництво у сейсмічних районах;
- 4)БНіП П-23-81 * сталеві конструкції.

Теоретичною основою ПК ЛІРА є метод кінцевих елементів (МКЕ), реалізований у формі переміщень. Вибір саме цієї форми пояснюється простотою її алгоритмізації й фізичної інтерпретації, наявністю єдиних методів побудови матриць твердості й векторів навантажень для різних типів кінцевих елементів, можливістю обліку довільних граничних умов і складної геометрії конструкції, що розраховується. [12]

Реалізований варіант МКЕ використовує принцип можливих переміщень:

$$a(u, v) = (f, v) \quad (2.1)$$

де u - шукане точне рішення; v - будь-яке можливе переміщення;
 (u, v) , (f, v) - можливі роботи внутрішніх і зовнішніх сил.

					<i>Розділ 2</i>	Арк.
						24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Займана конструкцією область розбивається на кінцеві елементи Ω_r , призначаються вузли і їхні ступені волі L_i (переміщення й кути повороту вузлів).

Ступеням волі відповідають базисні (координатні, апроксимуючі) функції μ_i , відмінні від нуля тільки на відповідних зірках елементів і задовольняючих рівностей. Наближене рішення U_h шукається у вигляді лінійної комбінації базисних функцій

$$U_h = \sum_{i=1}^N u_i \mu_i \quad (2.2)$$

задовольняючої головним (кінетичним) умовам,

де, u_i - числа;

N - кількість ступенів волі.

Далі викладається МКЕ для лінійних завдань, оскільки рішення нелінійних завдань зводиться до послідовності лінійних.[13]

Підставляючи у (2.1) U_h замість U і μ_j ($j=1, \dots, N$) замість V , одержимо систему рівнянь МКЕ:

$$\sum_{i=1}^N u_i a(\mu_i, \mu_j) = (f, \mu_j), i = 1, \dots, N \quad (2.3)$$

Позначивши K матрицю жорсткості з елементами $K_{i,j} = a(\mu_i, \mu_j)$, P -вектор навантажень, з елементами $P_i = (f, \mu_i)$ и X - шуканий вектор з елементами u_i , запишемо систему (2.4) у матричній формі

$$KX = P \quad (2.4)$$

Таким чином, застосування МКЕ зводить завдання до системи лінійних алгебраїчних рівнянь (2.4).

Вирішивши її, знаходимо вектор X , потім з (2.2) – інші компоненти напружено-деформованого стану. Важливою перевагою методу, що викладається, є те, що матрицю K и вектор P одержують підсумовуванням відповідних елементів матриць жорсткості й векторів навантажень, побудованих для окремих кінцевих елементів. Для МКЕ в переміщеннях відомі умови збіжності й оцінки погрішності. Умовами збіжності є лінійна незалежність і повнота системи базисних функцій, а також їхня спільність (конформність), або умови, що компенсують не спільність. Спільність означає, що всі базисні функції є можливими переміщеннями. Лінійна незалежність слідує з (2.1). Відомі умови, перевіряються легко, дозволяють установити повноту базисних функцій, їхня спільність або виконання умов, що компенсують не спільність. Ці умови мають вигляд рівностей, яким повинні задовольняти базисні функції на кожному кінцевому елементі. Ці умови мають вигляд рівностей, яким повинні задовольняти базисні функції на кожному кінцевому елементі. Така теоретична основа дозволяє не тільки досліджувати коректність застосування відомих кінцевих елементів, але й розробити принципи конструювання нових спільних і

										Розділ 2	Арк.
											25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

неспільних елементів й

одержати для них оцінки погрішності.[13]

Стосовно до рішення плоского завдання теорії пружності, МКЕ виходить із загальноприйнятих гіпотез про відсутність деформацій $\varepsilon_z, \gamma_{xz}, \gamma_{yz} = 0$, для випадків плоскої деформації або напруг $\sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{yz} = 0$, для випадку плоского напруженого стану у площинах, нормальних до серединної площини пластин. Функціонал Лагранжа, як для плоскої деформації, так і для плоского напруженого стану має вигляд:

$$\Pi(u, z) = \frac{1}{2} \int \int_{\Omega} (\sigma_x e_x + \sigma_y e_y + \tau_{xy} e_{xy}) d\Omega - \int \int_{\Omega} (P_x u + P_y v) d\Omega \quad (2.5)$$

де: $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - нормальні й дотичні напруження;

$$e_x = \frac{du}{dx}; \quad e_y = \frac{dv}{dy}; \quad e_{xy} = \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx};$$

– відносні лінійні й кутові деформації;

$u(x, y), v(x, y)$ – лінійні зсуви крапок серединної площини по напрямку осей X и Y відповідно;

P_x, P_y – компоненти вектора зовнішнього навантаження по напрямках осей X и Y відповідно;

Ω - двовимірний область пластини.

У програмному комплексі була побудована модель склепистої частини камери з оточуючим масивом гірничих порід (рисунок 2.1). З огляду на те, що форма поперечного перерізу камери, величини та напрями навантажень, а отже і зусилля у елементах симетричні відносно вертикальної вісі, була побудована модель частини масиву гірничих порід. Лівим боковим вузлам моделі були задані обмеження переміщень у горизонтальній площині при вільних переміщеннях у вертикальній. Вузлам, що обмежують модель знизу навпаки дозволені переміщення у горизонтальній осі, та обмежені переміщення у вертикальній. Модель складена кінцевими елементами трикутного типу.

Побудована модель була завантажена статичними навантаженнями: власною вагою гірничих порід та горизонтальними (2.6) навантаженнями, що були прикладені до вузлів обмежуючих модель з правого боку.

$$P_{r \max} = \gamma_0 h_{ct} K_{\delta.p.} \quad (2.6)$$

де h_{ct} – висота стовпа порід розрахункової схеми, $h_{ct} = 70\text{м}$;

$K_{\delta.p.}$ – коефіцієнт бічного розпору; об'ємна вага гірничих порід $\gamma_0 = 3,35 \text{ т/м}^3$.

										Розділ 2	Арк.
											26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

Було розглянуто три варіанти завантаження моделі горизонтальним навантаженням (з різними коефіцієнтами бічного розпору $K_{б.р} = 0; 0,2; 0,4$).

$$P_{z \max}^I = 3,35 \cdot 70 \cdot 0 = 0 \text{ Т/м}^2 \text{ (горизонтальні навантаження відсутні);}$$

$$P_{z \max}^I = 3,35 \cdot 70 \cdot 0,2 = 46,9 \text{ Т/м}^2;$$

$$P_{z \max}^I = 3,35 \cdot 70 \cdot 0,4 = 93,8 \text{ Т/м}^2.$$

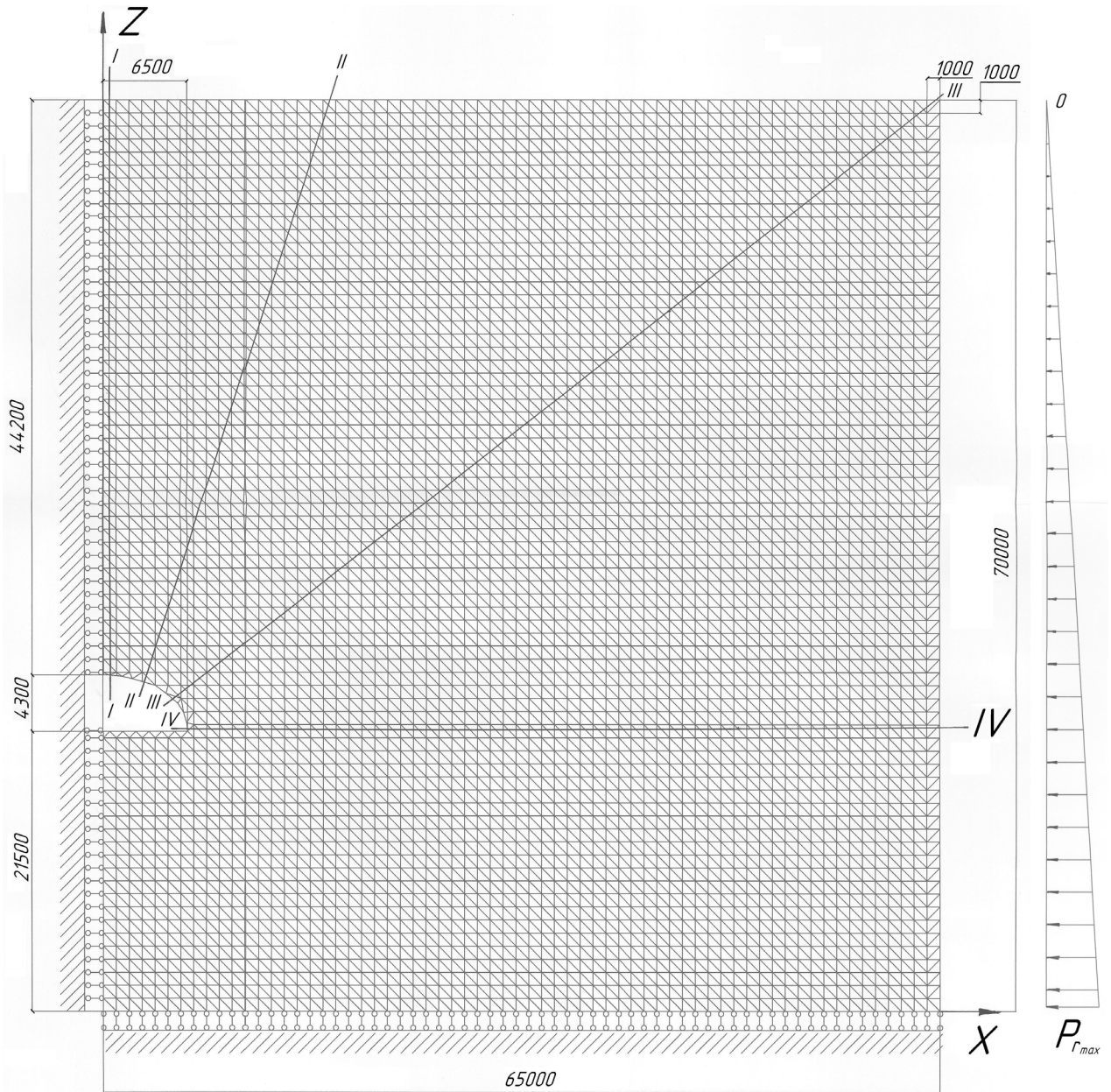


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема склепистої частини камери з оточуючим масивом гірничих порід

Розділ 3
**АНАЛІЗ РОЗПОДІЛУ НАПРУЖЕНЬ В ЗАКОНТУРНОМУ
 МАСИВІ**

					<i>КНУ РМ 184 23. 01. 01 Е3</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>			<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко В.Д.</i>				<i>Аналіз розподілу напружень в законтурному масиві</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>	<i>Козаріз В.Я.</i>						<i>28</i>	<i>22</i>
<i>Н. Контр.</i>						<i>РМ</i>		
<i>Затверд.</i>	<i>Андрєєв Б.М.</i>					<i>ГБ-23м</i>		

Результати розрахунків напружено-деформованого стану законтурного масиву камери перевантажувального вузла подані у вигляді епюр та ізополів:

- 1) нормальних напружень уздовж вісі X, Z;
- 2) зсуваючих напружень T_{xz} ;
- 3) головних напружень σ_1, σ_2 ;
- 4) еквівалентних напружень σ_s, σ_e . Епюри побудовані по перетинам й точкам, що зазначені на рисунку 3.1. Головні напруження обчислюються відповідно до виду напружено-деформованого стану, отриманого в результаті розрахунку. Кожен тип кінцевих елементів має певні особливості, що відповідають тому напружено-деформованому стану, що ними моделюється при створенні розрахункової схеми. Так, наприклад, КЕ балки-стілки моделюють плоский напружений стан.[13]

У загальному випадку НДС у точці тіла описується шістьма осьовими компонентами тензора напружень:

$$S_H = \begin{Bmatrix} N_x & T_{xy} & T_{xz} \\ T_{xy} & N_y & T_{yz} \\ T_{xz} & T_{yz} & N_z \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

Можливі випадки, коли які-небудь напруження дорівнюють нулю. Для плоского НДС тензор напружень приймає вид:

$$S_H = \begin{Bmatrix} N_x & T_{xy} & 0 \\ T_{xy} & N_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

У кожному разі головні напруження вибудовуються так: $N_1 > N_2 > N_3$. Моделюється плоский напружений стан у площині X_1OZ_1 . Головні напруги обчислюються в центрі ваги кожного елемента в його серединній поверхні:

$$N_{1,2} = \frac{N_x + N_z}{2} \pm \left[\left(\frac{N_x - N_z}{2} \right)^2 + T_{xz}^2 \right] \quad (3.3)$$

Кут нахилу найбільшої головної напруги N_1 до осі X_1 :

$$\varphi = \arctg \left(\frac{N_1 - N_x}{T_{xz}} \right) \quad (3.4)$$

Еквівалентні напруження були розраховані за теорією міцності Мора:

$$\sigma_e = \sigma_1 - \chi \sigma_3, \quad (3.5)$$

$$\sigma_s = \lambda \sigma_1 - \sigma_3, \quad (3.6)$$

де

$$\chi = \sigma^+ / \sigma_0^- \quad (3.7)$$

$$\lambda = 1 / \sigma_0^- \quad (3.8)$$

σ^+ – межа міцності при одновісному розтягненні;

σ_0^- – межа міцності при одновісному стисненні.

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						29
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

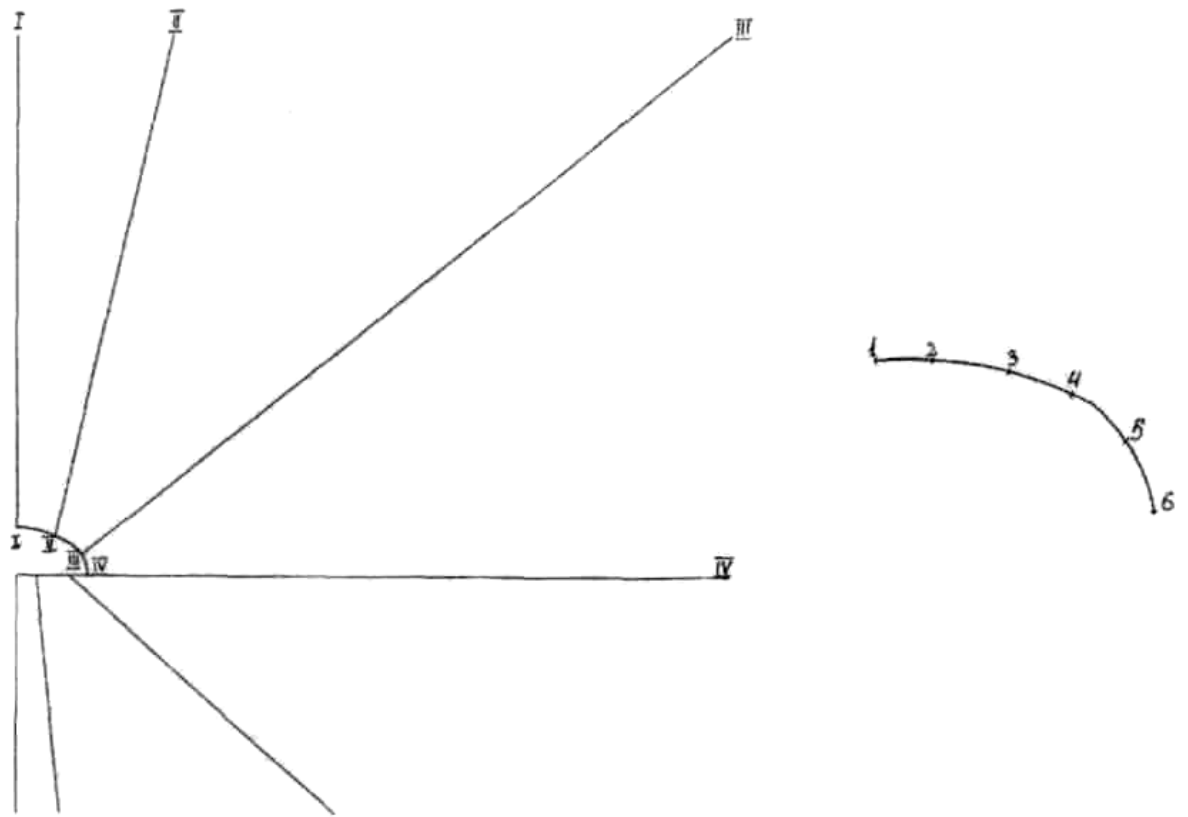


Рисунок 3.1 – Схема розміщення перетинів та точок при побудові епюр напружень

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.1 Коефіцієнт бічного розпору $K_{б.р} = 0$

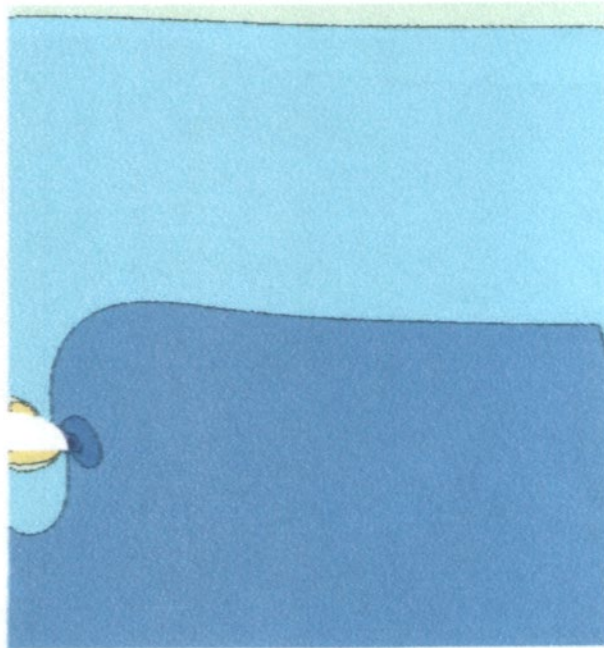
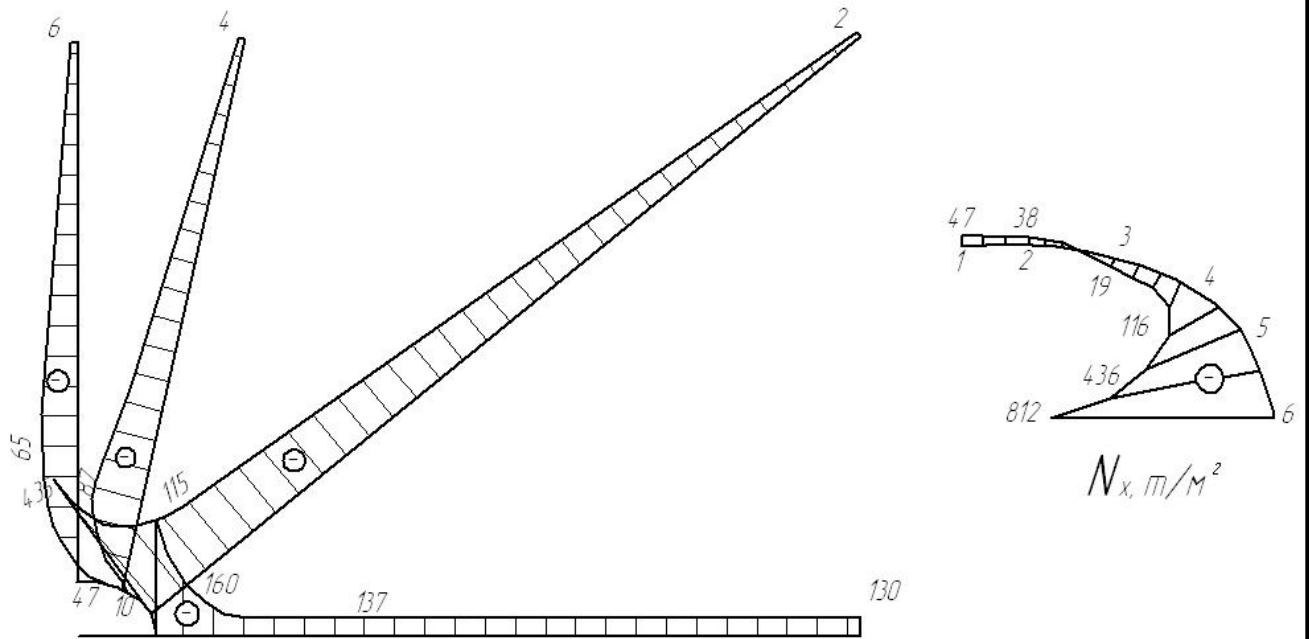


Рисунок 3.2 - Розподіл нормальних напружень N_x

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

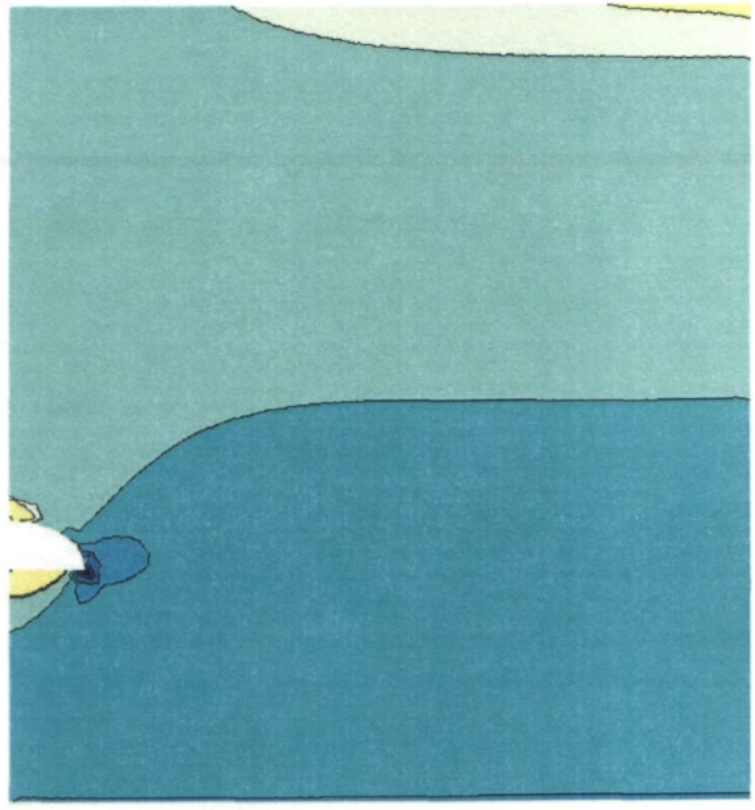
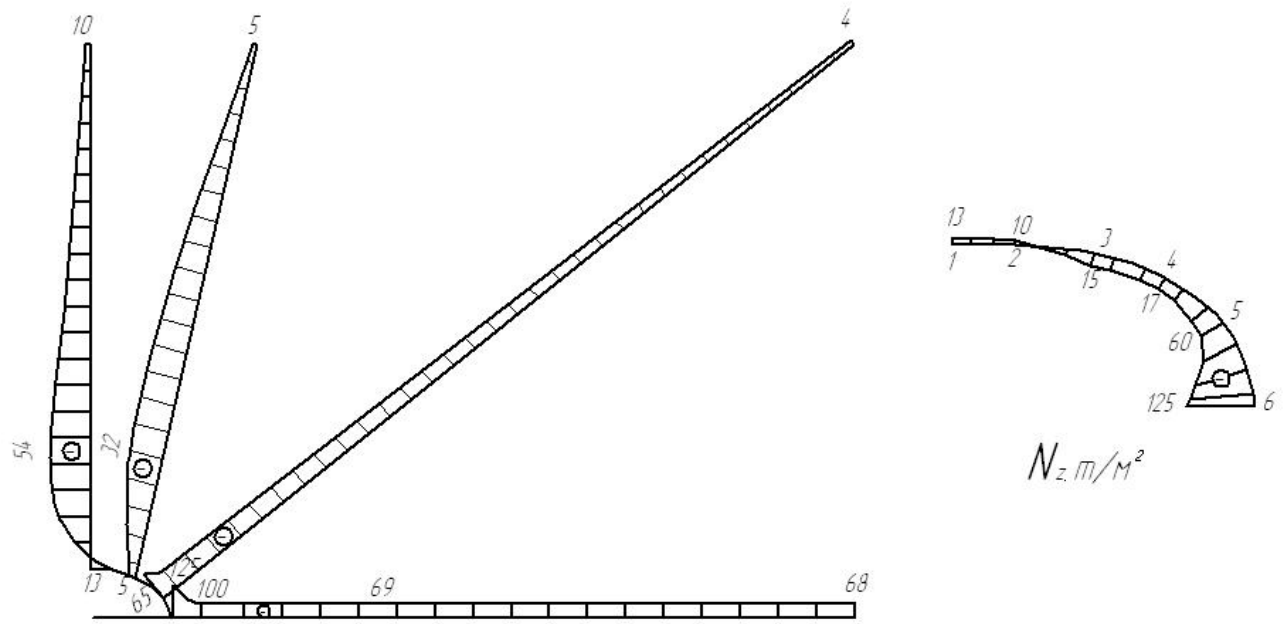


Рисунок 3.3.- Розподіл нормальних напружень N_z

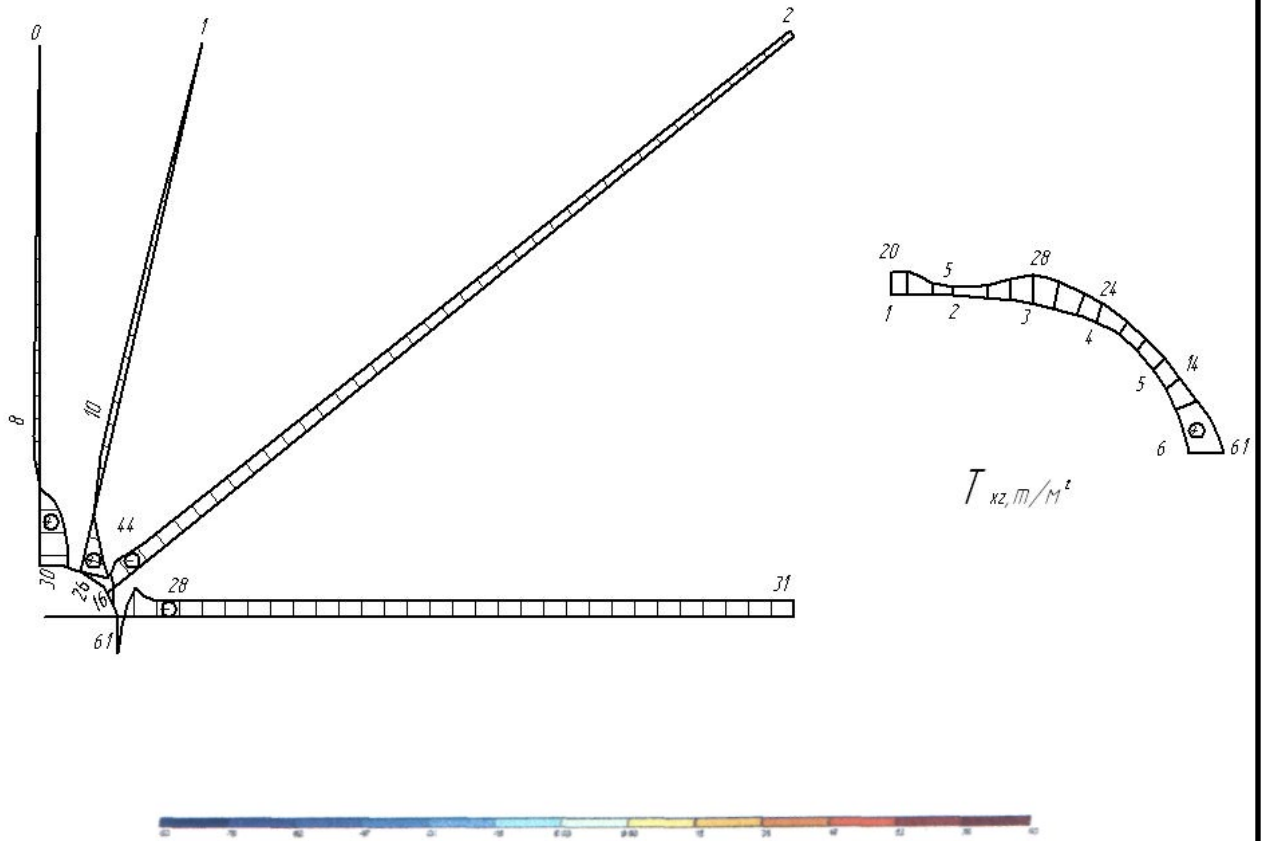


Рисунок 3.4 - Розподіл зсуваючих напружень T_{xz}

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		33

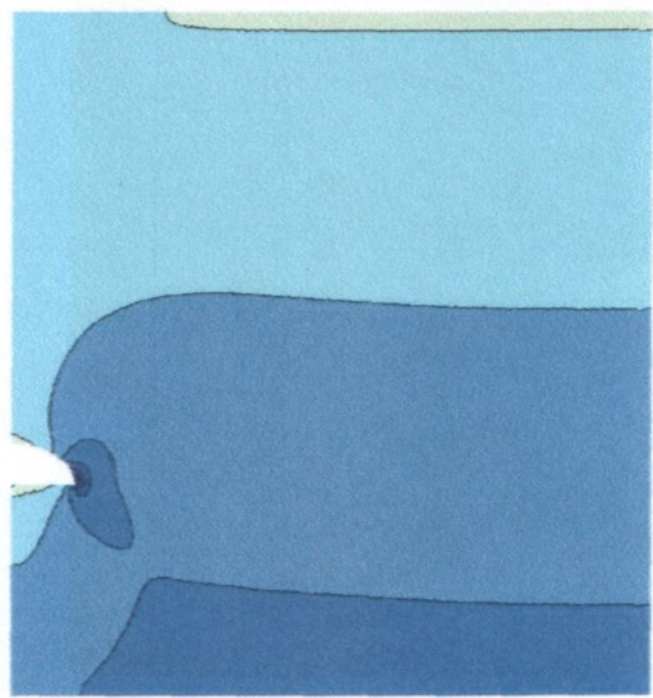
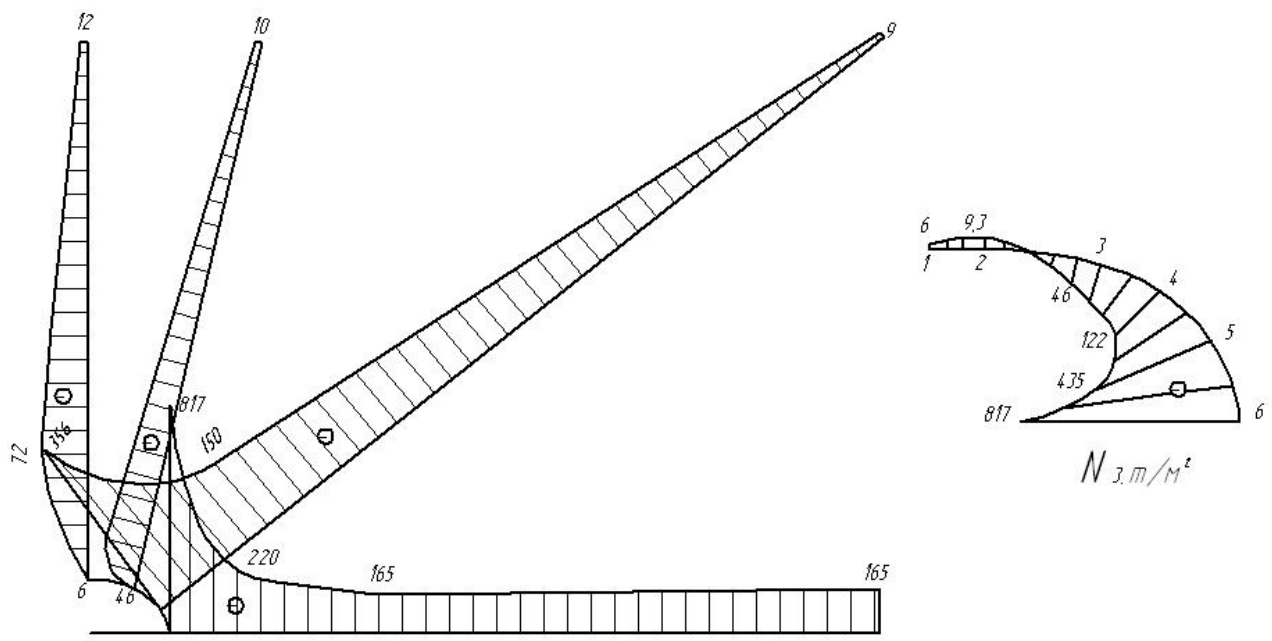


Рисунок 3.5 - Розподіл головних напружень N_3

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		34

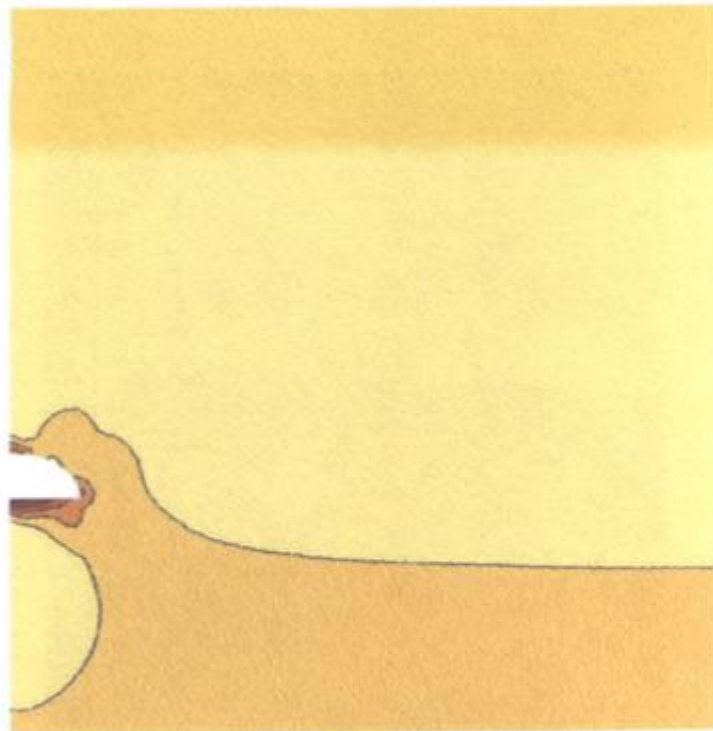
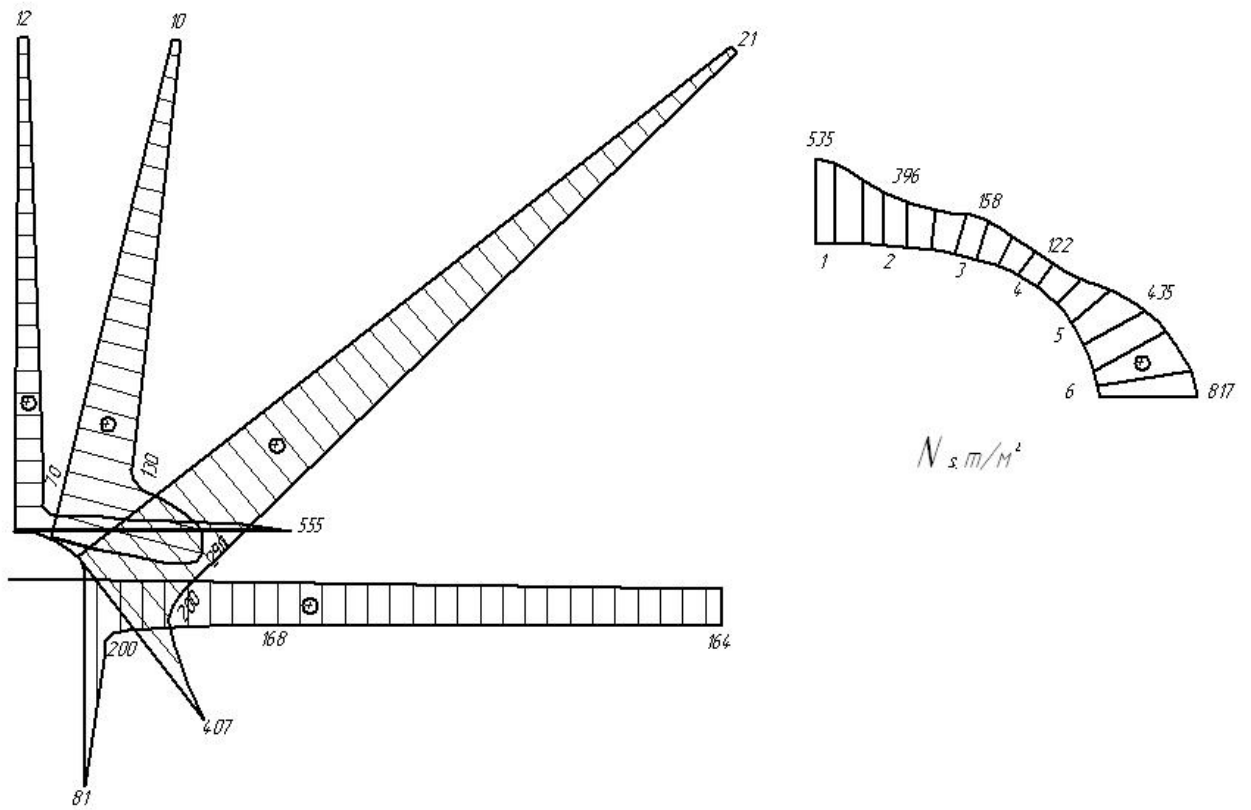


Рисунок 3.6 - Розподіл еквівалентних напружень N_s

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		35

3.2 Коефіцієнт бічного розпору $K_{б,р} = 0.2$

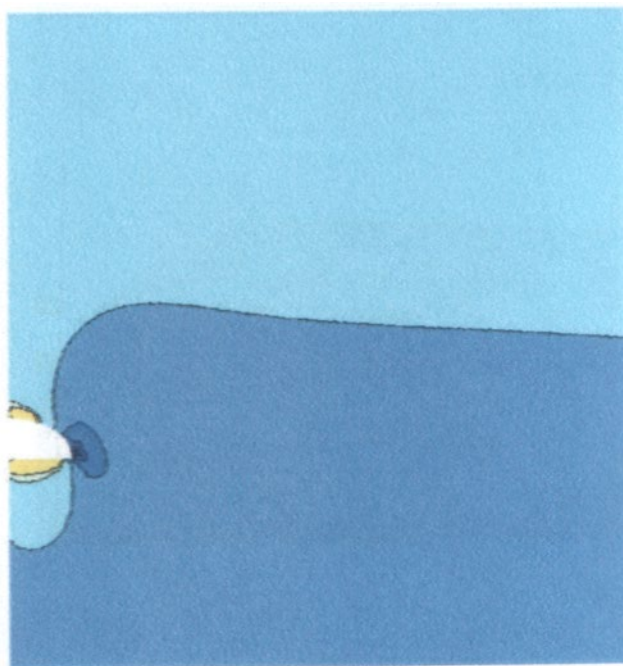
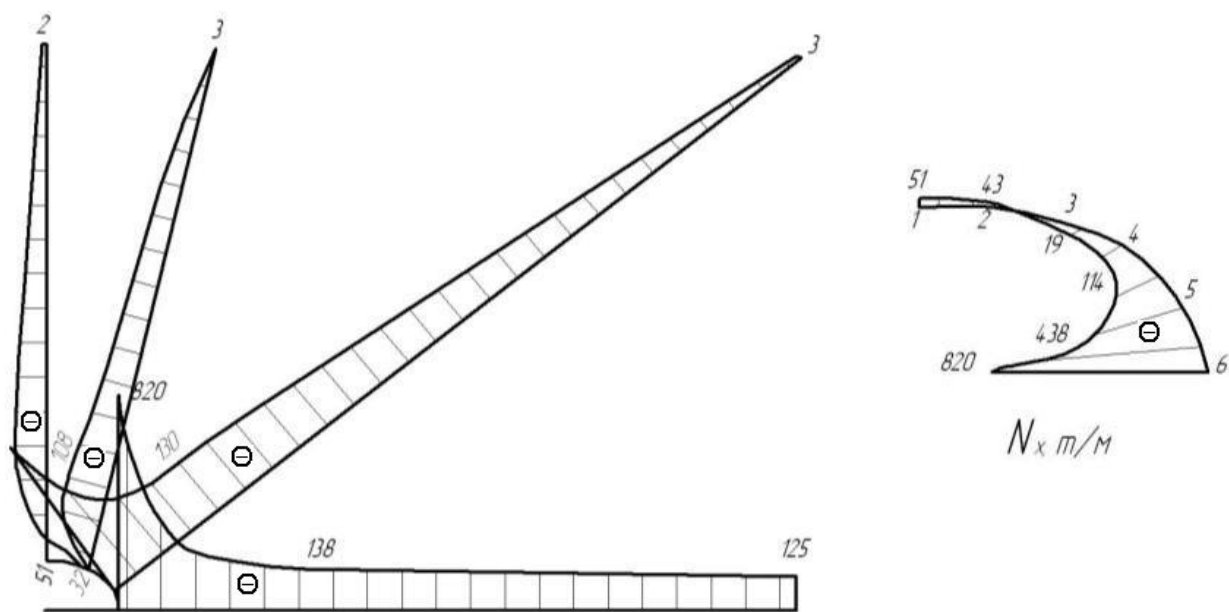


Рисунок 3.8 – Розподіл нормальних напружень N_x

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						36
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

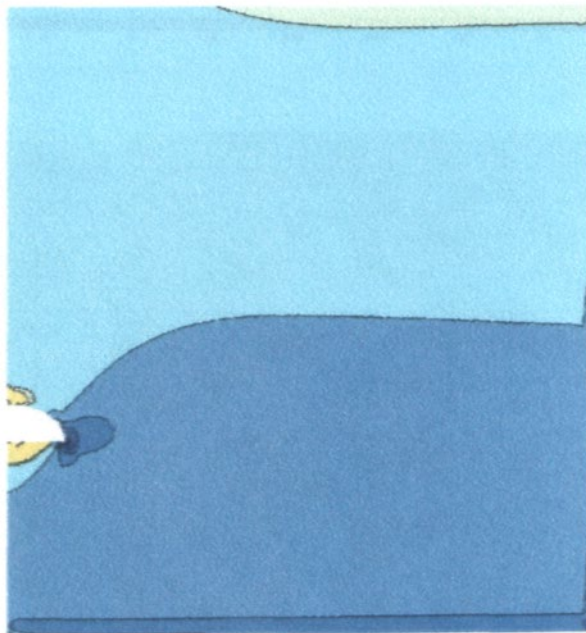
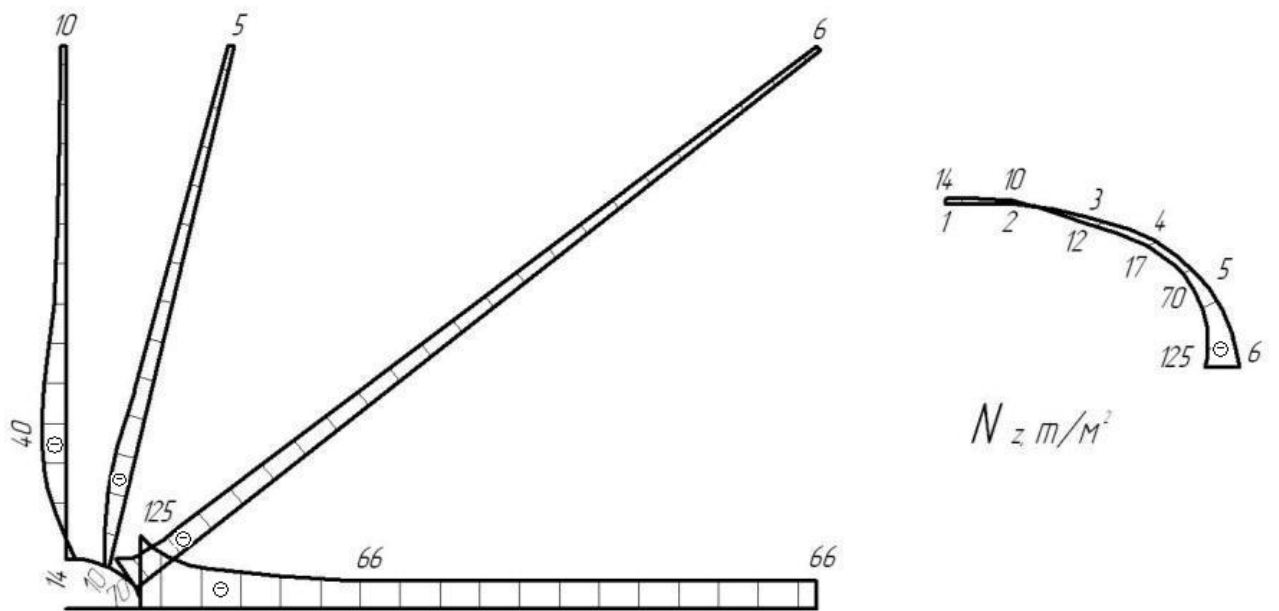


Рисунок 3.9 - Розподіл нормальних напружень N_z

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						37
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

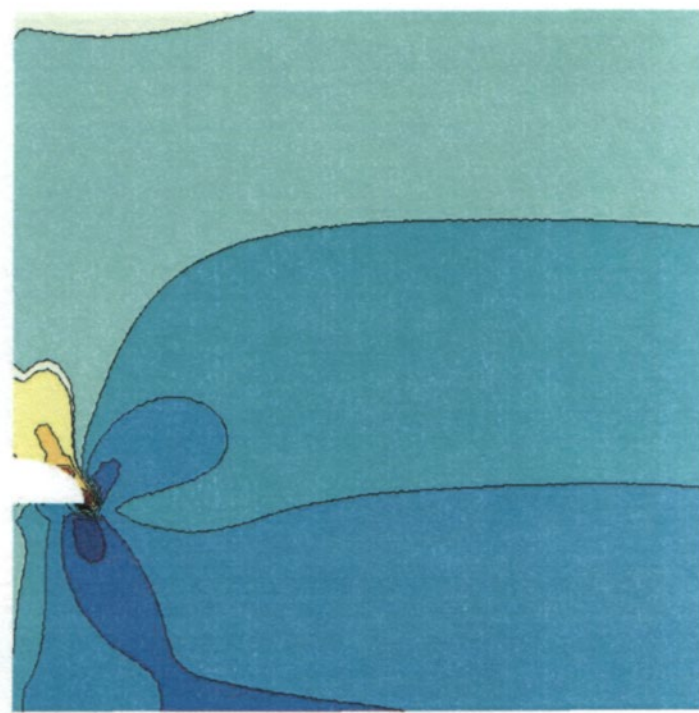
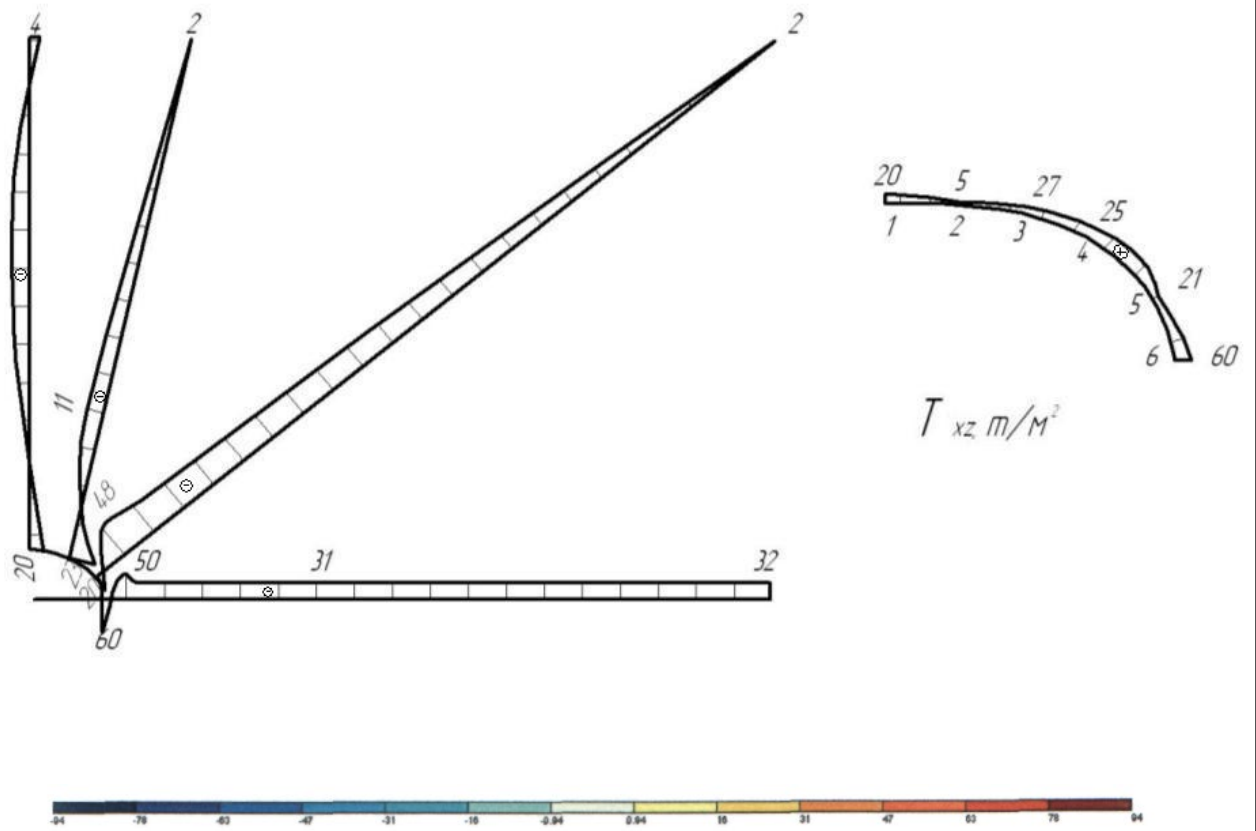


Рисунок 3.10 - Розподіл зсуваючих напружень T_{xz}

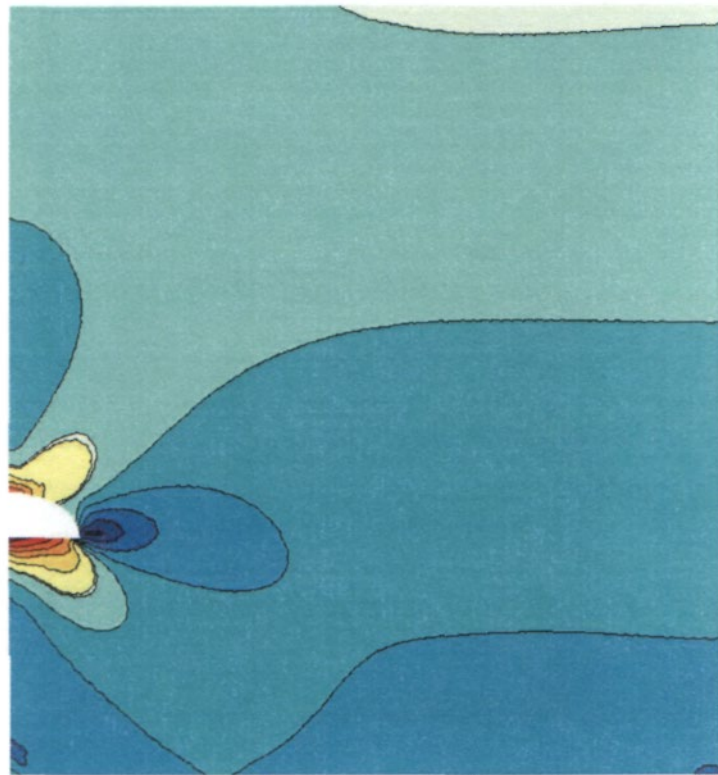
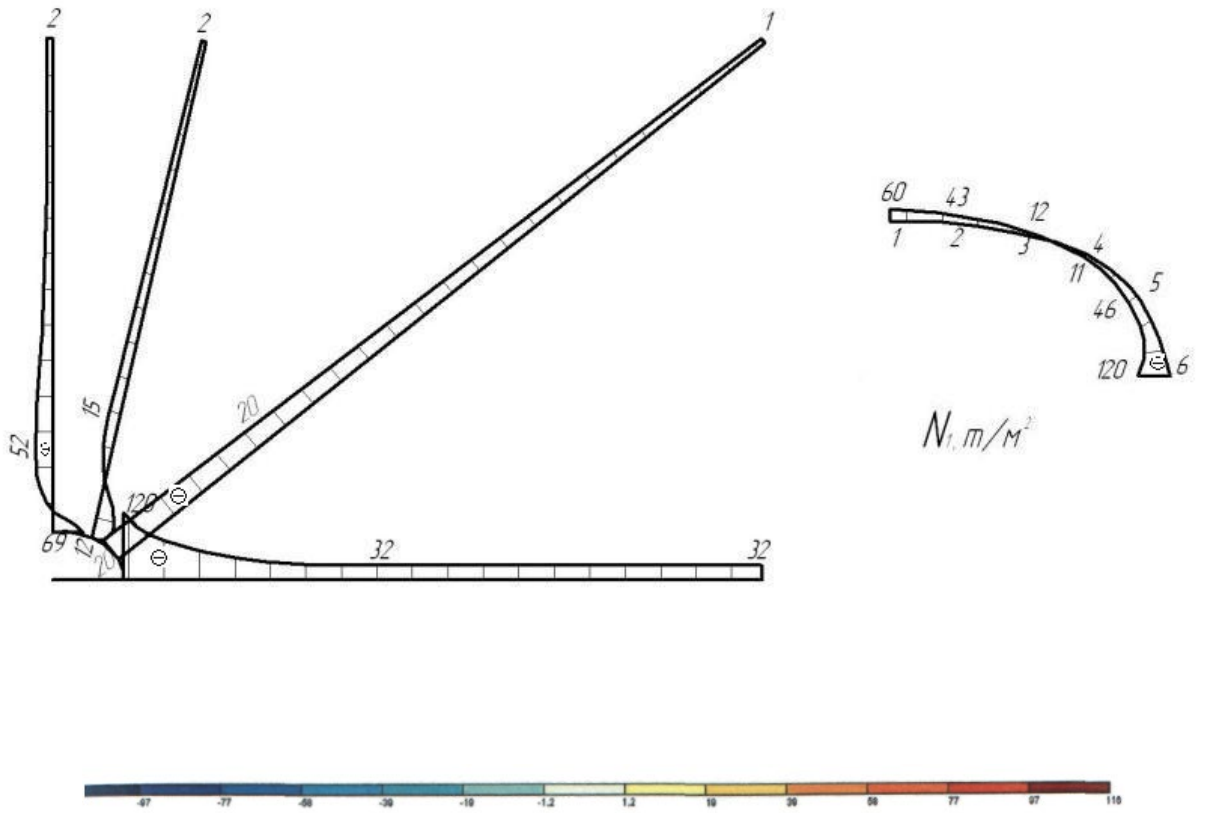


Рисунок 3.11 - Розподіл головних напружень N_1

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		39

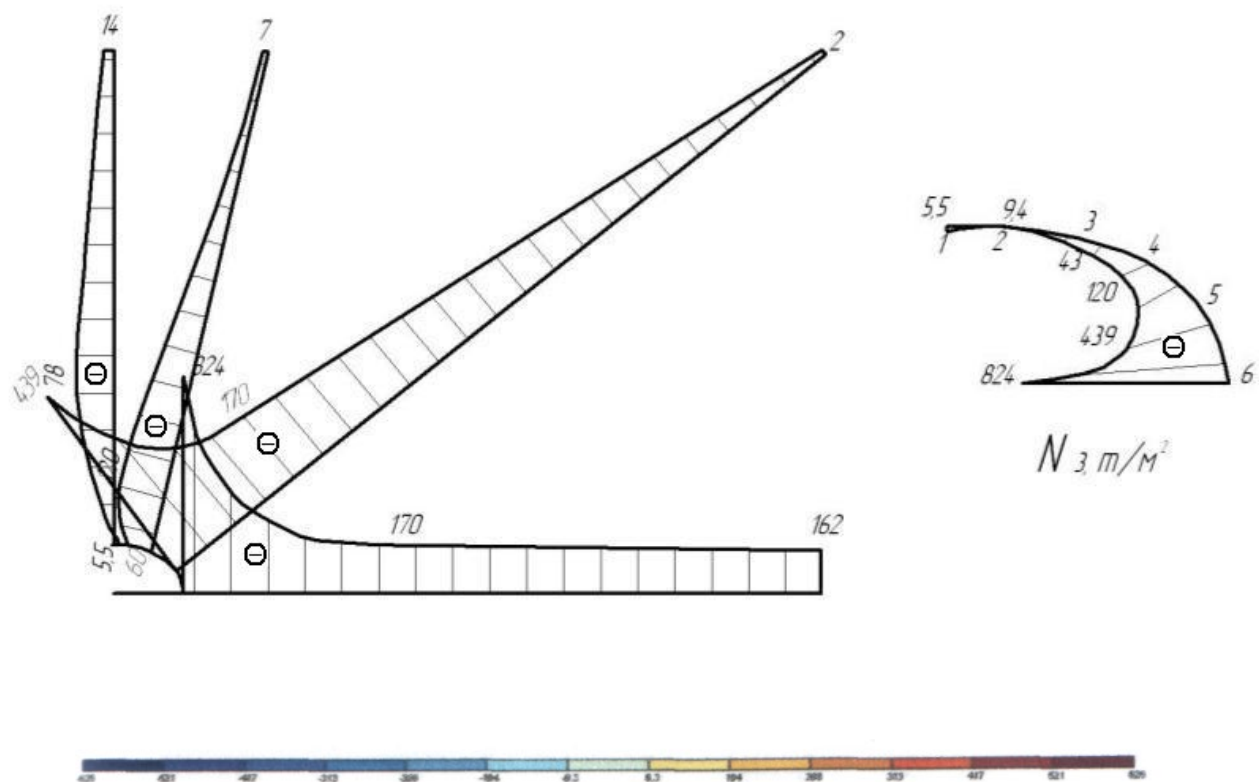
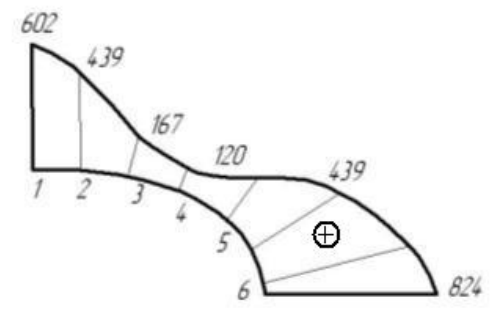
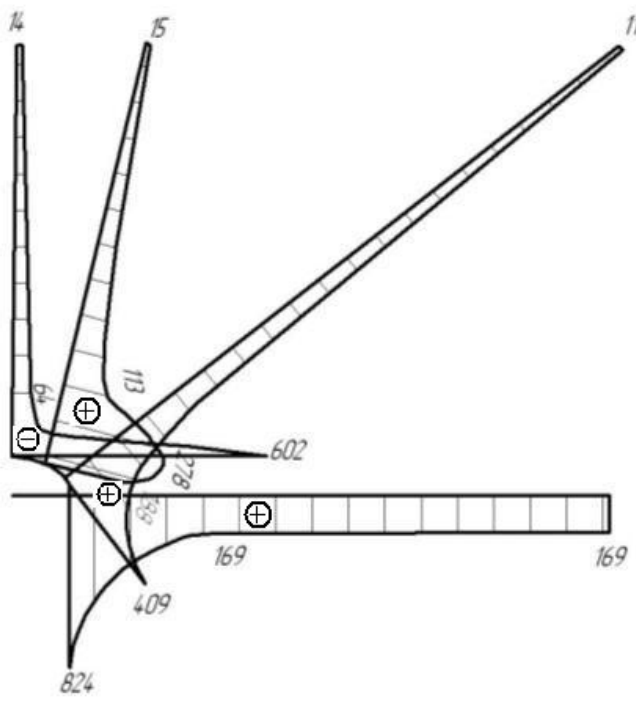


Рисунок 3.12 - Розподіл головних напружень N_3

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						40
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



$N_s \text{ m/M}^2$

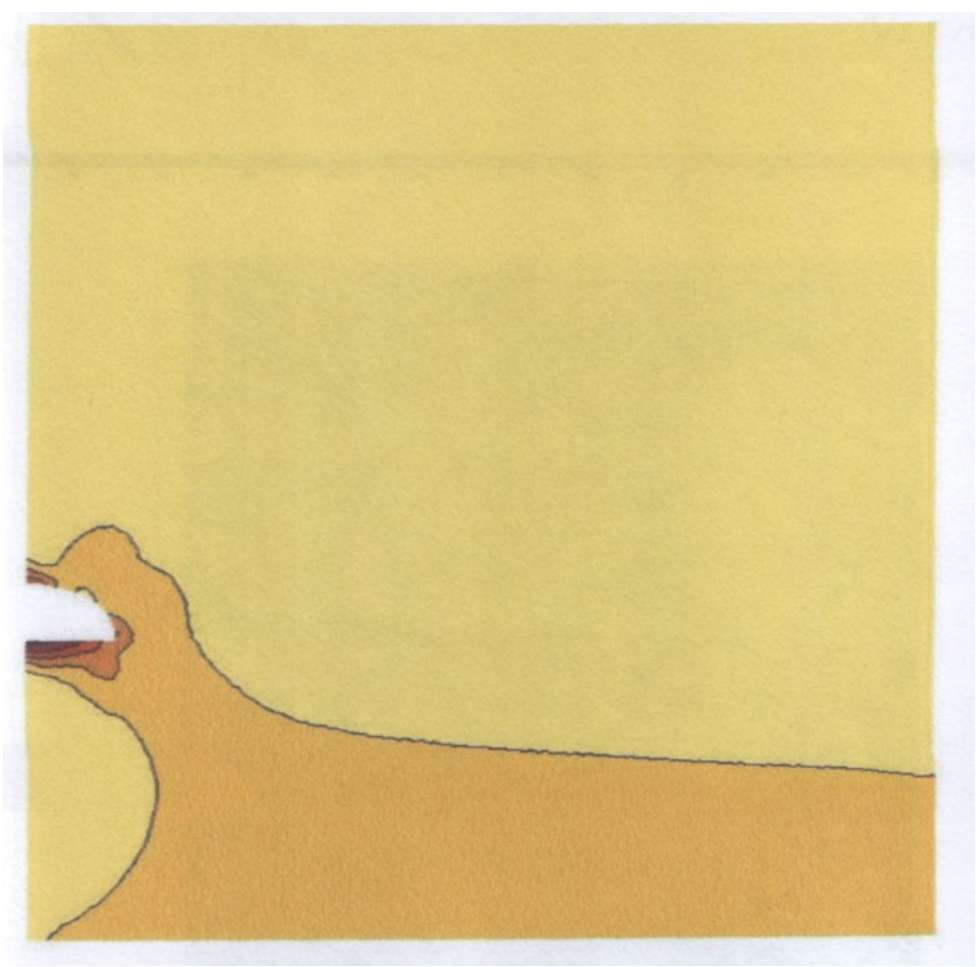


Рисунок 3.13 - Розподіл еквівалентних напружень N_s

3.3 Коефіцієнт бічного розпору $K_{б,р} = 0.4$

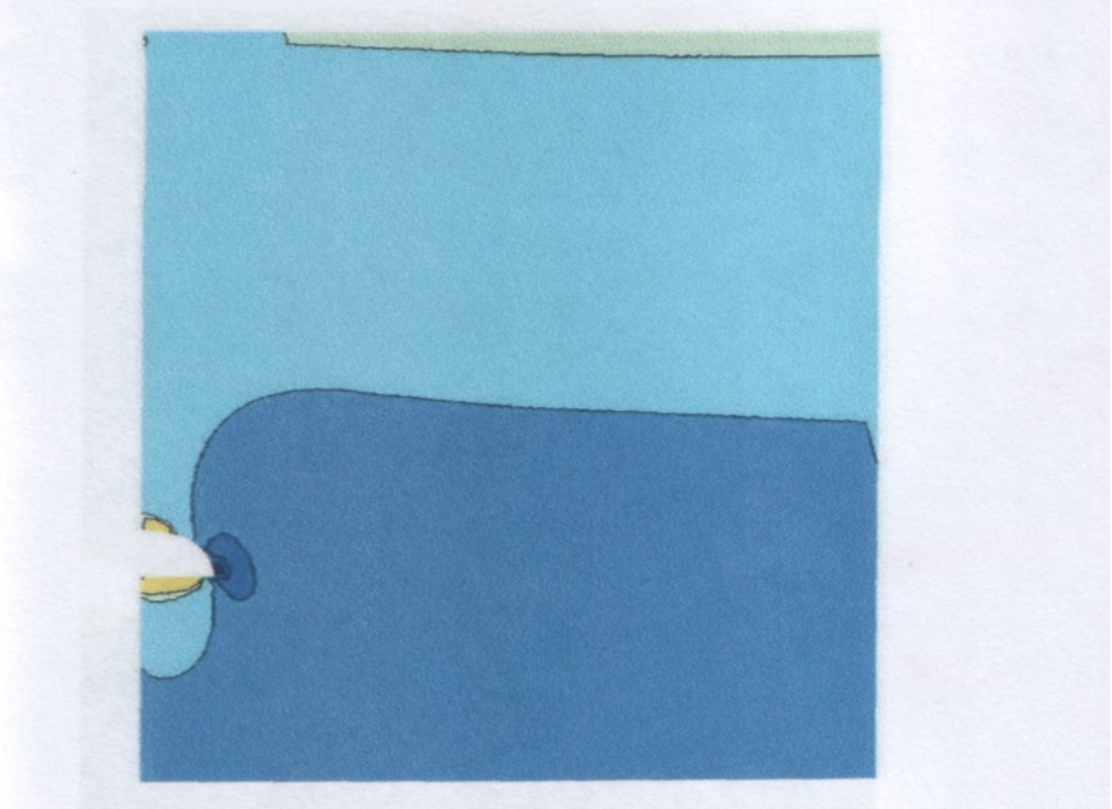
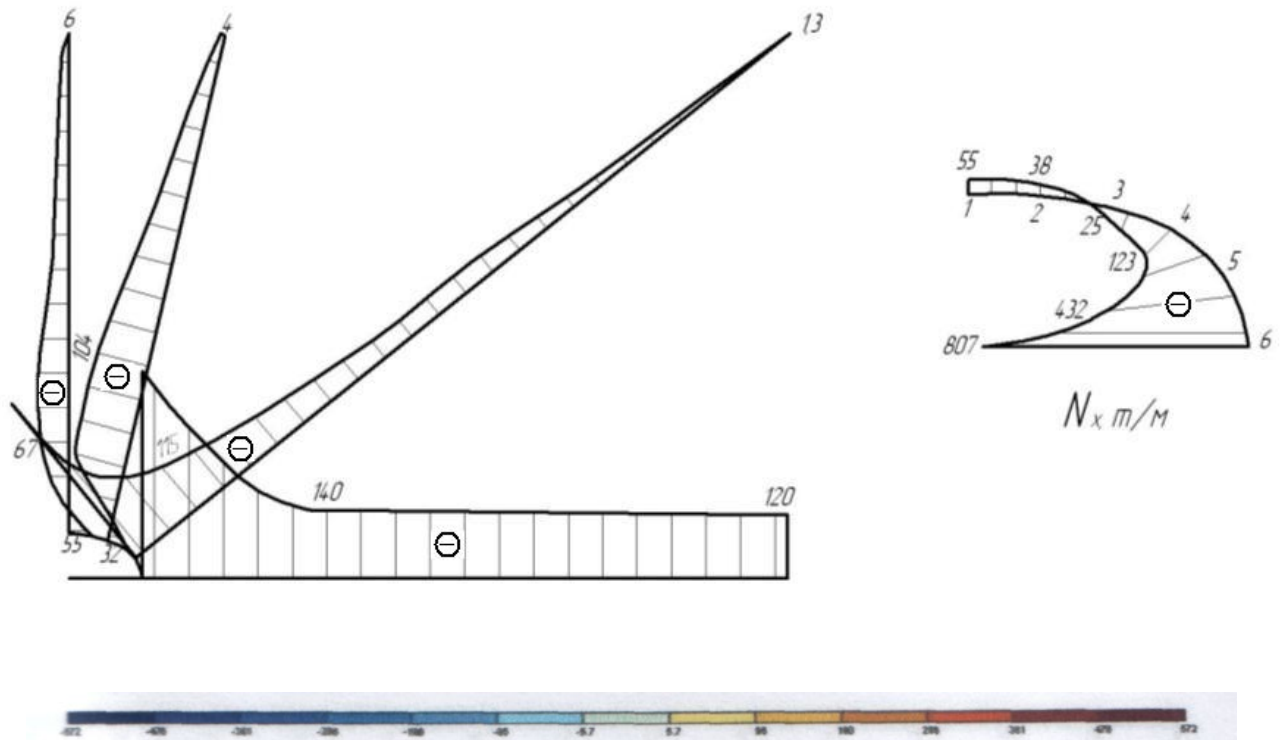


Рисунок 3.14 - Розподіл нормальних напружень N_x

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						42
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

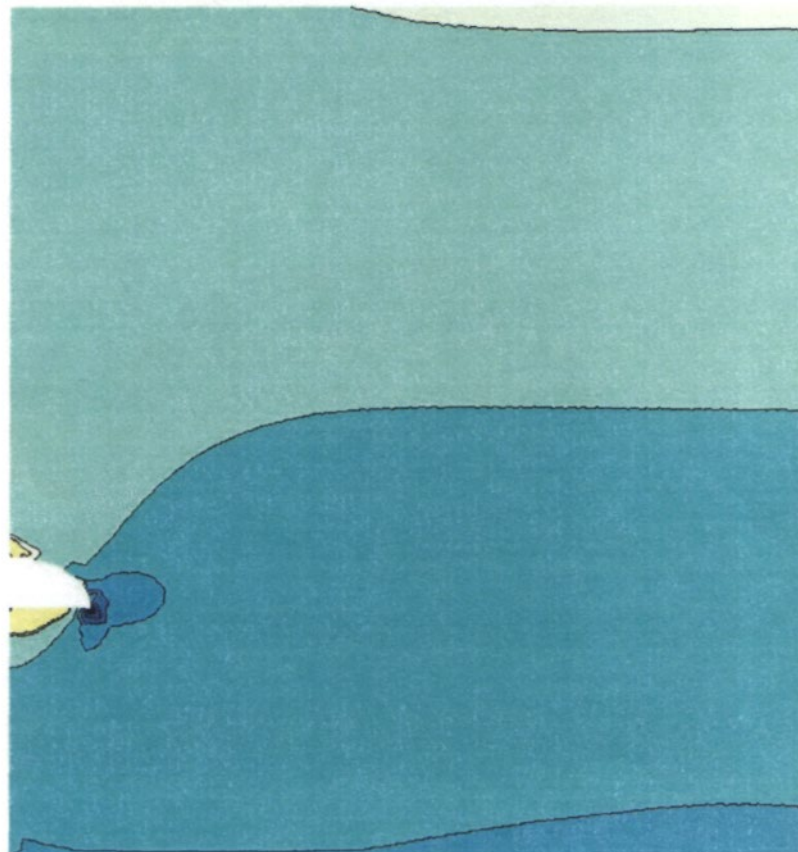
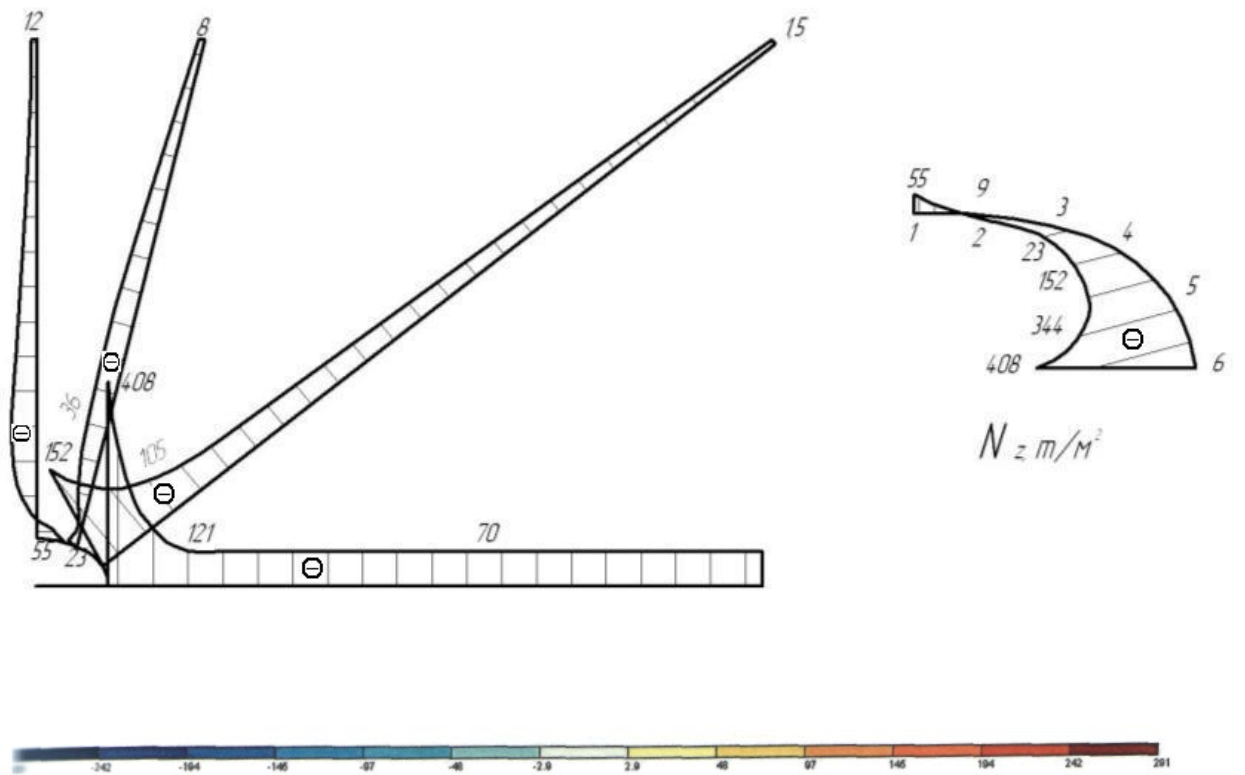


Рисунок 3.15 - Розподіл нормальних напружень N_z

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						43
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

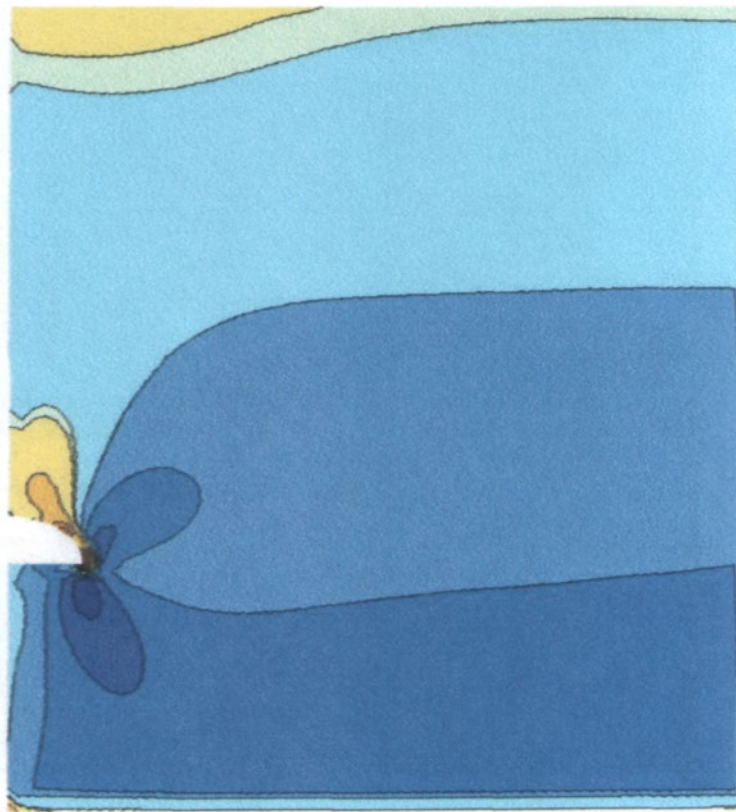
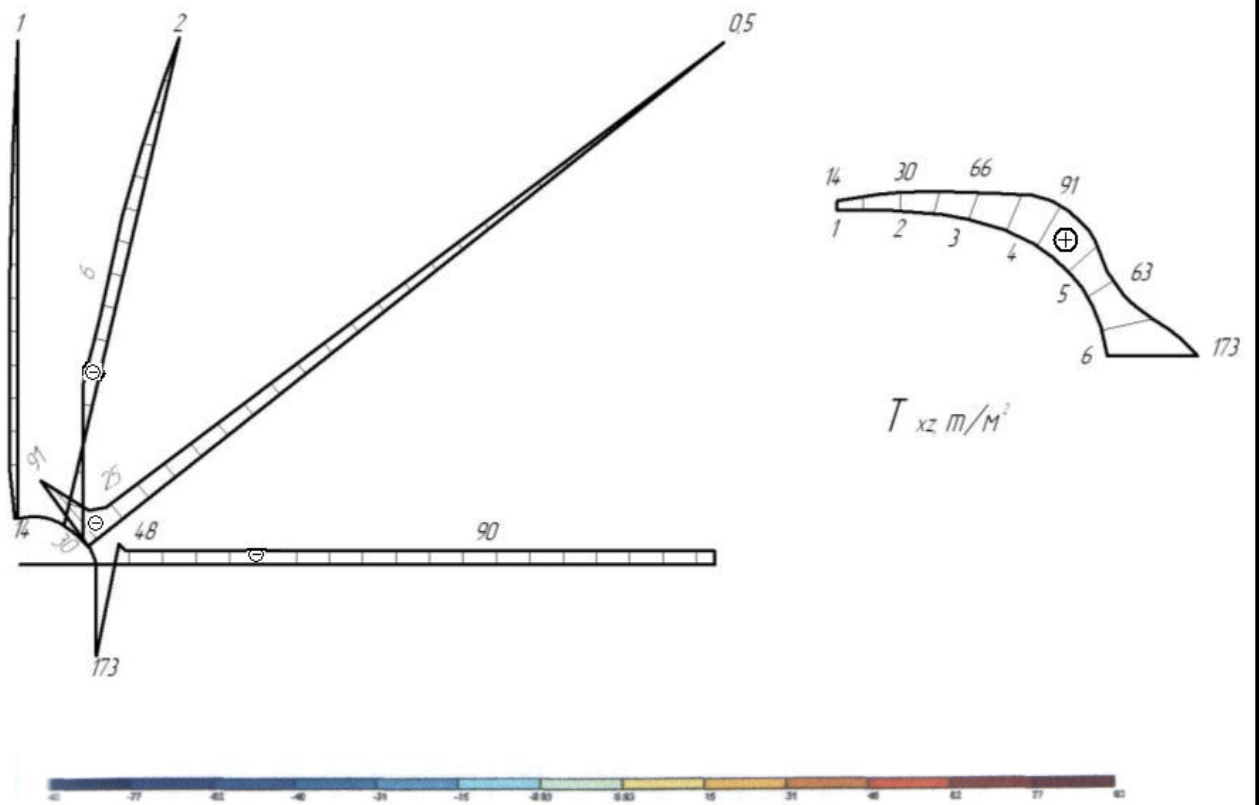


Рисунок 3.16 - Розподіл зсуваючих напружень T_{xz}

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

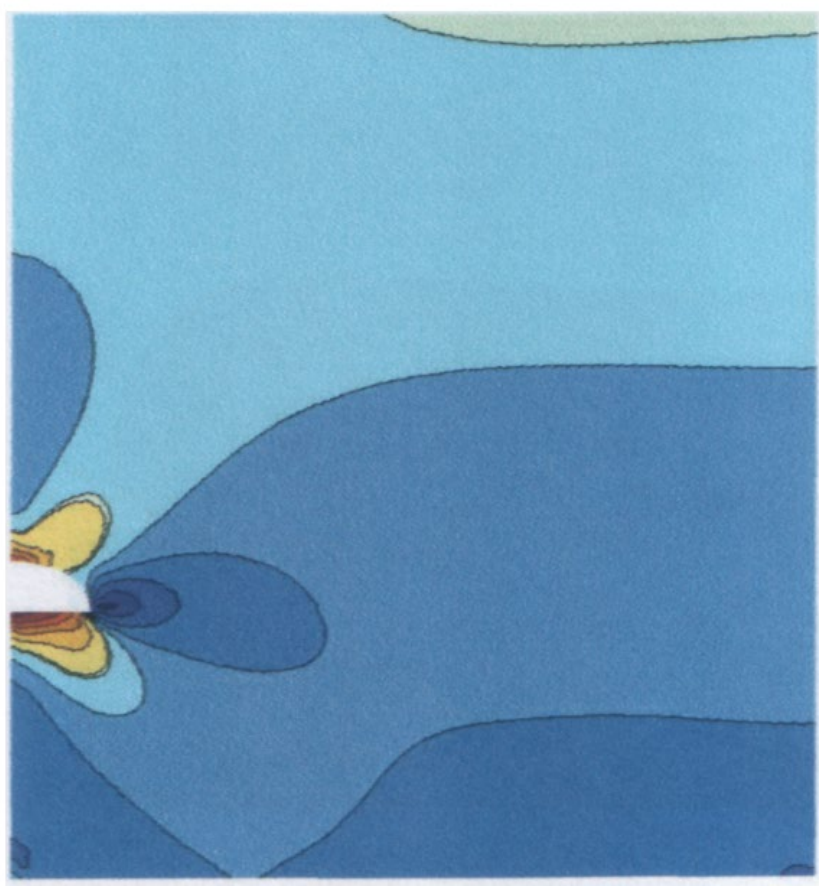
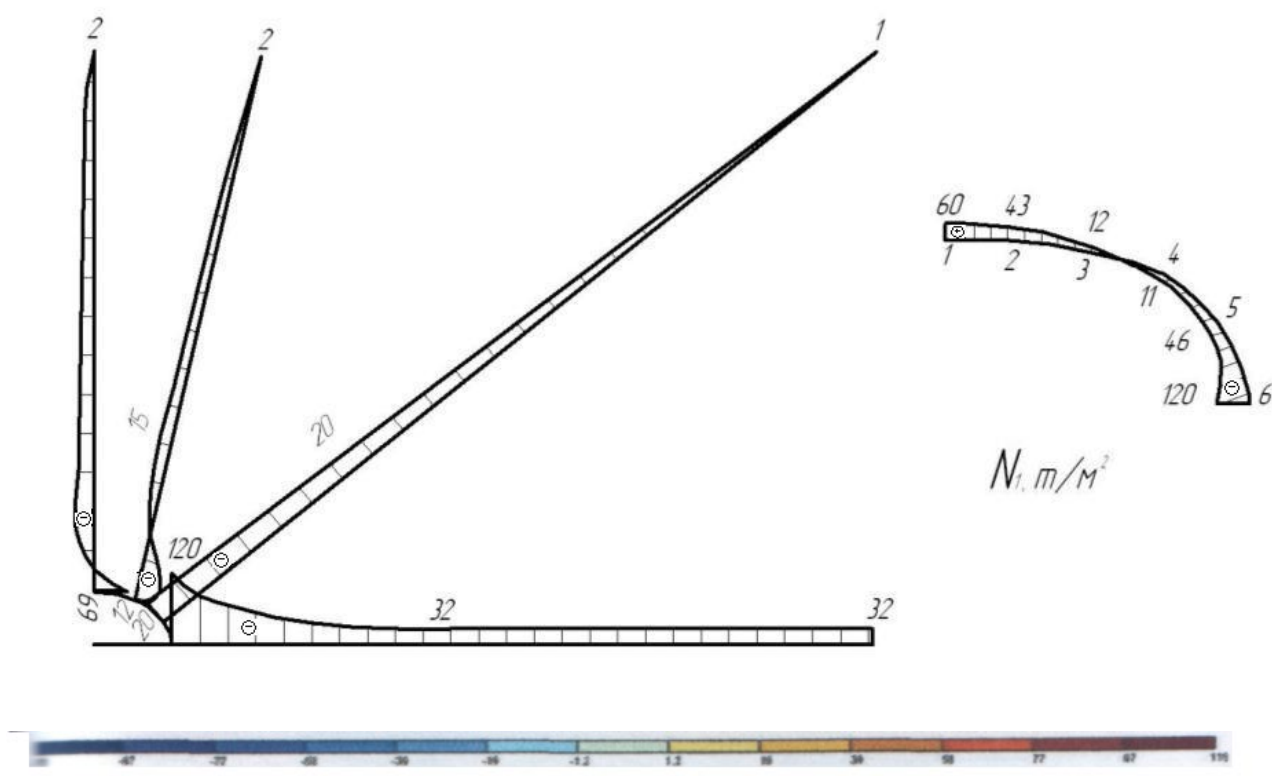


Рисунок 3.17 - Розподіл головних напружень N_1

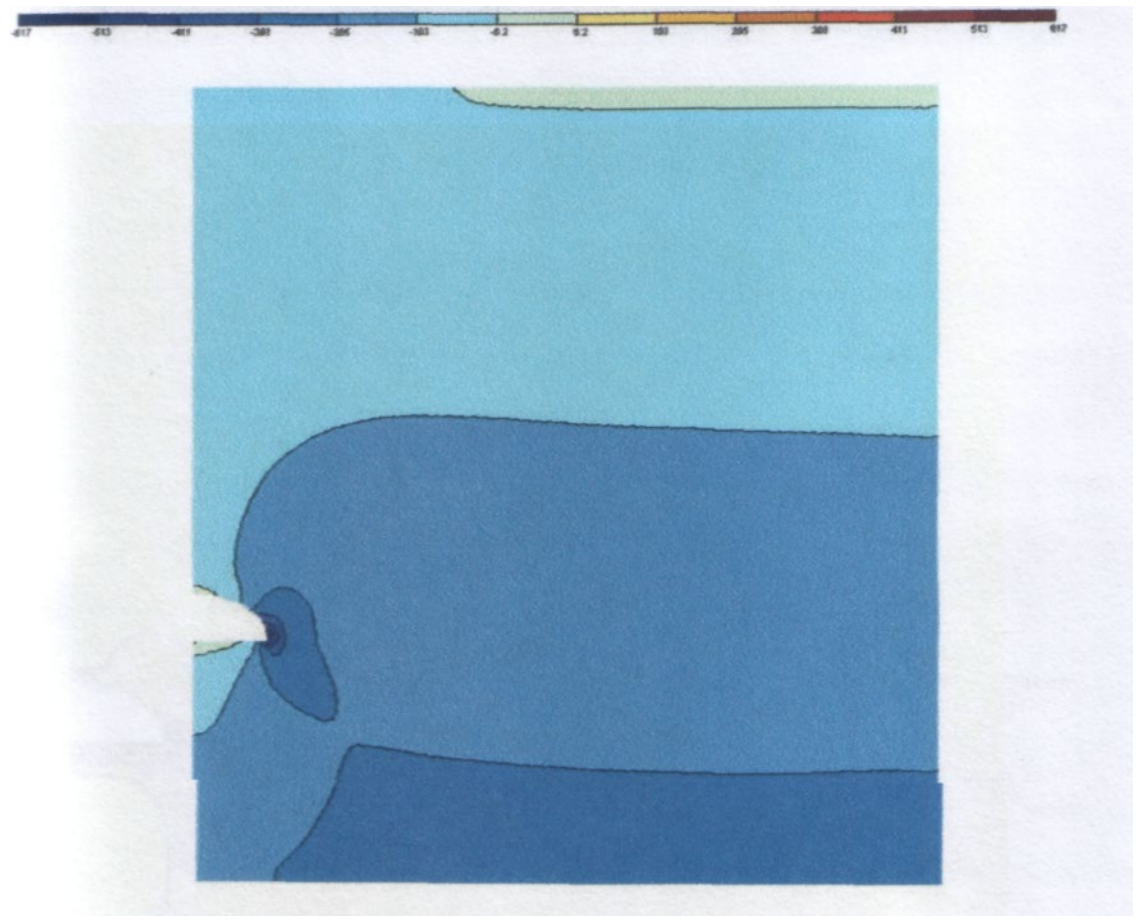
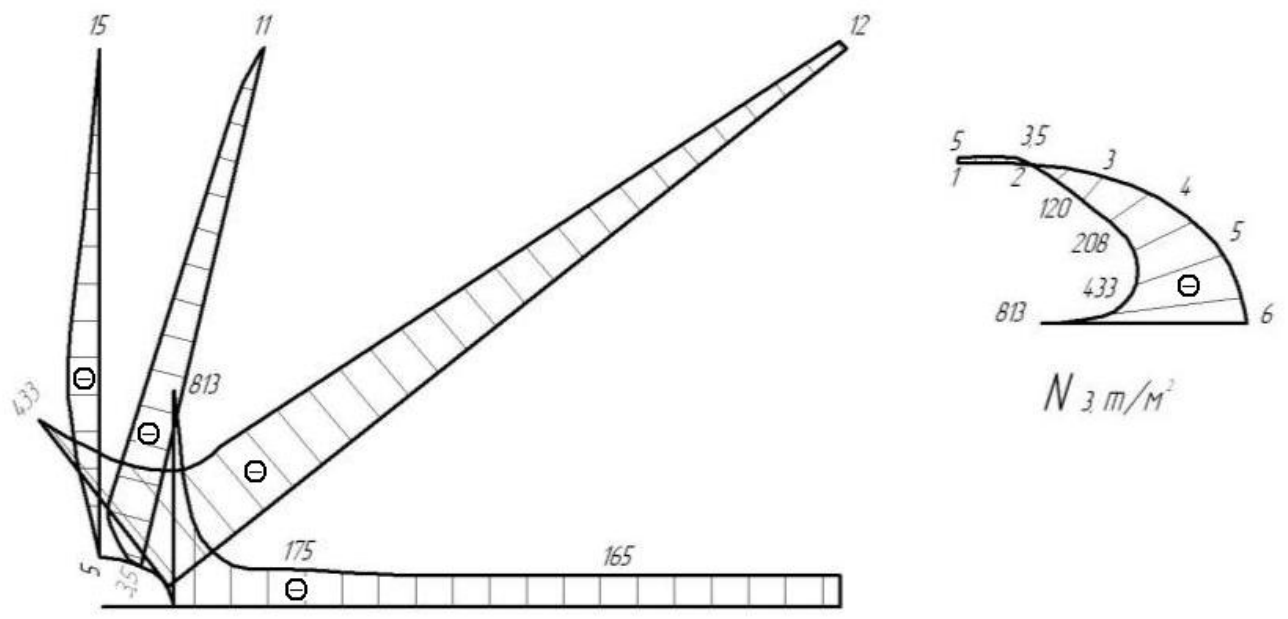


Рисунок 3.18 - Розподіл головних напружень N_3

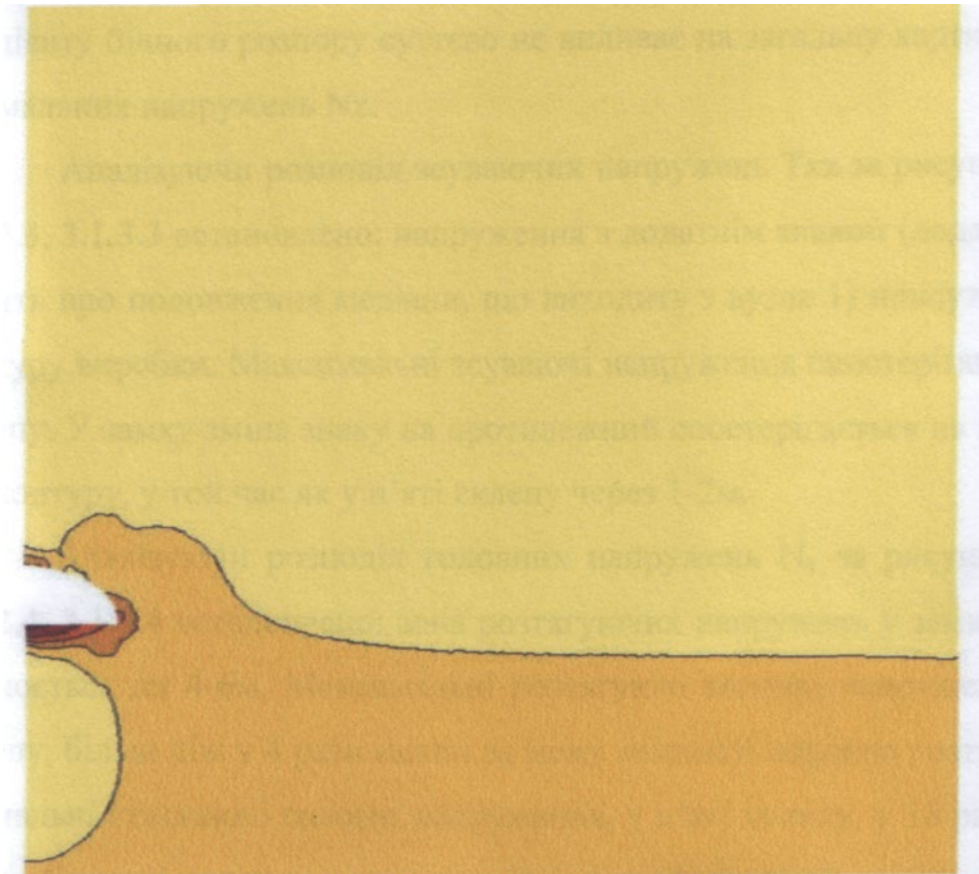
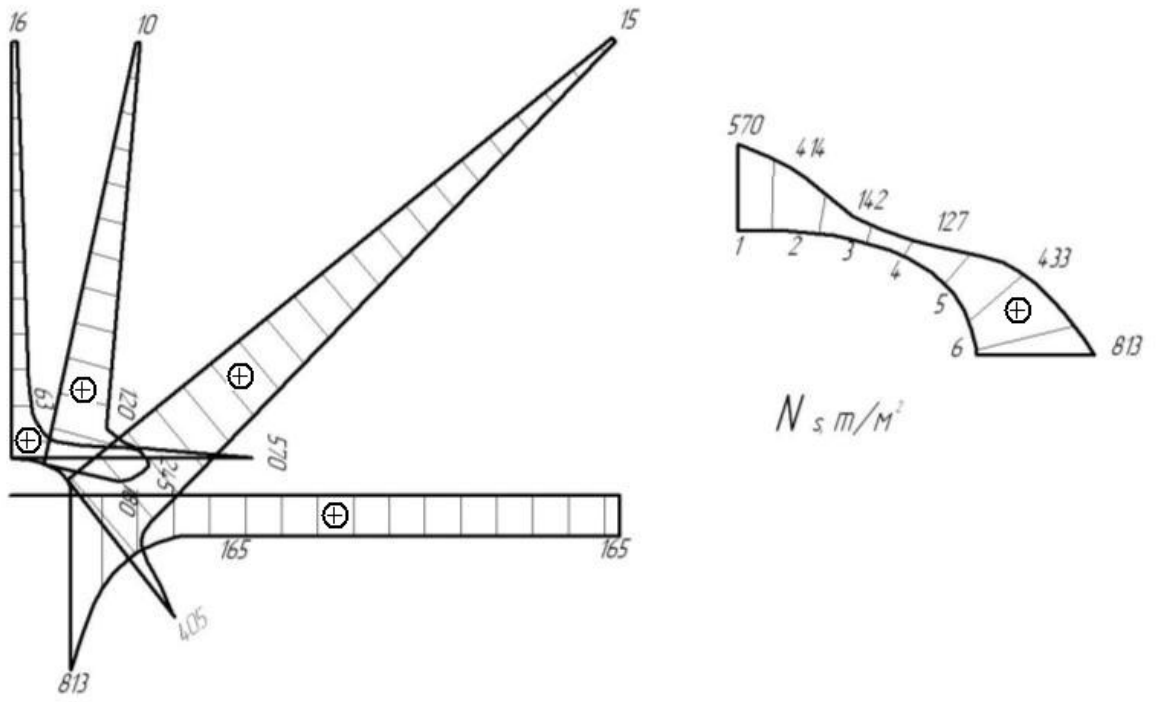


Рисунок 3.19 - Розподіл еквівалентних напружень N_s

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		47

При розробці підсклепистої частини камери перевантажувального вузла, аналізуючи за рисунками 3.2, 3.8, 3.14 розподіл нормальних напружень N_x виявлено: у замку склепу величина розтягуючих напружень у 5 разів менша за межу міцності порід на розтягнення; у п'яті склепу найбільші стискаючі напруження більш ніж у три рази менші за межу міцності порід на стиснення. При зміні коефіцієнту бічного розпору від 0 до 0.4 нормальні напруження N_x суттєво не змінюються (збільшуються на 2.5%).

Аналізуючи розподіл нормальних напружень N_z за рисунками 3.3, 3.9, 3.15 встановлено: у замку склепу присутня зона розтягуючих напружень, максимальні розтягуючі напруження більш ніж у 5 разів менше за межу міцності порід на розтягнення; стискаючі напруження у п'яті склепу більш ніж у шість разів менші за межу міцності порід на стиснення. Зміна коефіцієнту бічного розпору суттєво не впливає на загальну картину розподілу нормальних напружень N_z .

Аналізуючи розподіл зсуваючих напружень T_{xz} за рисунками 3.4, 3.10, 3.16 встановлено: напруження з додатнім знаком (додатній знак говорить про подовження медіани, що виходить з вузла 1 присутні по усьому контуру виробки. Максимальні зсуваючі напруження спостерігаються у п'яті склепу. У замку зміна знаку на протилежний спостерігається на відстані 5-6м від контуру, у той час як у п'яті склепу через 1-2м.

Аналізуючи розподіл головних напружень N_1 за рисунками 3.5, 3.11, 3.17 встановлено: зона розтягуючих напружень у замку склепу поширюється на 4-6м. Максимальні розтягуючі головні напруження, у замку склепу, більш ніж у 4 рази менші за межу міцності порід на розтягнення. Максимальні стискаючі головні напруження, у п'яті склепу, у 18 разів менші за межу міцності порід на стиснення. Зміна коефіцієнту бічного розпору суттєво не впливає на кількісний та якісний розподіл головних напружень.

Аналізуючи розподіл головних напружень N_3 за рисунками 3.6, 3.12, 3.18 встановлено: зона розтягуючих головних напружень у замку склепу присутня, але поширюється лише на 0,5м, розтягуючі головні напруження у замку склепу менші у 40 разів межі міцності порід на розтягнення. Максимальні стискаючі головні напруження, у п'яті склепу, у 3 рази менші за межу міцності порід на стиснення. Зміна коефіцієнту бічного розпору суттєво не впливає на кількісний та якісний розподіл головних напружень N_3 .

Аналізуючи розподіл еквівалентних напружень N_s за рисунками 3.7, 3.13, 3.19 виявлено, що в усіх точках контуру склепу та по усіх перетинах законтурного масиву еквівалентні напруження стиснення значно менші відповідної межі міцності породи на розтягнення. А саме, у замку склепу у 4 рази, у п'яті у 3 рази. Зміна коефіцієнту бічного розпору суттєво не впливає на кількісний та якісний розподіл еквівалентних напружень стиснення N_s .

					Розділ 3	Арк.
						48
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Узагальнюючі викладений аналіз робимо висновок, що склеп камери є стійким. Кріплення буде виконувати роль огороження від локальних вивалів. Є можливість використати змінену форму склепіння.

					<i>Розділ 3</i>	Арк.
						49
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Розділ 4
**ОБГРУНТУВАННЯ ФОРМИ СКЛЕПІННЯ І ТИПУ
 КРІПЛЕННЯ**

					<i>КНУ РМ 184 23. 01. 01 Е4</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>			<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко В.Д.</i>				<i>Обґрунтування форми склепіння і типу кріплення</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>	<i>Козаріз В.Я.</i>						49	23
						<i>РМ</i>	<i>ГБ-23м</i>	
<i>Н. Контр.</i>								
<i>Затверд.</i>	<i>Б.М.</i>							

Оскільки склепіння камери від дії навантажень продовжує бути стійким необхідно провести розрахунок внутрішніх зусиль та провести перевірку на міцність проектного та скорегованого кріплення, щоб упевнитись у тому що нова форма склепіння а також зміна товщини кріплення не впливають на його міцнісні характеристики.

4.1 Розрахунок монолітного бетонного кріплення проектної товщини

Розрахунок монолітного бетонного кріплення виконувався за методикою, що детально висвітлена у джерелі [4].

Камера перевантажувального вузла з трьохцентровим коробовим склепінням має ширину у світлі $B = 12$ м та висоту підсклепистої частини $H=4$ м (рис. 4.1). Виробка розташована у породах з об'ємною вагою $\gamma=3,35$ т/м³. Матеріал кріплення – монолітний бетон марки В15.

Проектні розміри* елементів кріплення камери для зручності зведено до таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Проектні розміри елементів кріплення камери

Показник	Величина
Ширина виробки у світлі B , м	12,0
Висота склепистої частини у світлі H , м	4,0
Радіуси склепистої частини у світлі: R , м	8,305
r , м	3,145
Кути дуг: α , град.	35
β , град.	55
Товщина кріплення у замку d_0 , м	0,5
Товщина кріплення у п'яті d , м	0,5
Товщина прошарку забутовки $d_{заб}$, м	0,15

* Кути дуг були визначені графічно за допомогою програми для проектування AutoCAD.

4.1.1 Визначення навантаження на кріплення.

Навантаження від ваги кріплення та забутовки визначаємо, прийнявши об'ємну вагу бетону та забутовки $\gamma_a = 2,5\delta / \delta^3$ та враховуючи, що вона розподілена по трапеції. Розрахунок ведемо з урахуванням власної ваги кріплення й забутовки. Через те, що бетонне кріплення є суцільним обробленням, для розрахунків всіх елементів (склепу, стін і фундаментів) уздовж виробки умовно вирізується арка довжиною 1 м. Інтенсивність навантаження у замку визначаємо з формули

										Розділ 4	Арк.
											50
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

$$q_0 = 1,5d_0 \cdot \gamma_0 = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 1,875 \text{ тс/м} \quad (4.1)$$

Інтенсивність навантаження в перерізі п'ят визначимо з умови, що вага кріплення дорівнює площі епюри навантаження.

Площа 1/2 епюри навантаження, розподіленої по трапеції:

$$S = \frac{q + q_0}{2} \left(\frac{B}{2} + \frac{q_0}{2} \right) = \frac{1,875 + q}{2} \cdot (6 + 0,25) = 3,125 \cdot (1,875 + q), \text{ тс} \quad (4.2)$$

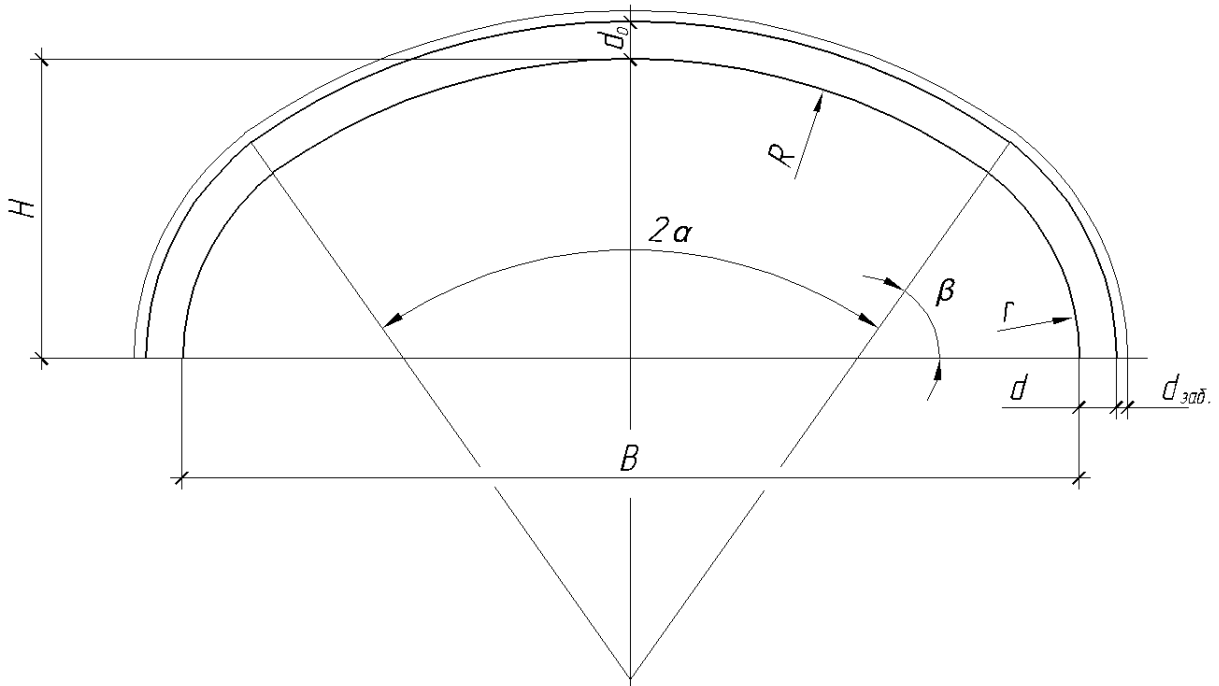


Рисунок 4.1 – Схема до розрахунку навантаження на монолітне бетонне кріплення

Площа перетину півсклепіння

$$S_{\text{п.а.}} = \frac{\pi}{360} [(R_1^2 - R^2) \cdot \alpha + (r_1^2 - r^2) \cdot \beta] \cdot \delta \cdot \tilde{n} \quad (4.3)$$

де $R_1 = R + 0,65$ - зовнішній радіус центральної частини склепіння з урахуванням забутовки;

$r_1 = r + 0,65$ - зовнішній радіус бокової частини склепіння з урахуванням забутовки.

Підставивши R_1 і r_1 , одержимо

$$S_{\text{св.}} = \frac{\pi}{360} [(8,995^2 - 8,305^2) \cdot 35 + (3,795^2 - 3,145^2) \cdot 55] = 5,589 \text{ тс}$$

Вага 1 м пів склепіння

$$G = S_{\text{св.}} \cdot \gamma = 5,589 \cdot 2,5 = 13,97 \text{ т} \quad (4.4)$$

					Розділ 4	Арк.
						51
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Прирівнявши вагу півсклепіння та площу навантаження, отримаємо

$$13,97 = 3,125 \cdot (1,875 + q),$$

звідки знаходимо

$$q = \frac{13,97}{3,125} - 1,875 = 2,5 \text{ тс/м}.$$

Розрахункові навантаження від власної ваги кріплення та забутовки з урахуванням коефіцієнта перенавантажень, рівним 1,2:

$$q_0 = 1,875 \cdot 1,2 = 2,25 \text{ тс/м};$$

$$q = 2,5 \cdot 1,2 = 3 \text{ тс/м}.$$

4.1.2 Розрахунок кріплення склепіння.

Склепіння є тричі статично невизначеною системою. Якщо розрізати склепіння в замковому перерізі і відкинути одну, наприклад ліву частину, то права частина буде знаходитися в рівновазі, за умови, що вплив відкинутої частини замінено трьома невідомими зусиллями: H_0 - поздовжня сила (розпір в замку арки); M_0 - замкової момент та Q_0 - поперечна сила. Однак у силу симетрії навантажень на склепіння поперечна сила $Q_0 = 0$. Таким чином, система є двічі статично невизначеною. Бокове навантаження на півсклепіння приймаємо рівномірно розподіленим для спрощення розрахунку, хоча вона фактично розподілена по трапеції. [4.5]

Статично невизначені зусилля M_0 та H_0 , враховуючи постійну товщину кріплення, визначаємо по відомих формулах, які при наявності постійної товщини склепу й підсумовуванні по формулі Сімпсона мають вигляд

$$M_0 = \frac{\sum M_n \cdot \sum y^2 - \sum M_n y \cdot \sum y}{3n \sum y^2 - (\sum y)^2}; \quad (4.5)$$

$$H_0 = \frac{3n \sum M_n y - \sum y \sum M_n}{3n \sum y^2 - (\sum y)^2}; \quad (4.6)$$

де y – координати центрів перерізів;

M_n – моменти у цих перерізах від зовнішніх сил.

Розбиваємо півсклепіння на 8 рівних ділянок по осі. За допомогою проектувального комплексу AutoCAD визначаємо параметри отриманих точок. Розрахункова схема склепіння представлена на рис. 4.2. Отримані дані зводимо до таблиці 4.2.

Зусилля, що діють у перетинах від рівномірно розподілених навантажень, знаходимо за формулами: [4,5]

										Розділ 4	Арк.
											52
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

– від горизонтального гірничого тиску:

$$E_y = q_0 \cdot y_m; \quad (4.7)$$

$$M_g = E_y \cdot e_y, \quad (4.8)$$

де $e_y = \frac{y_n}{2}$ – плече дії сили.

– від власної ваги кріплення у кожному перетині:

$$P_x = \frac{P_0 + P_i}{2} \cdot x_n; \quad (4.9)$$

де p_i – інтенсивність навантаження в перетині, що розглядається,

$$P_i = p_{i-1} + \frac{p - p_0}{n}. \quad (4.10)$$

$$M_g = P_x \cdot p_x. \quad (4.11)$$

Додавання виконуємо за формулою Сімпсона, не враховуючи коефіцієнт перед квадратною дужкою, тому що він зрештою скорочується:

$$\sum y = \frac{\Delta L}{3} [y_0 + 4(y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}) + 2(y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2}) + y_n] \quad (4.12)$$

Таблиця 4.2 - Параметри точок для розрахунку проектного кріплення

№ з/п	x, м	y, м	φ
0	0	0	0°
1	1,04	0,06	6°58'10''
2	2,06	0,25	13°56'4''
3	3,05	0,56	20°53'59''
4	4	1	27°51'55''
5	4,9	1,53	34°49'51''
6	5,62	2,27	54°43'49''
7	6,08	3,2	72°0'46''
8	6,25	4,25	90°

Підставляючи числові значення, отримуємо:

$$\sum y = 0 + 4 \cdot (0,06 + 0,56 + 1,53 + 3,2) + 2 \cdot (0,25 + 1 + 2,27 + 4,25);$$

$$\sum M_q = 0 + 4 \cdot (1,25 + 11,38 + 30,84 + 49,62) + 2 \cdot (5,06 + 20,05 + 41,48 + 53,62);$$

$$\sum y^2 = 0 + 4 \cdot (0,004 + 0,31 + 2,34 + 10,24) + 2 \cdot (0,06 + 1 + 5,15 + 18,06);$$

Значення розпору H_0 та моменту M_0 у замковому перетині визначимо за вищенаведеними формулами:

					Розділ 4	Арк.
						53
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$H_0 = -\frac{3 \cdot 8 \cdot 1536,42 - 36,94 \cdot 612,78}{1364,56 - 3 \cdot 8 \cdot 100,12} = 13,71 \text{ мс};$$

$$M_0 = -\frac{100,12 \cdot 612,78 - 36,94 \cdot 1536,42}{1364,56 - 3 \cdot 8 \cdot 100,12} = 4,43 \text{ мс};$$

Зміна знаків в обох формулах виконана тому, що момент M_q від'ємний, оскільки діє проти годинникової стрілки відносно п'яти склепіння.

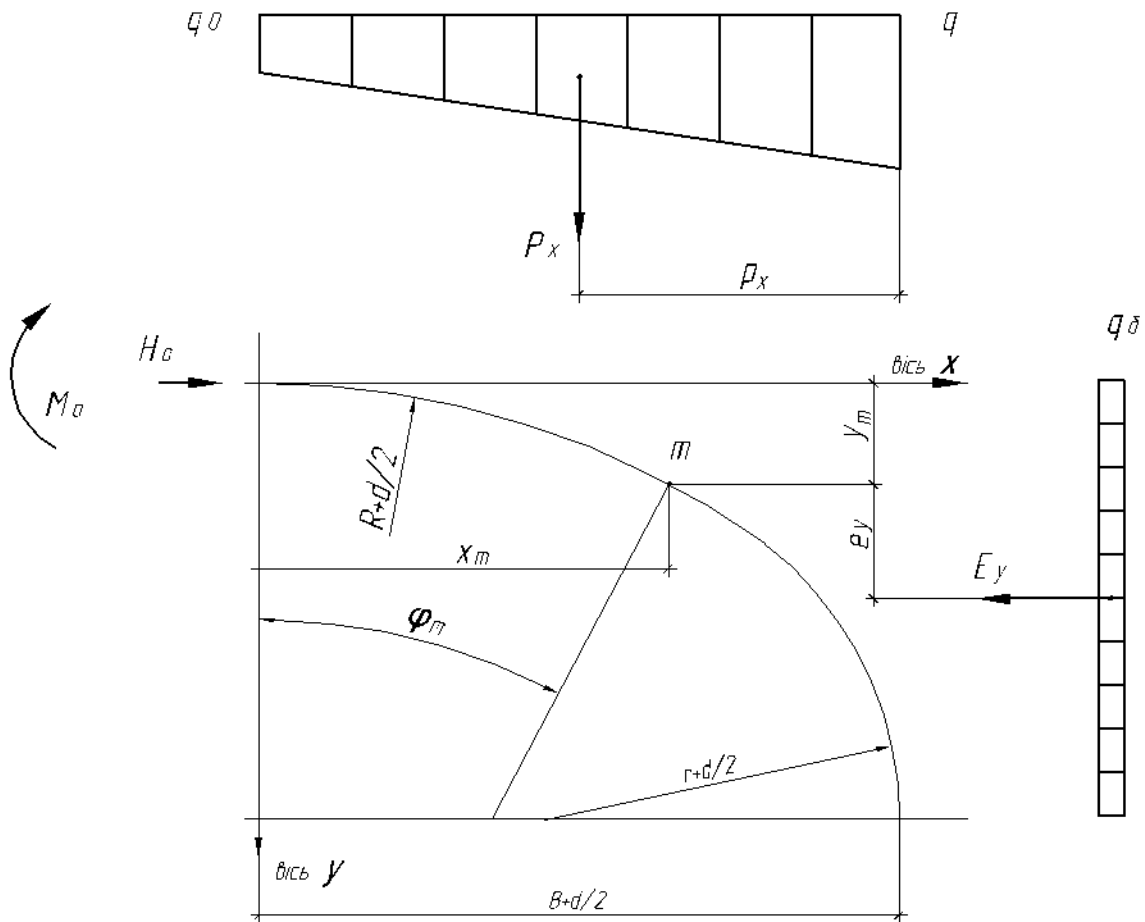


Рисунок 4.2. Розрахункова схема монолітного бетонного кріплення.

Зусилля для поздовжніх і поперечних сил, а також згинаючі моменти в якому завгодно перетині знаходимо з формул:

$$M = M_0 + H_0 y - M_g - M_s. \quad (4.13)$$

$$Q = H_0 \sin \varphi_n - P_x \cos \varphi_n - E_y \sin \varphi_n; \quad (4.14)$$

$$N = H_0 \cos \varphi_n + P_x \sin \varphi_n - E_y \cos \varphi_n; \quad (4.15)$$

Результати розрахунків значень E_y , P_x , поздовжніх, поперечних сил та згинаючих моментів в розглядаємих перетинах зведено до таблиці 4.3, епюри поздовжніх, поперечних сил та згинаючих моментів зображені на рис. 4.3 – 4.5

					Розділ 4	Арк.
						54
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розраховуємо положення кривої тиску у склепінні. Для цього знаходимо ексцентриситет прикладення поздовжньої сили в усіх перетинах, що розглядаються, за формулою:

$$e = \frac{M_x}{N_x}. \quad (4.16)$$

Результати розрахунків ексцентриситету прикладення поздовжньої сили приведені у таблиці 4.3. По розрахованих ексцентриситетах побудована крива тиску яка зображена на рис. 4.6

					<i>Розділ 4</i>	Арк.
						55
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Епюра N_x (1:100)

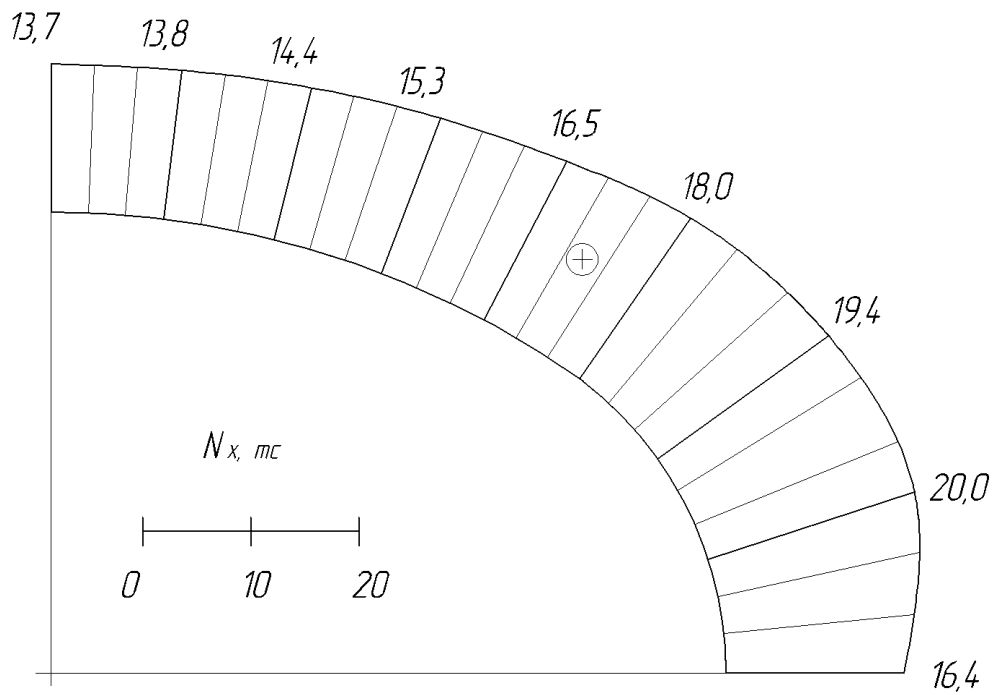


Рисунок 4.3 – Епюра поздовжніх сил

Епюра Q_x (1:100)

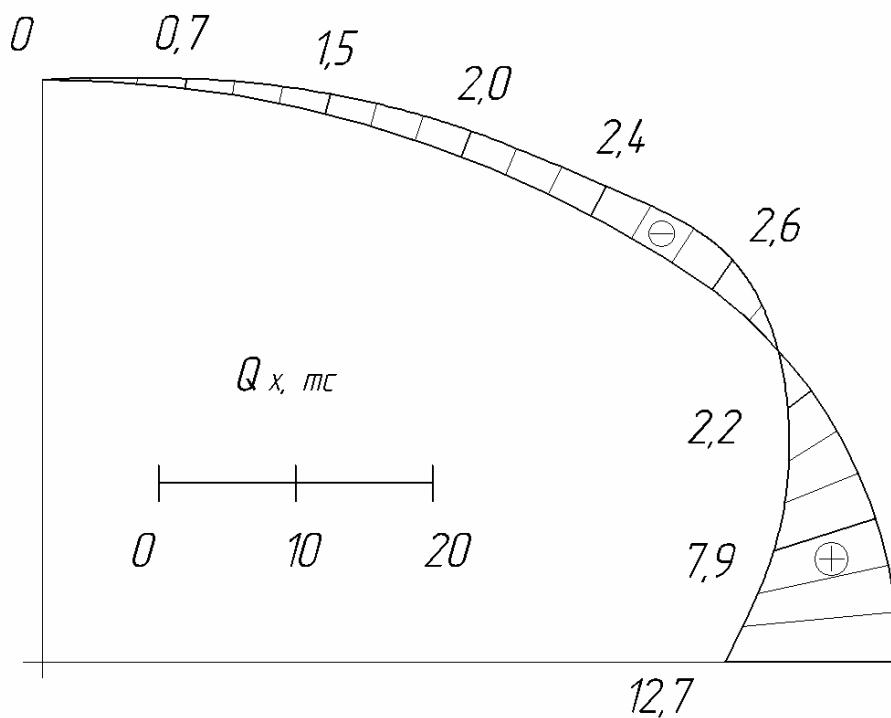


Рисунок 4.4 – Епюра поперечних сил

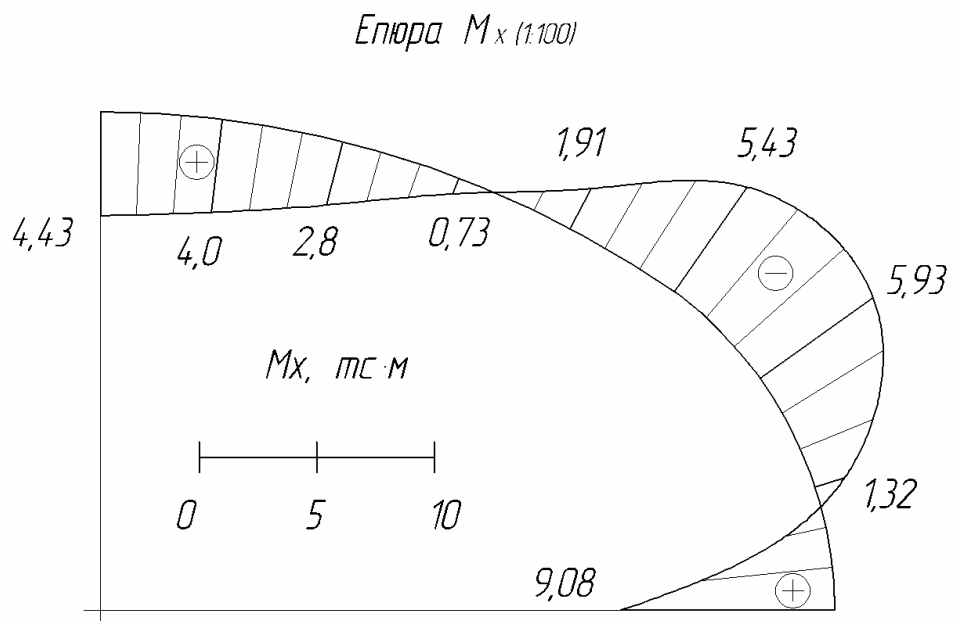


Рисунок 4.5– Епюра згинаючих моментів

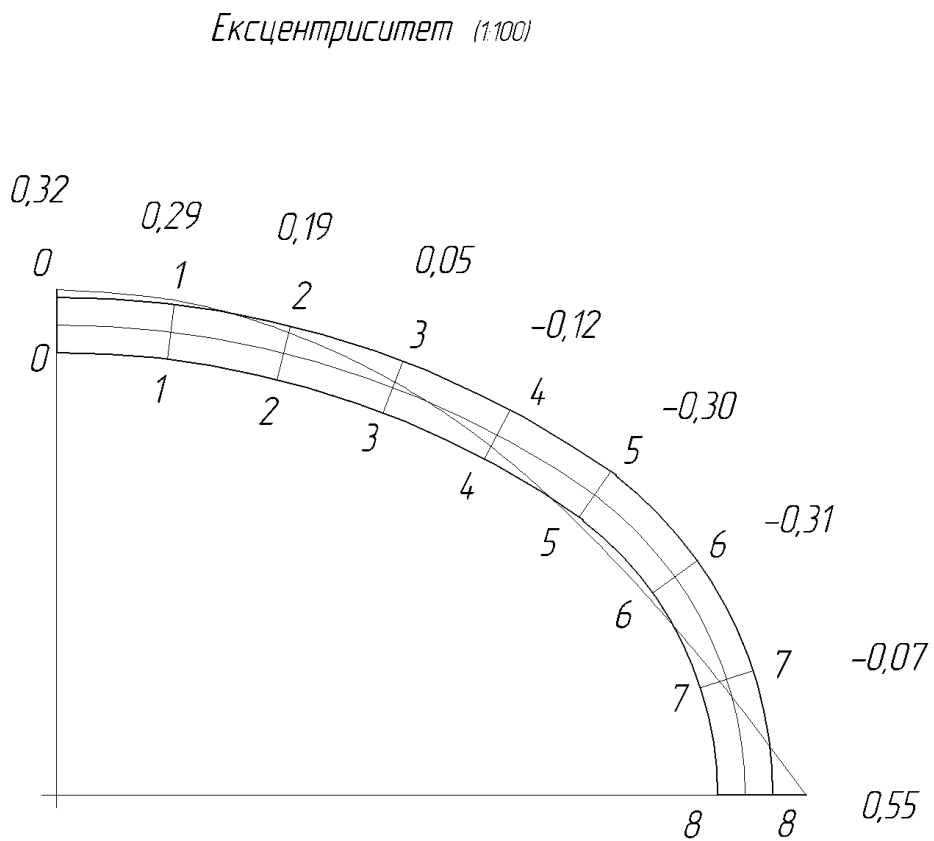


Рисунок 4.6– Крива лінія тиску в проектному кріпленні

Перевіряємо склепіння на міцність за формулою для позacentрового стиску

$$\sigma_{\max 1,2} = \frac{N_n}{mF} \pm \frac{M_n}{mW} \leq R_{1,2}, \quad (4.17)$$

де $m = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи кріплення, що визначається за табл.1 БНіП II-М.4 – 65;

$F = d_0 \cdot 1$ – площа поперечного перерізу склепіння довжиною m ;

$W = \frac{1 \cdot d_0^2}{6}$ – момент опору перерізу склепіння довжиною 1 м згинанню;

$R_1 = 90 \text{ кгс/см}^2 = 900 \text{ тс/м}^2$ – розрахунковий опір бетону марки 200 стиску при згинанні, що визначається з табл. 2 БНіП II-В.1 – 62;

$R_2 = 6,4 \text{ кгс/см}^2 = 64 \text{ тс/м}^2$ – розрахунковий опір бетону марки 200 розтягненню, що визначається з табл. 2 БНіП II-В.1 – 62.

Результати перевірки склепіння на міцність приведені у таблиці 4.4.

Таблиця 4.4 - Результати перевірки склепіння на міцність

№ п/п	$\sigma_{\max 1}, \text{тс/м}^2$	$\sigma_{\max 2}, \text{тс/м}^2$
0	165,9	97,3
1	155,0	85,8
2	82,8	46,1
3	23,0	15,3
4	18,2	100,8
5	117,3	207,5
6	131,9	228,8
7	8,0	92,0
8	311,8	229,7

Проведений аналіз силових параметрів (M, N, Q, e) монолітного бетонного кріплення у підсклепистій частині камери при її постійній товщині та проектних розмірах вказав на наявність в замковій частині (а саме точки 0, 1, 2, 5, 6) та п'яти склепіння високих розтягуючих напружень, що перевищують дозволених, у п'яти склепіння ексцентриситет перевищує дозволених відхилення більш ніж у 3 рази, а у замку він перевищує осьову лінію склепіння на 0,3 м.

З отриманого розрахунку можна зробити висновок, що існує необхідність змінити форму склепіння з проектного трьохциркульного на одноциркульний із зменшенням товщини кріплення у замковій частині до 0,2 м.

Для подальшого дослідження виконую розрахунок кріплення зміненої форми та товщини, що пропонується.

Таблиця 4.3 – Результати розрахунку внутрішніх зусиль у проектному кріпленні

№ з/п	x, м	y, м	φ, град.	Вертикальне навантаження			Бічне навантаження		
				G _x , тс	g _x , м	M _g , тс·м	E _y , тс	e _y , м	M _e , тс·м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1,04	0,06	6°58'10''	2,41	0,52	1,25	0,02	0,03	0,001
2	2,06	0,25	13°56'4''	4,9	1,03	5,05	0,06	0,13	0,01
3	3,05	0,56	20°53'59''	7,43	1,53	11,34	0,14	0,28	0,04
4	4	1	27°51'55''	9,96	2,0	19,92	0,25	0,5	0,13
5	4,9	1,53	34°49'51''	12,47	2,45	30,55	0,38	0,77	0,29
6	5,62	2,27	54°23'49''	14,53	2,81	40,83	0,57	1,14	0,65
7	6,08	3,2	72°0'46''	15,9	3,04	48,34	0,8	1,6	1,28
8	6,25	4,25	90°	16,41	3,13	51,36	1,06	2,13	2,26
Σ		36,94							

Продовження таблиці 4.3

ΣM _q	y ²	M _q ·y	M _x , тс	N _x , тс	Q _x , тс	e, м
11	12	13	14	15	16	17
0	0	0	4,43	13,71	0	0,32
1,25	0,004	0,08	4,0	13,84	-0,74	0,29
5,06	0,06	1,27	2,8	14,42	-1,48	0,19
11,38	0,31	6,37	0,73	15,30	-2,02	0,05
20,05	1	20,05	-1,91	16,53	-2,44	-0,12
30,84	2,34	47,19	-5,43	18,04	-2,63	-0,3
41,48	5,15	94,16	-5,93	19,39	2,22	-0,31
49,62	10,24	158,78	-1,32	20,01	7,85	-0,07
53,62	18,06	227,89	9,08	16,41	12,65	0,55
612,78	100,12	1536,42				

4.2. Розрахунок скорегованого монолітного бетонного кріплення

Приймаємо нову форму склепіння у вигляді піднятого одноциркульного склепіння з радіусом осьової лінії 6,85 м та зміненою товщиною монолітного бетонного кріплення у замку та п'яті, що дорівнює 0,2 м та 0,4 м відповідно (рис. 4.7).[16]

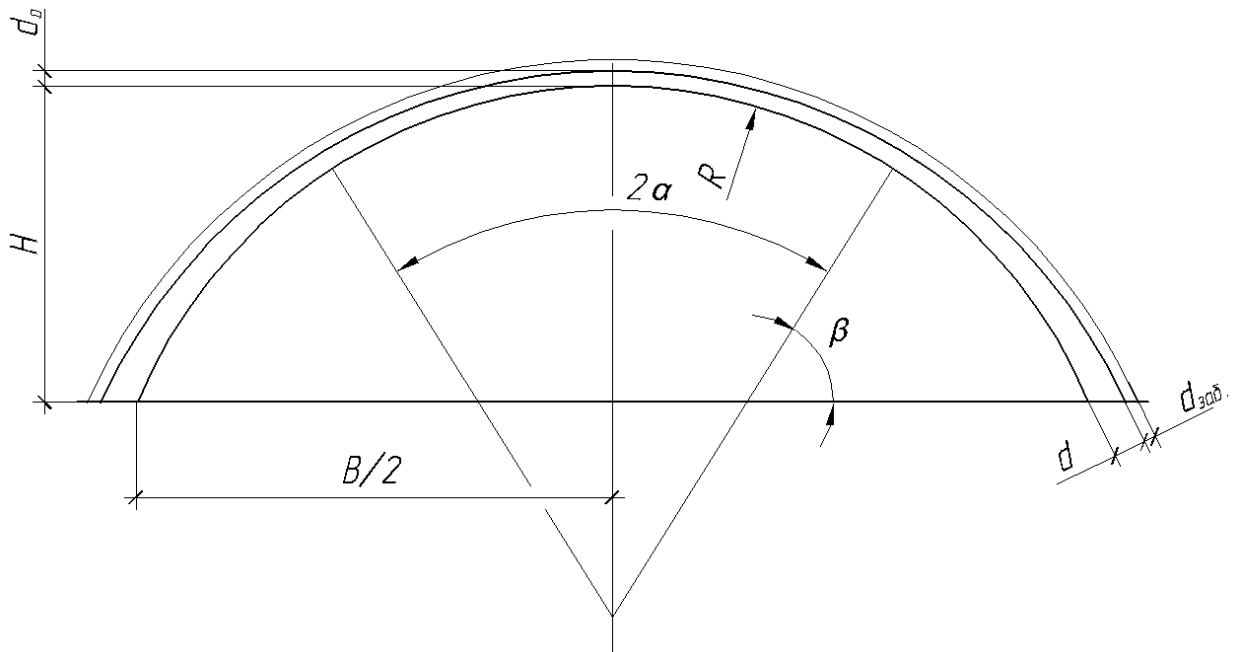


Рисунок 4.7. Схема до розрахунку навантаження на монолітне бетонне кріплення

Проектні розміри* елементів скорегованого кріплення камери для зручності зведено до таблиці 4.5.

Таблиця 4.5 - Проектні розміри елементів скорегованого кріплення

Показник	Величина
Ширина виробки у світлі B , м	12,0
Висота склепистої частини у світлі H , м	4,0
Радіус склепистої частини у світлі R , м	6,85
Кут дуги α , град.	66
Товщина кріплення у замку d_0 , м	0,2
Товщина кріплення у п'яті d , м	0,4
Товщина прошарку забутовки $d_{заб}$, м	0,15

*Кут дуги був визначений графічно за допомогою програми для проектування AutoCAD.

4.2.1 Визначення маси склепіння. [15]

Розподілене навантаження від власної ваги кріплення приймаємо також розподіленим по трапеції. Тоді, аналогічно з попереднім розрахунком, визначаємо навантаження від власної ваги кріплення та забутовки у п'яті та замку склепіння за формулами (4.1)...(4.4):

$$q_0 = 1,5d_0 \cdot \gamma_0 = 1,5 \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ тс / м}$$

$$S = \frac{q_0 + q}{2} \cdot R_{cp} \cdot \sin \varphi = \frac{0,75 + q}{2} \cdot 6,853 \cdot 0,917 = 3,14 \cdot (0,75 + q), \text{ м}^2$$

$$S_{\tilde{n}\tilde{a}} = \frac{\pi R_{cp} \varphi}{180} \cdot \left(\frac{d_o + d}{2} + d_{\tilde{c}\tilde{a}\tilde{a}} \right) = \frac{3,14 \cdot 6,853 \cdot 66}{180} \cdot 0,45 = 3,55 \text{ і}^2$$

$$G = S_{\tilde{n}\tilde{a}} \cdot \gamma = 3,55 \cdot 2,5 = 8,88 \text{ т}$$

$$8,88 = 3,14 \cdot (0,75 + q),$$

$$q = 2,07 \text{ тс / і} ; .$$

З урахуванням коефіцієнту перевантажень

$$q_0 = 0,75 \cdot 1,2 = 0,9 \text{ тс / і} ;$$

$$q = 2,07 \cdot 1,2 = 2,5 \text{ тс / і} .$$

4.2.2 Розрахунок скорегованого кріплення склепіння. [15]

Для визначення інтегральних сум розбиваємо склепіння на 8 рівних частин через $\Delta\varphi=8^\circ$. Параметри отриманих точок для зручності зводимо до таблиці 4.6. Розрахункова схема склепіння представлена на рис. 4.8.

Таблиця 4.6 - Параметри точок для розрахунку скорегованого кріплення

№ з/п	x, м	y, м	φ
0	0	0	0
1	0,98	0,07	6°31'40''
2	1,94	0,29	16°50'38''
3	2,89	0,64	25°09'36''
4	3,71	1,12	33°28'34''
5	4,49	1,72	41°47'32''
6	5,17	2,43	50°06'30''
7	5,75	3,23	58°25'19''
8	6,2	4,1	66°44'26''

Зусилля, що діють у перетинах від рівномірно розподілених навантажень E_y , M_e , P_x та M_g знаходимо за формулами (4.7)...(4.11).

Додавання виконуємо за приведеною вище формулою Сімпсона (4.12), а отримані числові значення інтегральних сум підставляємо у формули (4.5) та (4.6). Зусилля в довільному перетині склепіння, а також значення ексцентриситету, визначаємо за формулами (4.13)...(4.16). Всі розрахунки виконуються за допомогою програми Microsoft Office Excel, а результати розрахунків зведені до таблиці 4.7. Епюри поздовжніх, поперечних сил та згинаючих моментів зображені на рис. 4.9 – 4.11

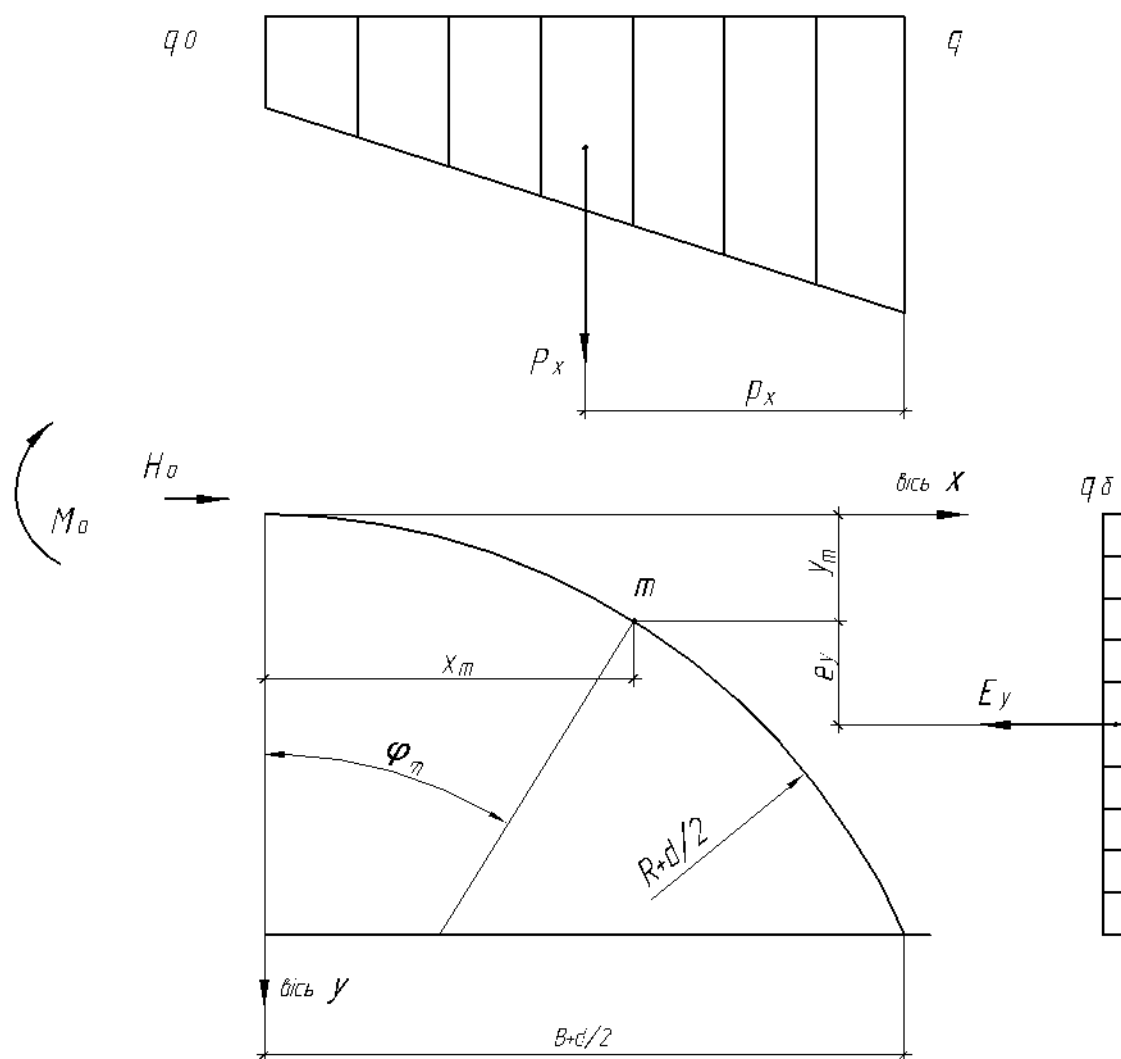


Рисунок 4.8 – Розрахункова схема зміненого монолітного бетонного кріплення.

По розрахованих ексцентриситетах побудована крива тиску, що зображена на рис. 4.12.

Перевіряємо склепіння на міцність за формулою (4.17) для позацентрового стиску за допомогою програми Microsoft Office Excel, а результати зведемо до

					Розділ 4	Арк.
						62
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

таблиці 4.7.

Проведений аналіз силових параметрів (M , N , Q , e) монолітного бетонного кріплення у підсклепистій частині камери при змінній формі склепіння вказав на відсутність розтягуючих напружень, що перевищують дозволених, окрім точки «8», а ексцентриситет не виходить за дозволених межі.

З отриманого розрахунку можна зробити висновок, що підняття висоти склепу на 0,3 м та зменшення товщини кріплення у замку до 0,2 м дозволяє майже повністю виключити розтягуючі напруження на внутрішніх волокнах кріплення (окрім п'яти склепіння), а також утримати ексцентриситет у дозволених межах. Це свідчить про те, що зміна форми склепіння доцільна з технологічних причин.

Таблиця 4.7 - Результати перевірки склепіння на міцність

№ п/п	$\sigma_{\max 1}, \text{тс} / \text{м}^2$	$\sigma_{\max 2}, \text{тс} / \text{м}^2$
0	13,18	13,18
1	20,36	20,36
2	29,54	29,54
3	34,45	34,45
4	30,19	30,19
5	20,58	20,58
6	12,11	12,11
7	19,79	19,79
8	55,43	55,43

Виходячи з результатів розрахунку можна сказати, що, порівнюючи з проектним кріпленням камери, в запропонованому кріпленні розтягуючі напруження в замковій частині зменшилися в 6 раз, а у п'яти склепіння - більш ніж у 3 рази. Це дозволяє зробити висновок щодо надмірної трудомісткості та матеріаломісткості встановлення монолітного бетонного кріплення проектних розмірів та необхідності використання змінної форми склепіння та кріплення змінної товщини.

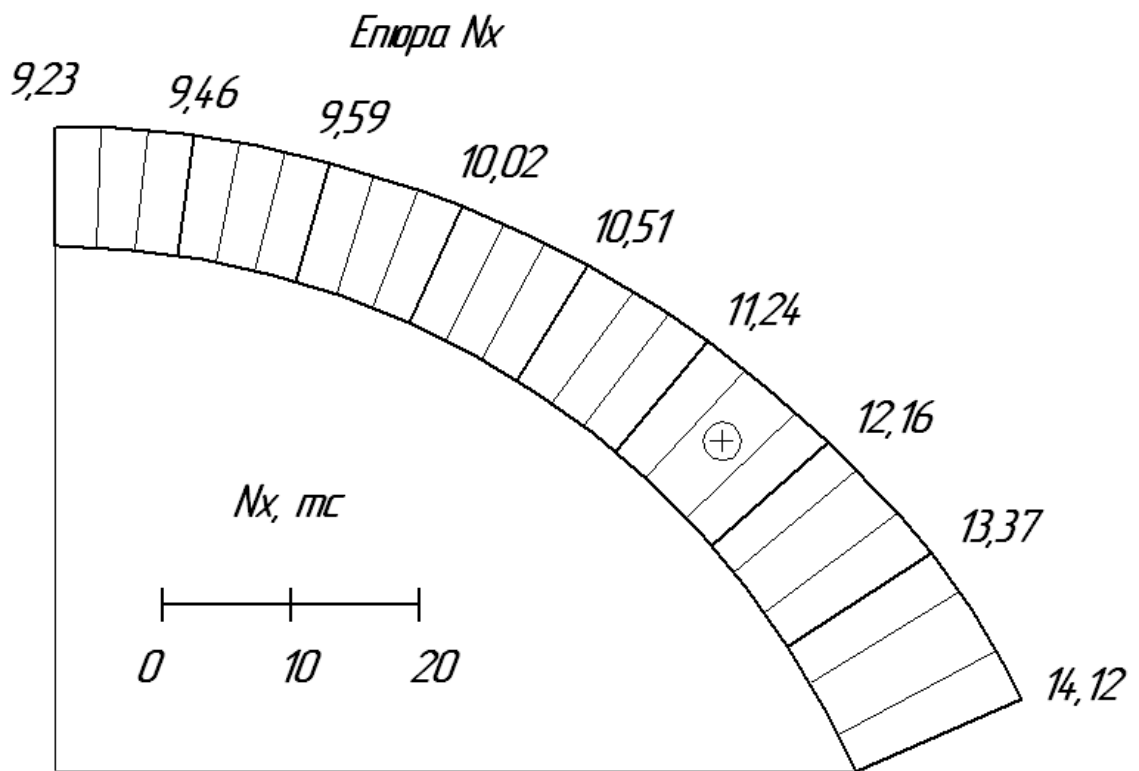


Рисунок 4.9 – Епюра поздовжніх сил

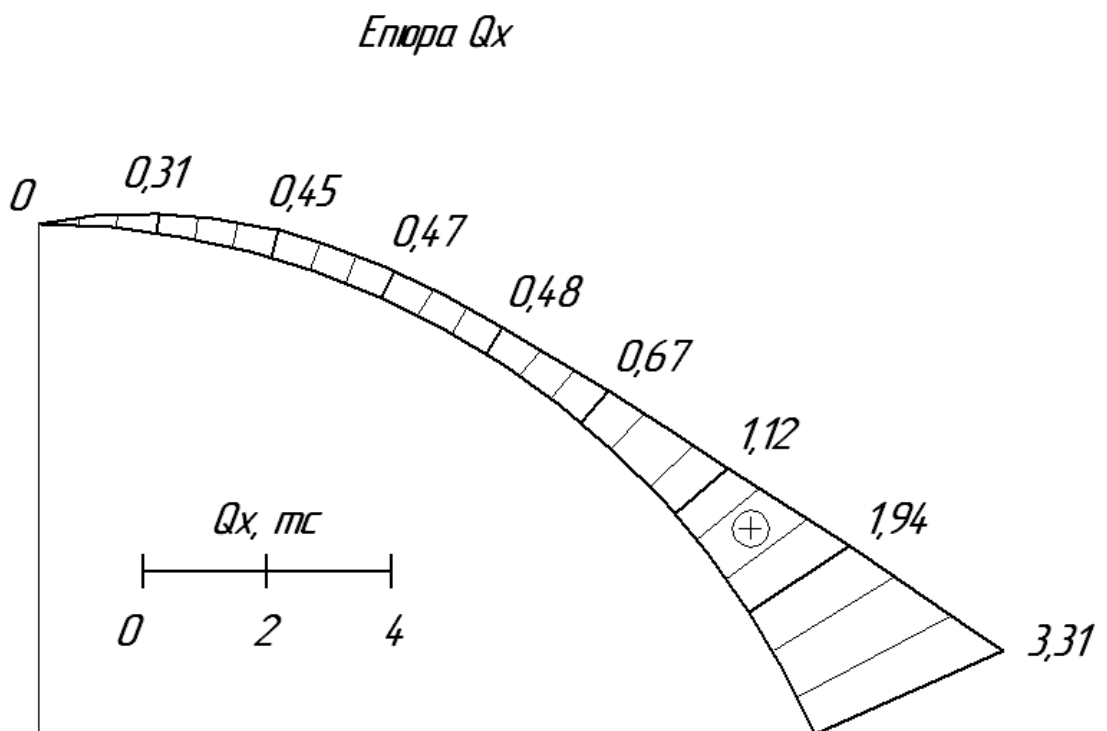


Рисунок 4.10 – Епюра поперечних сил

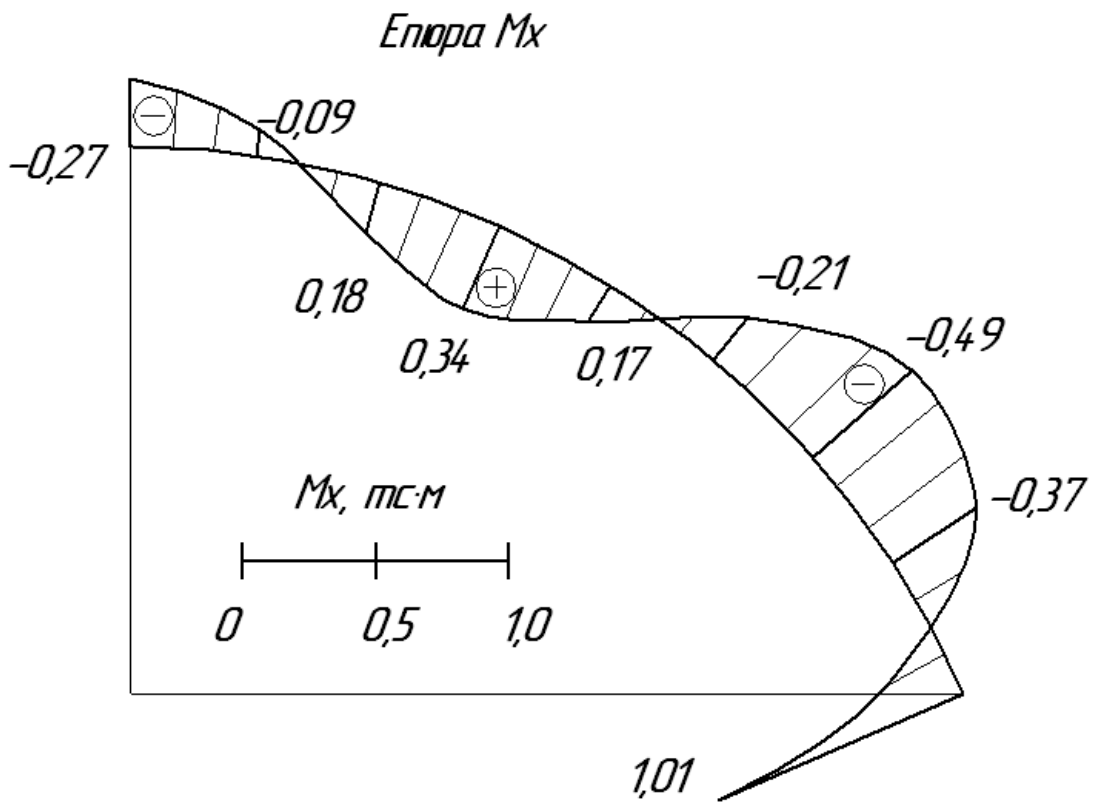


Рисунок 4.11 – Епюра згинальних моментів

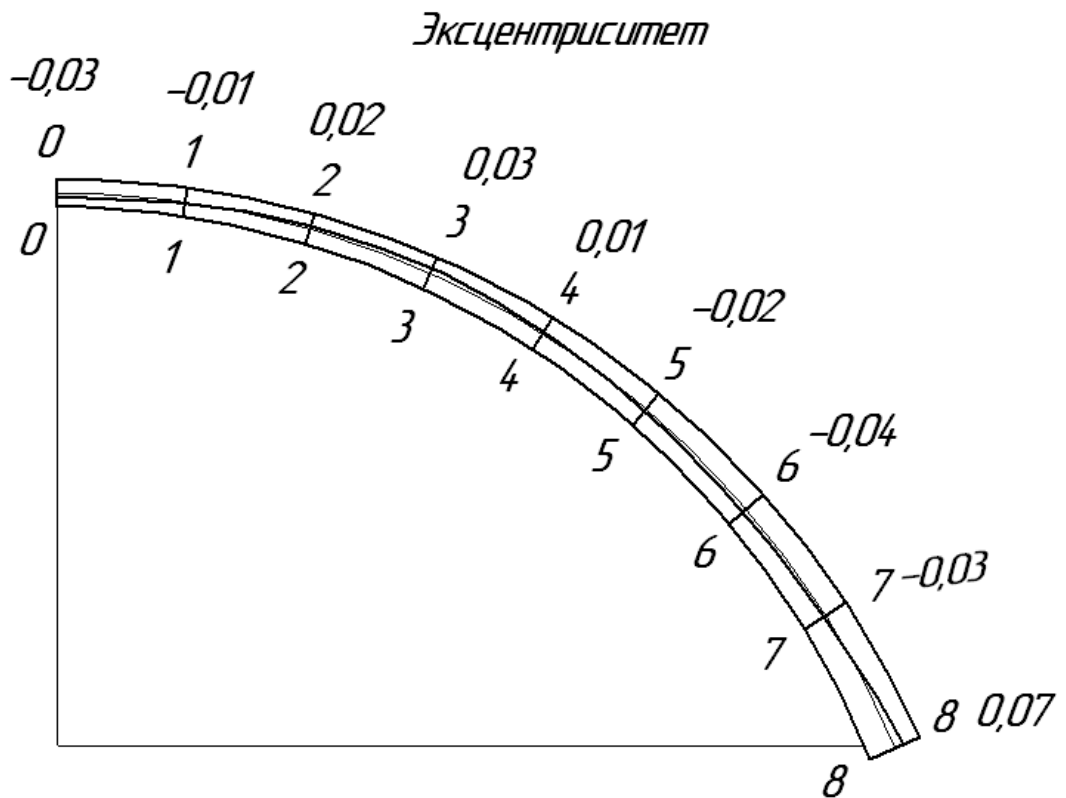


Рисунок 4.12 – Крива лінія тиску в зміненому кріпленні камери

Таблиця 4.8 - Результати розрахунку внутрішніх зусиль у проектному кріпленні

№ з/п	x, м	y, м	φ, град.	Вертикальне навантаження			Бічне навантаження		
				G _x , тс	g _x , м	M _g , тс·м	E _y , тс	e _y , м	M _e , тс·м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	0	0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
1	0,98	0,07	6°31'40''	0,98	0,48	0,47	0,01	0,04	0,00
2	1,94	0,29	16°50'38''	2,05	0,94	1,93	0,05	0,14	0,01
3	2,89	0,64	25°09'36''	3,54	1,39	4,92	0,12	0,30	0,04
4	3,71	1,12	33°28'34''	4,92	1,81	8,91	0,21	0,52	0,11
5	4,49	1,72	41°47'32''	6,51	2,19	14,26	0,32	0,80	0,26
6	5,17	2,43	50°06'30''	7,71	2,56	19,74	0,47	1,17	0,54
7	5,75	3,23	58°25'19''	9,68	2,86	27,68	0,62	1,56	0,97
8	6,2	4,1	66°44'26''	10,89	3,13	34,09	0,82	2,05	1,68
Σ	0	0	0						

Продовження таблиці 4.8

ΣM _q	y ²	M _q ·y	M _x , тс	N _x , тс	Q _x , тс	e, м
11	12	13	14	15	16	17
0	0,00	0	-0,27	9,23	0,0	-0,03
0,47	0,00	0,03	-0,09	9,46	0,31	-0,01
1,94	0,08	0,56	0,18	9,59	0,45	0,02
4,96	0,41	3,17	0,34	10,02	0,47	0,03
9,02	1,25	10,10	0,17	10,51	0,48	0,01
14,52	2,96	24,97	-0,21	11,24	0,67	-0,02
20,28	5,90	49,27	-0,49	12,16	1,12	-0,04
28,65	10,43	92,56	-0,37	13,37	1,94	-0,03
35,77	16,81	146,64	1,01	14,12	3,31	0,07
325,42	79,26	906,19				

З викладеного раніше можна зробити висновок, що при такій формі склепу і розміру прольоту камерної виробки, та з огляду на те, що склеп є стійким і кріплення виконує роль огороджуючого, використання монолітного бетонного кріплення недоцільне через його значну трудомісткість та матеріаломісткість, тому запропоновано використати набризкбетонне кріплення.

					Розділ 4	Арк.
						66
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4.3. Розрахунок набризкбетонного кріплення [15]

У стійких породах набризкбетон не кріплення працює у режимі заданих навантажень при утворенні вивалів порід. У цьому випадку товщина кріплення становитиме

$$\delta = K \cdot a \sqrt{\frac{P \cdot \Pi_{\Pi}}{m_y R_{et}}},$$

де K – коефіцієнт, що враховує розрахункову схему кріплення ($K=0,25$ при набризк-бетонному кріпленні зі штангами);

a – розмір вивалів, прийнятий рівним кроку установки штанг при комбінованому кріпленні ($a = B_{нач} / 6 = 13 / 6 = 2,71 м$);

P – навантаження на кріплення, обумовлене вагою породи в обсязі можливого вивалу розміром вглиб масиву $P = a\gamma / 2 = 2,17 \cdot 2,5 / 2 = 2,71$;

γ – питома вага породи, кН/м³;

Π_{Π} – коефіцієнт перевантаження;

m_y – коефіцієнт умов роботи (для набризк-бетонного кріплення з металевією сіткою $m_y = 1$);

R_{et} – розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню, кПа.

$$\delta = 0,25 \cdot 2,17 \sqrt{\frac{2,71 \cdot 1,5}{1 \cdot 640}} = 0,0432 \approx 43 \text{ мм.}$$

Отже, приймаємо товщину набризкбетону 43 мм. Для кріплення використовуються залізобетонні анкери довжиною 2,5 м, що закріплюються по усій довжині. Діаметр штанги 20мм, клас сталі АП. Мінімальна розрахункова несуча здатність стрижня штанги (за умовою міцності на розрив) 58 кН. Характеристики анкерного кріплення наведено у таблиці 4.9.

Таблиці 4.9 - Характеристики анкерного кріплення

Показник	Значення
Мінімальна довжина анкера	2,5 м
Відстань між штангами у ряду	1,0 м
Кількість штанг у ряду	15 шт.
Навантаження на анкер	28 кН

4.4 . Порівняльний аналіз монолітного бетонного при різних схемах кріплення та набризкбетонного кріплення за матеріалоемністю та трудомісткістю

Для виявлення більш економічного типу кріплення виконаємо порівняльний аналіз за матеріаломісткістю та трудомісткістю.

Трудомісткість операції визначаємо за формулою

$$q_i = \frac{V_i}{H_{вир}},$$

де V_i – об'єм роботи i -ої операції;

$H_{вир}$ – норма виробки i -ої операції.

Тривалість операцій визначаємо за формулою

$$t_i = T_{см} \cdot \frac{q_i}{n_i \cdot k_{пн}}, \text{ хв.}$$

де $T_{см}$ – тривалість робочої зміни ($T_{см} = 432$ хв.);

n_i – кількість робітників, зайнятих на виконання i -ої операції;

$k_{пн}$ – коефіцієнт перевиконання норми (в усіх розрахунках прийнятий рівним 1).

4.4.1 Розрахунок за матеріалоемністю та трудомісткістю проектного кріплення камери

Для встановлення монолітного бетонного кріплення потрібно виконати наступні технологічні операції:

- монтаж опалублення, що складається з дерев'яних кружал через кожні 0,7...0,8 м, які обшиті дерев'яною клепкою;
- бетонування склепіння бетоноукладачем УБ-1;
- демонтаж опалублення через 4 доби після його встановлення.

За допомогою програмного комплексу AutoCAD була встановлена необхідна кількість бетону для бетонування склепу у кількості $V=292,6$ м³.

а) Монтаж опалубки : $H_{вир.} = 7,5$ чол.-год. на 1 м² площі поверхні склепіння.

Площа поверхні склепіння:

$$S_{нов.1} = P_{скл.} \cdot L_{кам.} = 15,92\text{м} \cdot 35\text{м} = 557,3 \text{ м}^2.$$

Трудовитрати на встановлення опалублення:

$$q = S_{нов.} / H_{вир} = 557,3 / 7,5 = 74,3 \text{ чол.-год.}$$

					Розділ 4	Арк.
						68
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

б) Бетонування склепіння: $N_{вир.} = 1,71$ чол.-год на m^3 бетону,

Об'єм бетону:

$$V = S_{нов} \cdot t_{кріпл.} = 557,3 \cdot 0,5m = 278,65 m^3.$$

Трудовитрати на зведення кріплення

$$q = 292,6 / 1,71 = 171,1 \text{ чол.-год.}$$

в) Демонтаж опалубки: $N_{вир.} = 31,58$ чол.-год.,

Об'єм бетону:

$$V = 557,3 m^2;$$

Трудовитрати на демонтаж опалубки:

$$q = 557,3 / 31,58 = 17,65 \text{ чол.-год.}$$

Загальні витрати бетону складають $278,65 m^3$. Загальні трудовитрати складають $74,3 + 171,1 + 17,65 = 263,05$ чол.-год.

Для зручності отримані дані зведені до таблиці 4.10.

Таблиця 4.10 - Загальні витрати бетону та трудовитрати запроектованого кріплення

Показник	Значення
Загальна кількість бетону, m^3	278,65
Загальна трудомісткість, чол.-год.	263,05

4.4.2 Розрахунок за матеріалоемністю та трудомісткістю монолітного бетонного кріплення з перемінною товщиною кріплення 0,2 м у замку та 0,4 м у п'яті склепіння.

По аналогії з розрахунком бетонного кріплення постійної товщини, для встановлення даного кріплення потрібно виконати наступні технологічні операції:[2,4]

– монтаж опалублення, що складається з дерев'яних кружал через кожні 0,7...0,8 м, які обшиті дерев'яною клепкою;

– бетонування склепіння бетоноукладачем УБ-1;

– демонтаж опалублення через 4 доби після його встановлення.

а) Монтаж опалублення: $N_{вир.} = 7,5$ чол.-год.

Площа поверхні склепіння:

$$S_{нов.2} = P_{скл.} \cdot L_{кам.} = 15,81 \cdot 35m = 553,42 m^2.$$

					Розділ 4	Арк.
						69
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Трудовитрати на встановлення опалубки:

$$q = S_{нов.} / H_{вир.} = 553,42 / 7,5 = 73,8 \text{ чол.-год.}$$

б) бетонування склепіння: $H_{вир.} = 1,71$ чол.-год на м³ бетону,

Об'єм бетону:

$$V = S_{нов.} \cdot t_{кріпл.} = 553,42 \cdot (0,2 + 0,4) / 2 = 166,02 \text{ м}^3.$$

Трудовитрати на зведення кріплення

$$q = 166,02 / 1,71 = 97,1 \text{ чол.-год.}$$

в) демонтаж опалубки: $H_{вир.} = 31,58$ чол.-год.,

Об'єм бетону:

$$S_{нов.} = 553,42 \text{ м}^2.$$

Трудовитрати на демонтаж опалубки:

$$q = 553,42 / 31,58 = 17,5 \text{ чол.-год.}$$

Загальні витрати бетону складають 166,02 м³. Загальні трудовитрати складають $73,8 + 97,1 + 17,5 = 188,4$ чол.-год.

Для зручності отримані дані зведені до таблиці 4.11

Таблиця 4.11 - Загальні витрати бетону та трудовитрати скорегованого кріплення

Показник	Значення
Загальна кількість бетону, м ³	166,02
Загальна трудомісткість, чол.-год.	188,4

Проаналізувавши розрахунки, можна зробити наступні висновки, що при зміні кріплення з монолітного бетонного рівномірною товщиною кріплення 0,5 м на монолітне бетонне змінної товщини від 0,2 м до 0,5 м і підняттям склепіння на 0,3 м витрати бетону скорочуються приблизно на 34%, а економія трудомісткості становить 29% порівняно з проектними трудовитратами.

4.4.3 Розрахунок за матеріалоемністю та трудомісткістю набризкбетонного кріплення.

Для встановлення набризкбетонного кріплення потрібно виконати наступні технологічні операції: [14,15]

- буріння шпурів під анкери;
- встановлення анкерів по сітці 1x1 м;
- зведення набризкбетонного кріплення товщиною 0,05 м машиною БМ-68.

а) Буріння шпурів: $H_{вир.} = 16,39$ чол.-год. на 1м шпура.

Загальна кількість шпурометрів для буріння:

$$L_{заг.} = S_{нов.1} \cdot L_{шп.} = 557,3 \cdot 2,35\text{м} = 1309,7 \text{ м.}$$

Трудомісткість на буріння шпурів під анкери:

$$q = L_{шп.} / H_{вир.} = 1309,7 / 16,39 = 80 \text{ чол.-год.}$$

б) Встановлення анкерів: $H_{вир.} = 0,16$ чол.-год. на 1т загальної маси анкерів.

Загальна маса анкерів:

$$M_{заг.} = m_{анк.} \cdot S_{нов.1} = 6,56\text{кг} \cdot 557,3 = 3656 \text{ кг} = 3,66 \text{ т.}$$

Трудомісткість на встановлення анкерів:

$$q = M_{заг.} / H_{вир.} = 3,6 / 0,16 = 22,3 \text{ чол.-год.}$$

в) зведення набризкбетонного кріплення: $H_{вир.} = 39,9$ чол.-год. на 1м² поверхні склепіння.

Об'єм набризкбетону:

$$V = S_{нов.1} \cdot t_{кріпл.} = 557,3 \cdot 0,05 = 27,9 \text{ м}^3.$$

Трудовитрати на зведення набризкбетонного кріплення:

$$q = V / H_{вир.} = 27,9 / 39,9 = 0,7 \text{ чол.-год.}$$

Загальні витрати бетону складають 27,9 м³. Загальні трудовитрати складають $80 + 22,3 + 0,7 = 103$ чол.-год.

Для зручності отримані дані зведені до таблиці 4.12

Таблиця 4.12 - Загальні витрати бетону та трудовитрати набризкбетонного кріплення

Показник	Значення
Загальна кількість бетону, м ³	27,9
Загальна трудомісткість, чол.-год.	103

Норми часу на зазначені роботи були взяті з джерела [17].

Проаналізувавши розрахунки, можна зробити наступні висновки, що при зміні кріплення з монолітного бетонного рівномірною товщиною кріплення 0,5 м на набризкбетонне товщиною 0,5 м витрати бетону скорочуються приблизно у 10 разів, а економія трудомісткості становить 63% порівняно з проектними трудовитратами.

ВИСНОВКИ

Проаналізувавши досвід спорудження камерних виробок в міцних породах на гірничих підприємствах Кривбасу встановлено, що, незважаючи на накопичений значний досвід застосування полегшених типів кріплення (набризкбетон з анкерами) у нашій країні та закордоном, основним типом кріплення камер великого перетину є бетонне значної товщини (порядку 500мм). Таким чином, доцільність застосування монолітного залізо- бетонного кріплення ставиться під питання.

Як приклад була розглянута камера перевантажувального вузла комплексу циклічно-поточної технології (ЦПТ) на кар'єрі Південного гірничо-збагачувального комбінату (ПГЗК). Проектне кріплення камери – монолітне залізобетонне товщиною 500мм. З огляду на значну матеріаломісткість кріплення та трудомісткість процесу його встановлення було прийняте рішення проаналізувати напружено-деформований стан законтурного масиву підсклепистої частини камери.

У програмному комплексі «ЛИРА версія 9.0» була побудована модель склепистої частини камери з оточуючим масивом гірничих порід.

Узагальнення аналізу розподілу напружень у законтурному масиві камери дозволяє стверджувати, що склеп камери є стійким. Пропонується зміна форми склепіння камери з її підняттям на 0,3 м, також можливе використання анкерного кріплення з металевою сіткою з нанесенням набризкбетону.

Порівнявши техніко-економічні показники кріплення встановлено, що використання монолітного бетонного кріплення зміненої форми склепіння та зміненої товщини кріплення у замковій частині дозволяє зменшити витрати бетону на 30% та трудомісткості на 29%, а заміна кріплення на набризкбетонне з анкерами та металевою сіткою дозволяє зменшити витрати бетону у 10 разів та скоротити трудовитрати на 63% .

					<i>КНУ РМ 184. 23. 01. 01</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Висновки</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Розроб.</i>		<i>Бровко В.Д.</i>					73	1
<i>Перевір.</i>		<i>Козарів В.Я.</i>						
<i>Н. Контр.</i>								
<i>Затверд.</i>		<i>Андрєєв Б.М.</i>					<i>ГБ-23м</i>	

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Насонов И. Д., Федюкин В. А., Шуплик М. Н. Технология строительства подземных сооружений. Учебник для вузов в 3-х частях. Ч. 11. Строительство горизонтальных и наклонных выработок. М., Недра, 1983. 272 с.
2. Смирняков В. В., Вихарева В. И., Очкуров В.И. Технология строительства горных предприятия: Учебник для вузов. - М: Недра, 1989. - 573 с.
3. Инфантьев А. Н. Строительство подземных рудников. - М., Недра, 1986. С 129-131.
4. Мостков В. М. Строительство сооружений большого сечения, Гостехиздат 1963. – 307с.
5. Мостков В. М. Подземные сооружения большого сечения. – М., Недра, 1974 – С. 186 – 187.
6. Покровский Н. М. Технология строительства подземных сооружений и шахт Учебник для вузов в двух частях. Ч. 2. Технология сооружения вертикальных наклонных выработок и камер. - 6-е изд., перераб. и доп. М., Недра, 1982.295 с.
7. Глушко В. Т., Борисенко В. Г. Инженерно-геологические особенности железорудных месторождений. М, «Недра», 1978. 253с.
8. Гладун Ю.В., Данилов В.Н. О влиянии земной поверхности на распределение напряжений в геотехническом пространстве//Физико-технологические проблемы горн. производства/Московский горный институт. - М., 1990. - С.44-47.
9. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике.- М.: Недра, 1987.- 221с.
10. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. М.: Мир, 1977 349с.
11. Норри Д., де Фриз Ж. Введение в метод конечных элементов: Пер. с англ. М.:Мир, 1981.-304с.
12. НИИАСС: Руководство пользователя программного комплекса для расчета и проектирования конструкций: «ЛИРА версия 9.0»: КНИГА 1. К. -2002.
13. Ю.Ержанов Ж.С., Каримбаев Т.Д. Метод конечных элементов в задачах механики горных пород. - Алма-Ата: Наука, 1975.-239с.
14. П.Максимов А. П. Горное давление и крепь выработок. М., «Недра», 1973 288с.

					<i>КНУ РМ 184 23. 01. 01</i>				
Змн.	Арк.	Дата	<i>Список використаних літературних джерел</i>			Градія	Арк.	Аркушів	
<i>Розроб.</i>	<i>Бровко В.Д.</i>								
<i>Перевір.</i>	<i>Козарів В.Я.</i>								
<i>Н. Контр.</i>									
<i>Затверд.</i>	<i>Андрєєв Б.М.</i>					<i>ГБ-23м</i>			

15. Покотій В. В., Сахно О. Г. Приклади розрахунків полегшених шахтних кріплень: Навч. посібник. -К.: ІСДО, 1995. - 144 с 13.

16. Баклашов И. В., Тимофеев О. В. Конструкции и расчет крепей и обделок. М., Недра, 1979.263 с. 14.

17. Отраслевые нормы выработки и времени на горно-капитальные работы при строительстве шахт и рудников черной металлургии: Справочник. -Кривой Рог: НИГРИ, 1988. - 898с.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Арк.

Список використаних літературних джерел