

Міністерство освіти і науки України
Запорізький національний технічний університет

Л. М. Мартовицький, В. І. Глушко

Курсове проектування металоконструкцій

Навчальний посібник

Запоріжжя
Кругозір
2016

УДК 621.873.13/875.078.62.001.24
ББК 39.91-041-028
М29

Схвалено і рекомендовано до видання як навчальний посібник Науково-методичною Радою зі спеціальності «Підйомно-транспортні, дорожні, будівельні, меліоративні машини і обладнання» при МОН України (протокол № 49 від 29 вересня 2016 р.).

Рекомендовано до друку Вченою Радою Запорізького національного технічного університету (протокол №2 від 03.10.2016 року)

Рецензенти:

О. В. Григоров – доктор технічних наук, професор, голова Науково-методичної Ради зі спеціальності «Підйомно-транспортні, дорожні, будівельні, меліоративні машини і обладнання», завідувач кафедри ПТМ і О, НТУ «ХПІ»

Є. С. Венцель – доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри «Будівельні і дорожні машини», ХНАДУ

Мартовицький Л. М., Глушко В. І.

М29 Курсове проектування металоконструкцій: Навч. посібник / Л. М. Мартовицький, В. І. Глушко. – Запоріжжя: Кругозір, 2016. – 418 с. : іл., табл.

ISBN 978-617-7353-26-2

В навчальному посібнику викладені основні положення проектних та перевірних розрахунків різних типів несучих металоконструкцій сучасних вантажо-підйомних машин.

Наведені методичні вказівки до виконання курсового проекту з прикладами проектування основних металоконструкцій, які максимально наближені до професійних проектів без втрати навчального значення для студентів.

Посібник може бути корисним для студентів, а також інженерно-технічних працівників та конструкторів, що займаються проектуванням металоконструкцій підйомно-транспортних машин.

УДК 621.873.13/875.078.62.001.24

ББК 39.91-041-028

ISBN 978-617-7353-26-2

© Л. М. Мартовицький, В. І. Глушко, 2016

ЗМІСТ

Вступ.....	5
ГЛАВА 1. Зміст і загальні положення.....	7
1.1 Задачі курсового проектування. Завдання і терміни виконання.....	7
1.2 Обсяг і загальні вимоги до змісту.....	8
1.3 Завдання на курсове проектування металоконструкцій.....	9
1.4 Питання для самопідготовки студентів до захисту курсових проектів (робіт).....	18
2.1 Вибір матеріалів для металоконструкцій.....	20
2.2 Вимоги до вибору зварювальних матеріалів.....	26
2.3 Навантаження.....	28
2.4 Методи розрахунку.....	49
2.5 Комбінації навантажень.....	54
2.6 Порядок розрахунків металоконструкцій різних ПТМ.....	70
ГЛАВА 3. Приклади проектування металоконструкцій вантажопідйомних кранів.....	121
Приклад 3.1.Розрахунок металоконструкції мостового крана.....	121
Приклад 3.2.Спроекувати металоконструкцію одно балкового мостового крана.....	159
Приклад 3.3 Спроекувати металоконструкцію кран-балки двома варіантами виконання.....	189
Приклад 3.4.Спроекувати металоконструкцію козлового крана.....	213
Приклад 3.5.Спроекувати металоконструкцію стріли балочного типу для баштового лісо перевантажувача.....	248

Приклад 3.6.Спроекувати металоконострукцію стаціонарного поворотного крана.....	291
Приклад 3.7.Спроекувати пряму підйомну стрілу для крана на гусеничному ході.....	302
Приклад 3.8.Спроекувати балочну стрілу для баштового крана без оголовника.....	331
Приклад 3.9.Розрахувати металоконострукцію козлового крана.....	353
Література.....	377
Додатки.....	380

ВСТУП

Металевими конструкціями називаються споруди, виготовлені з прокатної сталі, листів, труб. Елементи цих споруд з'єднуються за допомогою зварювання, болтів, заклепок.

Основні принципи вітчизняної школи проектування металевих конструкцій можуть бути сформульовані в такий спосіб: найбільша економія металу, найменші трудомісткість виготовлення, терміни виконання монтажу і вартість конструкції, уніфікація і стандартизація при забезпеченні заданої міцності, жорсткості, стійкості і витривалості металоконструкції.

Сучасні розрахунки металоконструкцій підйомно-транспортних машин (ПТМ) здійснюється за методикою допускних напружень, граничних станів і можливості безвідмовної роботи. Метод допускних напружень, заснований на можливості безвідмовної роботи. Метод допускних напружень, заснований на урахуванні дійсних навантажень з їх розрахунковими комбінаціями, несучої здатності матеріалу і перевірених багаторічною практикою коефіцієнтів запасу міцності, є досить поширеним у кранобудівництві. Метод граничних станів ґрунтується на системі коефіцієнтів, одержаних на базі ймовірнісного трактування як навантажень, так і несучої спроможності матеріалу, і використовується при розрахунках конструкцій сучасних типів кранів. Ймовірнісні методи, які враховують чинники часу і гарантії не руйнування, поки що знаходяться в стадії теоретичних розробок і накопичення статистичних даних для більшості типів кранів.

Дійсний навчальний посібник, не підміняючи собою спеціальну літературу, має метою дати студентам необхідні методичні вказівки, рекомендації та нормативні дані для виконання ними курсового проекту або роботи по металоконструкціям ПТМ. Для полегшення користування матеріалом в посібнику приведені приклади проектування різних металоконструкцій вантажопідйомних кранів, а також витяги із нормалів та ГОСТів по проектуванню та по характеристикам і геометричним розмірам основних елементів металоконструкцій та сортаменту.

Добре підготовлені студенти можуть виконувати реальні проекти, тематика яких пропонується виробництвом.

Положення даного посібника можуть бути використані при курсовому проектуванні спеціальних кранів, при виконанні магістерських випускних робіт та дипломних проектів спеціалістів.

В методичному посібнику багато уваги уділяється методиці проектування металоконструкцій та сучасним методам проектування. Крім попередніх та перевірених наведені також уточнюючі розрахунки як елементів, так і всієї металоконструкції.

Крім того, посібник є корисним для виконання розрахунково-графічних робіт під час вивчення дисциплін «Будівельна механіка» і «Проектування металоконструкцій», передбачених навчальним планом.

Для створення благоприємних умов роботи над проектом та допомоги студентам в ознайомленні з конструкціями та типами машин, аналогічних тим, металоконструкцію якої студент проектує, кафедри повинні мати безперервно поповнюючийся архів креслень, довідникові матеріали, каталоги, діючі стандарти, комп'ютерну базу даних та стандартних програм.

Автори висловлюють щиру вдячність інженерам – **Черкашиній О.В.** та **Крилову М.О.** за професійну допомогу, комп'ютерний набір та в складанні посібника.

ГЛАВА 1

ЗМІСТ І ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Задачі курсового проектування. Завдання і терміни виконання

Основними задачами курсового проектування є закріплення, поглиблення й узагальнення знань, отриманих студентами з проектування металоконструкцій, і застосування цих знань у конкретних інженерних рішеннях.

Курсовий проект (робота) повинен являти собою комплексну розробку, що включає в себе ряд розрахунково-теоретичних, конструкторських і технологічних задач, об'єднаних загальною темою, що передбачає самостійне творче рішення ряду питань із використанням досягнень науки і техніки.

Як правило, в якості курсового проекту (роботи) студенту пропонується виконати розрахунок металевої конструкції того крана, проект механічної частини якого ним розробляється по загальному курсу вантажопідійомних машин або спеціальних кранів.

Завдання на курсовий проект (роботу) видається на першому тижні семестру. Термін виконання роботи складає чотирнадцять тижнів. Захищається курсовий проект (робота) на останньому тижні разом із проектом по вантажопідійомним машинам (ВПМ) або спецкранам. Оцінка з курсового проекту (роботи) по металоконструкціям ставиться окремо після її захисту.

Таблиця 1.1 - Терміни виконання і трудомісткість етапів курсового проектування

Етапи	Термін виконання, тиж-	Трудомісткість.
1	2	3
Ознайомлення з завданням, вивчення літературних джерел по темі проекту (роботи)	1	8
Складання розрахункової схеми металоконструкції і додання розрахункових навантажень	3	2
Розрахунок металоконструкції на міцність, жорсткість і стійкість	6	12
Розрахунок зварного і болтового з'єднань	7	1,5
Креслення загального виду металоконструкції	10	8
Оформлення розрахунково-пояснювальної записки	11	4
Креслення основного вузла металоконструкції	12	8
Креслення розрізів і перетинів металоконструкції	13	3
Захист роботи	14	0,5
Всього:	14	47

1.2 Обсяг і загальні вимоги до змісту

Курсовий проект (робота) складається з графічної частини і розрахунково-пояснювальної записки. Графічна частина виконується на двох (одному) аркушах формату А1/594x840/. Розрахунково-пояснювальна записка виконується на аркушах формату А4/297x210/ на одній стороні. Креслення та розрахунково-пояснювальна записка виконується засобами САПР та ПЕОМ. Графічна і розрахунково-пояснювальна частини роботи повинні відповідати вимогам ЕСКД.

Можливо ручне виконання графічної частини проекту олівцем на листах формату А1, а розрахунково-пояснювальної записки – авторучкою на аркушах формату А4.

Кращим масштабом для креслень є М1:10, але для особливо великих металоконструкцій при кресленні загальних видів доцільно користуватися масштабами М1:20, 1:25, 1:50. На листі слід викреслити загальний вигляд металоконструкції всього крана та її вузли /за вказівкою керівника/. Металоконструкція повинна бути виконана достатньо докладно, із необхідною кількістю розрізів і перетинів, із розробкою всіх принципових питань, щодо конструкції вузлів, їхніх розмірів, примикання одне до одного та інших систем крана. На кресленнях, крім основних розмірів, необхідно зазначити розміри з'єднувальних елементів, а також форму і розміри зварних швів із позначенням їх за ДСТУ. У разі потреби варто привести конструкції заводських стиків елементів великої довжини і монтажних, що потрібні за умовами перевезення. Повинна бути зроблена ув'язка металевої конструкції з механічною частиною крана з зазначенням елементів конструкції і посадок. У відповідних випадках слід дати схеми будівельного підйому, зазначити марки основного матеріалу, а також болтів і зварювальних електродів.

При виконанні проекту необхідно звертати увагу на технологічність конструкцій, обмірковувати процес виготовлення і складання окремих вузлів і металоконструкції в цілому. Крім того, потрібно врахувати вимоги техніки безпеки, що впливають із чинних нормативних документів, затверджених Держгірпромнагляд України.

Пояснювальна записка повинна містити:

- завдання на проект з обґрунтуванням вибору типу конструкції і марки матеріалу;
- докладний опис конструкції;
- визначення діючих навантажень і таблицю їх розрахункових комбінацій;
 - розрахункову схему з визначенням максимальних внутрішніх силових факторів;
 - силовий і міцностний розрахунок елементів конструкції, а також розрахунки на жорсткість і стійкість /загальну і місцеву/, приклади розрахунку зварних і болтових з'єднань.

Всі розрахунки необхідно супроводжувати схемами з наведенням геометричних розмірів. Формули варто давати спочатку в загальному вигляді з літер-

ними позначеннями, а потім - із підстановкою цифрових величин, після чого повинен впливати остаточний цифровий результат з розмірністю.

В кінці записки необхідно дати перелік використаної літератури.

1.3 Завдання на курсове проектування металоконструкцій

Завдання 1. Спроекувати металоконструкцію двобалкового мостового крана



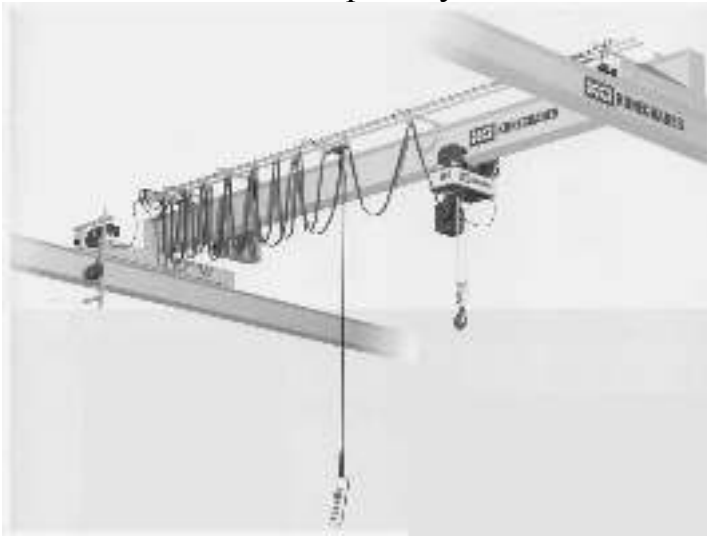
Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність Q , т	5	10	15	20	25	30	50	75	100	150
Прогін крана L , м	22	42	32	42	20	32	18	20	22	20
База крана B_k , м	4,0	7,0	6,0	6,5	5,4	5,8	3,4	3,5	4,0	4,5
Висота підйому вантажу H , м	22,0	12,0	16,0	18,0	12,0	28,0	36,0	12,0	16,0	32,0
База вантажного візка B_v , м	1,8	3,0	2,5	3,0	2,5	2,5	2,5	2,8	3,0	3,0
Колія візка K , м	1,8	4,0	3,0	3,5	3,0	3,0	2,0	2,2	2,8	2,8
Швидкості, м/с: підйому v_n	0,6	0,8	0,25	0,16	0,40	0,28	0,15	0,30	0,22	0,18
пересування візка v_v	1,0	1,0	0,6	0,8	0,45	0,6	0,5	0,35	0,25	0,25
пересування крана v_k	1,2	0,8	0,7	1,0	0,6	0,7	1,2	0,6	0,5	0,5
Група режиму роботи крана	A4	A4	A5	A4	A4	A5	A5	A6	A6	A7

Завдання 2. Спроекувати металоконструкцію однобалкового мостового крана



Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність Q , т	40	50	55	32	20	32	60	40	50	60
Прогін крана L , м	22,5	18	32	20	24	18	22,5	18	20	24
База крана B_k , м	5,5	4,5	7	5,5	6	4,5	5,5	5	5	6
Висота підйому вантажу H , м	32	20	14	12	18	24	22	22	12	18
База вантажного візка B_v , м	3,2	3,6	3,55	3,0	2,5	2,8	3,8	3,2	3,8	4,2
Колія візка K , м	1,5	1,8	1,8	1,2	0,8	1,2	2,0	1,5	1,6	2,0
Швидкості, м/с: підйому v_n	0,6	0,25	0,15	0,45	0,6	0,7	0,32	0,8	0,4	0,25
пересування візка v_v	1,0	0,5	0,3	0,45	0,3	0,8	0,6	0,8	0,5	0,5
пересування крана v_k	0,8	0,35	0,15	0,35	0,15	0,55	0,6	1,1	0,7	0,6
Група режиму роботи крана	A4	A5	A4	A5	A4	A6	A5	A6	A7	A7

Завдання 3. Спроекувати металоконструкцію кран-балки



1



2

Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність Q , т	3	3,2	5	6,3	8	10	12	15	18	20
Прогін L , м	24	32	32	28	26	18	24	22	22	24
База кран-балки B_k , м	5,0	6,2	6,4	5,8	5,5	4,0	4,8	4,2	4,2	5,0
Висота підйому H , м	22	18	10	22	18	10	16	22	20	10
Швидкості, м/с: підйому вантажу v_n	0,45	0,3	0,5	0,5	0,2	0,8	0,4	0,5	0,35	0,15
Пересування електроталі V_E , м/с	0,6	0,4	0,5	0,3	0,6	0,2	0,25	0,5	0,5	0,35
Пересування кран-балки V_k , м/с	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,2	0,3	0,4	0,5	0,4
Варіант прогінної металоконструкції	1	1	2	2	1	2	1	1	2	1

Примітка: 1 – варіант комбінованої металоконструкції;

2 – варіант прогінної металоконструкції у вигляді двотаврової балки із шпренгельним підсиленням.

Завдання 4. Спроекувати гратчасту металоконструкцію козлового крана

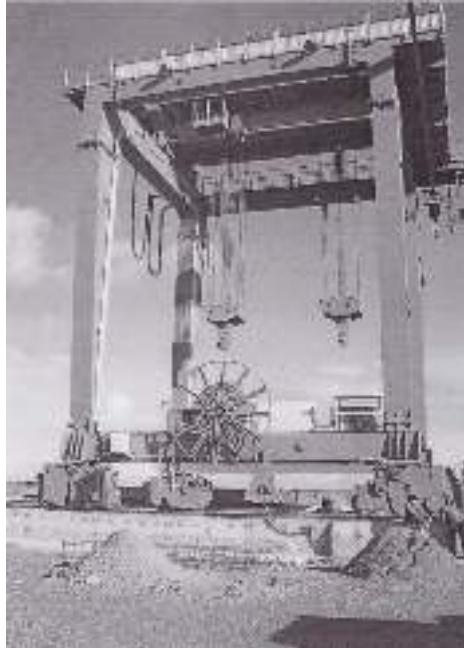


Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність Q , т	20	10	5	24	32	20	12	10	8	6,3
Прогін крана L , м	18	24	42	32	22	42	32	28	22	40
Виліт лівої консолі l_1 , м	4	-	8	15	-	12,5	10	12,5	10	-
Виліт правої консолі l_2 , м	4	14	12,5	12,5	10	12,5	-	10	10	-
База крана B_k , м	6	8	12,5	10	7,5	12,5	10	9	7,5	12,5
Висота підйому H , м	14	20	10	12	14	16	18	8	12	14
Швидкості, м/с: підйому v_n	0,5	0,4	0,6	0,23	0,5	0,4	0,5	0,4	0,6	0,4
пересування візка v_v	0,6	0,32	0,5	0,28	0,6	0,4	0,32	0,3	0,6	0,3
пересування крана v_k	0,6	0,4	0,5	0,28	0,6	0,5	0,32	0,4	0,5	0,4
Поперечний перетин прогінної будови	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1
Тип візка	з канатною тягою					електроталь				
Умови роботи крана:										
Температура, $t^\circ\text{C}$	+20	-20	-40	-40	-60	-60	-40	-40	+20	+20
Агресивність середовища	+	-	+	+	-	-	-	+	+	-
Вологість повітря	+	-	+	-	+	-	+	-	+	+

Примітка: Поперечний перетин прогінної будови:

- 1 – трикутний з вершиною вниз;
- 2 – трикутний з вершиною наверх;
- 3 – прямокутний.

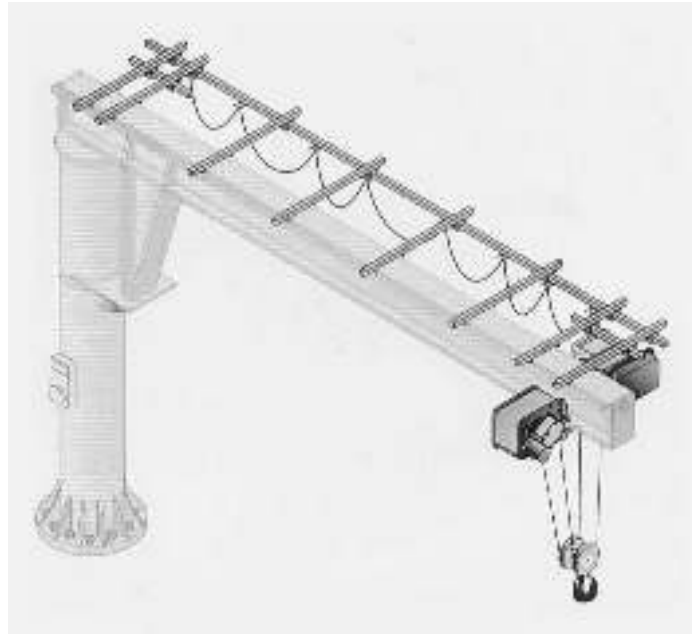
Завдання 5. Спроекувати коробчасту металоконструкцію гідротехнічного козлового крана



Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність Q , т	160	40	100	14	400	80	120	220	80	60
Колія крана (прогін) L_k , м	18	14	16	10	22	16	14	18	14	16
База крана B_k , м	14	12	14	9	20	16	14	16	12	14
База візка B_v , м	7	6	7	4,8	11	8,5	7	8	6,5	7
Висота підйому H , м	20	11	14	12	20	8	11	20	8	12
Швидкості, м/с: підйому v_n	0,05	0,1	0,07	0,2	0,04	0,1	0,05	0,08	0,1	0,12
пересування візка v_v	0,06	0,15	0,08	0,25	0,06	0,1	0,06	0,1	0,25	0,15
пересування крана v_k	0,25	0,3	0,25	0,45	0,15	0,3	0,3	0,25	0,3	0,15
Виліт консолі з боку верхнього б'єфа l , м	2	2,5	1,5	3	0	2,0	2,5	0,	1,5	2,5
Максимальна швидкість вітру V_{ep} , м/с	0	28	32	20	0	36	22	0	36	28
Висота розміщення го- ловок підкранових рейок над нижнім б'єфом h , м	0	35	45	50	0	45	35	0	50	20
Сейсмічність, бал	4,6	7,2	6	4	0	7,2	3	5	0	5
Температура експлуата- ції, $t^{\circ}C$	+20	-20	-40	+20	+20	-65	-45	+20	-20	-45

Примітка: Варіанти 0, 4, 7 – монтажні крани в машинній залі гідроелектростанції

Завдання 6. Спроекувати металоконструкцію стаціонарного поворотного крана



Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність Q , т	2	5	6,3	7,2	10	16	18	20	18	10
Висота підйому H , м	5	5	4	3	4	5	3	3	4	5
Виліт L , м	6	5	3	5	3	4	3	4	3	4
Швидкості, м/с: підйому v_n	0,3	0,5	0,25	0,3	0,25	0,3	0,25	0,14	0,1	0,2
пересування електроталія V_e , м/с	0,5	0,3	0,25	0,2	0,4	0,4	0,25	0,2	0,15	0,5
Частота обертання n , об/хв	0,15	0,15	0,12	0,1	0,04	0,04	0,08	0,05	0,08	0,04
Кут обертання φ , град.	300	180	120	180	90	120	90	100	180	180

Завдання 7. Спроекувати металоконструкцію стріли для крана на гусеничному ході



Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність, т: на максимальному вильоті Q_{\min}	20	15	6,3	8,5	20	14	12	10	8	15
на мінімальному вильоті Q_{\max}	120	80	40	50	100	90	70	60	50	80
Довжина стріли L_c , м	40	50	30	50	70	40	55	60	60	35
Вильоти стріли, м: мінімальний L_{\min}	8	11,5	8	10	15	8	11,5	12	12	8
максимальний L_{\max}	32	45	26	46	65	37	52,5	56	56	32
Швидкості: підйому v_n , м/с	0,8	0,8	0,3	0,4	0,5	0,5	0,35	0,4	0,8	0,4
обертання n , об/хв	0,5	0,8	0,9	1,2	0,6	0,7	0,8	1,1	1,2	0,65
Висота підйому H , м	32	42	25	42	65	32	50	55	56	32
Наявність дерік-стріли	+	±	-	+	+	±	+	+	+	+
Температура експлуатації, $t^{\circ}\text{C}$	-30	+20	-45	-20	+20	+20	-65	-45	-20	-65

Завдання 8. Спроекувати металоконструкцію стріли балочного типу з оголовником



Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність, т: максимальна Q_{\max}	10	8	6	5	12	8	6	8	5	10
мінімальна Q_{\min}	1,8	1	1	0,65	1,2	0,75	0,85	1,3	0,5	1,7
Виліт, м: максимальний L_{\max}	25	40	28	32	50	60	30	28	60	25
мінімальний L_{\min}	4,5	5	4,5	4	4,8	5,5	4,2	4,5	5,8	4,2
Висота підйому H , м	22	28	30	26	32	34	20	30	25	18
Тип приводу пересування візка	1	2	1	2	2	1	2	1	2	1
Швидкості: підйому v_n , м/с	1,2	0,65	0,6	0,8	0,55	1,2	0,65	1,4	1,1	0,8
пересування візка v_e , м/с	0,9	0,8	0,9	0,85	0,8	0,6	0,85	0,7	1,1	0,6
обертання n , об/хв	1,0	1,1	0,8	1,2	0,65	0,9	0,8	0,9	1,2	0,65
Температура експлуатації, $t^{\circ}\text{C}$	-30	-20	-30	-40	+20	-30	-50	+20	-30	-65

Примітка: Тип приводу пересування візка
1 – з канатною тягою;
2 – електроталь з приводом.

Завдання 9. Спроекувати металоконструкцію стріли баштового крана без оголовника



Вихідні дані	Варіанти									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вантажопідйомність, т: максимальна Q_{\max}	8	6	5	8	6	5	8	5	6	8
мінімальна Q_{\min}	1,5	1,0	1,0	1,3	0,7	1,1	1,4	1,2	1,4	1,4
Виліт, м: максимальний L_{\max}	30	40	50	40	55	60	45	50	55	40
мінімальний L_{\min}	5,8	6,5	1,0	6,8	6,8	12	8	12	13	7
Швидкості: підйому v_n , м/с	0,6	0,6	1,2	0,8	0,6	1,2	0,8	1,2	1,1	0,6
пересування візка v_g , м/с	1	1,2	1	0,8	0,8	1,2	0,6	1	0,8	0,6
обертання n , об/хв	0,6	0,8	1	0,6	0,6	1	0,6	1	0,8	0,7
Висота підйому H_n , м	35	40	42	30	28	30	42	35	28	40
Температура експлуатації, $t^{\circ}\text{C}$	-20	-30	-45	+20	-60	-45	-65	+20	-50	-30

1.4 Питання для самопідготовки студентів до захисту курсових проєктів (робіт)

1. Балки, їх типи. Розрахунок балок по лініям впливу. Побудова ліній впливу та використання їх в проєктних розрахунках металоконструкцій.
2. Ферми, їх типи і склад. Способи визначення зусиль в стрижнях плоских та просторових ферм.
3. Лінії впливу для стрижнів кранових ферм. Побудова ліній впливу для стрижнів ферм та використання їх в інженерних розрахунках.
4. Метод розбивання просторових кранових ферм і рам при їх силовому розрахунку.
5. Сутність методів сил та переміщення для рішення статично-невизначених систем. Основні системи та канонічні рівняння методів сил та переміщення.
6. Які марки сталей застосовуються для виготовлення металоконструкцій кранів? Чим обґрунтований вибір? Основні параметри, що характеризують сталі.
7. Які види сортаменту використовуються для виготовлення кранових металоконструкцій?
8. Типи зварних швів. Умови застосування різних типів зварних з'єднань. Підготовка крайок для зварювання. Випробування зварних з'єднань.
9. Розрахунок зварних швів. Формули для визначення напружень при розрахунку стикових, кутових (флангових і лобових) швів. Вибір катетів зварних швів.
10. Чому дорівнює найменша і найбільша розрахункова довжина зварного шва? Вибір болтових з'єднань. У яких випадках застосовується той чи інший вид болтового з'єднання?
11. Формули розрахунку болтових з'єднань на зріз, зминання і розтягування. Матеріали для кріпильних виробів.
12. Перелік навантажень, що діють на крани в робочому і не робочому стані.
13. Які бувають розрахункові випадки для металоконструкцій та комбінації навантажень?
14. Які існують методи проєктних розрахунків кранових металоконструкцій? В чому сутність методу розрахунку металоконструкцій за граничним станом?
15. Поняття напруженого стану елементів. Формули визначення напружень при згині, зрізі, крученню, осьовому та позацентровому розтягу та стиску. Приведення напружень.
16. Кранові балки. Типи та конструкції балок. Робота балок на згин, зріз та кручення.
17. Кранові ферми. Типи ферм та їх використання в металоконструкціях.

18. Стрижні ферм. Конструкція та робота стрижнів ферм на розтяг і стиск.
19. Міцність, жорсткість та витривалість елементів кранових балок та стрижнів ферм.
20. Гнучкість стиснутих стрижнів ферм та стінок балок. Способи забезпечення стійкості стрижнів ферм та стінок балок.
21. У яких випадках у металоконструкціях кранів повинен передбачатися будівельний підйом? Його призначення і величина. Яким чином досягається будівельний підйом кранових балок?
22. Величини прогинів, що допускаються, у металоконструкціях кранів.

ГЛАВА 2 ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ ПТМ

2.1 Вибір матеріалів для металоконструкцій

Вибір марки і сортаменту матеріалу для виготовлення металоконструкції залежить від технічних вимог до підйомно-транспортних машин, від конструктивних рішень, які дозволяють забезпечити міцність, жорсткість і стійкість конструкції, а також від технологічних, експлуатаційних і економічних вимог.

При виборі марок сталей та зварювальних матеріалів для виготовлення, ремонту, реконструкції, монтажу металевих конструкцій підйомально-транспортних машин слід враховувати:

- ступінь завантаженості елементів (в тому числі від власної ваги) та вимоги безпеки;
- особливості конструкції та характеристики матеріалу;
- нижні граничні значення температури та агресивність навколишнього середовища під час експлуатації машин;
- кліматичні райони експлуатації.

Марки вибраної сталі та якість матеріалу для виготовлення, ремонту, реконструкції металоконструкцій машин мають бути підтверджені документом виробника цих матеріалів і вхідним контролем.

Металеві конструкції кранів, головним чином, виготовляються з вуглецевих сталей за ГОСТ 380 та ГОСТ 1050, а також з низьколегованих сталей за ГОСТ 19281, 19282, 8731, 4543 та різних ТУ. Для виготовлення зварних несучих кранових металоконструкцій широко застосовуються вуглецеві сталі звичайної якості: ВСтЗсп, ВСтЗпс, ВСтЗГпс 4 і 5 категорій постачань. Для металоконструкцій, призначених до експлуатації в районах із холодним кліматом та в агресивних середовищах, рекомендується застосовувати прокат низьколегованих сталей після термообробки: 09Г2, 09Г2С, 10ХСНД, 15ХСНД, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 18Г2АФ.

Згідно з ГОСТ 16350 кліматичними районами експлуатації металоконструкцій ПТМ можуть бути: I_1, I_2, II_2, II_3 - експлуатація при температурі до мінус 65 °С; $II_4 - II_5$ - експлуатація при температурі до мінус 40 °С; $II_6 - II_{12}$ - експлуатація при температурі до мінус 20 °С. Кліматичне виконання ПТМ по ГОСТ 15150 буває: У, ТУ, ТВ, ТС, ХЛ.

Вуглецеві сталі при низьких температурах схильні до крихкого руйнування. У порівнянні зі сталлю типа СтЗ низьколеговані сталі мають майже в півтора рази більшу межу текучості, більш низьку температуру переходу в крихкий стан, тобто меншу холодноламкість, підвищену стійкість проти атмосферної корозії. Основними недоліками низьколегованих сталей є висока вартість, велика чутливість до концентрації напружень при змінних навантаженнях. При виготовленні конструкцій кранів важкого і середнього режимів роботи із низьколегованих сталей варто застосовувати додаткові конструктивні і технологіч-

ні заходи для зменшення коефіцієнта концентрації напружень, та забезпечення власної стійкості стиснутих елементів.

Нормативний опір сталей має відповідати даним таб. 2.1. Під нормативним опором розуміють значення границі текучості та тимчасового опору, що наведені в документі про якість, за яким металопродукат та труби постачаються споживачеві.

Таблиця 2.1 – Сталі для виготовлення несучих металоконструкцій підйомно-транспортних машин.

Марка сталі	Нормативний документ на технічні умови	Границя текучості, МПа (Н/мм ²)	Тимчасовий опір, МПа (Н/мм ²)	Товщина прокату (до, включно), мм
Листовий та фасонний прокат				
Експлуатація при температурі до мінус 20 °С				
16Д	ГОСТ 6713	215-235	375	60
20	ГОСТ 1050	245	410	60
Ст3пс5	ГОСТ 535	235-245	370	5-12
Ст3сп5	— —	235-255	370-380	5-25
Ст3Гпс5	ГОСТ 14637	235-245	370	5-30
Ст3Гсп5	— —	245-255	390	5-40
Ст3сп5-2	ТУ 14-1-3023	265-285	390	20
Експлуатація при температурі до мінус 40 °С				
ВСт3сп	ТУ 14-15-146	390	490	6-12
09Г2С-12	ГОСТ 19281	265-345	430-480	100
09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023	335-345	500	20
09Г2-12	ГОСТ 19281	295	430	32
15ХСНД-12	— —	325-345	450-490	32
09Г2С-12-1	ТУ 14-1-4323	285-345	460-490	40
09Г2С-12-2	— —	335-375	480-510	40
Е40S	ГОСТ 5521	390	530	5-40
15ГФ-12	ГОСТ 19281	325-375	450-510	32
10ХСНД-12	— —	390	510-530	40
14Г2АФ-12	— —	390	510	50
16Г2АФ-12	— —	440	590	32
09Г2СЮ _ч	ТУ 14-1-5065	315	500-610	60
09ХГ2СЮ _ч	— —	335	520-620	60
15ХГН2МФА _ч	ТУ 14-1-4880	550-1040	705-1100	10-50
10ГДН1ФЮ	ТУ 14-1-5044	590	690	5-20
14ХГН2МДФБ	ТУ 14-1-2659	780	830-885	5-50

Експлуатації при температурі до мінус 65 °С				
Ст3сп термоміцнена	ТУУ 14-4-405	305-325	460-470	10-32
Ст3сп	ТУ 14-15-146	390	490	6-12
09Г2С-15	ГОСТ 19281	325-345	450-490	20
09Г2С	ТУ 14-15-146	440	540	6-12
09Г2С-15	ТУУ 14-4-405	390	540	10-32
09Г2-15	ГОСТ 19281	295	430	11
09Г2-15-2	ТУ 14-1-3023	325-345	470-480	10-20
15ХСНД-15	ГОСТ 19281	345	450-490	10-32
12Г2С-15-2	ТУ 14-1-4323	335-375	480-510	60
15 ГФ-15	ГОСТ 19281	325-375	450-510	20
10ХСНД-15	— —	390	510-530	5-40
14Г2АФ-15	— —	390	510	50
15Г2АФДпс-15	— —	390	510	32
16Г2АФ-15	— —	440	590	10-32
10Г2ФБ	ТУ 14-1-4083	430	520	8-16
Труби				
Ст3сп5	ГОСТ 10705	225	370	10
20 група В	ГОСТ 10705	245	410	10
Ст3сп	ТУ 14-3-377	235	370	10
20	ТУ 14-3-377	245	412	10
20 група В	ГОСТ 8731	245	410	45
20 група В	ГОСТ 8733	245	410	10
20	ТУ 14-3-611	255	420	10
10 група В	ГОСТ 8731	215	350	7
10Г2 група В	ГОСТ 8731	265	420	25
10Г2	ГОСТ 550	265	420	22
09Г2С	ТУ 14-3-1128	265	470	4-32
09Г2С	ТУ 14-3-1818	345	470	8
09Г2С	ТУ 14-3-556	343	490	2-4
	ТУ 14-3-611	335	470	4-16
10 ХСНД	ТУ 14-3-556	343	490	4
17Г1С 17ГС	ТУ 14-3-620	355	510	10-14
13Г, 13ГС-У, 13Г1С-У, 13Г1СБ-У, 10Г2ФБ	ТУ У 14-8-2	360-470	510-590	11-20

Для виготовлення, ремонту, реконструкції несучих елементів зварних конструкцій підіймально-транспортних машин, що експлуатуються в умовах мінусової температури, слід використовувати сталі, для яких гарантована ударна в'язкість не менше ніж 29 Дж/см^2 під час дії відповідної температури та після механічного старіння .

При виборі марки сталі треба враховувати товщину металопрокату та труб:

- для листового, штабового, широкоштабового прокату – товщину листа, штаби;
- для труб – товщину стінки;
- для кутиків, швелерів та двотаврів – товщину полиці.

З технологічних і експлуатаційних міркувань мінімальні товщини розрахункових елементів металоконструкцій, що працюють у приміщенні, не варто брати нижче 6 мм для листового прокату, а для металоконструкцій, що працюють на відкритому повітрі – 8 мм. Найбільші товщини елементів для конструкцій з вуглецевих сталей не повинні перевищувати 50 мм, а з низьколегованих - 40 мм.

В умовах середнього агресивного навколишнього середовища для елементів зварних металевих конструкцій з метою забезпечення їх корозійної стійкості рекомендовано використовувати сталі з додаванням міді (в позначення марки сталі входить літера "Д").

У зварних несучих елементах металевих конструкцій дозволено сполучення вуглецевих сталей з низьколегованими, при цьому температурі експлуатації підіймально-транспортної машини повинна відповідати найменш холодостійка сталь. Також дозволяється сполучення вуглецевих та низьколегованих сталей зі сталями високої міцності, границя текучості яких перевищує 400 МПа, за узгодженням зі спеціалізованою установою.

Нормативні значення опору сталей за євростандартами для виготовлення кранових несучих металоконструкцій наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Нормативний опір сталі за міжнародними стандартами

Стандарт	Марка сталі	Товщина, мм	Нормативний опір, МПа (Н/мм ²)	
			границя текучості	тимчасовий опір
EN 10025	S235 (Fe360)	≤ 16	235	340
		≤ 40	225	340
		≤ 100	215	340
		≤ 150	195	340
		≤ 200	185	320
		≤ 250	175	320
	S275 (Fe440)	≤ 16	275	410
		≤ 40	265	410
		≤ 63	255	410
		≤ 80	245	410
		≤ 100	235	410
		≤ 150	225	400
		≤ 200	215	380
		≤ 250	205	380
EN 10025 та EN 10113	S355 (Fe510) S335N та S355NL	≤ 16	355	490
		≤ 40	345	490
		≤ 63	335	490
		≤ 80	325	490
		≤ 100	315	490
		≤ 150	295	470
		≤ 200	285	450
		≤ 250	275	450
EN 10113	S460	≤ 16	460	550
		≤ 40	440	550
		≤ 63	430	550
		≤ 80	410	550
		≤ 100	400	550
EN 10137	S460	≤ 50	460	550
		≤ 100	440	550
		≤ 150	400	500
	S690	≤ 50	690	770
		≤ 100	650	760
		≤ 150	630	710
	S890	≤ 50	890	940
		≤ 100	830	880
	S960	≤ 50	960	980

Продовження табл.2.2

EN 10149	S315	всі товщини	315	390
	S355		355	430
	S420		420	480
	S460		460	520
	S500		500	550
	S550		550	600
	S600		600	650
	S650	≤ 8	650	700
		> 8	630	700
	S700	≤ 8	700	750
> 8		680	750	
EN 10219-1	S420MH та MLH	≤ 16	420	500
		≤ 40	400	500

Низьколеговані сталі істотно знижують силу ваги конструкцій у тих випадках, коли розміри перетинів несучих елементів визначаються за умов їх міцності, а не деформації, стійкості або втоми. Чим більше вантажопідйомність конструкції, тим раціональніше застосування низьколегованої сталі.

При виготовленні металоконструкції ПТМ використовують метали у вигляді прокату. Прокатні сталі, діляться на дві основні групи: сталі листові - товстолистові, широкоштабові; сталь профільна - кутова рівнобока і нерівнобока, швелери, балки двотаврові, труби сталеві безшовні, труби сталеві зварні, холодногнуті та інші профілі.

Для несучих металоконструкцій застосовують наступні види сортаменту:

- широкоштабовий ГОСТ 82, штабу сталеву гарячекатану ГОСТ 103, листовий ГОСТ 19903;
- фасонні двотаврові балки ГОСТ 8239, кутики сталеві гарячекатані нерівнополічні ГОСТ 8510, швелери сталеві спеціальні ГОСТ 19425, двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полицок ГОСТ 26020, кутики сталеві гарячекатані рівнополічні ДСТУ 2251 (ГОСТ 8509), швелери сталеві гарячекатані ДСТУ 3436 (ГОСТ 8240);
- труби сталеві електрозварні ГОСТ 10704, безшовні гарячедеформовані ГОСТ 8732, труби профільні ГОСТ 8639, холоднодеформовані прямокутні ГОСТ 8639.

Найбільш широко для виготовлення металоконструкцій ПТМ використовується листові сталь. Кутову сталь застосовують для парних і працюючих на осьові зусилля елементів. Швелери використовуються в елементах, що працюють на осьові зусилля і на згин. Двотаври застосовуються для елементів, що працюють в основному на поперечний згин. Катані швелери і двотаври знаходять у металевих конструкціях підйомно-транспортних машин дедалі менше застосування.

Останнім часом у металокопструкціях ПТМ все ширше застосовуються холодно-гнути прокатні профілі та оболонки, що дозволяють істотно знизити металоємність копструкцій, забезпечуючи при цьому задані жорсткість і міцність.

Труби застосовуються для елементів, що працюють на осьові зусилля. Для стиснутих елементів труби є найкращим типом перетину. Тому труби особливо вигідні для копструкцій із великим числом стиснутих стрижнів: веж, мачт, опор, стріл. Труби забезпечують місцеву стійкість стінок, отримують найменший тиск вітру, найбільш зручні для зовнішнього фарбування, менше схильні до корозії.

До недоліків трубчастих копструкцій відноситься більша вартість труб у порівнянні з іншими профілями, велика трудомісткість зварювальних робіт.

Пріоритетний порядок вибору сортаменту для виготовлення металокопструкцій ПТМ такий: лист, гофрований лист, труба, гнутий профіль, катаний фасонний профіль.

Для сталевого прокату під час замовлення має бути вказана гарантія зварюваності (масова доля вуглецю в сталі не повинна перевищувати 0,22%).

Геометричні розміри та характеристики поперечних перетинів різних профілів наведені у відповідних додатках посібника.

2.2 Вимоги до вибору зварювальних матеріалів

Зварювальні матеріали, які використовують для виготовлення металокопструкцій, повинні забезпечити механічні властивості зварного з'єднання (границю міцності, границю текучості, відносне подовження, кут загину, ударну в'язкість), які повинні бети не менше нижньої границі зазначених властивостей основного металу. Матеріали для автоматизованого та ручного дугового зварювання вибирають залежно від механічних властивостей та хімічного складу металу, який зварюється і способу зварювання з урахуванням призначення машини та особливостей її конструктивного виконання.

Зварювальні матеріали, які рекомендовано для зварювання при виготовлені і ремонту несучих металокопструкцій, наведені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Зварювальні матеріали

Сталі, які зварюються	Електроди		Флюс	Зварювальний дріт		
	тип згідно з ГОСТ 9467	марка згідно з ГОСТ 9466	марка ГОСТ 9087	Зварювання під флюсом	Зварювання в CO_2 та суміші $CO_2 + Ar$	
				марка	марка	нормативні документи
Розрахункова температура до мінус 20 °С						
Вуглецеві	Э42А Э46 Э46 Э46	УОНИ-13/45 ОЗС-4 АНО-4 МР-3	АН-348А	Св-08ГА	Св-08Г2С до Ø 1,6 ПП-АН8 ПП-АН10	ГОСТ 2246 ГОСТ 26271 ГОСТ 26271
			ОСЦ-45	Св-08ГА		
Вуглецеві термозміцнені	Э50	УОНИ-13/55	АН-348А	Св-08ГА	Св-08Г2С до Ø 1,2 ПП-АН8 ПП-АН10	ГОСТ 2246 ГОСТ 26271 ГОСТ 26271
Розрахункова температура до мінус 40 °С						
Низьколеговані	Э50А Э50А Э50А	УОНИ-13/55 АНО-10 АНО-30	АН-47	Св-08ГА	Св-08Г2С до Ø 1,2 ПП-АН8	ГОСТ 2246 ГОСТ 26271
			АН-65	Св-10ГА		
			АН-60	Св-10ГА		
			АН-348А	Св-08ГА		
			ОСЦ-45	Св-08ГА		
Низьколеговані термозміцнені	Э50А	УОНИ-13/55	АН-348А	Св-08ГА	Св-08Г2С до Ø 1,2 ПП-АН8	ГОСТ 2246 ГОСТ 26271
Розрахункова температура до мінус 40 °С ^{а)}						
Високоміцні	Э60 Э60 Э85 Э100	УОНИ-13/65 ОЗС-24М УОНИ-13/85 ОЗШ-1	АН-17М	Св-08ХН2ГМЮ	Св-08ХН2ГМЮ Св-08ХН2Г2МЮ Св-10ХГ2СМА ПП-АН54	ГОСТ 2246 -ІІ- -ІІ- ГОСТ 26271
			АН-43			
			АН-47			
			АН-17М	Св-08ХН2Г2СМЮ		
			АН-43			
			АН-47	Св-10ХГ2СМА		
			АН-17М			
АН-43						
			АН-47			
Розрахункова температура до мінус 65 °С						
Вуглецеві та низьколеговані	Э50А Э50А	УОНИ-13/55 АНО-25	АН-47	Св-08МХ	Св-08Г2С до Ø 1,2 ПП-АН8	ГОСТ 2246 ГОСТ 26271
			АН-47	Св-08ХМ		
			АН-65	Св-08ХМ		
			АН-65	Св-08МХ		

Примітка. Максимальний діаметр дроту встановлюється технологією зварювання. Зварювальні матеріали для розрахункової температури нижче мінус 40 °С вибрати з вказаної таблиці з проведенням додаткових випробувань зварних з'єднань.

2.3 Навантаження

В розрахунках кранових металоконструкцій слід враховувати нормативні та випадкові навантаження у відповідних комбінаціях. Нормативними навантаженнями є: сили ваги конструкції; ваги номінального вантажу та візка; вітрові навантаження (статична складова); динамічні навантаження при нестационарних режимах роботи приводів та від пересування крана або візка з вантажем по нерівностях відповідних колій; спеціальні навантаження (перекісні, осьові, ударні об буфери, монтажні, транспортні, температурні, сейсмічні, синоптичні, технологічні та випробувальні). Випадковими навантаженнями є: перевантаження вище вказаних навантажень; динамічні навантаження, викликані коливаннями мас крана та вантажу від пульсації вітру, а також від пуску та гальмування приводів крана.

Металоконструкції вантажопідйомних кранів завантажуються постійними (стаціонарними) та рухомими навантаженнями одночасно, що відрізняє методи розрахунку металоконструкції вантажопідйомних кранів від інших машин (конвеєрів, будівельних, дорожніх машин та ін.). Робота приводів різних механізмів в нестационарних режимах (пуск, гальмування) призводить до виникнення додаткових інерційних навантажень на металоконструкцію машини.

2.3.1 Сили власної ваги металоконструкцій та елементів крана

Нормативні навантаження Q_{Hi} від власної ваги елементів металевих конструкцій з рівномірно розподіленою масою (головні і кінцеві балки, ферми, майданчики і ін.) повинні прийматися за існуючими кресленнями, специфікаціями або результатами зважування. Коефіцієнт перевантаження приймається рівним $K_H = 1,1$.

Розподілене навантаження допускається приймати рівномірним по довжині елементу (балки), якщо фактична нерівномірність не перевищує 10% від середнього значення розподіленого навантаження.

Нормативні навантаження від власної ваги механізмів і вузлів (кабіни, електроустаткування і ін.) G_{Hi} приймаються зосередженими та прикладаються в їх центрах тяжіння і повинні визначатися також за кресленнями, специфікаціями або результатами зважування. Коефіцієнт перевантаження нормативних навантажень елементів із зосередженою масою повинен прийматися $K_H = 1,1$ для металевих конструкцій і $K_H = 1,2$ для устаткування.

У випадку, коли навантаження зменшує розрахункову сумарну дію, беруть коефіцієнт перевантаження $n = 0,95$. Сила власної ваги елементів металоконструкції частіше задається як зосереджена та прикладається у спеціальних точках приведення. Така сила є приведеною силою ваги. У гратчастих конструкціях (фермах) буває зручніше власну вагу конструкції представити як дискретно розподілену та прикладати дискретні сили до вузлів ферми. Інтенсивність рівномірно та дискретно розподіленої сили власної ваги металоконструкції визначається за рівнянням, відповідно,

$$q_H = \frac{G_H}{l};$$

$$q_{H1} = \frac{G_H}{n};$$

де l - довжина елемента, м;
 n - кількість вузлів ферми.

На початку проектування сила власної ваги металокопструкцій, як правило, невідома, тому її величиною треба задаватися по аналогам існуючих копструкцій або по рекомендаціям нормативних та літературних джерел. Граничні вагові дані для двобалкових мостових кранів регламентовані ГОСТ 3332, ГОСТ 7464, ГОСТ 6711. Можна також скористатися графіком рис.2.1.

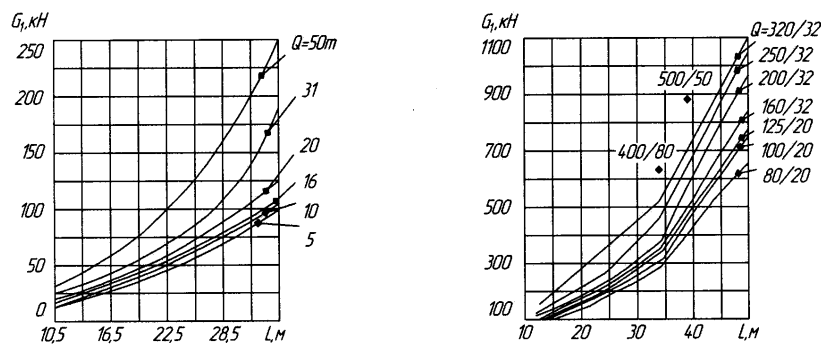
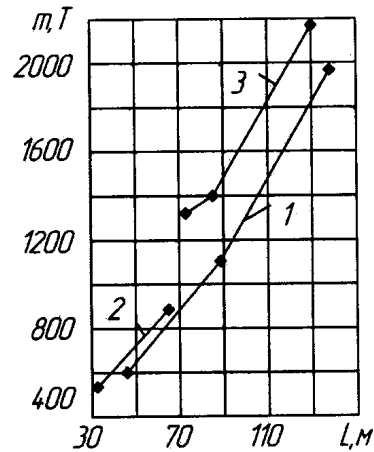


Рисунок 2.1 – Сили власної ваги металокопструкцій половин зварних коробчатих двобалкових мостів (без кінцевих балок) кранів загального призначення зі сталі марка 09Г2С для режимів роботи 4К, 5К (для режимів 1К – 3К вага зменшується на 10%, для режимів 6К – 8К – збільшується на 10%)

Для металокопструкцій із низьковуглецевих копструкційних сталей силу ваги треба збільшити на 10% порівняно з даними графіків рис. 2.1.

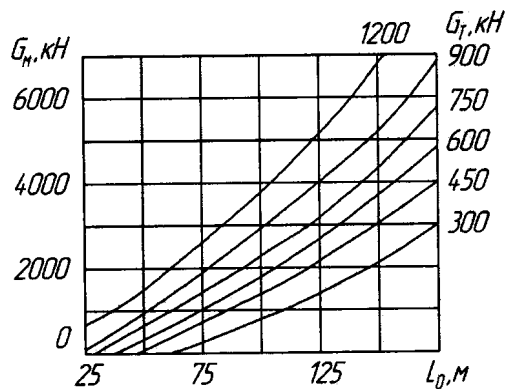
Сила ваги гратчастих мостів малих прогонів практично така ж, що і для балкових; при прогонах більше 19 м гратчасті мости легші на 10...40% (більші значення – для малих вантажопідйомностей). Однобалкові мости легші двобалкових на 10...40%. Маса металокопструкцій m двобалкових козлових кранів в залежності від прогону L приведена на рис. 2.2.



1 – $Q = 300\text{т}$; 2 – $Q = 500\text{т}$; 3 – $Q = 700\text{т}$

Рисунок 2.2 – Маса двобалкових козлових кранів

2.3. Силу ваги металокопструкцій мостових перевантажувачів дано на рис.



G_T - вага візка з вантажем; L_0 - загальна довжина моста.

Рисунок 2.3 – Сила ваги металокопструкцій мостових перевантажувачів

Масу однієї головної ферми моста стрижневої конструкції G_T мостового крана вантажопідйомністю $Q = 5...40\text{т}$ можна розрахувати за формулою:

$$Q_T = [10Q(L-5) + 700]\text{кг},$$

де Q - вантажопідйомність крана, т.

Масу інших елементів металокопструкції попередньо можна визначити по залежностям:

$$Q_{\partial} = Q_{\Gamma} / 2 ;$$

$$Q_{в.і} = Q_{н.і} = Q_{\Gamma} / 6 ;$$

$$Q_{подк} = Q_{\Gamma} / 30 ;$$

$$Q_{н} = \gamma \cdot L \cdot B \cdot \delta_m ,$$

де Q_{∂} - маса допоміжних ферм, т;

$Q_{в.і} = Q_{н.і}$ - маса верхньої та нижньої інерційних ферм, т;

$Q_{подк}$ - маса підкосу, т;

$Q_{н}$ - маса настилу, т;

γ - щільність сталі, $\frac{т}{м^3}$;

L - прогін мосту крана, м;

B - база мосту крана, м;

δ_m - товщина листа настилу, м.

Навантаження від приводу пересування крана, кабіни, електрообладнання слід вибирати по літературним джерелам або по аналогічним конструкціям. Коефіцієнт перевантаження при цьому рекомендується брати $n = 1,2$.

Таблиця 2.5 – Рекомендовані нормативні сили власної ваги складових частин металоконструкцій баштових кранів

Назва металоконструкції або її складової	Означення	Залежність для визначення сили власної ваги, кН
Крани з підйомною стрілою та поворотною баштою	G_k^H	$G_k^H = 3,1M_B \sqrt[3]{H/Q}$
Башта	G_{∂}^H	$G_{\partial}^H = 0,13G_k^H$
Кран з поворотною головкою	G_k^H	$G_k^H = 3,35M_B \sqrt[3]{H/Q}$
Башта	G_{∂}^H	$G_{\partial}^H = 0,16G_k^H$
Металоконструкція крана	G_{mk}^H	$G_{mk}^H = 0,41G_k^H$
Металоконструкція стріли	G_{mc}^H	$G_{mc}^H = 0,03G_k^H$
Противісна консоль з противагою	G_{np}^H	$G_{np}^H = 0,1 \dots 0,34G_k^H$

Нормативні навантаження на металоконструкцію баштових кранів від власної ваги слід брати по табл. 2.5,

де L - виліт, м;

H - висота підйому, м;

Q - вантажопідйомність на даному вильоті, т;

M_B - вантажний момент, кНм.

Для кранів з балочною стрілою нормативні складові власної ваги слід збільшити на 15%, для конструкції з трубчастого профілю – зменшити на 15%, якщо використана тригранна стріла – зменшити на 10% проти рекомендованих. Деякі джерела пропонують визначати відносну масу баштового крана як

$$g_k = G_k^H / \Pi H g,$$

де G_k^H - нормативна сила ваги баштового крана, Н;

Π – продуктивність, т/год;

H – висота підйому вантажу, м.

Для сучасних вітчизняних кранів приймають $g_k = 0,042..0,055$.

Маса металоконструкції складає:

55...60% - для кранів з неповоротною баштою та 70...80% - для кранів з телескопічною баштою або з підрушенням. Розподілена маса стріли кранів вантажопідйомністю $Q = 5..15$ т складає 0,2...0,4 т/м.

Силу ваги візка або тиску коліс візка на металоконструкцію також бажано приймати за фактичними або за довідниковими даними. При цьому слід вважати силу ваги візка рухомим навантаженням, коефіцієнт перевантаження сили ваги рекомендується брати $n = 1,2$. Грубо силу ваги візка можна приймати $G_s = 0,3 \cdot G_Q$.

При перевірці металоконструкції на витривалість за граничним станом сила ваги конструкції приймається без урахування коефіцієнта перевантаження.

2.3.2 Сила ваги вантажу

Нормативне навантаження від ваги вантажу G_{HQ} приймається по нормативній вантажопідйомності крана

$$G_{HQ} = Q_H g[\kappa H],$$

де Q_H - нормативна паспортна вантажопідйомність, яка є сумою маси вантажу та вантажозахоплюючого пристрою, т.

Для стрілових кранів нормативна складова сили ваги вантажу визначається по вантажопідйомності на відповідному вильоті

Коефіцієнти перевантаження K_Q нормативного навантаження від ваги вантажу для гакових кранів приведені в табл. 2.6

Таблиця 2.6 – Коефіцієнти K_o для гакових кранів

Вантажопідйомність, т	Режимна група по ГОСТ 25546			
	1К; 2К	3К; 4К	5К	6К; 7К
До 5	1,15	1,25	1,35	1,50
Понад 5 до 12,5	1,10	1,20	1,25	1,50
Понад 12,5 до 20	1,10	1,15	1,20	1,40
Понад 20	1,10	1,10	1,15	1,30

Коефіцієнти перевантаження K_o для грейферних та магнітних кранів приведені в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Коефіцієнти K_o для грейферних та магнітних кранів (включаючи крани із з'ємними грейферами і електромагнітами)

Вид вантажозахоплюючого органу	Вид вантажу	Умови перевантаження	Режимна група по ГОСТ 25546	
			3К-5К	6К-8К
Грейфер	Щебінь, вугілля, пісок, окалина та інші матеріали не липкі і ті, які не мають підвищену в'язкість	із штабеля	1,1	1,2
		із приямка або із ємкості, яка заповнена водою	1,4	1,5
	Волога глина та інші липкі матеріали і ті, які мають підвищену в'язкість	із штабеля	1,5	1,6

Продовження табл.2.7

Електро-магніт (траверса з електро-магнітами)	Скрап сталевий, чавун в чушках	з неметалевої основи	1,3	1,5
		з металевої основи	1,5	1,7
	Сталевий прокат	з неметалевої основи	1,2	1,4
		з ґратчастої металевої основи	1,4	1,6
		з суцільної металевої основи	1,6	1,8

Для баштових кранів приймаються коефіцієнти перевантаження з табл. 2.8

Таблиця 2.8 – Коефіцієнти K_Q для баштових кранів

Вантажний момент M_e , кНм	Коефіцієнт перевантаження
< 250	1,3
250...2000	1,15
> 2000	1,1

Для важких козлових кранів та для перевантажувачів коефіцієнт перевантаження сили ваги вантажу слід брати $K_Q = 1,05$.

При перевірці металоконструкції на витривалість за розрахунковими навантаженнями другого граничного стану, силу ваги вантажу слід приймати без коефіцієнта перевантаження як еквівалентну G_{Qe}

$$G_{Qe} = G_Q \cdot K_e,$$

де K_e - коефіцієнт еквівалентності сили ваги вантажу, який можна приймати по табл. 2.9.

Таблиця 2.9 – Коефіцієнт еквівалентності K_e

Група режиму по ГОСТ 25546	Коефіцієнт еквівалентності K_e
4К	0,6
5К	0,7
6К	0,7...0,8
7К	0,8...0,9
8К	1,0

2.3.3 Вітрові навантаження

Нормативне вітрове навантаження слід визначати за ГОСТ 1451 при $\beta=1$ та $\gamma=1$ для металоконструкцій кранів, які працюють на відкритому повітрі. За вітрове навантаження на об'єкт в неробочому стані приймається граничне вітрове навантаження на металоконструкцію, непрацюючі механізми повороту та пересування, осі та вали ходових коліс, протиугінні пристрої, та власна стійкість об'єкту. За вітрове навантаження на об'єкт в робочому стані приймається граничне вітрове навантаження, при якому забезпечується експлуатація об'єкту.

Розподілене вітрове навантаження p на одиницю розрахункової площі елемента об'єкту в конкретній висотній зоні визначається за формулою

$$p = q \cdot k \cdot c \cdot n,$$

де q - динамічний тиск вітру, приймаємо для неробочого стану по табл. 2.10 (в залежності від вітрового району установки), а для робочого стану – по табл. 2.11 в залежності від призначення об'єкту, Па;

k - коефіцієнт, що враховує зміни динамічного тиску вітру по висоті, приймаємо по табл. 2.12;

c - коефіцієнт аеродинамічної сили вибираємо з табл. 2.13, який залежить від конструктивних форм, розмірів, розміщення, щільності заповнення елементів в металоконструкції;

n - коефіцієнт перевантаження, враховують при розрахунках конструкції крана за методом граничних станів, приймаємо 1,1. При розрахунку конструкції крана за методом допускних напружень приймаємо 1,0. Ці значення приймаються для робочого та неробочого стану металоконструкції крана.

Таблиця 2.10 – Динамічний тиск q неробочого стану та швидкість вітру v на висоті 10 м над поверхнею землі

Найменування показників вітрового навантаження	Вітрові райони						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Швидкість вітру v , м/с	21	24	27	30	33	37	40
Динамічний тиск q , Па	270	350	450	550	700	850	1000

Таблиця 2.11 – Динамічний тиск q робочого стану та швидкість вітру v на висоті 10 м над поверхнею землі

Призначення кранів	Швидкість вітру v , м/с	Динамічний тиск q , Па
Крани: будівельні, монтажні, для майданчиків залізобетонних виробів, штучних вантажів, а також стрілові самохідні загального призначення	14,0	125
Крани всіх типів, встановлені в річкових та морських портах	20,0	250
Крани, встановлені на об'єктах, що виключають можливість перерви в роботі	28,5	500

Таблиця 2.12 – Коефіцієнт k зміни динамічного тиску вітру по висоті

Висота над поверхнею моря, м	10	20	40	60	100	200	≥ 350
k	1,0	1,25	1,55	1,75	2,1	2,6	3,1

Примітка. При установці кранів в містах, включаючи околиці, в лісних масивах та інших місцевостях, які покриті перешкодами висотою більш 10 м, допускається знижувати значення коефіцієнта k в межах висоти: до 20 м – на 30%; 20-60 м – на 15%; 60-100 м – на 10%.

Таблиця 2.13 – Рекомендований коефіцієнт аеродинамічної сили c

Тип конструкції		c
Балки з виступаючими поясами і зовнішніми ребрами, пласкі ферми з прямокутних профілів		1,4 – 1,6
Коробчасті конструкції з гладкими зовнішніми поверхнями; прямокутні кабіни; противаги; канати; вантаж; понтони		1,2
Конструкції з труб в залежності від параметру qkd^2 , Н, де d - діаметр труби, м	< 5	1,2
	5 – 8	1,0
	8 – 15	0,7
	15 – 25	0,5
	25 – 100	0,6
	100 – 1000	0,7

Динамічну складову вітрового навантаження на будівельні баштові крани слід визначати за РД 22-160-86, в останніх випадках – за нормами проектування кранів конкретного типу. Статичну складову вітрового навантаження P_e , яка діє на елемент конструкції або на вантаж, визначають за формулою

$$P_e = q \cdot F_H,$$

де F_H – розрахункова навітряна площа елемента або вантажу, яку слід визначати по фактичним або статистичним даним, m^2 . Коефіцієнт k при цьому приймають по максимальній висоті підйому вантажу.

Об'єкт розподіляється на елементи, які відрізняються формою та функціональним призначенням. А окремі елементи, висота яких перевищує 10 м, розподіляються на піделементи. Розрахунок виконується послідовно для всіх виділених елементів і піделементів при обліку їх форми, висоти розташування над поверхнею землі, орієнтації відносно напрямку вітру, а також зовнішнього і внутрішнього затінювання. При розрахунках елементів та піделементів конкретного елемента проводиться підсумовування значень складових сил тиску вітру для неробочого і робочого стану.

Нормативна складова, що відповідає усталеній швидкості вітру, повинна бути врахована у всіх випадках. Динамічна складова, що викликана пульсацією вітру, враховується тільки при розрахунку на міцність металоконструкції.

Величину F_H (навітряну площу) в першому наближенні можна приймати по залежності

$$F_H = \varphi \cdot F_o,$$

де F_o - площа брутто передньої грані конструкції, обмеженої її контуром, m^2 ;

φ - коефіцієнт заповнення конструкцій;

$$\varphi = \frac{A}{A_H},$$

де A – розрахункова площа проєкцій усіх елементів конструкції на площину, перпендикулярну напрямку вітру, m^2 ;

A_H – площа, обмежена зовнішнім контуром, m^2 .

Динамічна складова вітрового навантаження на металоконструкцію баштового крана може бути визначена рівнянням

$$P_{BD} = 2S_B = 3m_n \xi P_B,$$

де m_n - коефіцієнт пульсацій швидкості вітру (табл. 2.14);

ξ - коефіцієнт динамічності (табл. 2.15);

S_B - середньоквадратичне відхилення вітрового навантаження.

Таблиця 2.14 – Коефіцієнти пульсації вітру m_n

$H_B, м$	0...20	20...30	30...40	40...50	50...60
m_n	0,120	0,110	0,105	0,100	0,095
$H_B, м$	60...70	70...80	80...90	90...100	100...200
m_n	0,090	0,085	0,080	0,075	0,070

Таблиця 2.15 – Коефіцієнти динамічності ξ

$T, с$	1	2	3	4	5	6	7	8
ξ	1,75	2,25	2,65	2,96	3,16	3,22	3,26	3,30

Примітка: для проміжних значень T допускається лінійна інтерполяція.

Період власних коливань T баштового крана можна брати по табл. 2.16

Таблиця 2.16 – Період вільних коливань T

Найбіль- ший виліт гака, м	Період вільних коливань $T, с$									
	Висота розташування опорного шарніра стріли над поверхнею землі, м									
	20				40				60	80
	Вантажопідйомність Q при найбільшому вильоті, т									
	5	10	20	30	5	10	20	30	10	10
10	1,50	1,60	1,70	1,90	1,70	1,90	2,20	2,50	2,70	2,90
20	1,60	1,70	1,90	2,20	1,90	2,20	2,50	2,70	2,90	3,10
30	1,70	1,90	2,20	2,50	2,20	2,50	2,70	2,90	3,10	3,40
40	1,90	2,20	2,50	2,70	2,50	2,70	2,90	3,10	3,40	3,70
50	2,20	2,50	2,70	2,90	2,70	2,90	3,10	3,40	3,70	4,00
60	2,50	2,70	2,90	3,10	2,90	3,10	3,40	3,70	4,00	4,50

Середньоквадратичне значення динамічного навантаження, викликаного коливаннями вантажу від пульсації вітру, приймається рівним 0,1 нормативного вітрового навантаження на вантаж.

Сумарне зусилля від статичної та динамічної складової вітрового навантаження дорівнює

$$P = P_B + P_{BD},$$

де $P_B = P_{ВП}$ або $P_B = P_{ВШ}$.

2.3.4 Динамічні (інерційні) навантаження

Сили інерції виникають в результаті пуску та гальмування механізмів крана: підйому вантажу, підйому стріли з вантажем, пересування вантажного

візка та крана, повороту крана; при наїзді на кінцеві упори, буфери візка та крана; поштовхів при пересуванні вантажних візків та кранів на стиках і нерівностях колій і ін. В результаті взаємодії сил інерції та сил пружності елементів металокопструкції виникають динамічні навантаження. Динамічні навантаження на мостовий кран у разі положення візка посередині прогону визначаються для випадків підйому вантажу з підхопленням і підйому вантажу з вису. В розрахунку приймається більше з вказаних динамічних навантажень. Отримані навантаження порівню прикладається до головних балок. Нормативне динамічне навантаження у разі підйому вантажу з підхопленням визначається за формулою

$$P_{H\delta(\text{підйом})} = \frac{v \cdot G_{HQ}}{y_c \cdot \lambda_c} \sqrt{\frac{Q + m_M}{C_M}}$$

де v - швидкість підйому вантажу згідно паспорту крана, м/с;

G_{HQ} - нормативне навантаження від ваги вантажу, Н;

Q - маса вантажу, кг;

m_M - маса металевої копструкції крана, приведена до середини прогону, і маса завантаженого візка, кг;

y_c - статичний прогин металевої копструкції крана в середині прогону від ваги вантажу, м;

λ_c - переміщення вантажу Q внаслідок пружної деформації вантажного каната, м;

C_M - коефіцієнт жорсткості металевої копструкції крана на згин, Н/м.

Величини m_M , C_M , y_c , λ_c визначаються за формулами

$$m_M = \frac{G_{H\delta}}{g} + \frac{G_{HQ}}{g};$$

$$C_M = \frac{G_{H\delta}}{y_c}; y_c = \frac{(G_{H\delta} + G_{HQ}) \cdot L^3}{2 \cdot 48EI_x}; \lambda_c = 0,24 \cdot 10^{-2} \cdot l,$$

де $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - прискорення сили тяжіння;

$G_{H\delta}$ - нормативне навантаження головної балки від власної ваги, Н;

G_{HQ} - нормативне навантаження від ваги вантажу, Н;

L - прогін крана, м;

$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ - модуль пружності сталі;

I_x - момент інерції перетину головної балки в середині прогону, $\text{кг} \cdot \text{м}^2$;

l - довжина вантажного каната, м; приймається рівною висоті підйому вантажу згідно паспорта крана.

Коефіцієнт перевантаження нормативного динамічного навантаження приймаємо $K_H = 1,15$. Нормативне динамічне навантаження у разі підйому вантажу з вису визначається за формулою

$$P_{H\partial(\text{звису})} = 2 \cdot a \cdot Q$$

де a - прискорення вантажу, м/с^2 ;
 Q - маса вантажу, кг .

Прискорення вантажу визначається за формулою

$$a = \frac{P_k + G_{HQ}}{m_{\text{мех}} + Q}$$

де P_k - сила в канатах гакової підвіски при найбільшому пусковому моменті двигуна, Н ;

$m_{\text{мех}}$ - приведена маса до обода барабана обертових елементів механізму підйому (ротора двигуна, муфти, гальмівного шківів і ін.), кг .

Сила в канатах поліспасти гакової підвіски визначається за формулою

$$P_k = \frac{2M_{\text{дв.н}} \cdot i_n \cdot U \cdot \eta_3}{D}$$

де $M_{\text{дв.н}}$ - пусковий момент двигуна, Нм ;

i_n - кратність поліспасти;

U - передаточне число механізму підйому;

η_3 - загальний ККД механізму підйому ($\eta_3 \approx 0,85$);

D - діаметр барабана, м .

Пусковий момент двигуна визначається за формулою

$$M_{\text{дв.н}} = 975 \cdot \frac{P_H}{n_H} \cdot K_n$$

де P_H - номінальна потужність двигуна при розрахунковому режимі, кВт ;

n_H - номінальна частота обертання, хв^{-1} ;

K_n - кратність пускового моменту двигуна.

Приведені до ободу барабана обертальні маси механізму підйому

$$m_{\text{мех}} = \frac{1,15 \cdot (GD_p^2 + GD_M^2 + GD_{\text{шк}}^2) \cdot U^2}{gD^2},$$

де GD_p^2 - маховий момент ротора двигуна, $\text{кг} \cdot \text{м}^2$;

GD_m^2 - маховий момент муфт, $\text{кг} \cdot \text{м}^2$;

$GD_{шк}^2$ - маховий момент гальмівного шківa, $\text{кг} \cdot \text{м}^2$.

Коефіцієнт перевантаження нормативного динамічного навантаження слід приймати $K = 1,15$.

З достатнім рівнем точності для проектування конструкції інерційні навантаження можна визначати за рівнянням

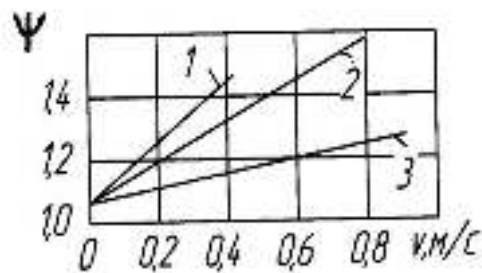
$$P_i = m \cdot a$$

де m - приведена маса елемента крана, т;

a - прискорення маси, $\text{м}/\text{с}^2$.

При підйомі вантажу мостовими та козловими кранами загального призначення вантажопідйомністю від 1 до 50 т коефіцієнт динамічності ψ , можна брати з рис. 2.4. Для порталних кранів ψ рекомендується брати з табл. 2.17. Тоді максимальне динамічне (інерційне) навантаження при підйомі вантажу можна визначити за рівнянням

$$P_o = (\psi - 1)(Q \cdot g + G_m)$$



1 – коротко замкнений електродвигун; 2 – фазний електродвигун, реостатний пуск; 3 – система плавного регулювання швидкості

Рисунок 2.4 – Динамічний коефіцієнт ψ для мостових та козлових кранів загального призначення вантажопідйомністю від 1 до 50 т, включно, в залежності від швидкості підйому вантажу

Таблиця 2.17 – Динамічний коефіцієнт ψ для порталного крана

Тип порталного крана	Комбінації навантажень	
	I	II
Монтажний	-	1,3
Гаковий	1,3	1,5
Грейферний	1,4	1,6

Динамічне горизонтальне навантаження F_{ozi} на i елемент конструкції крана, що виникає при пересуванні мостового та козлового кранів визначається за формулою

$$F_{ozi} = 0,15 \cdot G_i \cdot a,$$

де a - розрахункове пускове прискорення, визначається без урахування вітру і ухилу рейок, м/с^2 .

Динамічне горизонтальне навантаження $F_{\text{дзв}}$ вантажу, який знаходиться на гнучкому підвісі, визначається за формулою

$$F_{\text{дзв}} = 0,1 \cdot (Q + G_n) \cdot a,$$

де $Q + G_n$ - сумарна сила тяжіння вантажу і захоплюючих пристроїв, які знаходяться на гнучкому підвісі, кН.

Нормативне динамічне навантаження при роботі механізму пересування крана у разі положення візка посередині прольоту слід визначати при пуску крана. Навантаження прикладається порівну до головних балок посередині прольоту і визначається за формулою

$$P_{\text{нне}} = 2 \cdot a \cdot (m_{\text{віз}} + m_{\text{б}} + \beta \cdot m_{\text{в}}),$$

де a - прискорення крана з вантажем, м/с^2 ;

$m_{\text{віз}}$ - маса візка, т;

$m_{\text{б}}$ - маса головних балок, приведена до середини прольоту, т;

$m_{\text{в}} = Q$ - маса вантажу, т;

β - коефіцієнт, що враховує вплив підвісу вантажу (табл. 2.18).

Таблиця 2.18 – Коефіцієнт β

Тип підвісу вантажу	Довжина вантажу, м	Коефіцієнт β
Жорсткий	-	1,0
Гнучкий	1,5...3	0,50
	3...5	0,35
	5...10	0,20

Величини $m_{\text{віз}}$ і $m_{\text{б}}$ визначаються за формулами

$$m_{\text{віз}} = \frac{G_{\text{H(віз)}}}{g}; m_{\text{б}} = \frac{G_{\text{Hб}}}{g}.$$

Прискорення визначається за формулою

$$a = \frac{P_n - W}{m_{\text{кр}} + \beta \cdot m_{\text{в}}},$$

де P_n - сумарна рушійна сила на ободах приводних коліс при пусковому моменті двигунів, кН;

W - сумарний опір пересування крана, кН;

$m_6, m_{кр}$ - маса візка та крана, т.

Маса крана $m_{кр}$ визначається за формулою

$$m_{кр} = \frac{G_{H_{кр}}}{g} + n \cdot m_{мех},$$

де $G_{H_{кр}}$ - нормативне навантаження від ваги крана, кН;

n - число приводів механізму пересування;

$m_{мех}$ - приведені обертові маси до ободу колеса елементів механізму пересування (ротора, двигуна, муфти, гальмівного шківів і ін.), т.

Коефіцієнт перевантаження нормативного динамічного навантаження слід приймати $K_H = 1,15$. Динамічне навантаження для кранів з двома приводними колесами не повинне перевищувати граничні значення при заклинюванні крана

$$K_H P_{H_{нне}} < P_{\max} = 2 \cdot f_{зч} \cdot N_{\min},$$

де $f_{зч} = 0,2$ - коефіцієнт зчеплення приводного колеса з рейкою;

N_{\min} - мінімальний тиск на приводні колеса кінцевої балки (опори) крана, біля якої не знаходиться візок, кН.

Сумарна рушійна сила на ободах приводних коліс визначається за формулою

$$P_{пр.к} = \frac{2 \cdot n \cdot M_{дв.л.} \cdot i \cdot \eta}{d_k},$$

де n - число двигунів механізму пересування;

$M_{дв.л.}$ - пусковий момент двигуна, кНм;

i - передаточне число механізму пересування;

η - загальний ККД механізму пересування ($\eta = 0,9$);

d_k - діаметр колеса, м.

Для кранів, які працюють в приміщеннях $f_{зч} = 0,2$, на відкритому повітрі $f_{зч} = 0,12$, з посипанням рейок піском $f_{зч} = 0,25$.

Нормативне динамічне навантаження при пуску механізму пересування крана у разі положення візка біля кінцевої балки, що прикладене до ободу приводного колеса кінцевої балки, біля якої не знаходиться візок, визначається за формулою

$$P_{Hn} = 2 \cdot a \cdot (m_2 - m_1 + \beta \cdot m_6),$$

де a - прискорення крана з вантажем, м/с^2 ;
 m_2 - маса, приведена до кінцевої балки, біля якої знаходиться візок, т;
 m_1 - маса, приведена до іншої кінцевої балки, т;
 m_g - маса вантажу, т;
 β - коефіцієнт, що враховує вплив підвісу вантажу (табл. 2.18).
 Приведені маси m_1 і m_2 визначаються за формулами

$$m_1 = \frac{\sum N_1}{g}; m_2 = \frac{\sum N_2}{g},$$

де $\sum N_1$; $\sum N_2$ - сумарний тиск на колеса кінцевих балок (опор) без урахування ваги вантажу, кН.

Прискорення визначається за формулою

$$a = \frac{P_{\text{дв.н}} - W}{m_{\text{кр}} + \beta \cdot m_g},$$

де вхідні величини пояснені вище.

Нормативне динамічне навантаження при наїзді візка на упори визначається за формулою

$$P_{\text{Нв(упор)}} = a \cdot (m_{\text{віз}} + \beta \cdot m_g),$$

де a - уповільнення візка, при пружних буферах рекомендується приймати $a = 4\text{м/с}^2$;

$m_{\text{віз}}, m_g$ - маси, відповідно, візка і вантажу, т;

β - коефіцієнт, що враховує вплив підвісу вантажу (табл. 2.18).

Навантаження розподіляється порівну на буфера візка.

Горизонтальне динамічне навантаження $F_{\text{дз}}$, що виникає при роботі механізму підйому вантажу козлового крана, приймають прикладеним в напрямку поздовжньої геометричної вісі моста та визначають за формулою

$$F_{\text{дз}} = \varphi_z \cdot F_{\text{д}}$$

де φ_z - коефіцієнт горизонтального динамічного навантаження, приймають з табл.2.19.

Таблиця 2.19 – Коефіцієнт φ_z горизонтального динамічного навантаження для козлових кранів

Схема крана	Розташування вантажного візка	Значення φ_z
З однією гнучкою та другою жорсткою опорою	Консоль жорсткої опори	0,60
	Середина прогону	0,45
	Консоль гнучкої опори	0,30
З обома жорсткими опорами	Консоль опори (будь-якої)	0,15
	Середина прогону	0,1

Вертикальне динамічне навантаження $F_{\text{дв}}$, яке діє на i елемент конструкції мостового крана (за виключенням підвіски та вантажозахоплюючого пристрою) і яке виникає при русі крана по нерівним коліям, визначається за формулою

$$F_{\text{дв}} = \psi_n G_i$$

де ψ_n - коефіцієнт поштовхів, вибираємо з табл. 2.20;
 G_i - сила тяжіння i елемента, кН.

Таблиця 2.20 – Коефіцієнт поштовхів ψ_n для мостових кранів

Виконання та наявність стиків колії	Стики на болтових накладках	Зварні та механічно оброблені стики; відсутність стиків	Значення ψ_n
Швидкість пересування крана, м/с	< 0,50	< 0,83	0
	0,50-1,0	0,83-1,60	0,1
	1,0-2,5	1,60-3,2	0,2

Для кранів з балансирними ходовими візками приведені в табл. 2.20 значення ψ_n слід зменшити на 50%. При вкладанні кранових колій на пружні підкладки значення для всіх випадків слід додатково зменшити на 30%. Для інших кранів коефіцієнт поштовхів ψ_n в залежності від швидкості пересування V можна приймати по табл. 2.21.

Таблиця 2.21 – Коефіцієнт поштовхів ψ_n в залежності від швидкості пересування V крана

	Швидкість пересування крана V , м/с			
	< 1,0	1,0-1,5	1,6-3,0	> 3,0
ψ_n	1,0	1,1 (1,05)	1,2 (1,1)	1,3 (1,15)

Примітка. В дужках ψ_n для зварних рейкових стиків та підресорених ходових частинах.

В розрахункових нормах коефіцієнт поштовхів ψ_n при пересуванні по крановим рейкам визначається за формулою

$$\psi_n = 1,03 + aV,$$

де V - швидкість руху крана, м/хв.;

a - коефіцієнт, рівний 0,001 при зварних стиках або при їх відсутності, – 0,002 при відкритих стиках рейок.

При розрахунках по другому випадку навантажень, на коефіцієнт поштовхів слід перемножувати як вагу конструкції, так і вагу вантажу, маючи на увазі мінімальну довжину його підвісу. При розрахунках по першому випадку навантажень для конструкції і вантажу в середньому можна приймати $\psi'_n = 1 + 0,5(\psi_n - 1)$.

При обертанні поворотної частини крана з частотою ω виникають відцентрові сили інерції

$$F_y = m\omega^2 r,$$

де m - приведена маса елемента крана, розміщеного на відстані r від осі обертання.

А під час розгону та гальмування поворотної частини з кутовим прискоренням ε дотичні сили інерції дорівнюють

$$F_g = m\varepsilon r.$$

При наявності муфти з граничним моментом M_m , що приведено до осі обертання крана, максимальне кутове прискорення ε_{\max} поворотної частини дорівнює

$$\varepsilon_{\max} \leq \frac{(M_m \pm M_c)}{I_{np}},$$

де I_{np} - приведений до осі обертання момент інерції мас поворотної частини крана, тм²;

M_c - момент статичних сил опору обертання, кНм.

Коефіцієнт перевантаження n по інерційним навантаженням для важких козлових кранів та перевантажувачів зведено до табл. 2.22.

Таблиця 2.22 – Коефіцієнт перевантаження n по інерційним навантаженням для важких козлових кранів та перевантажувачів

Навантаження	n
Горизонтальне інерційне навантаження при русі візка:	
поздовжнє	1,5
поперечне	1,5
Горизонтальне інерційне навантаження при русі крана	1,2
Горизонтальне ударне навантаження при наїзді крана на упори:	
поздовжнє	1,5
поперечне	1,2

У всіх інших випадках коефіцієнт перевантаження інерційних навантажень приймати $n = 1,15$.

2.3.5 Синоптичні навантаження

Снігові навантаження сприймають горизонтальні проекції відкритих майданчиків із розрахунку 500-1000 Па для кліматичних районів України. Снігові навантаження враховують для металоконструкцій, які працюють на відкритому повітрі. Зазвичай, для розрахунку металоконструкцій кранів, які працюють на території України, снігові навантаження не враховують.

Нормативні навантаження від обмерзання G_{Ho} приймаються на підставі технічного завдання на проектування. При цьому перевантаження нормативного навантаження не враховується. Товщина льодового покриву складає 10...12 мм. Щільність льоду дорівнює 900 кг/м³.

Нормативні навантаження від температурного впливу P_{Ht} повинні враховуватися для статично невизначених систем конструкцій кранів при коливаннях температури $\pm 40^\circ\text{C}$, якщо в технічних завданнях не обумовлені інші межі температури. Перевантаження нормативних температурних навантажень не враховується. Початковою температурою є температура заводського виготовлення або монтажу. За відсутності даних може прийматися $+10^\circ\text{C}$.

Для всіх кранів коефіцієнт перевантаження по синоптичним навантаженням слід приймати $K = 1,0$.

2.3.6 Перекісні та осьові навантаження

Перекісні та осьові навантаження для мостових кранів, які діють на ходові колеса, визначаються за рівнянням

$$F_0 = 0,015N_{\max} \left(\frac{L}{B} + 1,33V_k \right),$$

але не менше

$$F_0 = 0,05N_{\max},$$

де N_{\max} - максимальне навантаження на ходові колеса крана з вантажем, коли візок знаходиться біля кінцевої балки, кН;

L - прогін крана, м;

B - база крана, м;

V_k - швидкість пересування крана, м/с.

Осьова сила F_0 враховується при розрахунку кінцевих балок та вузла їх приєднання до головних балок.

Для козлових кранів слід враховувати перекісні навантаження сталого руху

$$F_n = \frac{W_1 - 0,75W_2}{1,75},$$

де W_1, W_2 - опір пересуванню лівої та правої опори (сили тертя, тиск вітру, ухил колії), кН.

Для металоконструкцій важких козлових кранів та мостових перевантажувачів коефіцієнт перевантаження перекісних сил $K = 1,2$, а при аварійному перекосі – $K_a = 2,5$.

2.3.7 Транспортні та монтажні навантаження

Нормативні монтажні навантаження G_{HM} і нормативні транспортні навантаження G_{HT} повинні враховувати вагові навантаження від розподілених і зосереджених мас крана з урахуванням умов виробництва монтажних робіт і транспортування.

Коефіцієнти перевантаження повинні прийматися:

$K_H = 1,2$ - для монтажних навантажень;

$K_H = 1,3$ - для транспортних навантажень на автотранспорті;

$K_H = 1,1$ - для транспортних навантажень на залізничному і водному транспорті.

При визначенні монтажних навантажень враховується максимальний тиск вітру, при якому дозволено вести монтажні роботи.

При перевезенні кранів та їх вузлів залізною дорогою з'являються вертикальні та горизонтальні навантаження, які визвані коливаннями, поштовхами вагонів під час руху та маневрів, гальмуванням, тиском вітру та силою ваги вантажу. Враховуються питомі горизонтальні поздовжні та поперечні інерційні сили, також питома поперечна вертикальна сила інерції.

2.3.8 Інші навантаження

Сейсмічні навантаження враховуються для кранів, які призначенні для роботи в сейсмічно-активних районах.

Технологічні навантаження повинні задаватися у відповідності до вимог технічного завдання на кран.

Нормативне технологічне навантаження, що діє в горизонтальній площині визначається за формулою

$$P_{H(mex)} = f_{зч} \cdot \sum N,$$

де $f_{зч} = 0,2$ - коефіцієнт зчеплення приводних коліс механізму пересування, за допомогою якого виконується технологічна операція;

$\sum N$ - сумарний тиск на приводні колеса, кН.

Коефіцієнт перевантаження технологічного навантаження приймають на підставі технічного завдання на проектування.

Вертикальний тиск на колеса візків повинен враховувати сили ваги елементів металоконструкції та механізмів візка.

Вертикальний тиск на колеса візків кранів загального призначення допускається приймати однаковими для всіх коліс.

Вертикальний тиск на колеса кранів слід визначити з урахуванням вагових навантажень від металоконструкції мосту, механізмів і тиску коліс візка, розташованого в прогоні крана.

У кранів з жорстким підвісом вантажу повинен враховуватися перерозподіл тиску коліс візка і крана при дії розрахункових динамічних навантажень від мас вантажу і елементів жорсткого підвісу у випадках розгону або гальмування механізмів пересування візка і крана.

Вертикальний тиск на колеса балансиру візка слід приймати однаковим.

2.4 Методи розрахунку

При проектуванні металоконструкцій вантажопідйомних кранів, транспортуючих машин, ліфтів, будівельних, дорожних, меліоративних та інших машин використовується три основних розрахункових методи:

- за граничним станом;
- по допускним напруженням;
- ймовірностним методом.

Група режиму роботи металевих конструкцій приймається такою ж як і група режиму механізму головного підйому.

Металеві конструкції ПТМ і їхні елементи слід розраховувати за наступними граничними станами:

I – перший – по міцності, стійкості та витривалості;

II – другий – по деформаціям і коливанням.

Розрахунок металевих конструкцій в курсовому проекті необхідно виконувати за першим та другим граничними станами. Перевірку металоконструкції на витривалість рекомендується проводити для кранів важких та надважких режимів. Зважаючи на те, що в експлуатації знаходяться машини, нормативний термін експлуатації яких уже вичерпано, навіть декілька разів, для перевірих розрахунків металоконструкцій з урахуванням їх фактичного стану, ремонту, модернізації пропонується метод допускних напружень тому, що саме за цим методом були виконані проектувальні розрахунки в минулому.

При відсутності необхідних даних для розрахунків за граничним станом дозволяється виконувати проектні розрахунки металевих конструкцій по допускним напруженням.

Основна залежність для розрахунку за першим граничним станом має вигляд

$$\sum \frac{Q_i n_i}{A} \leq \frac{R_H}{K_M} \cdot m,$$

де Q_i – узагальнене навантаження (вплив);

n_i – коефіцієнт перевантаження;

A – геометричний чинник (площа перетину елемента, момент інерції та опору перетину);

R_H – нормативний опір матеріалу (нормативна межа текучості);

K_M – коефіцієнт надійності по металу;

m – коефіцієнт умов роботи.

Коефіцієнт умов роботи визначається перемноженням трьох коефіцієнтів

$$m = m_1 m_2 m_3,$$

де m_1 – коефіцієнт, що характеризує вплив відмови елементів на живучість конструкції й наслідки, які можуть виникнути при цьому;

m_2 – коефіцієнт, що враховує можливі ушкодження елементів конструкції в процесі експлуатації, транспортування, монтажу;

m_3 – коефіцієнт недосконалості розрахунку, що враховує важливі відхилення, прийняті в розрахунковій схемі, від дійсних умов роботи конструкції та її елементів.

Таблиця 2.23 Коефіцієнти умов роботи m для важких козлових кранів і мостових перевантажувачів

Елементи та їх робота в конструкції	Коефіцієнт умов роботи m
1. Стиск основних елементів ґраток головних і допоміжних ферм при гнучкості $\lambda = 60$	0,8
2. Їздові балки в кранах важкого та надважкого режимів роботи	0,9
3. Стиск розкосів просторових ґратчастих конструкцій з одиничних кутиків, прикріплених до поясів однією поличкою:	
а) ґратка з суміщеними в суміжних гранях вузлами;	0,8
б) ґратка з несуміщеними в суміжних гранях вузлами	0,9
4. Стиск розкосів з прокатних кутиків та швелерів:	
а) одиничний швелер, прикріплений стінкою;	0,9
б) одиничний швелер, прикріплений поличкою;	0,75
в) одиничний рівнобічний або нерівнобічний кутик, прикріплений поличкою;	0,75
г) нерівнобічний кутик, прикріплений широкою поличкою;	0,86
д) тавр, прикріплений поличкою	0,9
5. Місцева стійкість стінки зігнутого суцільного елемента:	
а) для клепаних елементів;	1,0
б) для зварних елементів	0,9
6. Вузлові фасонки при розрахунках на випучування	0,9
7. Для заклепок і болтів, що кріплять окремі частини перерізу не безпосередньо, а через інші елементи:	
а) при кріпленні через один лист;	
б) при кріпленні через два листи і більше;	0,9
в) при кріпленні через прокладки, які випущено між елементами заклепувального з'єднання і прикріплені менш ніж на $\frac{1}{4}$ площини	0,8
	0,9
8. Для заклепок і болтів в стику при двосторонньому перекритті накладками, що не знаходяться в безпосередньому контакті зі всіма перекриваємими частинами	0,8
9. Для заклепок і болтів у вертикальних кутиках прикріплення поперечних і подовжніх балок	0,9
10. Заклепки з потайними і напівпотайними головками	0,8
11. Елементи ґратчастих конструкцій, що навантажені за рахунок додаткових напружень від жорсткості вузлів	1,2
12. Зварні з'єднання в стик і в тавр без підварювання кореня	0,7
13. Пояси ферм при розрахунку на тимчасове зовнішнє вузлове навантаження	1,0

Таблиця 2.24 – Коефіцієнти умов роботи m елементів металоконструкції будівельних баштових кранів

Елементи та їх робота в конструкції	Коефіцієнт умов роботи m
Елементи конструкції з малим поперечним перерізом: листи, труби і гнуті профілі з товщиною стінки до 4 мм; рівнобічні кутики до розміру 63х63х6; нерівнобічні кутики до розміру 90х56х6; швелери до № 8.	0,9
Одностороннє прикріплення елементів конструкцій, працюючих на стиск:	
а) елементи ґратки зварних просторових ферм з одиничних рівнобічних кутиків або нерівнобічні кутики, прикріплені широкими полицками:	0,9
-для ґратки з суміщеними в суміжних гранях вузлами;	
-для ґратки з несуміщеними в суміжних гранях вузлами;	0,8
б) елементи з одиничних кутиків, за виключенням елементів перерахованих в пункті а);	0,75
в) елементи з одиничних швелерів, прикріплених стінкою	0,9

У розрахунках за першим граничним станом по міцності і стійкості розрахункове навантаження визначається

$$N_P = \sum N_i \cdot$$

Для магнітних і грейферних кранів, у яких неминучі систематичні перевантаження, розрахункове навантаження визначається

$$N_P = \sum K_i N_i \cdot$$

У розрахунках на витривалість повинні прийматися еквівалентні навантаження

$$N_P = N_E \cdot$$

Розрахунковий опір матеріалу R (дається в довідниках) можна визначити по формулі

$$R = \frac{R_H}{K_m} \cdot$$

Коефіцієнт надійності слід приймати: для маловуглецевих сталей $K_m = 1,05$, для низьколегованих сталей $K_m = 1,1$.

Тоді граничним або руйнуючим навантаженням F_p буде

$$F_p = \frac{R_H}{K_m} \cdot m \cdot A,$$

де $R_H = \sigma_T$.

При розрахунку за методом допускних напружень основна залежність виражається в такий спосіб:

$$\sigma_p \leq [\sigma] = \frac{\sigma_T}{n},$$

де σ_p - розрахункове напруження, МПа;

$[\sigma]$ - допускне напруження матеріалу, МПа;

σ_T - межа текучості матеріалу, МПа;

n - коефіцієнт запасу, прийнятий по табл. 2.26.

Розрахунок металоконструкції крана повинен проводитися для перевірки його працездатності і безпеки в робочому і неробочому станах.

Робочим вважають стан, в якому кран повністю змонтований і кран або його частини (з вантажем або без нього) мають змогу пересуватися за допомогою механізмів крана.

Неробочим вважають стан крана:

- коли вантаж відсутній, кран вимкнено від джерела енергії;
- при монтажі і демонтажі;
- при транспортуванні;
- при випробуваннях.

Розрахунок повинен містити перевірки на міцність, жорсткість та стійкість елементів металоконструкції від одноразової дії найбільших навантажень, очікуваних за строк служби; перевірку втомної міцності від багаторазової дії середньостатистичних навантажень (еквівалентних).

При розрахунках на одноразову дію найбільших навантажень слід враховувати нормативні і випадкові складові навантажень. Направлення навантажень в кожному сполученні повинні прийматися найбільш несприятливими.

В загальному вигляді розрахункові нормальні та дотичні напруження при одновісному напруженому стані визначається, відповідно,

$$\sigma_p = \sum_{i=1}^n \sigma_i = \sum_{i=1}^n \frac{N_i^H \psi_i K_{Ti} K_{ci}}{F_i},$$

$$\tau_p = \sum_{i=1}^n \tau_i = \sum_{i=1}^n \frac{N_i^H \psi_i K_{Ti} K_{ci}}{F_i},$$

де N_i^H - нормативне навантаження (осьова сила, кН; момент згину, кНм);

ψ_i - динамічний коефіцієнт;

K_{Ti} - коефіцієнт поштовхів;

K_{ci} - коефіцієнт сполучень навантажень;

F_i - геометричний фактор перетину елемента (площа, м²; момент опору, м³).

Розрахункові сумарні напруження при двовісному напруженому стані рекомендується визначати за залежністю

$$\sigma = \sqrt{\sigma_p^2 + 3\tau_p^2}.$$

Ймовірностний метод розрахунку знайшов застосування при проектуванні металоконструкцій баштових будівельних кранів згідно з ГОСТ 13994. При цьому середньоквадратичні значення задаються для випадкових навантажень. Нормативні навантаження задаються так, як і при розрахунках за допускними напруженнями та за граничними станами. Крім того, при складних комбінаціях навантажень на металоконструкції спеціальних кранів вводиться коефіцієнт K_c , який враховує ймовірність сполучення нормативних та випадкових навантажень.

2.5 Комбінації навантажень

Металеві конструкції підйомно-транспортних машин сприймають різноманітні статичні і динамічні навантаження. На металоконструкції ПТМ можуть діяти: сила ваги вантажу та вантажозахоплюючого органу; сила ваги конструкції (вниз – статична, при русі конструкції - динамічна); вертикальні і горизонтальні тиски ходових коліс вантажних візків та кранів; перекісні та динамічні навантаження; ударні сили об буфер чи упор; сили поштовхів на стиках рейок; вітрові, сейсмічні, температурні, снігові навантаження та від ожеледиці; транспортні, монтажні, технологічні, випробувальні, від ваги галерей, площадок і сходів та інші спеціальні навантаження.

При проектуванні і розрахунку кожної металоконструкції, не використовуються одночасно усі перераховані навантаження, а беруть конкретний розрахунковий випадок і комбінацію навантажень, що залежить від типу металоконструкції, методу розрахунку (допускних напружень, граничних станів) та виду розрахунку (міцність, жорсткість, витривалість і ін.)

2.5.1 Розрахункові випадки навантаження

З різноманітних випадків навантажень, що діють на крани мостового типу, можна виділити три основні розрахункові випадки.

Перший випадок (I) - номінальні навантаження робочого стану, що виникають при роботі в нормальних умовах експлуатації (робота з вантажем номінальної ваги, поступовий розгін і гальмування, нормальний стан підкранової колії). За цими навантаженнями ведуться розрахунки на витривалість, при-

чому, при змінному корисному навантаженні розрахунок ведеться за еквівалентним навантаженням.

Другий випадок (II) - максимальні навантаження робочого стану, що виникають при роботі в найважчих умовах експлуатації (можливе перевантаження, різкий розгін і гальмування, поганий стан підкранової колії, максимальні атмосферні навантаження). За цими навантаженнями проводиться розрахунок міцності, жорсткості та стійкості крана і окремих його елементів, причому, вибирається найбільш небезпечна комбінація навантажень у межах дійсно можливого їх сполучення.

Третій випадок (III) - навантаження неробочого стану, що виникають при відсутності вантажу і наявності атмосферних навантажень неробочого стану (ураганний вітер, обмерзання і ін.).

Технологічні навантаження, які пов'язані з виконанням краном різноманітних операцій, в залежності від їхнього характеру, можливості появи і тривалості дії, відносяться до навантажень першого або другого випадку.

2.5.2 Розрахункові комбінації навантажень

Комбінації навантажень залежать від характеру роботи крана, можливості суміщення операцій і від тривалості перехідних процесів у механізмах.

Комбінація (а): проводиться прискорений підйом або гальмування при опусканні вантажу в найбільш невідповідному для розраховуваного елемента положенні. Всі інші механізми крана не працюють.

На металоконструкцію діють сили ваги конструкції, механізмів, приладів та піднімаємого вантажу, сил інерції вантажу при розгоні або гальмуванні, атмосферні навантаження, якщо кран працює на відкритому повітрі.

Комбінація (в): для мостових, консольно-мостових та козлових кранів проводиться гальмування механізмів пересування крана і візка за умовами номінальної швидкості. Візок із вантажем знаходиться в найбільш невідповідному для розраховуваного елемента положенні: для прогінних балок – в розрахунковому положенні, для торцевих балок – з краю прогону. Діючі навантаження: сила ваги конструкції, механізмів, приладів та піднімаємого вантажу; вертикальні динамічні навантаження: сили інерції мас крана, візка і вантажу, викликані ударами на нерівностях і стиках підкранових рейок; горизонтальні сили інерції мас крана, візка і вантажу при розгоні або гальмуванні; атмосферні навантаження; сили перекосу моста (для мостових кранів при розташуванні візки на торцевій балці).

Для стрілових кранів проводиться одночасне гальмування механізмів руху й обертання крана. Розглядаються два положення поворотної стріли: уздовж підкранової колії і перпендикулярно до неї. Діючі навантаження: сила ваги крана і вантажу; навантаження від вертикальної динамічної сили мас крана і вантажу, викликані ударами на нерівностях і стиках підкранових рейок; горизонтальні динамічні сили інерції мас крана і вантажу при гальмуванні механізмів; горизонтальні складові натягу канатів внаслідок відхилення положення вантажу від вертикалі; атмосферні навантаження.

Комбінації навантажень передбачають наступну роботу механізмів: *Ia* та *IIa* – кран нерухомий; поступовий (*Ia*) або різкий (*IIa*) підйом вантажу із землі або гальмування його при опусканні; *Iв* та *IIв* – кран рухається: поступовий (*Iв*) або різкий (*IIв*) пуск чи гальмування одного із механізмів. В залежності від типу крана можливі також комбінації навантажень *Iс* та *IIс*.

Розрахунок металоконструкцій вантажопідйомних кранів мостового типу за методом допускних напружень проводиться по навантаженням, указаним в табл.2.25, а за граничними станами - в табл. 2.27.

Величини запасів міцності металоконструкцій ПТМ при розрахунку на міцність по допускним напруженням приведені в табл. 2.26.

В табл. 2.25 та 2.27 приведені навантаження, постійно діючі та регулярно виникаючі при експлуатації конструкцій, утворюючи основні сполучення навантажень.

Навантаження і їх комбінації, що діють на металоконструкції спеціальних кранів, мають специфічні особливості і приведені у відповідних літературних джерелах.

Таблиця 2.25 – Навантаження на металоконструкції при розрахунку за допускними напруженнями

Навантаження	Розрахункові випадки				
	I		II		III
	Комбінації навантажень				
	<i>Ia</i>	<i>Iв</i>	<i>IIa</i>	<i>IIв</i>	<i>III</i>
Вага металоконструкції крана з урахуванням коефіцієнтів поштовхів k'_T і k_T	G_1	$k'_T G_1$	G_1	$k_T G_1$	G_1
Вага обладнання, нерухо-мо розташованого на ме-талоконструкції, з урахуванням коефіцієнтів поштовхів k'_T і k_T	G_2	$k'_T G_2$	G_2	$k_T G_2$	G_2
Вага обладнання, що пе-реміщується по метало-конструкції (візок та ін.), з урахуванням коефіцієнтів поштовхів k'_T і k_T	G_3	$k'_T G_3$	G_3	$k_T G_3$	G_3
Вага вантажу G_Q (вклю-чаючи вантажозахоплю-вач) з урахуванням ди-намічних коефіцієнтів ψ_I , ψ_{II} та коефіцієнтів по-штовхів k'_T , k_T	$k'_T G_{Q3}$	$k'_T G_{Q3}$	$\psi_{II} G_Q$	$k_T G_Q$	-
Горизонтальні сили інерції мас крана (розгін або гальмування одного з механізмів) F_i	-	F_i	-	$F_{i_{max}}$	-
Кут відхилення вантажно-го каната від вертикалі α	-	α_I	-	α_{II}	-
Навантаження від вітру на конструкцію P_6	-	-	P_{6II}	P_{6II}	P_{6III}

Таблиця 2.26 – Запаси міцності n для металоконструкцій ПТМ

Розрахункові кон- струкції	Розрахункові випадки		
	I	II	III
	Запаси міцності		
	n_I	n_{II}	n_{III}
Сталеві конструкції, крім транспортуючих рідкий метал	1,4	1,4	1,3
Сталеві конструкції для транспортування рідкого металу	1,6	1,6	-
Алюмінієві металокон- струкції	1,6	1,6	1,5

Допускні напруження для трьох розрахункових випадків навантажень розраховуються по формулам, відповідно:

$$[\sigma]_I = \sigma_{RK} / n_I ;$$

$$[\sigma]_{II} = \sigma_T / n_{II} ;$$

$$[\sigma]_{III} = \sigma_T / n_{III} ,$$

де σ_{RK} - межа витривалості металу з асиметрією циклу R та коефіцієнтом концентрації K ;

σ_T - межа текучості металу;

n - запаси міцності (табл. 2.26).

Таблиця 2.27 – Навантаження на металокопструкції при розрахунку за методом граничних станів

Навантаження	Розрахункові випадки				
	I		II		III
	Комбінація навантажень				
	<i>Ia</i>	<i>Iв</i>	<i>IIa</i>	<i>IIв</i>	<i>III</i>
Вага металокопструкції крана з урахуванням коефіцієнтів поштовхів k'_T і k_T	n_1G_1	$n_1k'_TG_1$	n_1G_1	$n_1k_TG_1$	n_1G_1
Вага обладнання, нерухомо розташованого на металокопструкції, з урахуванням коефіцієнтів поштовхів k'_T і k_T	n_2G_2	$n_2k'_TG_2$	n_2G_2	$n_2k_TG_2$	n_2G_2
Вага обладнання, що переміщується по металокопструкції (візок та ін.), з урахуванням коефіцієнтів поштовхів k'_T і k_T	n_3G_3	$n_3k'_TG_3$	n_3G_3	$n_3k_TG_3$	n_3G_3
Вага вантажу G_Q (включаючи вантажозахоплювач) з урахуванням динамічних коефіцієнтів ψ_I , ψ_{II} та коефіцієнтів поштовхів k'_T , k_T	$\psi_I G_Q$	$k'_T G_Q$	$n_4 \psi_{II} G_Q$	$n_4 k_T G_Q$	-
Горизонтальні сили інерції мас крана (розгін або гальмування одного з механізмів) F_i	-	F_i	-	$n_5 F_{i \max}$	-
Кут відхилення вантажного каната від вертикалі α	-	α_I	-	$n_6 \alpha_{II}$	-
Навантаження від вітру на копструкцію P_8	-	-	P_{8II}	P_{8II}	$n_7 P_{8III}$

Комбінації навантажень на металоконструкції козлових кранів загального призначення приведені в табл. 2.28, а спеціальних козлових кранів – в табл. 2.29.

Таблиця 2.28 – Навантаження на металоконструкції козлових кранів загального призначення

Навантаження	Розрахункові випадки						
	I			II			III
	Комбінації навантажень						
	<i>Ia</i>	<i>Ib</i>	<i>Ic</i>	<i>IIa</i>	<i>IIb</i>	<i>IIc</i>	<i>III</i>
Вага металоко- нструкції крана з урахуванням коефіцієнтів по- штовхів k'_T і k_T	n_1G_1	$n_1k'_TG_1$	$n_1k'_TG_1$	n_1G_1	$n_1k'_TG_1$	$n_1k'_TG_1$	n_1G_1
Вага візка з ура- хуванням коефіці- єнтів поштовхів k'_T і k_T	n_2G_2	$n_2k'_TG_2$	$n_2k'_TG_2$	n_2G_2	$n_2k'_TG_2$	$n_2k'_TG_2$	n_2G_2
Вага вантажу G_Q (включаючи вантажозахоплю- вач) з урахуван- ням динамічних коефіцієнтів ψ_I , ψ_{II} та коефіцієнтів по- штовхів k'_T , k_T	$\psi_I G_Q$	$k'_T G_Q$	$k'_T G_Q$	$n_3 \psi_{II} G_Q$	$n_3 k'_T G_Q$	$n_3 k'_T G_Q$	-
Горизонтальні си- ли при роботі ме- ханізму підйому вантажу з урахуванням коефіцієнта φ_T	$\varphi_T \psi_I G_Q$	-	-	$\varphi_T n_3 \psi_{II} G_Q$	-	-	-
Горизонтальні си- ли інерції мас крана або візка (розгін або галь- мування) F_i	-	F_i	F_i	-	$n_4 F_{i \max}$	$n_4 F_{i \max}$	-

Продовження табл. 2.28

Бокові сили, прикладені до реборд ходових коліс, при перекосах крана R	-	$0,5R$	-	-	R	-	-
Розпір для кранів з обома жорсткими опорами H	H	-	H	H_{\max}	-	H_{\max}	-
Горизонтальні сили від наїзду крана на кінцеві упори $P_{\bar{o}}$	-	-	-	-	$P_{\bar{o}}$	-	-
Тиск вітру на конструкцію P_e (вітрове навантаження)	-	-	-	P_{eII}	P_{eII}	P_{eII}	$n_5 P_{eIII}$

Примітка: комбінації Ic, IIc (з пересуванням візка) відносяться тільки для розрахунку жорстких опор.

Таблиця 2.29 – Навантаження на металоконструкції козлових кранів великої вантажопідйомності

Навантаження	Робочий стан (підйом вантажу та пересування візка)				Робочий стан (пересування крана)				Неробочий стан	
	Основна комбінація		Основна комбінація		Основна комбінація		Основна комбінація		Основна комбінація	
	Навантаження	k_c	Навантаження	k_c	Навантаження	k_c	Навантаження	k_c	Навантаження	k_c
Вага металоконструкції крана з урахуванням коефіцієнта поштовхів k_T	G_1	1	G_1	1	$k_T G_1$	1	G_1	1	G_1	1

Продовження табл. 2.29

Вага механічного або електричного обладнання з урахуванням коефіцієнта поштовхів k_T	G_0	1	G_0	1	$k_T G_0$	1	G_0	1	G_0	1
Вага вантажного візка з урахуванням коефіцієнта поштовхів k_T	G_T	1	G_T	1	$k_T G_T$	1	G_T	1	G_T	1
Вага вантажу з урахуванням динамічного коефіцієнта ψ і коефіцієнта поштовхів k_T	ψG_Q	0,9	ψG	0,8	$k_T G$	0,9	ψG	0,8	ψG	-
Горизонтальні сили від ваги вантажу при відхиленні вантажних канатів від вертикалі	G_x G_y	0,9 0,9	G_x G_y	0,8 0,8	G_x G_y	0,9 0,9	G_x G_y	0,8 0,8	G_x G_y	- -
Горизонтальне інерційне поздовжнє навантаження при пересуванні вантажного візка з вантажем	F_i	0,9	-	-	F_i	0,9	F_i	0,8	-	-

Продовження табл. 2.29

Горизонтальне інерційне поперечне навантаження при пересуванні вантажного візка з вантажем	F_{in}	0,9	-	-	F_{in}	0,9	F_{in}	0,8	-	-
Горизонтальне інерційне навантаження при пересуванні крана	-	-	-	-	F_{ik}	0,9	F_{ik}	0,8	-	-
Навантаження від перекосу крана	$0,5T$	0,9	-	-	T	0,9	-	-	T	0,9
Вітрове навантаження робочого P_{ell} і неробочого P_{ell} станів	P_{ell}	0,9	P_{ell}	0,8	P_{ell}	0,9	P_{ell}	0,8	P_{ell}	0,9
Навантаження від обмерзання конструкції	G_{cn}	0,9	G_{cn}	0,8	G_{cn}	0,9	G_{cn}	0,8	G_{cn}	0,9
Навантаження, яке викликане перепадами температур	P_t	0,9	P_t	0,8	P_t	0,9	P_t	0,8	P_t	0,9
Горизонтальне поздовжнє навантаження при наїзді вантажного візка на упори	-	-	P	0,8	-	-	-	-	-	-

Продовження табл. 2.29

Горизонтальне поперечне навантаження при найзді вантажного візка на упори	-	-	-	-	-	-	H_0	0,8	-	-
Навантаження при аварійному перекосі крана	-	-	-	-	-	-	R_a	0,8	-	-
Тимчасове навантаження на майданчику обслуговування	q	1	-	-	q	1	-	-	-	-

Примітки: 1. k_c - коефіцієнт сполучень. 2. Значення коефіцієнта поштовхів k_i : для швидкості пересування крана до 60 м/хв. при болтовому стику рейок – 1,05, при зварному – 1,00; для швидкості пересування крана від 60 до 90 м/хв. включно – відповідно, 1,10 та 1,05. 3. Динамічний коефіцієнт для моста і опор $\psi = 1,15$. 4. Якщо потрібна комбінація одночасного підйому вантажу з пересуванням крана або одночасна комбінація трьох рухів (підйом, пересування візка з вантажем і пересування крана), тоді враховують і дію відповідних цим комбінаціям навантажень.

Розрахункові навантаження на металоконструкції мостових перевантажувачів приведені в табл. 2.30.

Таблиця 2.30 – Розрахункові навантаження на металоконструкції мостових перевантажувачів

Навантаження	Випадки навантаження				
	I	II		III	
	Комбінації навантажень				
	$Iв$	$IIв$	$IIс$	III	Особливі
Власна вага елементів моста з урахуванням коефіцієнта поштовхів k_T	$n_1 G_m$	$n_1 G_m$	$n_1 k_T G_m$	$n_1 G_m$	$n_1 G_m$
Власна вага візка (поворотного крана) G_T з урахуванням коефіцієнта поштовхів k_T	$n_2 k_T' G_T$	$n_2 k_T G_T$	$n_2 G_T$	$n_2 G_T$	$n_2 G_T$

Продовження табл. 2.30

Вага вантажу G (включаючи вантажозахоплювач) з урахуванням динамічних коефіцієнтів ψ	$\psi_1 G_3$	$n_3 \psi_{II} G$	-	-	$n_3 G$
Горизонтальні сили інерції при гальмуванні механізму пересування моста F_{ik} або візка (поворотного крана) F_i	F_i	$n_4 F_{i_{\max}}$	$n_4 F_{ik}$	-	-
Бокові сили від коліс візка	R_T	$n_5 R_{T_{\max}}$	-	-	-
Сили удару візка о буфер P_6	-	-	-	-	$n_6 P_6$
Бокові сили при перекосі моста	-	-	$n_7 R_{\max}$	-	-
Вітрове навантаження P_8	-	P_{8II}	P_{8II}	$n_8 P_{8III}$	P_{8II}

Примітки: 1. Комбінації навантажень передбачають роботу наступних механізмів: $I\psi$ та $II\psi$ – міст нерухомий, гальмування вантажу, що опускається з половинною ($I\psi$) і повною ($II\psi$) швидкістю, при нормальному ($I\psi$) та різкому ($II\psi$) гальмуванні візка; $III\psi$ – пересування моста без вантажу при різкому гальмуванні; III – міст нерухомий, вітер неробочого стану; випадок особливих навантажень – міст нерухомий, удар навантаженого візка об буфер. 2. При комбінаціях навантажень $III\psi$ і III порожній візок може знаходитись в будь-якому положенні на мосту або, якщо це передбачено електричною схемою, тільки над жорсткою опорою. 3. Можна приймати $G_3 = 0,9G_0$, як для грейферних кранів важкого режиму роботи. 4. Навантаження для мостових перевантажувачів і їх розрахункові комбінації ті ж, що і для козлових кранів великої вантажопідйомності, але з наступними змінами: додатково враховується власна вага перевантажувальних пристроїв; динамічний коефіцієнт ψ умовно відносять не тільки до вантажу, але і до ваги візка, його значення: для моста і опор $\psi_{II} = 1,2$; для їздових балок і їх кріплення до моста $\psi_{II} = 1,5$.

Комбінації навантажень на металоконструкції мостових та стелажних кранів-штабелювальників приведені в табл. 2.31, 2.32, відповідно.

Таблиця 2.31 – Навантаження на мостові крани-штабелювальники

Навантаження	Комбінації навантажень					
	1	2	3	4	5	6
Вага крана-штабелювальника	+	+	+	+	+	+
Вага вантажу	+	+	+	+	+	+
Динамічні: при пуску і гальмуванні механізмів;	-	-	+	-	-	-
при наїзді на перешкоди;	-	-	-	+	-	-
при зачепленні вилами за стелажі при підйомі	-	-	-	-	+	-

Примітки: «+» - навантаження враховуються; «-» - навантаження не враховуються.

Таблиця 2.32 – Навантаження на стелажні крани-штабелювальники

Навантаження	Комбінації навантажень					
	1	2	3	4	5	6
Вага крана-штабелювальника	+	+	+	+	+	+
Вага вантажу	+	+	+	+	+	+
Динамічні: при пуску і гальмуванні механізмів;	-	+	-	-	-	-
при упорі висувним захватом в стелаж;	-	-	+	-	-	-
при зачепленні захватом за стелаж при підйомі;	-	-	-	+	-	-
від нерівностей рейкової колії;	-	-	-	-	+	-
при спрацьовуванні уловлювачів	-	-	-	-	-	+

Примітки: «+» - навантаження враховуються; «-» - навантаження не враховуються.

Для стаціонарних поворотних кранів виконують гальмування механізму повороту і механізму зміни вильоту. Вантаж знаходиться на максимальному вильоті.

Комбінації навантажень на металоконструкції баштових кранів приведені в табл. 2.33.

Таблиця 2.33 – Навантаження і їх комбінації при розрахунку баштового крана і його елементів на одноразову дію найбільших навантажень

Навантаження	Комбінації навантажень							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Випробувальні	Н							
Вага крана	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	
Вага вантажу		Н+С		Н+С	Н+С			
Від приводу механізму								Н+С
Вітрові: в робочому стані крана; в неробочому стані крана		Н+С	Н+С	Н+С		Н+С		
Динамічні: при підйомі і опусканні вантажу; при повороті; при пересуванні крана		С Н+С С	С					

Примітки: 1. Н – враховується тільки нормативна складова навантажень, випадкова складова неістотна; С – враховується тільки випадкова складова навантажень, нормативна складова неістотна (рівна нулю); Н+С – враховується нормативна і випадкова складова навантажень. 2. В комбінаціях 2 – 4, 6 враховується нахил основи крана, який співпадає з напрямом вітру; для розрахунку на міцність і стійкість елементів металоконструкцій пересувних та самопідйомних кранів кут нахилу основи $\gamma = 0,05/B + 0,004 \text{ рад}$, де B – база (колія) крана.

Для розрахунку елементів та вузлів металоконструкції баштових кранів слід користуватися рекомендаціями, що приведені в табл. 2.34.

Таблиця 2.34 – Розрахункові комбінації навантажень на металоконструкції баштових кранів

Елементи та вузли металоконструкції	Розрахункові комбінації навантажень (табл.2.33)
Гакова підвіска, вантажний поліспагт	1, 3
Стрілова відтяжка і стріловий поліспагт	1, 3
Ходові візки всіх кранів, поворотна платформа, портал, ходова рама, башта, підкоси башти, стріла, гусак кранів з нижньою противагою	1, 2, 5, 6

Продовження табл.2.34

Оголовок башти, розпірка	1, 2
Портал, башта, підкіс башти, стріла, гусак, консоль з противагою для кранів з верхньою противагою	1,2, 4, 5, 6
Вантажний візок	1, 2, 4
Рейкові захоплювачі	6
Механізми і частини конструкцій, що навантажуються при монтажі (демонтажі) і переміщенні самопідйомного крана	7
Частини конструкції, що навантажуються при завантаженні і перебазуванні крана	8

Комбінації навантажень на металоконструкції порталних кранів приведено в табл. 2.35.

Таблиця 2.35 – Розрахункові навантаження на металоконструкції порталних кранів

Навантаження	<i>I</i>				
	Комбінації навантажень				
	<i>Ia</i>	<i>Ib₁</i>	<i>Ib₂</i>	<i>Ic</i>	<i>Id</i>
Вага поворотної частини	G_1	G_1	G_1	G_1	G_1
Вага неповоротної частини	G_2	G_2	G_2	G_2	G_2
Вага вантажу з G_0 вантажозахоплювачем G_3	G_3	G_3	G_3	G_3	G_3
Коефіцієнт динамічності	ψ_1	-	-	-	-
Кут відхилення канату від вертикалі	-	α_1	$-\alpha_1$	β_1	$0,5\alpha_1$
Коефіцієнт поштовхів	-	-	-	-	$k_r = 1,1$
Дотичні та відцентрові сили інерції при пуску та гальмуванні механізма повороту	-	-	-	$0,5F_{i.к.}$	-
	-	-	-	$0,5F_{i.ц.}$	-
Сили інерції при пуску та гальмуванні механізма зміни вильоту	-	$0,5F_{i.в.}$	$0,5F_{i.в.}$	-	-
Сили інерції при пуску та гальмуванні механізма пересування.	-	-	-	-	$F_{i.п.}$
Вітрове навантаження	-	-	-	-	-

Продовження табл.2.35

Навантаження	II					III
	Комбінації навантажень					
	IIa	IIe ₁	IIe ₂	IIs	IIId	III
Вага поворотної частини	G_1	G_1	G_1	G_1	G_1	G_1
Вага неповоротної частини	G_2	G_2	G_2	G_2	G_2	G_2
Вага вантажу з G_Q вантажозахоплювачем G_3	G_Q	G_Q	G_Q	G_Q	G_3	G_3
Коефіцієнт динамічності	ψ_{11}	-	-	-	-	-
Кут відхилення канату від вертикалі	α_k	α_{II}	$-\alpha_{II}$	β_{II}	α_{II}	-
Коефіцієнт поштовхів	-	-	-	-	$k_r = 1,2$	-
Дотичні та відцентрові сили інерції при пуску та гальмуванні механізму повороту	-	-	-	$F_{i.k.}, F_{i.y.}$	-	-
Сили інерції при пуску та гальмуванні механізму зміни вильоту	-	$F_{i.e.}$	$F_{i.e.}$	-	-	-
Сили інерції при пуску та гальмуванні механізму пересування	-	-	-	-	$F_{i.n.}$	-
Вітрове навантаження	-	-	-	-	-	P_{elll}

Примітки: Ia і IIa – працює тільки механізм підйому; IIe₁, IIe₂, IIe₁, IIe₂ – працює тільки механізм зміни вильоту; Is, IIs – працює тільки механізм повороту; Id, IIId – працює тільки механізм пересування. Прийняті позначення: $\alpha_k = 6^\circ$ - кут косоного підйому; α_1, α_{II} - відхилення канату від вертикалі в площині гойдання стріли в сторону збільшення вильоту; $-\alpha_1, -\alpha_{II}$ - теж саме, тільки в сторону зменшення вильоту; β_1, β_{II} - відхилення канату від вертикалі в площині, перпендикулярній до площини гойдання стріли; G_3 - вага вантажозахоплювача. Сила інерції розраховується за формулою $F_i = ma$, де m - прискорювана маса, сила інерції якої впливає на розрахунковий елемент; a - прискорення, розраховується в залежності від тривалості несталого руху.

Для більш складних комбінацій вводяться коефіцієнти сполучень $n_c < 1$, на які слід перемножити коефіцієнти перевантажень усіх навантажень, за винятком постійних. Коефіцієнт сполучень основних та додаткових, нерегулярно виникаючих, навантажень (технологічних, транспортних, монтажних, навантажень від температурного впливу) приймаємо рівним $n_c = 0,9$; коефіцієнт сполу-

чень основних, додаткових та особливих навантажень (навантаження від удару об буфер та сейсмічні) $n_c = 0,8$.

Горизонтальні сили інерції $F_i = m \cdot a_{cp}$, де $a_{cp} = \frac{V}{t}$; $F_i^{\max} = 2F_i$ – для крана; $F_i^{\max} = m \cdot a_{\max}$ – для візка. Кут відхилення вантажу від вертикалі α може також розглядатися при комбінаціях навантажень Ia та IIa як результат косоного підйому вантажу.

Технологічні навантаження можуть відноситися як до II так і до III випадку навантаження.

В окремих випадках для елементів, що не піддаються точному розрахунку (наприклад, для кінцевих балок, кранових мостів) значення запасів міцності приймають більшими за значення, що вказані в табл. 2.26.

2.6 Порядок розрахунків металоконструкцій різних ПТМ

Проектувальні розрахунки для всіх кранових металоконструкцій слід виконувати в наступній послідовності:

1. Вибір типу конструкції (гратчаста, листова, моноконструкція) з обґрунтуванням прийнятого вибору.
2. Вибір матеріалу металоконструкції.
3. Упорядкування статичної схеми конструкції, призначення розмірів, поперечних перетинів розрахункових елементів, взаємне розміщення елементів в металоконструкції.
4. Вибір розрахункового випадку та комбінації навантажень. Визначення зовнішніх навантажень, типи і місця їх прикладання.
5. Складання розрахункових схем металоконструкції згідно вибраним комбінаціям навантажень. Схему виконати в масштабі.
6. Проведення силового розрахунку металоконструкції. Визначення розрахункових внутрішніх силових факторів в елементах металоконструкції.
7. Проведення розрахунку металоконструкції на міцність, жорсткість, стійкість, витривалість.
8. Перевірка металоконструкції на динамічну жорсткість (частоту та час затухання власних коливань).
9. При незадовільних результатах розрахунків згідно пунктів 7, 8 повернутися до пункту 3 та переглянути основні розміри поперечних перетинів розрахункових елементів. Провести перевірку на міцність, жорсткість, стійкість, витривалість, динамічну жорсткість нових перетинів.
10. Розрахунок з'єднань зварних, болтових, шарнірних.

На міцність і стійкість розраховуються найбільше завантажені елементи металоконструкції. На жорсткість перевіряються елементи, що працюють на згин. На стійкість розраховуються і перевіряються елементи, що працюють на згин та на стиск. На втому слід розраховувати найбільш небезпечні місця несучої металоконструкції, якщо кран призначений для роботи у групах режиму

експлуатації А5, А6, А7, А8. Група режиму роботи металевих конструкцій приймається такою ж як і група режиму для механізму головного підйому крана.

2.6.1 Металоконструкції мостових кранів

2.6.1.1 Порядок розрахунку балкових мостів

Зважаючи на те, що несучими елементами мостових кранів є головні та кінцеві балки, далі приведено їх розрахунок.

Розрахунки на міцність та жорсткість головних балок проводять для комбінацій навантажень 2а, 2в. Кінцеві балки розраховують на дію навантажень за комбінацією 2в. Схеми навантажень кранових мостів за комбінаціями 2а та 2в приведені на рис.2.5.

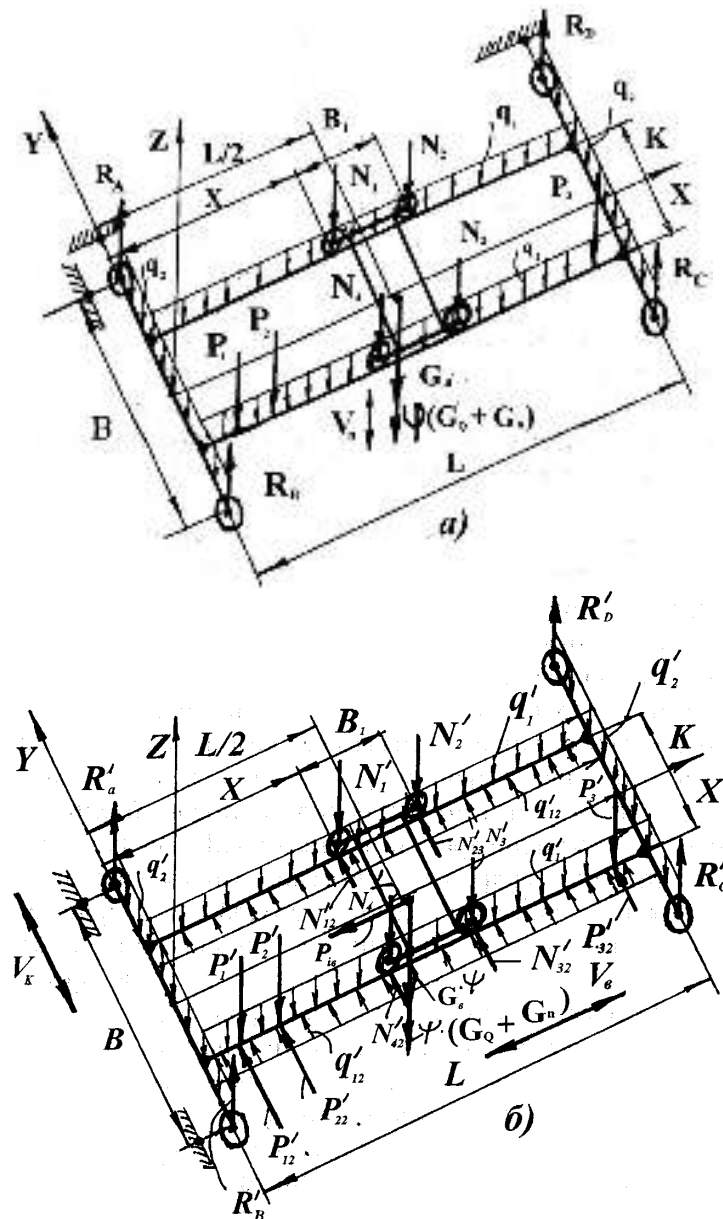


Рисунок 2.5 – Схема моста крана з комбінаціями навантажень 2а та 2в (відповідно – а, б)

2.6.1.1.1 Порядок розрахунку головних балок

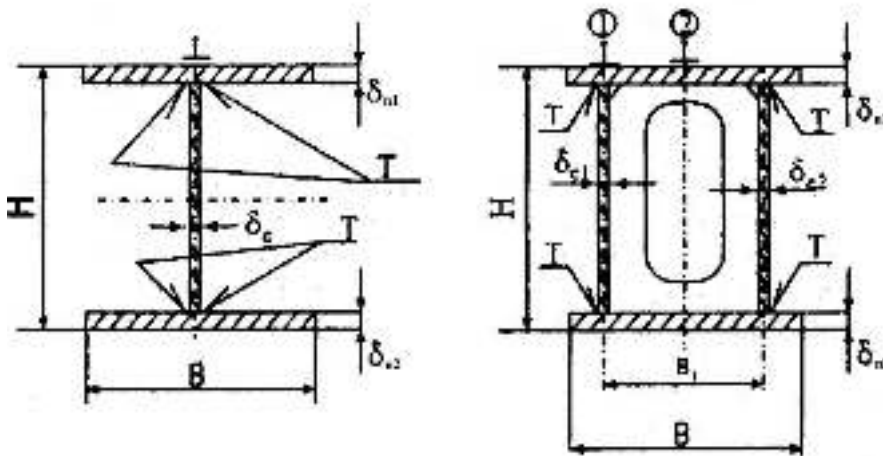
1. По технологічному призначенню і по режиму роботи крана вибрати матеріал металоконструкції.

Визначити σ_T, σ_p та

$$[\sigma] = \frac{\sigma_T}{n}, \text{ МПа,}$$

де n – запас міцності (табл. 2.26).

2. Вибрати головну балку для однобалкового та двобалкового мостів та тип перетину головної балки (рис. 2.6) (коробчата – одностінчаста або двостінчаста).



1 – рейка над стінкою; 2 – рейка посередині балки
Рисунок 2.6 – Поперечні перетини головних балок

3. В залежності від вантажопідйомності й прогону задатися товщинами листів стінок δ_{c1}, δ_{c2} і поясів δ_{n1}, δ_{n2} , а також розмірами перетину балки B, H, B_1 , використовуючи аналоги, статистичні дані та рекомендації технічних норм. Рекомендється дотримуватися наступних співвідношень:

$$\delta_c \geq 7 + 3H,$$

де H – повна висота балки, м;

$$H = \frac{1}{14} \dots \frac{1}{16} L;$$

$$\frac{H}{2} \geq B \geq \frac{H}{3};$$

$$\frac{B}{30} \geq \delta_n \geq \frac{B}{60}.$$

Висота опорного перетину балки $H_{on} = (0,5...0,6)H$. Довжина скосу балки $l = (0,07...0,2)L$.

4. Скласти розрахункову схему головної балки (рис. 2.7) моста з прикладеними до неї стаціонарними і рухомими навантаженнями з урахуванням коефіцієнтів динамічності і перевантажень у вертикальній площині (комбінація 2а).

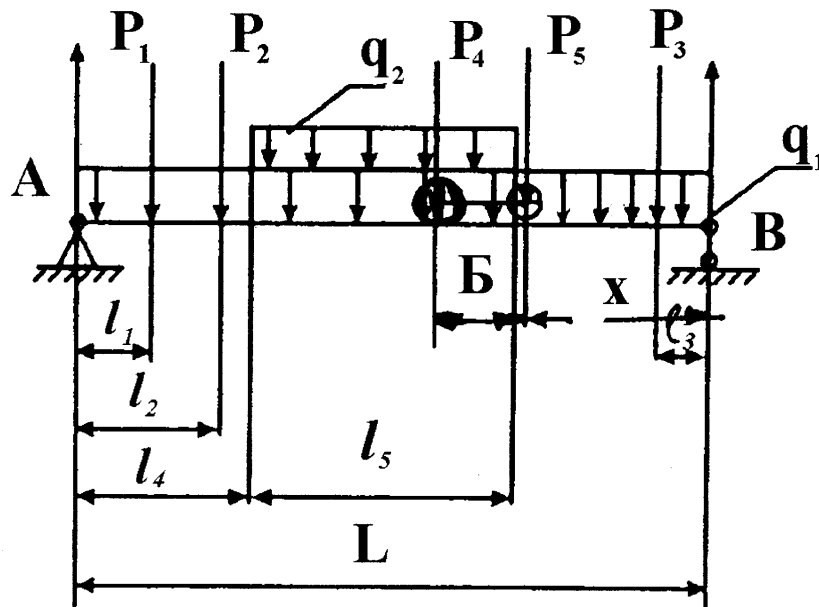
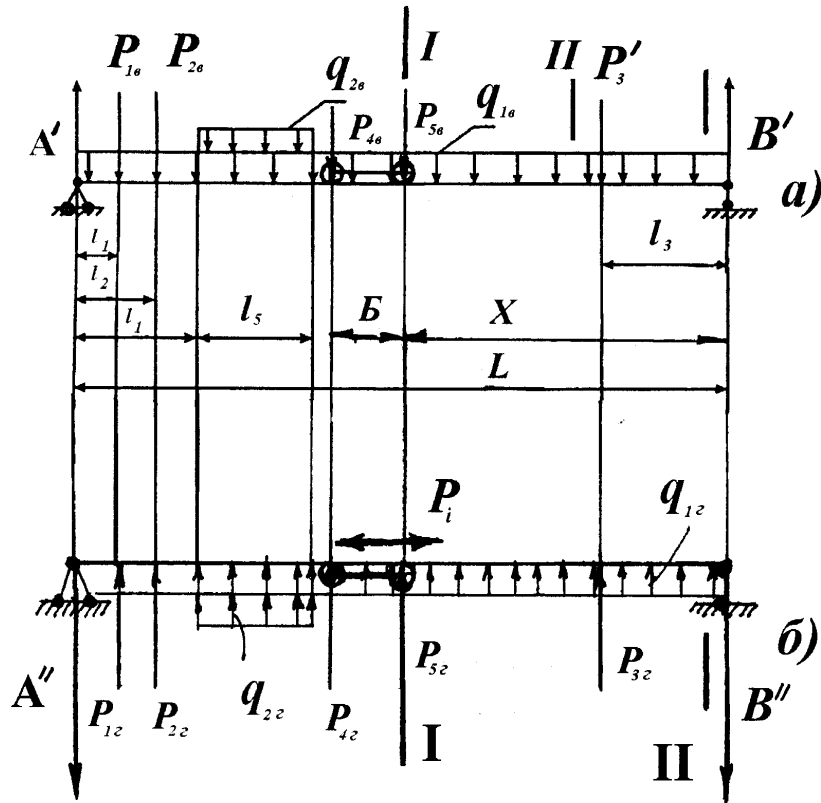


Рисунок 2.7 – Розрахункова схема головної балки крана у вертикальній площині при комбінації навантажень 2а

Скласти розрахункову схему головної балки для комбінації навантажень 2в (рис. 2.8).



а) вертикальна площина; б) горизонтальна площина.

Рисунок 2.8 – Розрахункові схеми головної балки для комбінації навантажень 2в у вертикальній та горизонтальній площинах

Визначити і підібрати числові значення:

- стаціонарні навантаження: G_Q - сила ваги вантажу, кН; G_e - сила ваги візка, кН; $P_1 = P_3$ - сила ваги розподіленого приводу пересування крана, кН; P_2 - сила ваги кабіни керування краном, кН;
- розподілені навантаження: q_1 - поздовжня вага балки; q_2 - поздовжня вага електрошаф та контакторів, кН/м;
- рухомі навантаження: P_4, P_5 - вертикальний тиск коліс вантажного візка, кН (рис. 2.7).

Задатися лінійними розмірами: L - прогін крана, м (завдання на проектування); l_1, l_2, l_3, l_4, l_5 - розміщення стаціонарних силових факторів, м (по аналогам); B - база візка, м (по аналогам).

Тиск коліс визначається за схемою (рис. 2.9).

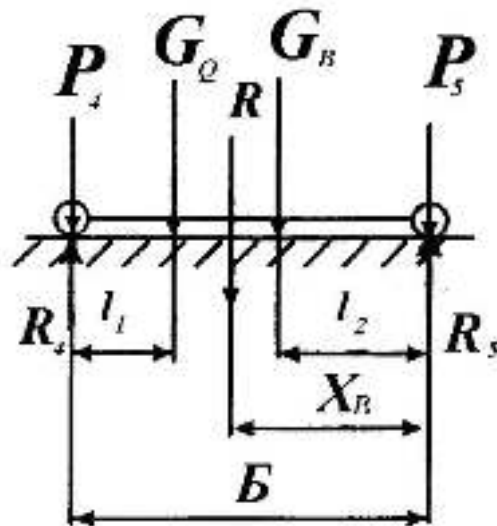


Рисунок 2.9 – Схема розрахунку вертикального тиску коліс візка (для всіх комбінацій)

Для комбінації 2а:

$$P_4 = R_4 = \frac{\frac{n_2 G_B \cdot l_2}{2} + \frac{n_1 \varphi Q \cdot g}{2} \cdot (B - l_1)}{B}, \text{кН},$$

$$P_5 = R - P_4 = \left[\left(\frac{n_2 G_B}{2} + \frac{n_1 \varphi Q \cdot g}{2} \right) - P_4 \right], \text{кН},$$

$$q_1 = \frac{n_3 G_B}{L}, \left[\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right]; q_2 = \frac{n_1 G_k}{l_5}, \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де φ - коефіцієнт динамічності;

n_1, n_2, n_3 - коефіцієнти перевантажень ваги вантажу, візка та елементів металокопструкцій, відповідно.

Згідно схеми (рис. 2.8, а) тиск коліс вантажного візка P_{4e}, P_{5e} у вертикальній площині, кН

$$P_{4e} = R_4 = \frac{\frac{n_2 G_B \cdot l_2}{2} + \frac{n_1 Q \cdot g}{2} \cdot (B - l_1)}{B} \cdot \psi,$$

$$P_{5e} = R - P_4 = \left(\frac{n_2 G_B}{2} + \frac{n_1 Q \cdot g}{2} \right) \cdot \psi - P_{4e},$$

q_{1e}, q_{2e} - розподілене навантаження від власної ваги металокопструкції та електрообладнання у вертикальній площині, кН/м;

$$q_{1e} = q_1 \cdot \psi; q_{2e} = q_2 \cdot \psi;$$

P_{1e}, P_{2e}, P_{3e} - стаціонарні навантаження у вертикальній площині;

$$P_{1e} = n_3 \cdot P_1 \cdot \psi, \quad P_{2e} = n_3 \cdot P_2 \cdot \psi, \quad P_{3e} = n_3 \cdot P_3 \cdot \psi,$$

де ψ - коефіцієнт поштовхів при пересуванні крана.

Згідно схеми (рис. 2.8, б)

P_{1e}, P_{2e}, P_{3e} - горизонтальні поперечні інерційні навантаження зосереджених сил, викликаних пуском-гальмуванням крана, кН;

$$P_{1e} = m_1 \cdot a_k, \quad P_{2e} = m_2 \cdot a_k, \quad P_{3e} = m_3 \cdot a_k,$$

де m_1, m_2, m_3 - маси елементів крана, т;

a_k - фактичне лінійне прискорення крана, або допускне $[\alpha]_k, м/с^2$;

P_i - горизонтальна поздовжня інерційна сила, викликана пуском-гальмуванням вантажного візка, кН:

$$P_i = M \cdot a_g,$$

де M - маса візка з вантажем приведена до однієї балки, т,

$$M = \frac{n_2 \cdot G_g}{2g} + \frac{Q \cdot n_1}{2};$$

α_g - фактичне лінійне прискорення вантажного візка, або допускне $[\alpha]_g, м/с^2$,

P_{4e}, P_{5e} - горизонтальні поперечні інерційні навантаження від тиску коліс завантаженого візка, кН;

$$P_{4e} = \frac{\frac{n_2 \cdot G_g \cdot l_2}{2g} + \frac{n_1 \cdot Q}{2} \cdot (B - l_1)}{B} \cdot a;$$

q_{1e}, q_{2e} - розподілене горизонтальне поперечне інерційне навантаження від власної ваги балки та електрообладнання, викликане прискоренням, кН/м.

5. Визначити положення критичного перетину балки X , м (рис. 2.10)

$$X = \frac{L}{2} - \frac{X_R}{2}.$$

З умови, якщо $P_5 > P_4, P_5$ - критична сила.

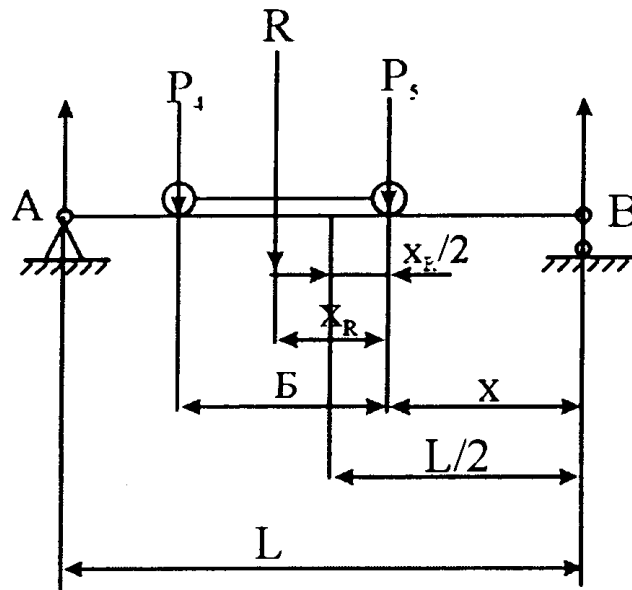


Рисунок 2.10 – Схема визначення критичного перетину балки

6. Побудувати лінії впливу розрахункового згинаючого моменту для небезпечного перетину балки і поперечної сили для положення візка з вантажем в кінці прольоту. Обчислити максимальний згинаючий момент $M_{\max}, \text{кНм}$ та перерізуючі силу $Q_{\max}, \text{кН}$ при комбінації навантажень 2а (рис. 2.11)

$$M_{\max} = P_1 y_{a1} + P_2 y_{a2} + P_3 y_{a3} + P_4 y_{a4} + P_5 y_{a5} + \omega_{a1} q_1 + \omega_{a2} q_2,$$

де $\omega_{a1} = \frac{1}{2} L \cdot y_{\max}, \text{м}^2;$

$$\omega_2 = \frac{y_{a6} + y_{a7}}{2} \cdot l_5, \text{м}^2;$$

$$Q_{\max} = P_1 y \delta_1 + P_2 y \delta_2 + P_4 y \delta_4 + P_5 y \delta_5 + P_3 y \delta_3 + (q_1 \omega \delta_1 + q_2 \omega \delta_2),$$

де $\omega \delta_1 = \frac{1}{2} L, \text{м};$

$$\omega \delta_2 = \frac{1}{2} (y \delta_6 + y \delta_7) \cdot l_6, \text{м}.$$

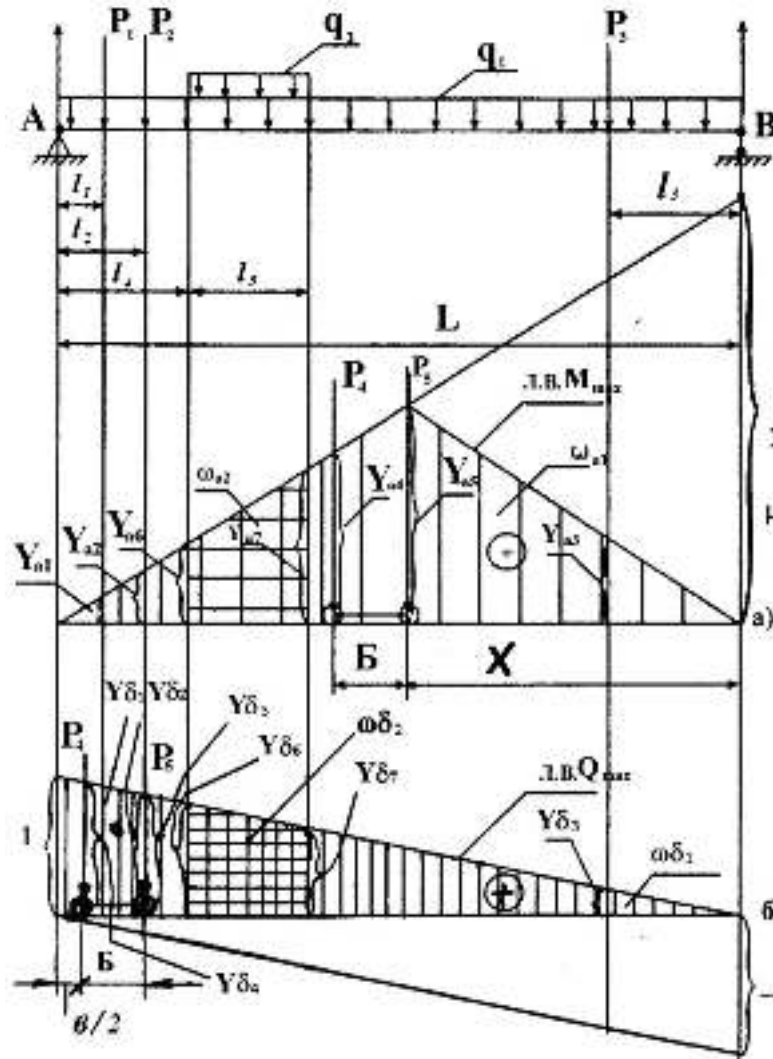


Рисунок 2.11 – Лінії впливу для балки з комбінацією навантажень 2а

Аналогічно попередньому (рис. 2.11) побудувати лінії впливу розрахункових згинаючих моментів для критичних перетинів та розрахункових перерізуючих сил для опорного перетину балки у вертикальній та горизонтальній площинах для комбінації навантажень 2в.

7. Визначити геометричні параметри балки: площу F , m^2 ; моменти інерції I_x, I_y , m^4 ; моменти опору W_x, W_y , m^3 ; статичні моменти напівперерізів S_x, S_y , m^3 ; для основного та опорного перетинів балки (рис. 2.12).

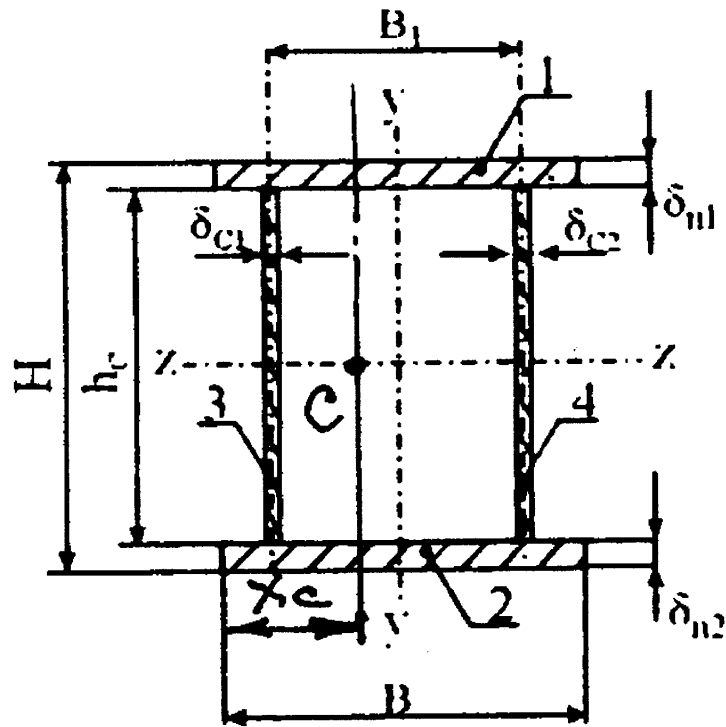


Рисунок 2.12 – Параметри поперечного перетину двостінчастої балки

Для двостінчастої балки:

$$F = B(\delta_{n1} + \delta_{n2}) + h_c(\delta_{c1} + \delta_{c2}), \text{ м}^2,$$

$$I_x = I_{c1x} + I_{c2x} + F_{n1} \cdot \left(\frac{H - \delta_{n1}}{2} \right)^2 + F_{n2} \cdot \left(\frac{H - \delta_{n2}}{2} \right)^2, \text{ м}^4,$$

$$W_x = \frac{2I_x}{H}, \text{ м}^3,$$

$$I_y = I_{n1y} + I_{n2y} + F_{c1} \left(\frac{B_1 - \delta_{c1}}{2} \right)^2 + F_{c2} \left(\frac{B_1 - \delta_{c2}}{2} \right)^2, \text{ м}^4,$$

$$W_y = \frac{2I_y}{B}, \text{ м}^3.$$

Для одностінчастої балки (використання якої дедалі більш обмежено):

$$F = B \cdot (\delta_{n1} + \delta_{n2}) + h_c \cdot \delta_c, \text{ м}^2,$$

$$I_x = I_{cx} + F_1 \cdot \left(\frac{H - \delta_{n1}}{2} \right)^2 + F_2 \cdot \left(\frac{H - \delta_{n2}}{2} \right)^2, \text{ м}^4,$$

$$W_x = \frac{2I_x}{H}, \text{ м}^3,$$

$$I_y = I_{n1y} + I_{n2y}, \text{ м}^4,$$

$$W_y = \frac{2I_y}{B}, \text{ м}^3.$$

Центр ваги (згину) основного та опорного перетинів балки

$$X_c = \frac{F_{c1} \cdot X_{c1} + F_{c2} \cdot X_{c2} + 2F_n \cdot X_n}{F_{c1} + F_{c2} + 2F_n},$$

де $F_{c1}, F_{c2}, F_{n1} = F_{n2} = F_n$ - площі стінок та поясів, m^2 ;

$X_{c1}, X_{c2}, X_{n1} = X_{n2} = X_n$ - відстані по вісі X від центрів ваги стінок та поясів до вибраного ребра, м.

Статичні моменти напівперерезів відносно осей, що проходять через центр згину:

$$S_x = \frac{F_{c1}}{2} \cdot \frac{h_{c1}}{4} + \frac{F_{c2}}{2} \cdot \frac{h_{c2}}{4} + F_n \cdot \left(\frac{h_c + \delta_n}{2} \right), m^3,$$

$$S_y = F_{c2} \cdot \left(B - X_c - \frac{B - B_1}{2} \right) + 2F_n \cdot (B - X_c), m^3.$$

Площа перетину, обмежену осями, які проходять через середини стінок та поясів, можна визначити за формулою

$$F_0 = B_1 \cdot (h_c + \delta_n), m^2.$$

8. Виконати міцнісні розрахунки балки головного та опорного перетинів за першим межовим станом.

Для комбінації навантажень 2а у вертикальній площині для основного перетину балки на відстані X від опори розрахункові нормальні напруження

$$\sigma_{x(a)} = \frac{1}{m} \cdot \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_H.$$

Для комбінації навантажень 2в для основного перетину балки на відстані X від опори приведені нормальні напруження по формулі Власова

$$\sigma_{x(\sigma)} = \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{N}{F} + (1 + \psi_1) \frac{M_y}{I_{y1}} \cdot X_{\max} + (1 + \psi_2) \frac{M_x}{I_{x1}} \cdot Y_{\max} \right] \leq R_H.$$

Для комбінації навантажень 2в для опорного перетину дотичні напруження

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_x}{2I_{x2} \cdot \delta_{c \min}} + \frac{Q_x \cdot S_y}{2I_{y2} \cdot \delta_n} + \frac{M_k}{2F_0 \cdot \delta_{\min}} \leq R_H.$$

В рівняннях позначено:

m - коефіцієнт умов роботи;

N - осьова сила, яка діє вздовж балки, кН;

ψ_1, ψ_2 - коефіцієнти, які враховують вплив стисненого згину у вертикальній та горизонтальній площинах;

X_{\max}, Y_{\max} - координати центру згину поперечного перетину балки, м;

Q_x, Q_y - максимальні перерізуючі сили, що діють на балку в опорному перетині, кН;

M_x, M_y, M_{\max} - згинаючі моменти, що діють на балку в критичному перетині, відповідно розмірності, у вертикальній та горизонтальній площинах для комбінації 2в, та максимальний згинаючий момент для критичного перетину для комбінації 2а, кНм;

M_k - крутний момент, кНм;

S_x, S_y, I_x, I_y, F_0 - характеристики основного та опорного поперечних перетинів (розмірності характеристик, відповідно: статичних моментів, м³; моменти інерції, м⁴; площ, м²);

$\delta_{c \min}, \delta_n$ - мінімальна товщина стінки та товщина поясу балки, м.

9. Виконати розрахунок балки за другим межовим станом.

9.1 Перевірити статичну жорсткість балки на прогин. Рекомендується залежність для обчислення прогину f , м

$$f = \frac{ML^2}{10EI_x} \leq [f],$$

де $[f]$ - допускний прогин металокопструкції, (табл. Д.23.1), м;

M - момент згину балки від дії завантаженого візка, кНм.

9.2 Перевірити балку на час згасання коливань

$$t = \frac{\tau}{\gamma} \cdot \ln 20 \leq 12 \dots 15c,$$

де τ - період власних коливань балки, с;

γ - логарифмічний декремент коливань, $\gamma = \frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{\tau^2}$;

ρ - частота власних коливань балки, Гц;

$$\tau = \frac{1}{\rho}; \quad \rho = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{c}{m}},$$

c - жорсткість балки на згин, кН/м;

m - приведена маса металокопструкції мосту крана з вантажем, т;

$$c = \frac{48EI}{L^3},$$

$$m = \frac{17}{35} \cdot \frac{G_\delta}{g} + \frac{G_e + G_\rho}{2g}.$$

10. Якщо балка не задовольняє умовам розрахунків за першим та другим граничними станами (п.8.9), необхідно повернутися до п.2, змінивши висоту балки H на величину, пропорційну рівню невідповідності умовам міцності, жорсткості, часу згасання коливань.

11. Виконати перевірений розрахунок балки з новим поперечним перетином за першим та другим межовими станами.

При задовільних результатах розрахунків необхідно підрахувати власну вагу спроектованої балки. Якщо різниця складає не більше 10 % від попередньо прийнятої ваги, силові перерахунки виконувати не треба. В протилежному разі треба перерахувати балку.

12. При необхідності виконати розрахунок за першим граничним станом на втому найбільш проблемних місць балки для кранів важкого та надважкого режимів (режимні групи А5...А8).

13. Перевірити місцеву стійкість стінок балки і зробити обґрунтований висновок про необхідність встановлення поздовжніх і поперечних діафрагм і ребер жорсткості.

При $\frac{h_c}{\delta_c} \geq 80$ необхідно ставити поперечні довгі діафрагми з кроком

$$a = 1,0 \dots 1,5 \cdot h_c$$

та поперечні короткі ребра з кроком $a_1 = \frac{a}{4} \dots \frac{a}{5}$.

При $\frac{h_c}{\delta_c} \geq 160$ необхідно ставити поперечні довгі діафрагми, поперечні короткі ребра та поздовжні ребра на відстані $h_1 = 0,2 \cdot h_c$ від верхнього поясу (рис. 2.13).

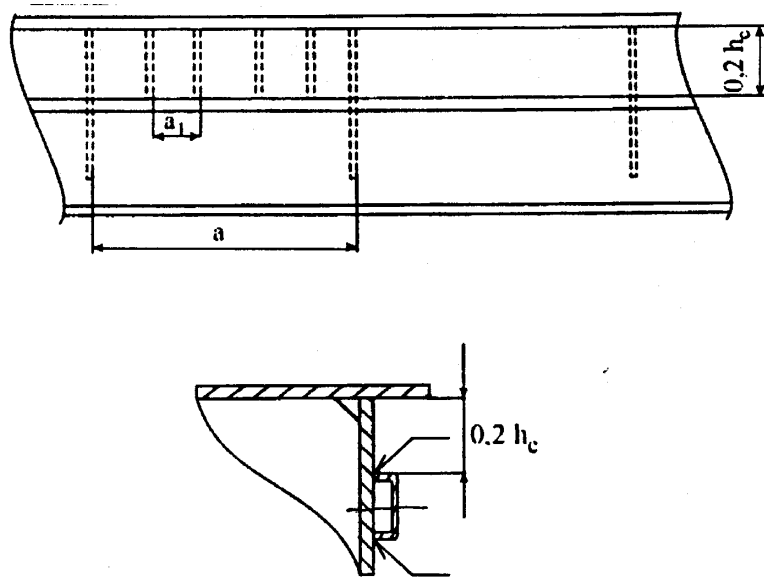


Рисунок 2.13 – Схема розміщення діафрагм і ребер

13. Розрахувати поясний зварний шов (рис. 2.14). Дотичні напруження в зварному поясному шві біля опори балки можна розрахувати за формулою

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_n}{I_x \cdot 2\beta K} \leq R_{36},$$

де Q_{\max} - максимальна перерізуюча сила біля опори балки, кН;

$R_{36} \leq 0,7\sigma_m \cdot t$ - розрахунковий опір зварного шва, МПа;

$S_n = B \cdot \delta_n \cdot \frac{\delta_n}{2}$ - статичний момент пояса, м³;

β - коефіцієнт типу зварного шва;

K - катет шва, м;

I_x - момент інерції опорного поперечного перерізу балки, м⁴.

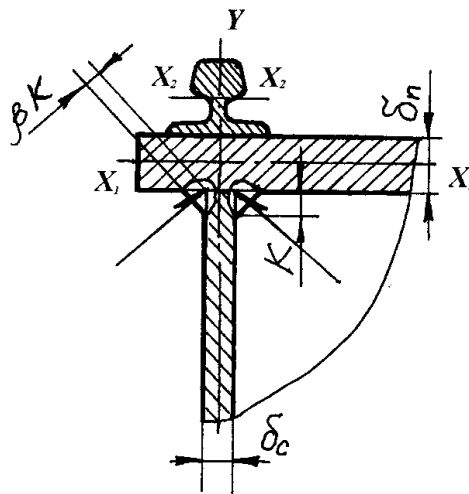
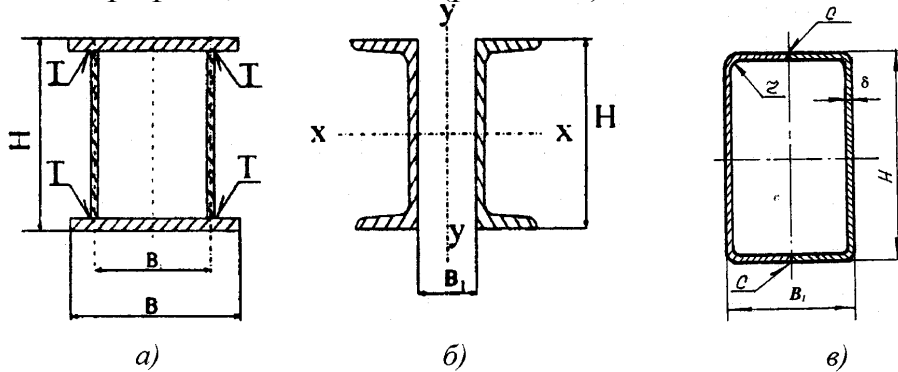


Рисунок 2.14 – Схема до розрахунку поясного шва

2.6.1.1.2 Порядок розрахунку металоконструкцій кінцевих балок

1. Вибрати матеріал кінцевої балки (такий же, як і для пролітної балки).
2. Задатися типом конструкції: листова (коробчаста), з фасонного прокату або з холодногнутого профілю, оболонкова (рис. 2.15).



а) коробчаста, б) з фасонного прокату (холодногнутого), в) оболонкова
Рисунок 2.15 – Поперечний перетин кінцевих балок

Висота H кінцевої балки дорівнює висоті опорної частини головної балки

$$H = (0,5 \dots 0,7) H \delta = \frac{1}{22} \dots \frac{1}{26} L.$$

Ширина B_1 визначається за умови можливості розміщення між стінками балки ходового колеса з двома буксами.

3. До головної балки мосту прикласти стаціонарні і рухомі навантаження у відповідному сполученні і комбінації з коефіцієнтами динамічності, поштовхів і перевантажень.

Побудувати лінії впливу і визначити реакції опор головної балки для комбінації навантаження 2ψ у вертикальній площі.

Лінії впливу реакцій опор А слід побудувати для привідної і непривідної головних балок (рис. 2.16).

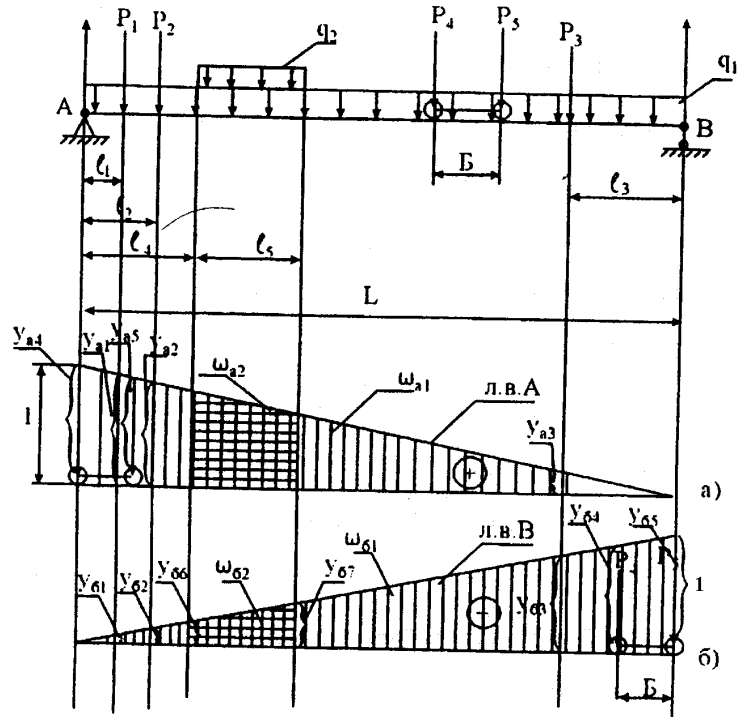


Рисунок 2.16 –Лінії впливу реакцій опор головної балки (комбінація 2В)

$$A = P_1 y_{a1} + P_2 y_{a2} + P_3 y_{a3} + P_4 y_{a4} + P_5 y_{a5} + q_1 \omega_{a1} + q_2 \omega_{a2}, \text{кН}.$$

Аналогічно визначається по л.в. реакція опори *B* головної балки (рис.2.16.б)

$$B = P_1 y_{\delta 1} + P_2 y_{\delta 2} + P_3 y_{\delta 3} + P_4 y_{\delta 4} + P_5 y_{\delta 5} + q_1 \omega_{\delta 1} + q_2 \omega_{\delta 2}, \text{кН}.$$

4. Скласти розрахункову схему кінцевої балки з прикладеними зусиллями від головних балок у вертикальній та горизонтальній площинах (рис. 2.17).

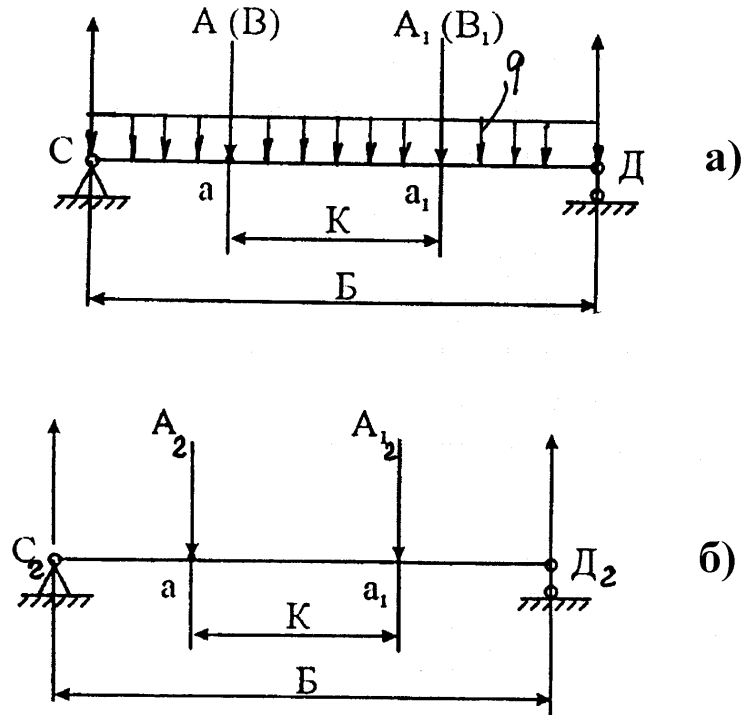


Рисунок 2.17 – Розрахункова схема кінцевої балки: завантаження у вертикальній (а) та у горизонтальній (б) площинах

$A(B), A_1(B_1)$ – максимальні опорні зусилля головних балок у вертикальній площині на кінцеву можна прийняти

$$A = A_1; B = B_1, \text{ кН.}$$

При цьому

$$B = \frac{1}{5} \dots \frac{1}{6} L - \text{ база крана, м;}$$

$K = 1 \dots 1,5$ – колія вантажного візка, м;

C, D – реакції опор кінцевої балки у вертикальній площині, кН;

$A_2(B_2), A_{12}(B_{12})$ – максимальні опорні зусилля в горизонтальній площині, що діють на кінцеву балку від інерційних навантажень візка з вантажем при пуску або гальмуванні, кН;

C_2, D_2 – реакції опор кінцевої балки в горизонтальній площині, кН.

Для спрощення розрахунку можна брати

$$C_2 = D_2 = \frac{A_2 + A_{12}}{2}.$$

5. Визначити геометричні характеристики перетину кінцевої балки (площу перетину F , моменти інерції I_x, I_y , моменти опору W_x, W_y , статичні моменти напівперетинів S_x, S_y).

6. Побудувати епюри згинаючих моментів для кінцевої балки у вертикальній та горизонтальній площинах та епюри перерізуючих сил (рис. 2.18).

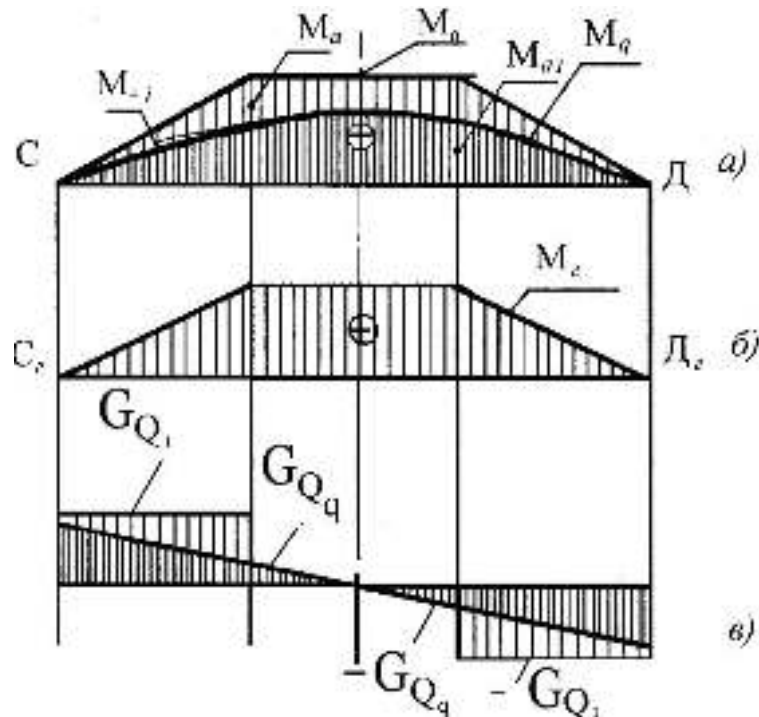


Рисунок 2.18 – Епюри згинаючих моментів у вертикальній *a)* та горизонтальній *б)* площинах і перерізуючої сили у вертикальній площині *в)* для кінцевої балки

7. Визначити максимальні згинаючі моменти та перерізуючу силу для кінцевої балки.

Згинаючі моменти:

у вертикальній площині

$$M_{\max} = M_a = M_{a1} = A \cdot \left(\frac{B - K}{2} \right);$$

в горизонтальній площині

$$M_{2\max} = A_2 \cdot \left(\frac{B - K}{2} \right),$$

$$A_2 = \frac{n(G_s + G_Q) \cdot [a]_s}{2},$$

де A - реакція опор головної балки (п.3);

A_2 - горизонтальна реакція головної балки (п.4).

Перерізуючу силу в перетині пристиковки головної балки до кінцевої, кН, можна визначити по рівнянню

$$G_{Q_{\max}} = G_{Q_1} + G_{Q_q}.$$

8. Визначити розрахункові напруження в критичних перетинах балки в базовій частині і в надбуксових ділянках (рис. 2.19).

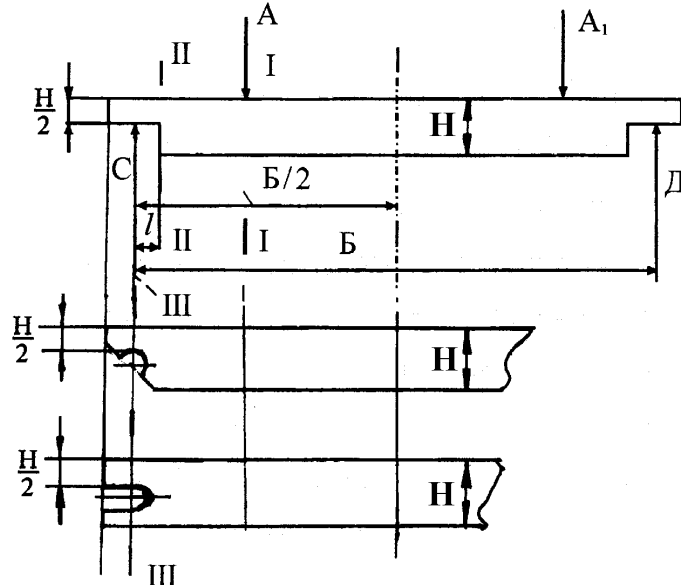


Рисунок 2.19 – Розрахункові перерізи кінцевої балки

Нормальні напруження в перетині $I-I$ у вертикальній площині можна визначити за формулою

$$\sigma_{I-I} = \frac{M_{\max}}{W_x},$$

в горизонтальній площині:

$$\sigma_{I-I_z} = \frac{M_z}{W_y}.$$

Дотичне напруження в перетині $I-I$ у вертикальній площині

$$\tau_{I-I} = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot 2\delta_c}.$$

Приведені напруження в перетині $I-I$ дорівнюють

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_{I-I}^2 + \sigma_{I-I_z}^2 - \sigma_{I-I} \cdot \sigma_{I-I_z} + 3\tau_{I-I}^2}.$$

9. Порівняти ці напруження з розрахунковим опором матеріалу

$$\sigma_{np} \leq R.$$

10. Аналогічний розрахунок виконати для II-II, III-III перетинів балки.

11. Зробити висновок про міцність кінцевої балки. У випадку невиконання співвідношення (п.9). Необхідно збільшити проектну висоту балки H , та виконати розрахунки нового перетину за вимогами пунктів 8, 9, 10, 11.

2.6.1.2 Порядок розрахунку гратчастих мостів

1. Вибрати матеріал стрижнів.

2. Вибрати тип конструкції прогінної ферми і тип ґратки по існуючим аналогам (рис.2.20).

Рекомендована ферма повинна мати переважно трикутну або розкісну ґратку. У спеціальних випадках використовують напіврозкісну та шпренгельну ґратку. Мости в поперечному перетині можуть бути двобалковими та однобалковими.

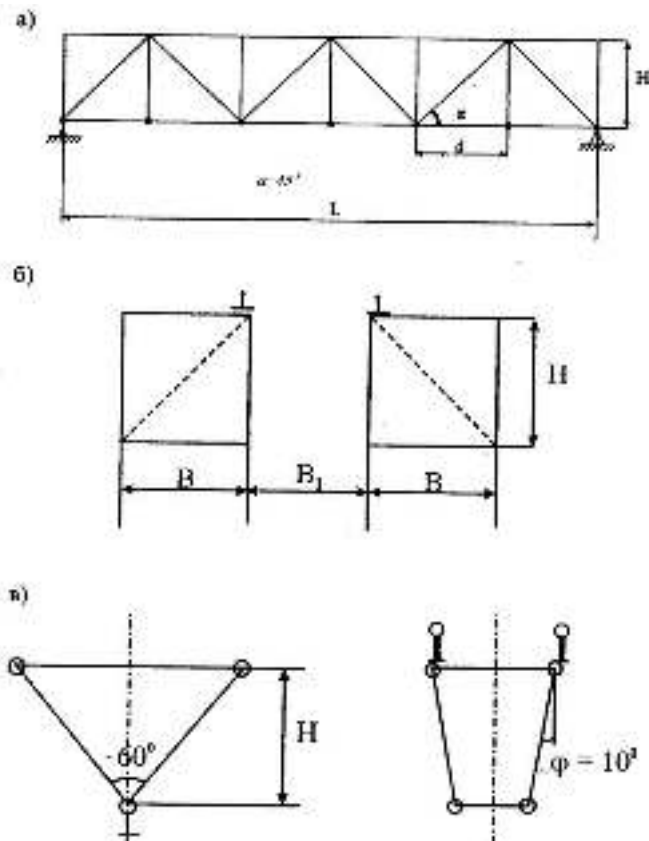
Бувають мости з балками, які є комбінацією двотаврової несучої балки з просторовою фермою, що утворює чотиригранний або тригранний поперечний перетин.

3. Задатися генеральними розмірами ферм L, H, B, m в залежності від прогону і вантажопідйомності крана.

Рекомендуємо співвідношення розмірів ферм:

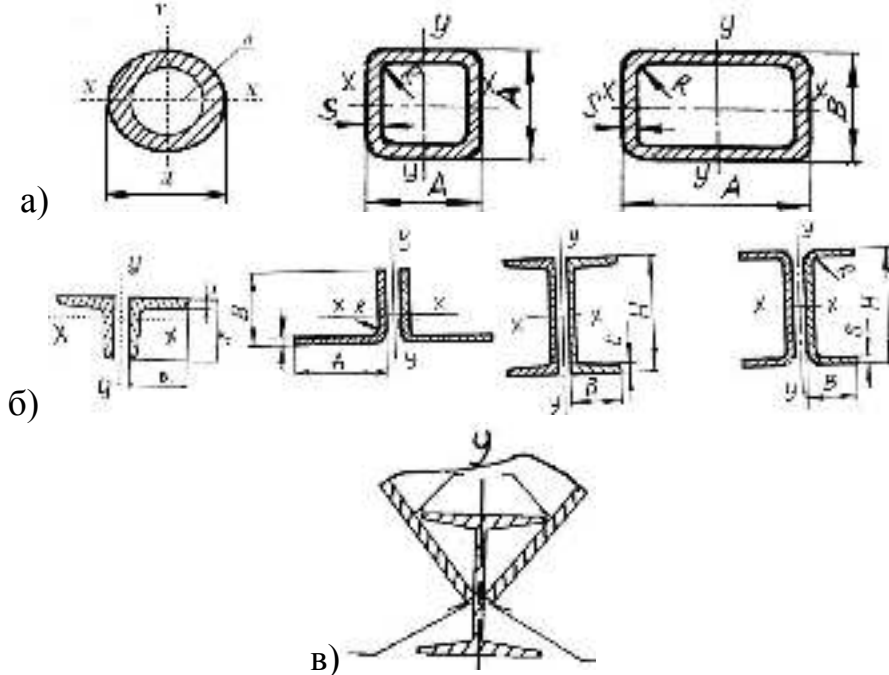
$$\frac{H}{L} = \frac{1}{10} \dots \frac{1}{14},$$

$$\frac{B}{H} = 0,5 \dots 0,8.$$



а) – ферма з трикутною ґраткою; б) – поперечний перетин двобалкових мостів; в) – поперечні перетини однобалкових мостів (трикутний, трапецевидний).
Рисунок 2.20 – Типи металоконструкцій ґратчастих мостів

4. Вибрати перетин стрижнів (рис. 2.21).



а) – одинарні з труб; б) – подвійні; в) – складені.
Рисунок 2.21 – Перетини стрижнів ферм

5. Завантажити прогінну приводну ферму з кабіною керування зовнішніми стаціонарними та рухомими навантаженнями. Для розрахунку за першим граничним станом необхідно ферму завантажити згідно з комбінаціями 2а та 2в. Коли ж треба розрахувати за другим граничним станом ферму слід завантажувати за комбінацією 2а.

Для зручності розрахунку рекомендується просторові ферми розбити на плоскі з прикладанням до них приведених навантажень.

У чотиригранних просторових фермах вертикальні плоскі ферми є несучими, як правило, одна – головна, друга – допоміжна. В однобалкових чотиригранних мостах дві вертикальні плоскі ферми є головними – несучими.

На рисунку 2.22 дана схема приведення тригранної ферми до плоскої.

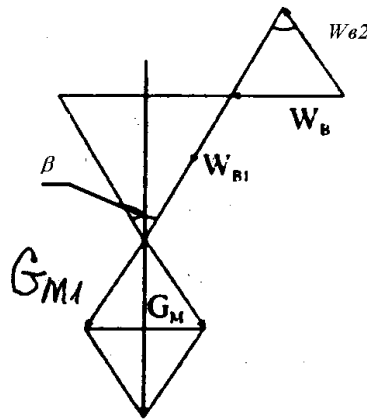


Рисунок 2.22 – Схема приведення зусиль до плоскої ферми

6. Скласти розрахункову схему плоскої ферми і прикласти до неї приведені стаціонарні і рухомі навантаження, враховуючи коефіцієнти динамічності, поштовхів і перевантажень (рис.2.23). Стаціонарні навантаження віднести до вузлів ферми.

У чотиригранних фермах вітрові навантаження сприймають тільки горизонтальні (вітрові) ферми. Головні вертикальні ферми не несуть вітрові навантаження. У тригранних просторових фермах усі три плоскі ферми несуть вітрові навантаження. Те ж саме можна сказати й про власну вагу прогінних будов.

Власну вагу у чотирьохгранних фермах сприймають дві вертикальні ферми, горизонтальні – не працюють. У тригранних необхідно силу власної ваги приводити до трьох плоских ферм (рис. 2.22). Приведені сили виглядають наступним чином

$$W_{e1} = \frac{n_5 W_e}{2 \cdot \sin \frac{\beta}{2}} \quad - \text{приведення сили вітру до плоскої ферми при}$$

умові роботи тригранної ферми крана на відкритому повітрі, кН;

$$\sigma_{M1} = \frac{n_1 G_M}{2 \cos \frac{\beta}{2}} - \text{приведення сили власної ваги тригранної металоко-$$

нструкції на один вузол до плоскої ферми, кН;

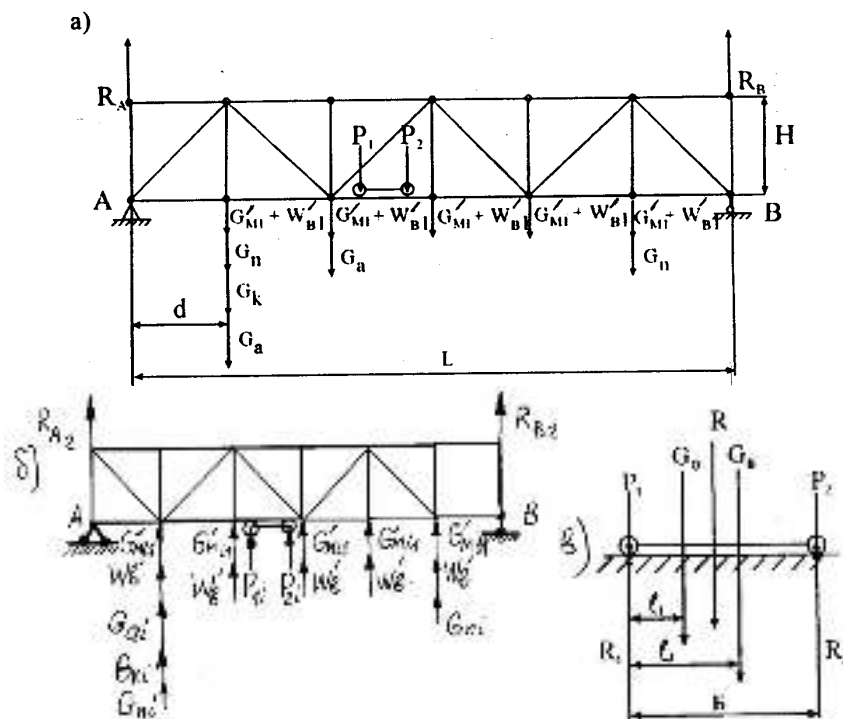
G_n – сила ваги приводу пересування крана, кН;

G_a – сила ваги пускової апаратури, кН;

G_k – сила ваги кабіни, кН;

n_1, n_5 – коефіцієнти перевантажень.

Слід скласти окремо розрахункову схему вертикальної (нахиленої) несучої плоскої ферми з комбінацією навантажень 2а та горизонтальної – з комбінацією 2в.



а) – вертикальна несуча ферма (комбінація 2а); б) горизонтальна ферма (комбінація 2в); в) розрахункова схема тиску коліс візка

Рисунок 2.23 – Розрахункові схеми плоских ферм

На рисунку 2.23 наведені наступні означення крім вище вказаних:

$$G'_{M1} = \frac{G_{M1}}{n} - \text{вага металоко-$$

нструкцій, приведена до кожного вузла нижнього поясу несучої ферми крана, кН;

$$W'_{B1} = \frac{W_{B1}}{n} - \text{тиск вітру, приведений до кожного вузла нижнього поясу}$$

несучої ферми, кН;

P_1, P_2 – тиск коліс завантаженого візка на рейку несучої ферми, кН;

$G'_{Mil} = G_{Mi}[a]$ – горизонтальне поперечне інерційне навантаження від власної ваги металоконструкції на кожний вузол одного з поясів горизонтальної ферми, кН;

W'_e – вітровий тиск, приведений до кожного вузла одного з поясів горизонтальної ферми, кН;

P_{1i}, P_{2i} – горизонтальні поперечні сили інерції маси візка з вантажем при пуску-гальмуванні крана, кН;

$[a]$ – допускане прискорення пуску-гальмування крана (візка), м/с^2 ;

G_{ai}, G_{ni}, G_{ki} – інерційні горизонтальні поперечні сили від мас апаратури, приводів пересування крана, кабіни керування при пуску-гальмуванні крана, кН.

7. Визначити найбільші статичні навантаження стрижнів, користуючись методами вирізання вузлів, наскрізних перерізів або діаграмою Максвелла-Кремони. Можна скористатися також рекомендаціями технічної літератури та конструкторським досвідом консультанта проекту.

Для найбільш завантажених стрижнів несучої ферми побудувати лінії впливу з комбінацією навантажень 2а (рис. 2.24).

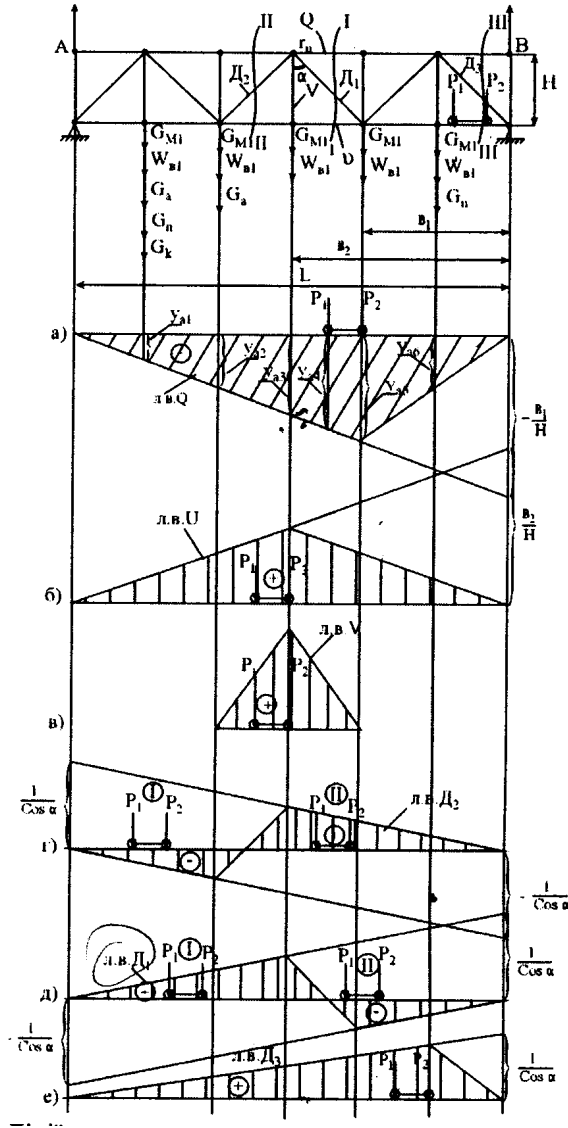


Рисунок 2.24 – Лінії впливу для розрахункових стрижнів несучої плоскої ферми з комбінацією навантажень 2а

По лініям впливу вирахувати найбільші додатні та від'ємні навантаження стрижнів верхнього та нижнього поясів, розкосів, стійок, підвісок. Наприклад, максимальні стискуючі сили в стрижнях верхнього поясу слід вирахувати згідно рівняння (рис. 2.24, а)

$$Q_{\max} = (G_{M1} + W_{B1} + G_a + G_n + G_k) \cdot y_{a1} + (G_{M1} + W_{B1} + G_a) \cdot y_{a2} + (G_{M1} + W_{B1}) \cdot y_{a3} + P_1 y_{a4} + (P_2 + G_{M1} + W_{B1}) \cdot y_{a5} + (G_{M1} + W_{B1} + G_n) y_{a6}$$

де y_{ai} – ординати ліній впливу у масштабі (безрозмірні) із своїм знаком;

P_1, P_2 – вертикальні сили тиску вантажного візка, кН (рис. 2.23, в);

Максимальні розтягуючі та стискуючі зусилля для стрижнів U, D_1, D_2, D_3 визначаються аналогічно по відповідним лініям впливу (рис. 2.24, б, в, г, д, е).

Аналогічно для найбільш завантажених стрижнів горизонтальної ферми побудувати лінії впливу з комбінацією навантажень $2v$, та визначити найбільші сили в стрижнях.

В поясних стрижнях максимальні розтягуючі та стискаючі сили виникають в середині прогону ферми, в розкосах – в перетинах біля опор, в стійках та підвісках – в прогоні.

8. Підібрати площі поперечних перерізів розтягнутих і стиснутих стрижнів.

Визначити найбільші зусилля розтягу і стиску в зазначених стрижнях.

Для розтягнутих стрижнів, наприклад U , мінімальна площа поперечного перетину дорівнює, m^2

$$F_{\min p} = \frac{U_{\max}}{[\sigma]},$$

для стиснутого стрижня, наприклад Q , площа поперечного перетину дорівнює, m^2

$$F_{\min ст} = \frac{Q_{\max}}{\varphi[\sigma]},$$

де φ – коефіцієнт, який залежить від λ , (табл. 2С);

$$\lambda = \frac{l}{r_{\min}} \text{ – гнучкість стрижня;}$$

l – вільна довжина стрижня, м;

r_{\min} – мінімальний радіус інерції поперечного перетину стрижня, м.

9. По розрахованій площі поперечних перетинів підібрати номер відповідного профілю стрижня та його основні розміри і характеристики перетину

$$F_{\min} \leq F_T.$$

Усі стрижні одного типу в прогоні виконують з профілю, площа перетину якого відповідає вибраному табличному значенню F_T .

10. Найбільш завантажені стиснуті стрижні перевірити на стійкість по гнучкості, яка повинна бути в межах $\lambda \leq 120$. Якщо умову не виконано, слід підібрати профіль з найближчим більшим номером або застосувати конструкцію з подвійними стрижнями з перевіркою кожного на стиск.

11. Підібрати зварні шви приєднання стрижнів у фермі. Слід задатися катетом шва, маючи на увазі, що зварювання буде напівавтоматичним. Катет шва

не повинен перевищувати товщину полицок сортаменту. Тоді довжина зварного шва складатиме

$$l_m = \frac{N_{\max}}{\beta \cdot k \cdot [\tau]_{зв} \cdot 10^3},$$

де N_{\max} – найбільша сила в стрижні, кН;

k – катет шва, м;

$\beta = 0,8$ – коефіцієнти при напівавтоматичному зварюванні;

$[\tau]_{зв}$ – допускна межа міцності зварного шва, МПа.

Для кутовників загальна довжина l_m ділиться на: $l_1 = 0,3l_m$ – довжина шва прилеглої полицки; $l_2 = 0,7l_m$ – довжина шва виступаючої полицки.

2.6.2 Порядок розрахунку прогінної будови кран-балки

1. Задатися матеріалом прогінної балки.

2. За аналогією з існуючими конструкціями вибрати тип перетину і номер профілю прогінної балки.

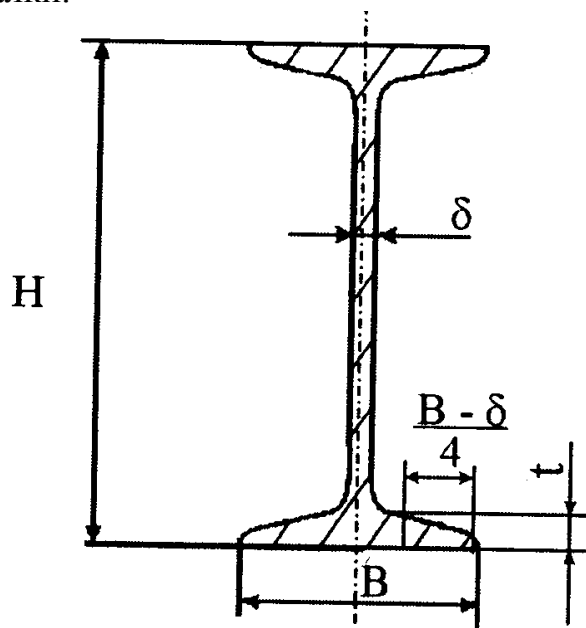


Рисунок 2.25 – Поперечний перетин прогінної балки

Висота H в см відповідає номеру профілю двотаврової балки та швелера.

3. Скласти розрахункову схему кран-балки і прикласти стаціонарні і рухомі навантаження у відповідній комбінації і сполученні з коефіцієнтами динамічності, поштовхів і перевантажень.

Розрахункова схема для кран-балки аналогічна схемам для головних балок двобалкових мостів (п. 2.6.1.1, рис. 2.7, 2.8) з тією різницею, що всі навантаження сприймає одна прогінна балка.

Розрахункові схеми прогінної балки скласти окремо для комбінацій навантаження 2а та 2в.

4. Визначити критичний перетин балки.

5. Побудувати лінію впливу згинаючого моменту для критичного перетину балки у вертикальній та горизонтальній площинах з комбінаціями навантажень 2а та 2в, а для опорного перетину – з комбінацією 2в.

6. Визначити максимальний згинаючий момент балки в критичному перетині у вертикальній площині з комбінацією 2а та в горизонтальній – з комбінацією 2в.

7. Перевірити верхній і нижній пояси на міцність. Визначити розрахункові напруження у поясах і порівняти з допускними напруженнями

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

8. Перевірити жорсткість балки на прогин у вертикальній площині.

$$f_p = \frac{Ml}{10EI} \leq [f].$$

9. Перевірити загальну стійкість балки і місцеву стійкість поясів.

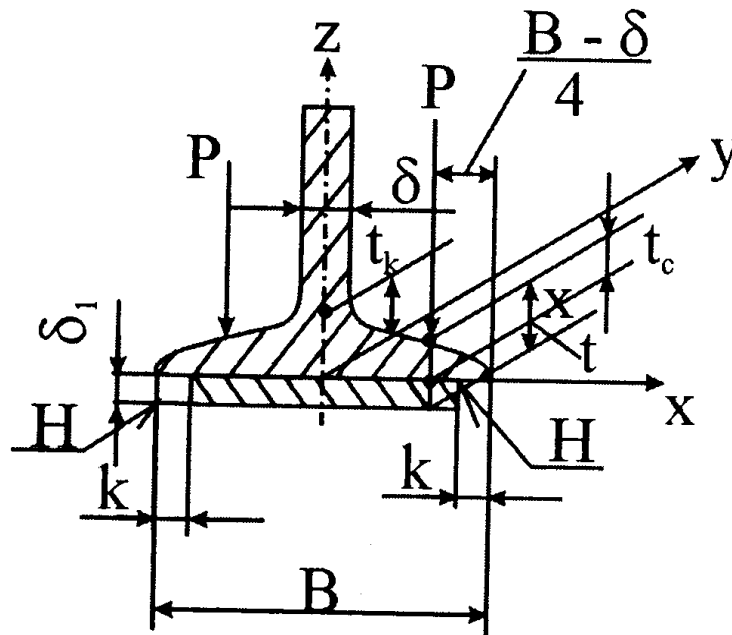


Рисунок 2.26 – Схема до перевірки нижньої полиці балки на стійкість та її підсилення

10. Зробити висновок про міцність, жорсткість й стійкість прогінної балки.

11. Якщо балка не проходить по міцності і жорсткості, необхідно додати шпренгель. Перетини стрижнів підбирати та розраховувати згідно з п. 2.6.1.3.

12. Кінцеву балку для кран-балки підібрати та розрахувати аналогічно кінцевим балкам мостових кранів (п. 2.6.1.2).

2.6.3 Металоконструкції козлових кранів

Прогінні та консольні будови козлових кранів розраховуються по аналогії з прогінними будовами мостових кранів або кран-балок (п. 2.6.1.1, 2.6.1.2, 2.6.1.3) в залежності від вибраного типу металоконструкції. Верхні будови козлових кранів можуть бути безконсольними, одноконсольними та двоконсольними двоопорними, крім того, як статично визначеними так і статично невизначеними. При цьому потрібно додатково враховувати вітрові навантаження (козлові крани працюють на відкритому повітрі) і розпирні зусилля для кранів з обома жорсткими опорами.

Розпирні зусилля $A_H = B_H$ виникають, коли кран не рухається і працює механізм підйому (рис.2.27). Під час руху розпирні зусилля зникають

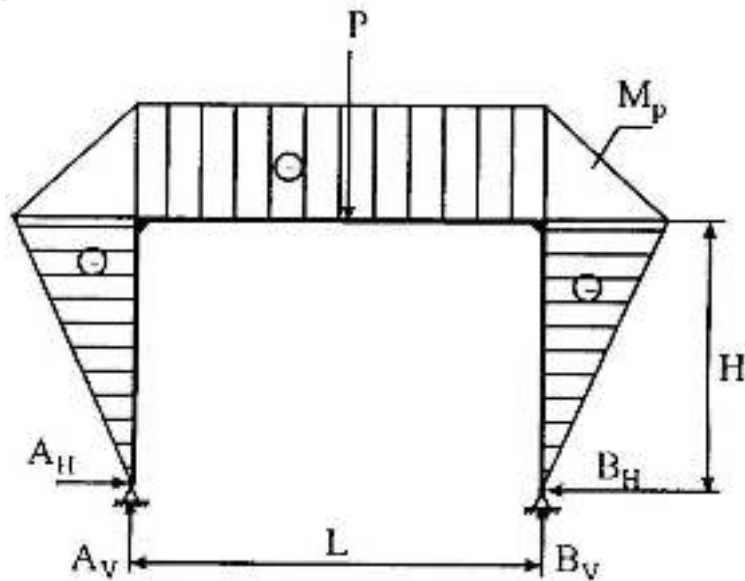


Рисунок 2.27 – Схема виникнення розпирних зусиль для козлових кранів

$$A_H = B_H = \frac{\eta \cdot P}{4}$$

де P - сумарна сила ваги всього крана і вантажу, кН;
 $\eta = 0,2$ - коефіцієнт ковзання кранового колеса по рейкам.

Момент від розпирних сил M_p треба додати до загального моменту згину M_{\max} , кН.

$$M_p = A_H \cdot H;$$

$$M = M_{\max} + M_p.$$

2.6.3.1 Порядок розрахунків гнучких опор козлових кранів

1. Вибрати матеріал опори (такий же, як і для прогінної будови).
2. Вибрати тип конструкції опори: може бути трубчастою (рис. 2.28, а), корбчастою (рис. 2.28, в) або гратчастою (рис. 2.28, б).

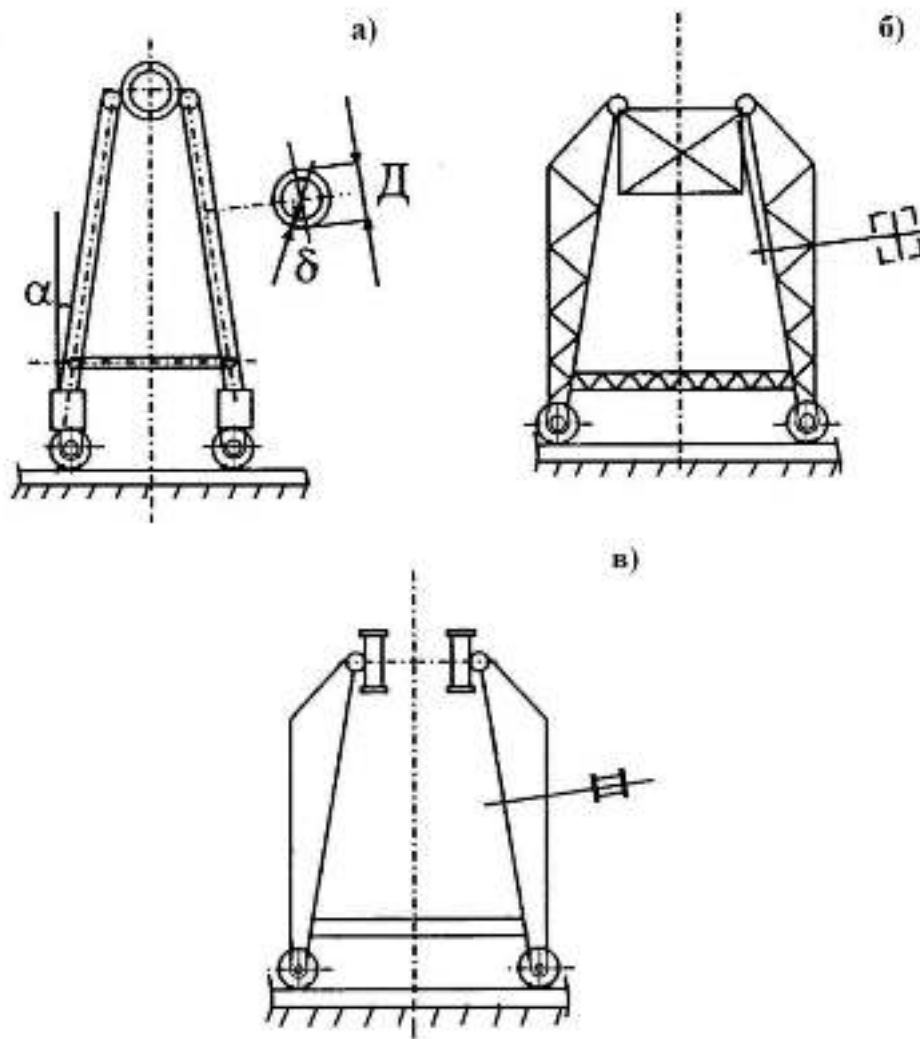


Рисунок 2.28 – Типи конструкцій гнучких опор

3. Скласти схему опори і прикласти до неї всі діючі навантаження у відповідному сполученні і комбінації з коефіцієнтами динамічності, перевантаження та поштовхів (рис. 2.29).

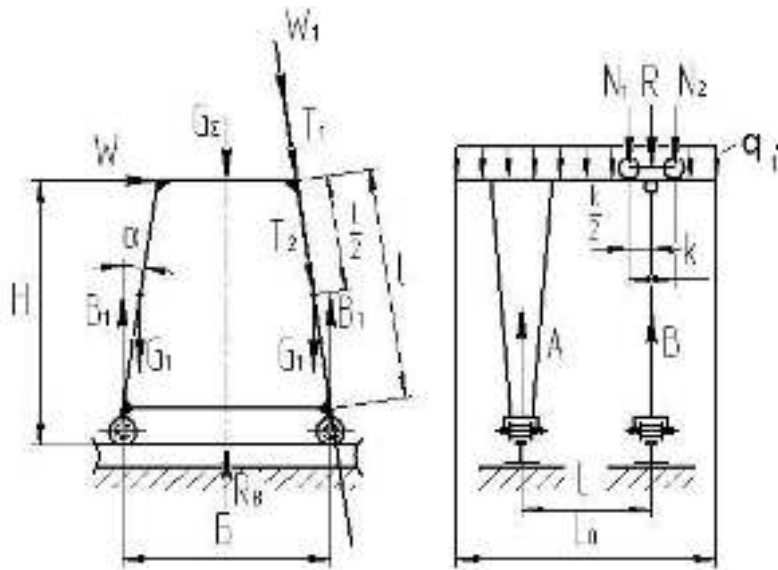


Рисунок 2.29 – Розрахункова схема для гнучкої опори

На рис. 2.29 позначено:

q_1 - розподілене навантаження від власної ваги прогінної будови, кН/м;

N_1, N_2 - вертикальний тиск візка, кН;

W - сила тиску вітру, кН;

G_1 - сила ваги стійок опори, кН;

A, B - реакції в опорах, кН.

4. Задатися генеральними та конструктивними розмірами опор козлового крана, визначити зусилля в складових елементах опор від дії зовнішніх навантажень

$$B_1 = \frac{B}{2};$$

$$B = \frac{qL_0}{2} + R + 2G_1;$$

$$R = N_1 + N_2;$$

$$T_1 = \frac{\frac{qL_0}{2} + R}{2 \cos \alpha};$$

$$T_2 = \frac{G_1}{\cos \alpha};$$

$$T = T_1 + T_2 + \frac{W}{2 \sin \alpha};$$

$$W = qF_M + qF_e;$$

$$W_1 = \frac{W}{2 \sin \alpha};$$

де F_e - навітряна площа вантажу, м²;

F_M - навітряна площа металоконструкції, м²;

q - вітровий тиск, МПа,

$$q = q_0 \cdot n \cdot h \cdot \beta;$$

$q_0 = 150(250)$ Па - вітровий тиск;

β - коефіцієнт пульсацій вітру (брати 0,6);

h - коефіцієнт який залежить від висоти конструкції;

n - аеродинамічний коефіцієнт.

5. Задатися розмірами опори, товщиною листа та розмірами поперечного перерізу опори для листової конструкції.

Для ґратчастої конструкції опори потрібно вибрати вид ґратки, розміри ферми і номер профілю стрижнів ферми.

6. Для коробчастих, або монотрубних опор визначити внутрішні силові фактори (згинаючі моменти, осьові сили, перерізуючі сили), що виникають в елементах опори від зовнішніх сил.

Для ґратчастої опори визначити найбільші зусилля в стрижнях ферми одним із вищевказаних методів (вирізання вузлів, наскрізних перетинів, розбиття просторової ферми на плоскі, діаграма Максвелла-Кремони).

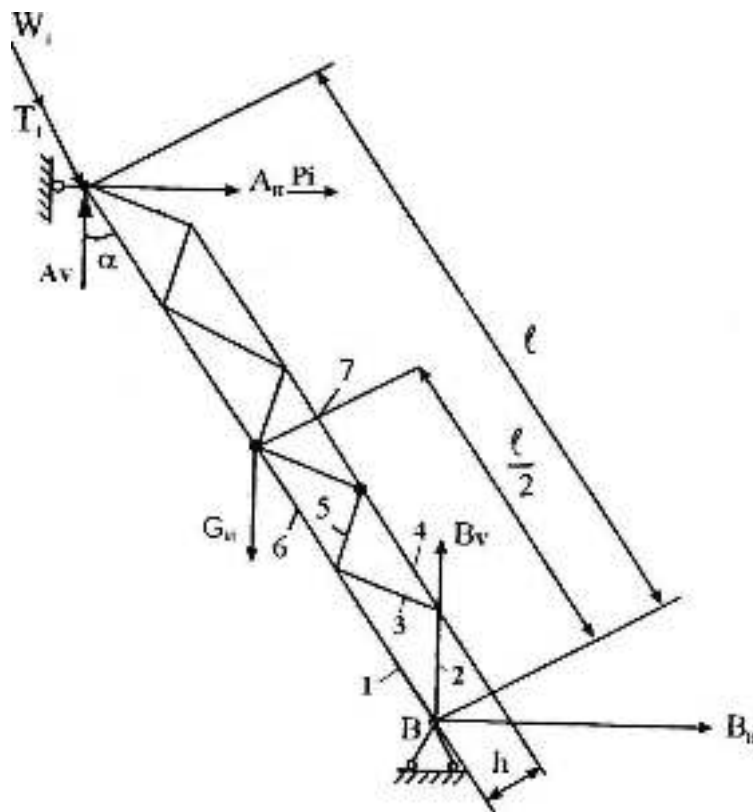


Рисунок 2.30 – Розрахункова схема ґратчастої опори

Визначити зусилля в стрижнях 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 (рис. 2.30) і визначити найбільші зусилля в поясах стрижнях.

6. Мінімальна площа поперечного перерізу розтягнутого стрижня повинна складати

$$F_{\min} = \frac{N_{\max}}{[\sigma]}, \text{ м}^2.$$

Для монотрубною конструкції площа перерізу стійки гнучкої опори (стиснутий стрижень) дорівнює

$$F_{\min} = \frac{T}{\varphi[\sigma]}, \text{ м}^2.$$

За розрахунковою площею F_{\min} розтягнутих та стиснутих стрижнів підібрати за довідником труби з товщиною стінки не менше 6 мм.

7. Порівняти розрахункові напруження в матеріалі вибраної опори з допускними напруженнями.

8. Перевірити опори на загальну стійкість як стиснуті складені стрижні. У гратчастих конструкціях перевірити місцеву стійкість найбільш завантажених стиснутих стрижнів.

Фактичну гнучкість λ трубчастої ноги порівняти з допусковою $\lambda \leq [\lambda]$.

Для гратчастої опори у вигляді чотириграної ферми розрахувати приведену гнучкість і порівняти з допусковою (рис. 2.31)

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda^2 + F(k_1/F_1 + k_2/F_2)},$$

$$\lambda_{np} \leq [\lambda],$$

де λ - найбільша гнучкість всього стрижня;

F - площа перетину всього стрижня, м²;

F_1, F_2 - площі перетинів розкосів однієї панелі в площинах 1-1, 2-2,

м²;

k_1, k_2 - коефіцієнти, які залежать від кутів нахилу стрижнів.

При кутах нахилу стрижнів 30, 40, 45...60°, $k = 45, 31, 27$.

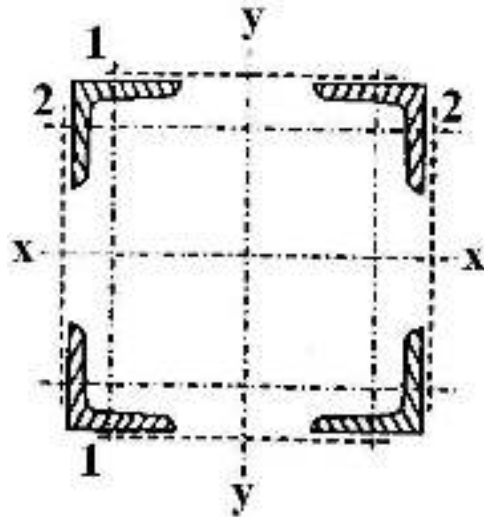


Рисунок 2.31 – Поперечний перетин опорної ферми

9. Дати висновки про міцність, жорсткість і стійкість конструкції.

2.6.4 Металоконструкції баштових кранів

В баштових кранах розрахунковими елементами є металоконструкції вантажної стріли, контр-стріли та башти. По типу опирання стріли баштових кранів бувають як шарнірно двоопорні, так і консольного типу.

По типу перетину стріли частіше всього бувають у вигляді чотиригранної або тригранної ферми. В кранах-трансформерах, кранах-таксі стріли виконуються коробчастими листовими, трубчастими, або оболонковими. Стріла може бути підйомною гратчастою або А-подібною з монотруб. Підйомні стріли змінюють виліт вантажу за рахунок підйому стріли, крім того, забезпечують додаткову висоту підйому вантажу. У балкових гратчастих стрілах зміна вильоту вантажу здійснюється пересуванням вздовж стріли вантажного візка. Стріла в робочому стані знаходиться горизонтально та підтримується одним або декількома стріловими поліспасти. У сучасних баштових кранах все ширше використовуються стріли змінного по довжині поперечного перетину без підтримуючого стрілового поліспасти або відтяжки (топлес). Така стріла працює як консольна ферма, виліт вантажу здійснюється за рахунок пересування вантажного візка вздовж стріли. Зараз поширені стріли з телескопічною змінною вильоту. Подібні розмірковування доречні і для металоконструкцій контр-стріл. Щодо конструкцій башт, то вони бувають поворотними і неповоротними. У поворотних кранів противага, приводи та башта змонтовані на нижній поворотній платформі. У кранів з неповотною баштою стрілова система повертається відносно нерухомої башти. Важливо знати, що більшість неповоротних башт є вільностоячими до певної висоти, при подальшому нарощуванні висоти башта закріплюється за будівлю через визначений крок.

2.6.4.1 Порядок розрахунку металоконструкцій стріл

Стріли та колони підпорядковуються дії поздовжніх та поперечних навантажень, тому працюють на стиск із згином та суттєво деформуються.

Найбільший поперечний перетин стріл і колон, зазвичай, невеликий і часто змінюється по довжині.

Визначення розрахункової довжини та перевірка стійкості таких стріл, як складних стрижнів, трудомісткі. Значно простіше виконати наближену перевірку міцності стріли з урахуванням додаткових моментів згину M_D , від поздовжніх зусиль в стрілі на деформаціях, які створені під впливом зовнішніх (згинаючих) навантажень, а також недосконалостей виготовлення стріл. Такий метод називають «деформаційним». При виконанні перевірки міцності по деформаційній схемі загальна стійкість гратчастих, розкісних та суцільностінчастих конструкцій в цілому не перевіряється. Необхідно лише перевірити стійкість поясних стрижнів на довжині панелі.

При розрахунку стріли крана розглядаються три розрахункових положення стріли:

- 1) на мінімальному вильоті стріли піднятий максимальний вантаж, в стрілі діють найбільші стискуючі сили;
- 2) на максимальному вильоті піднято максимальний паспортний вантаж з умови стійкості крана, в стрілі діють найбільші моменти згину;
- 3) проміжне положення, в стрілі діють як стискуючі сили, так і моменти згину в певній комбінації.

Порядок розрахунку металоконструкції стріли наступний:

1. Вибрати матеріал металоконструкції.

2. Вибрати тип конструкції стріли по існуючим прототипам, виходячи із способу зміни вильоту вантажу, а також конструкції та способу пересування вантажопідйомного пристрою (вантажний візок з канатною тягою або електроталь).

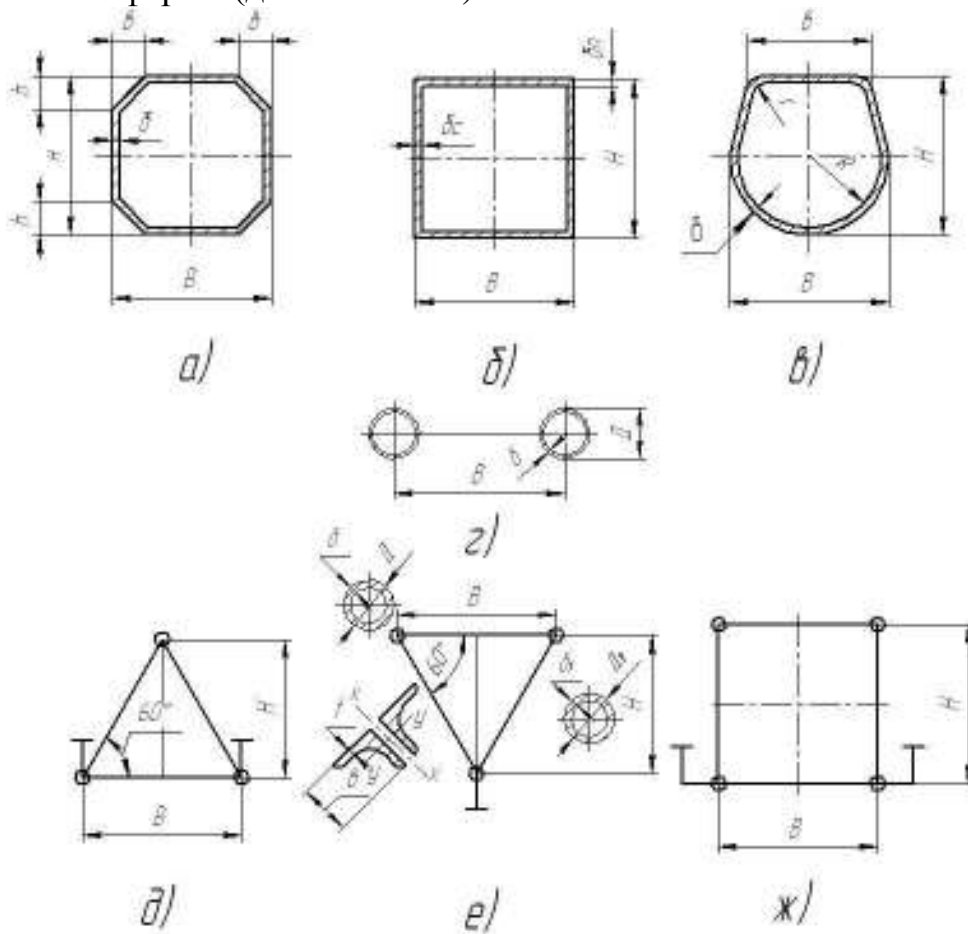
3. Задатися генеральними розмірами стріли в залежності від максимального вильоту і паспортної вантажопідйомності, а також типом і розмірами поперечного перетину (моно труба, А-подібна з двох поздовжніх труб, коробчаста листова, оболонкова овалоїдна, гратчаста тригранна вершиною вниз, або вершиною наверх, гратчаста чотиригранна, листова восьмигранна і ін.) (рис. 2.32).

Рекомендується визначальний розмір H (висоту) стріли брати в межах $H = 0,03...0,04l_c$, де l_c – довжина стріли, м.

4. Вибрати тип гратки, кути нахилу розкосів α , висоту H , ширину ферми B , розміри головної, проміжної та корньової частин, спосіб перетинів стрижнів; висоту, ширину, товщину листів в коробчастих та оболонкових конструкціях, діаметр та товщину стінки монотруб. Вказані параметри та розміри при першому наближенні вибираються по рекомендаціям технічної та нормативної літератури, а також використовуючи інформацію з різних джерел про сучасні і новітні конструкції та прототипи, а також, виходячи з досвіду керівника проекту та проектанта.

5. Скласти розрахункові схеми для стріли крана у вертикальній та горизонтальній площинах. Якщо металоконструкція стріли виконана у вигляді просторової ферми, рекомендується ферму розкласти на пласкі (вертикальні, нахи-

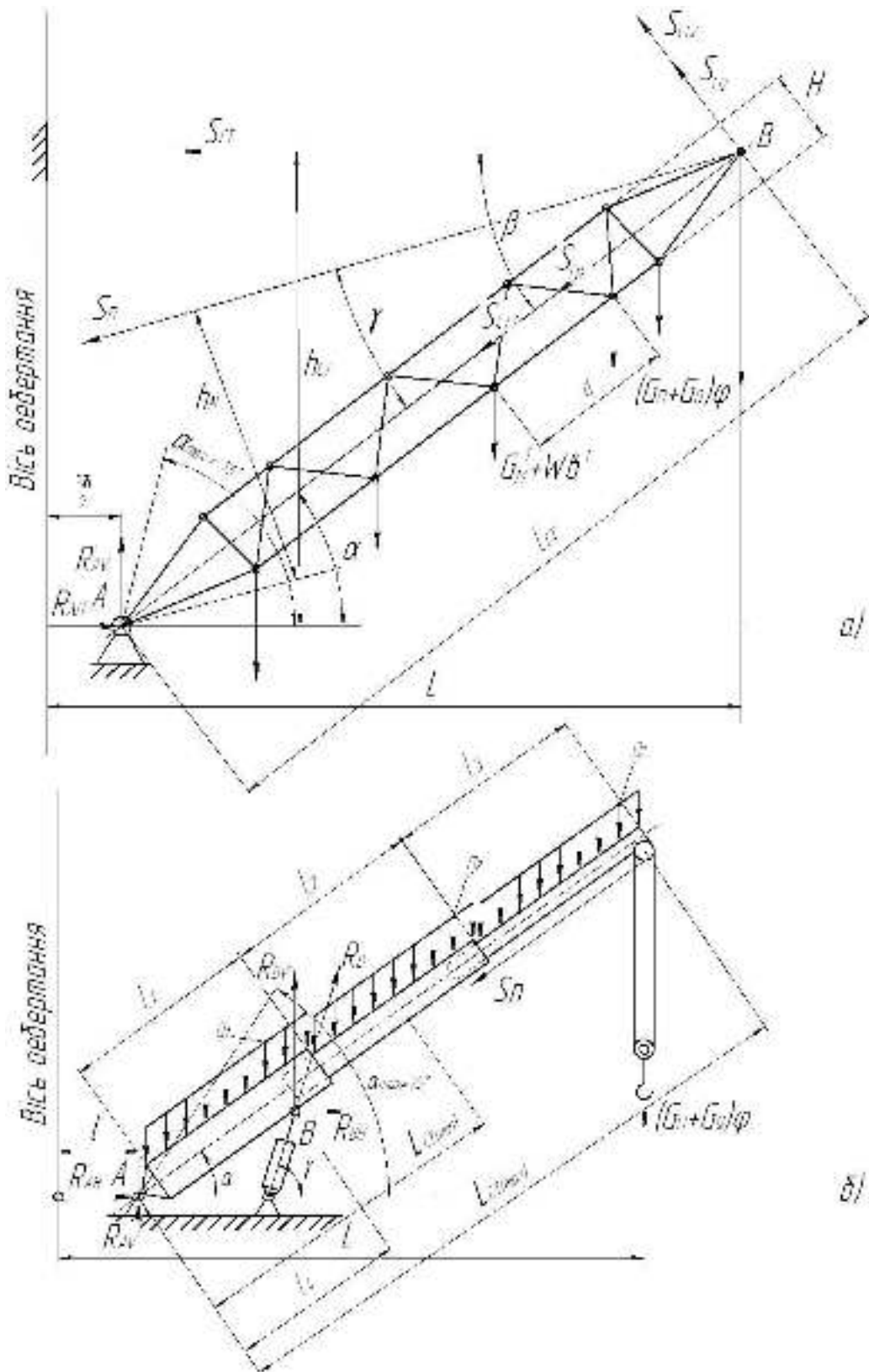
лені і горизонтальні). Всі навантаження, що діють на реальну стрілу крана, привести до плоскої ферми (див. п. 2.6.1.3).



а) – листовая восьмигранна; б) – листовая чотиригранна; в) – овалоїдна; г) – А-подібна з двох труб; д, е) – тригранні ферми (з труб та кутиків); ж) – чотиригранна ферма

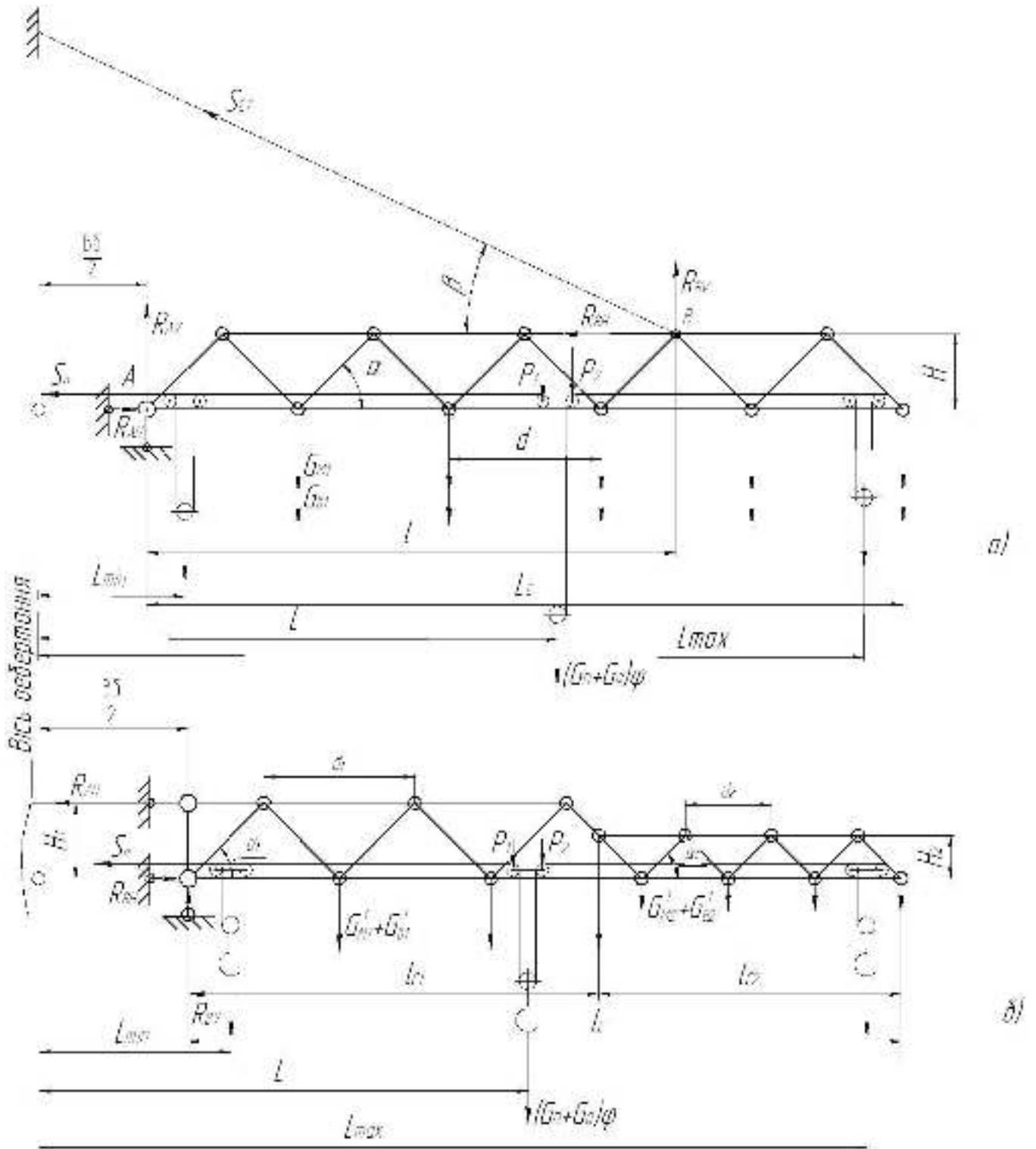
Рисунок 2.32 – Поперечні перетини стріл

У вертикальній площині на ферму підйомної стріли діють зовнішні навантаження, які представлені на рис. 2.33а, а на монотрубну або коробчасту телескопічну пряму стрілу діють у вертикальній площині навантаження, які приведено на рис. 2.33б.



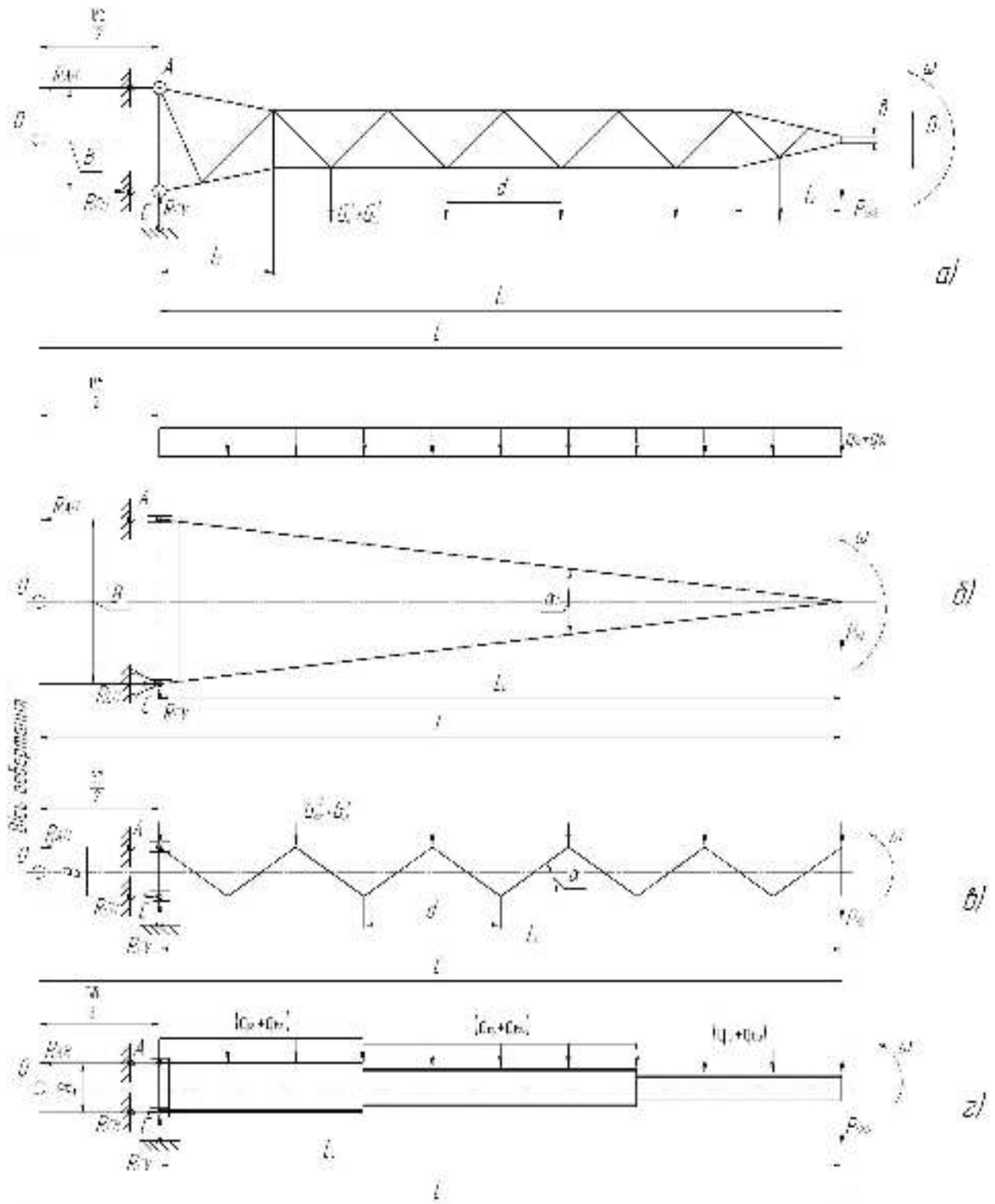
а) – із стріловим поліспадом; б) – телескопічна

Рисунок 2.33 – Розрахункові схеми металоконструкцій підйомних стріл кранів в площині підвісу



а) – стріла з відтяжкою; б) – топлес-стріла

Рисунок 2.34 – Розрахункові схеми металоконструкцій стріл балкового типу в площині підвісу



а) – гратчаста із змінним поперечним перетином; б) – А-подібна; в) - гратчаста з постійним поперечним перетином; г) – телескопічна
 Рисунок 2.35 – Розрахункові схеми металоконструкцій стріл баштових кранів в горизонтальній площині

Навантаження, що діють у вертикальній площині на металоконструкції стріл балкового типу приведені на рис. 2.34. Причому, для горизонтальної стріли з відтяжкою – на рис. 2.3.4а, для топлес-стріли - на рис. 2.34б.

Схеми для розрахунку металоконструкцій стріл в горизонтальній площині приведені на рис. 2.35. Горизонтальні інерційні навантаження на стрілу при повертанні крана із задовільним наближенням можна приймати рівними 10% від вертикальних навантажень

$$P^G = 0,1P; \quad q^G = 0,1q.$$

6. Визначити максимальні внутрішні силові фактори: поздовжні стискаючі та розтягуючі сили N в стрижнях ферми; моменти згину M та перерізуючі сили Q в коробчастих, оболонкових та монотрубчастих стрілах.

В підйомних стрілах гратчастого типу зусилля в найбільш завантажених поясних та розкісних стрижнях рекомендується визначати методом наскрізних перетинів (рис. 2.36).

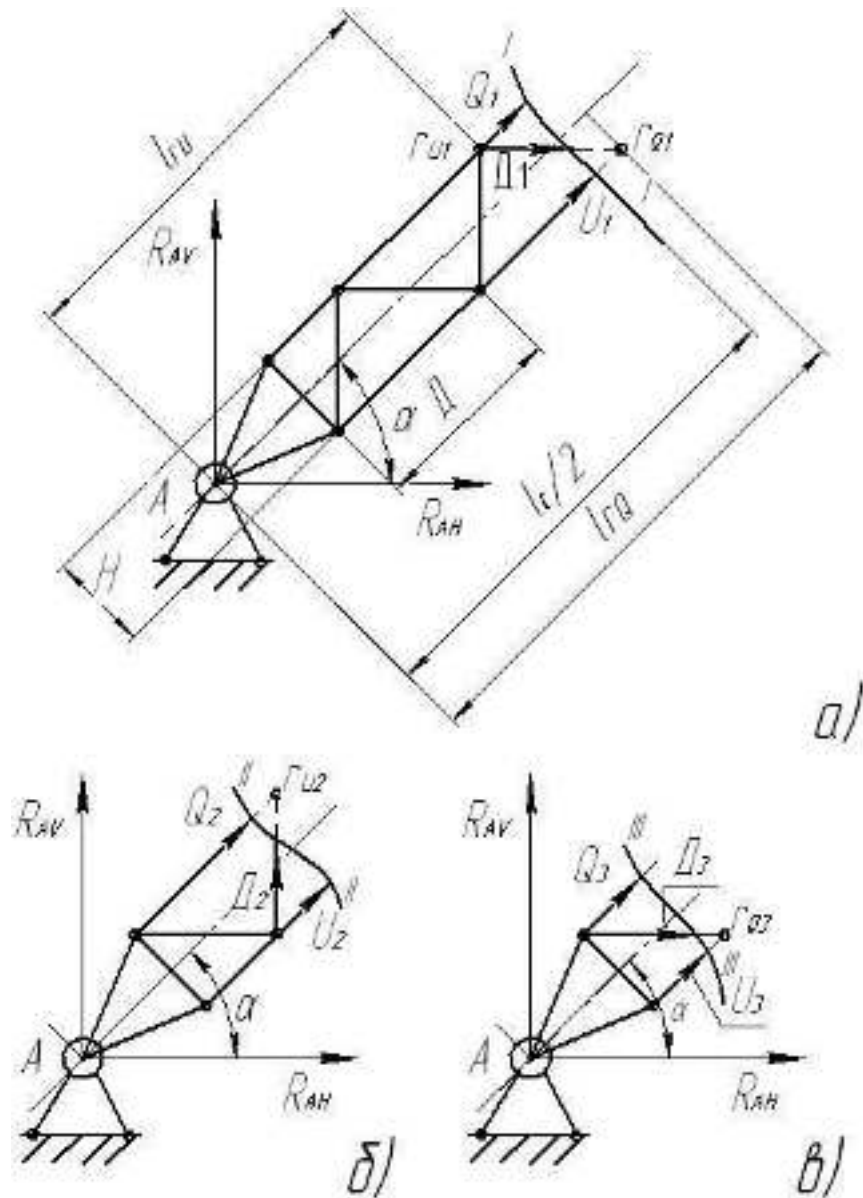


Рисунок 2.36 – Схема визначення зусиль в стрижнях підйомної стріли методом наскрізних перетинів при розрахунку в площині підвісу

Елементи А-подібних стріл розраховують як стиснуто-зігнуті стрижні (рис. 2.35б). В телескопічних стрілах (рис. 2.33б) елементи (секції) розраховують як двоопорні та консольні балки на згин та стиск (п. 2.6.1.1).

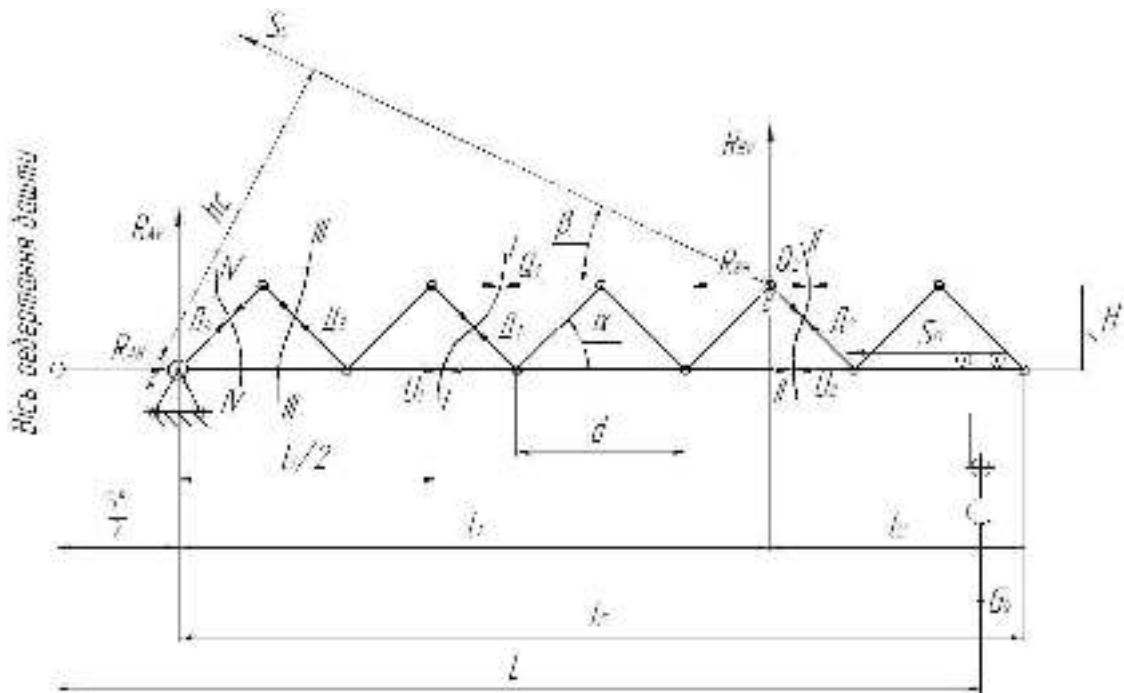


Рисунок 2.37 – Схема визначення зусиль в стрижнях балкових стріл при розрахунку в площині підвісу

Для визначення максимальних зусиль в стрижнях ферм стріл балкової конструкції рекомендується побудувати лінії впливу для стрижнів ферми в перетинах I-I, II-II, III-III (рис. 2.37). Слід пом'ятати, що для стріл з відтяжкою (рис.2.34.а) верхній пояс – стиснутий, а нижній – розтягнутий. Для топлес-стріл (рис. 2.34б), навпаки, верхній – розтягнутий, нижній – стиснутий.

Будувати лінії впливу та визначати за їхньою допомогою максимальні зусилля слід аналогічно п. 2.6.1.3.

Зусилля в стрижнях стріли у вказаних перетинах слід розрахувати для двох випадків навантаження (рис.2.34.а):

- 1 – візок з навантаженням знаходиться в середині прогону стріли l_1 ;
- 2 – візок знаходиться в кінці вильоту консолі.

Для кранів $Q = 3...5т$ без оголовків вагу гратчастих стріл квадратного чи трикутного перетину з боковими розмірами до 1000 мм можна приймати в межах $q = 2...4$ кН/м.

Для визначення горизонтальних зусиль на стрілу при роботі механізму обертання масу стріли слід привести до її вільного кінця $m_m = m \cdot \frac{l_c}{3}$, де m - маса одного метра стріли, т.

Розрахунок на міцність стиснуто-зігнутих стріл, башт, гусаків, особливо великої вільної довжини, слід проводити за деформаційним методом. В цьому випадку не перевіряється ферма на втрату власної стійкості при роботі на згин та стиск. На міцність та стійкість розраховується найбільше завантажені стрижні, як правило, це стрижні стиснутого поясу ферми.

При розрахунку стріл деформаційним методом зусилля в елементах металоконструкцій від нормативних навантажень слід визначати з урахуванням пружних деформацій стріли, гусака, башти та основи, на якій встановлено кран, а також можливих відхилень від номінальних розмірів, встановлених в технічній документації на виготовлення крана.

Додатковий момент згину стріли першого наближення, виникаючий внаслідок деформації (рис. 2.38), складає

$$M_{\partial} = M'_{\partial} + M_e,$$

де $M'_{\partial} = S' \cdot f$ - момент згину осьової складової сили в стрілі S' на прогині f від власної ваги стріли G_c , кНм;

$M_e = S' \cdot e$ - момент згину осьової складової сили в стрілі S' на ексцентриситеті e від початкового прогину, виникаючого можливими відхиленнями від номінальних розмірів стріли, встановлених технічною документацією на виготовлення, кНм.

Величину e можна приймати по нормам відхилення від прямолінійності стріли в межах: $e = \pm \frac{l}{500} \text{ м}$ для кранів стрілових самохідних та $e = \pm \frac{l}{1000} \text{ м}$ для баштових кранів.

Додаткові сили в поясних стрижнях гратчастих стріл N_{∂} визначається за формулою

$$N_{\partial} = \frac{M_{\partial}}{H},$$

де H - висота пласкої ферми стріли, м.

Прогин f ферми може бути визначений за формулою Мора

$$f = \sum_{i=1}^n \frac{N_{li} N_{pi} l_i}{EF_i},$$

де N_{li}, N_{pi} - зусилля в i стрижні ферми від одиничного та реального зовнішнього навантаження, кН;

l_i, F_i - геометричні параметри i стрижня ферми, відповідно, довжина, м, площа перетину стрижня, м².

В інженерних розрахунках визначити прогин ферми за формулою Мора складно. Тому пропонується метод еквівалентної балки, тобто ферма прогинається так, як і балка з еквівалентною жорсткістю,

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EJ} = \sum_{i=1}^n \frac{N_{li} N_{pi} l_i}{EF_i}$$

З достатньою точністю показники жорсткості еквівалентної балки можна брати з урахуванням моменту інерції поперечного перетину ферми по формулі

$$I = \frac{F_n^e + F_n^H}{\mu} \cdot \frac{h^2}{4},$$

де F_n^e, F_n^H - площі верхнього та нижнього поясів, м²;
 $\mu = 1,2$ - коефіцієнт, що враховує деформацію ґратки.

Прогин ферми стріли рекомендується брати як нормативний

$$[f] = \frac{l_c}{800},$$

де l_c - відстань від точки кріплення стрілового поліспаду до опорного шарніра стріли, м.

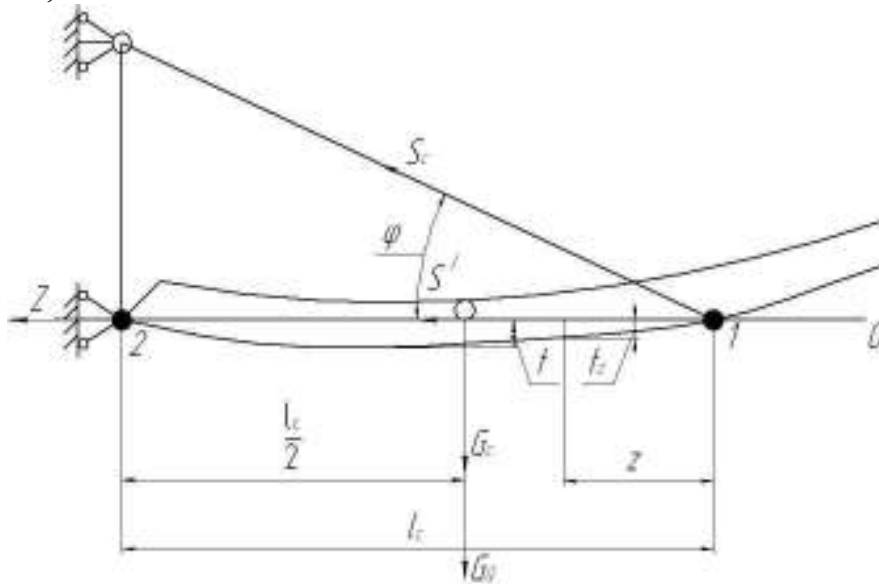


Рисунок 2.38 – Схема до деформаційного методу розрахунку балкової стріли

Напрямок початкового прогину (знак величини f) слід приймати таким, щоб елементи стріли (гусака) максимально наближались до межового стану по міцності або стійкості.

Сили N_∂ слід додавати до максимальних сил в поясних стрижнях від нормативних навантажень. Момент M_∂ необхідно визначити в площині та із площини підвісу стріли. Для стріл із монотруб та листової конструкції (коробчас-

тих) M_{∂} необхідно додати до моменту згину M_{\max} від нормативних навантажень.

7. Підібрати сортамент з відповідними геометричними характеристиками для стрижнів стрілових ферм, розміри та товщини листів для коробчастих стріл, діаметри і товщини стінок для труб А-подібних стріл та стрижнів гратчастих стріл із труб.

Перевірити стиснуті стрижні поясів, а також стиснуті розкоси на міцність

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\max} + N_{\partial}}{\varphi F} \leq R.$$

Пояси, по яким рухаються вантажні візки розраховуються та перевіряються як нерозрізні балки (статично-невизначені). Можна з певним наближенням пояси на довжині панелі рахувати як двоопорні статично визначені балки, що працюють на згин, перерізуючі сили та осьові сили (п. 2.6.1.1).

8. Перевірити найбільш навантажені стрижні на стійкість по власній гнучкості $\lambda \leq [\lambda] = 120$. При цьому необхідно враховувати відхилення від прямолінійності стиснутих стрижнів $\Delta l = \pm \frac{l}{800}$, де l – вільна довжина стрижня.

9. Вибрати та розрахувати зварні шви для з'єднання стрижнів ферми.

Розміри перетинів основного металу та зварних швів слід підібрати так, щоб робочі напруження в швах були нижче межі міцності і витривалості та їх конструкція створювала б мінімальну концентрацію напружень.

Конструктивно вузли можуть бути вирішені по різному. Зварні вузли легких стріл, зазвичай, не мають фасонки. Стрижні гратки приварюють безпосередньо до поясів. Вузли стріл важких кранів компонуються за допомогою фасонки та фланцевих з'єднань.

Розрахунок зварних швів слід проводити для найбільш завантажених з'єднань стійок та розкосів з фасонками, а також фасонки до поясів. Стрижні до фасонки рекомендується приєднувати фланговими кутковими швами. Товщину (катет) шва h_w слід приймати в залежності від товщини зварних елементів. По перу кутника товщину швів слід приймати на 1-2 мм менше товщини полиці, а по обушку – не більше $1,2 \delta$ (меншої товщини з'єднуємих елементів).

Міцність кутових зварних швів на дію осьових сил N перевіряється по формулі

$$\frac{N}{F_w} = \frac{N}{\beta h_w l_w} \leq R^{36},$$

де F_w – розрахункова площа зрізу шва, м²;

R^{36} – розрахунковий опір шва, МПа;

$\beta = 0,7...1$ – коефіцієнт, який залежить від форми шва, глибини проварювання, способу зварювання.

Довжина зварного шва розраховується за рівнянням

$$l_{ш} \geq \frac{N}{\beta \cdot h_{ш} \cdot R^{36}}.$$

Конструктивна довжина шва, тобто довжина, яка приводиться на кресленнях, приймається на 10 мм більше розрахункової, так як початок та кінець шва можуть мати непровар. Найменша розрахункова довжина $l_{ш}$ кутового шва повинна бути не менше $6h_{ш}$ (не менше 40 мм).

Довжину шва при зварюванні двох труб (рис. 2.39)

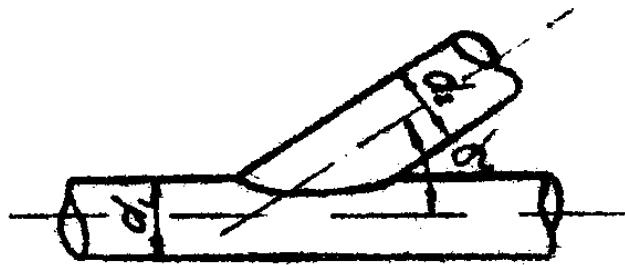


Рисунок 2.39 – Схема з'єднання труб у вузол

визначається за формулою

$$l = a + e + 3\sqrt{a^2 + e^2},$$

$$\text{де } a = \frac{d_2}{2 \sin \alpha}; e = \frac{d_2}{3} \frac{3 - \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^2}{2 - \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^2};$$

d_1, d_2 - більший та менший діаметри труб, м;

α - кут між осями труб.

2.6.4.2 Порядок розрахунку металокопункцій башт

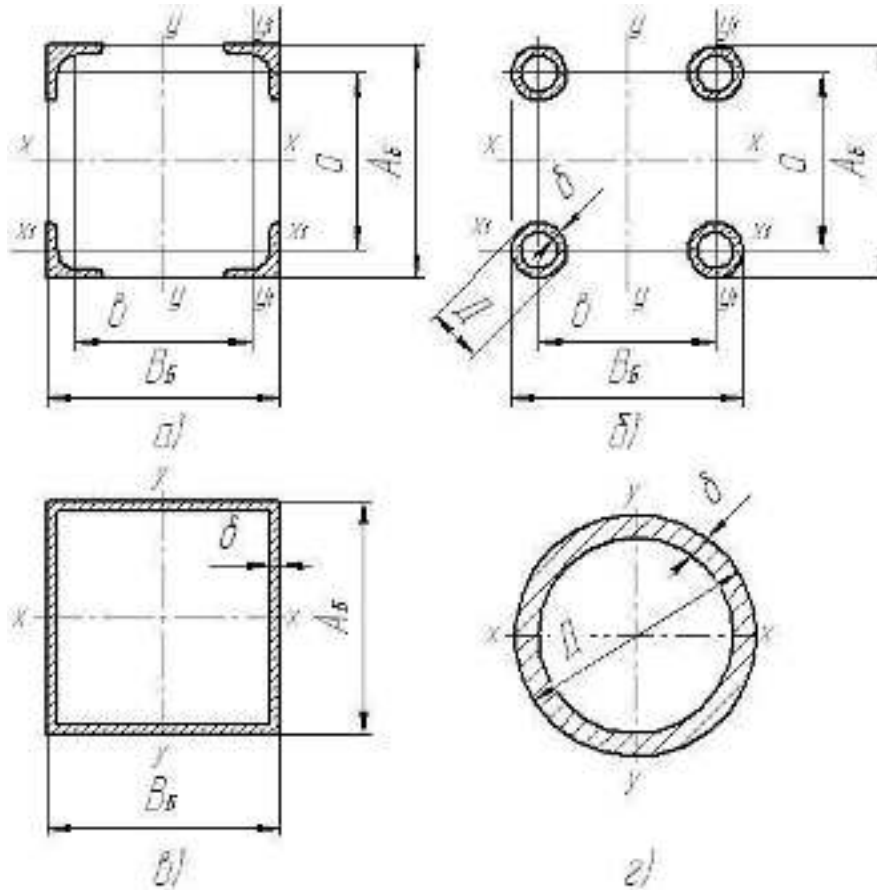
Зважаючи на те, що металокопункції башт є складними стрижнями у вигляді просторових ферм, коробчастих копункцій, монотруб і ін., з відносно обмеженими розмірами поперечних перетинів при значній довжині, рекомендується розраховувати башти деформаційним методом.

Порядок розрахунку металокопункцій башт наступний:

1. Вибрати матеріал металокопункції. Металокопункції башт виготовляються із сталі, з якої виготовлена стріла. Металокопункції башти, стріли і копунктріли можуть бути виготовлені з бісталеї. Застосування низьколегова-

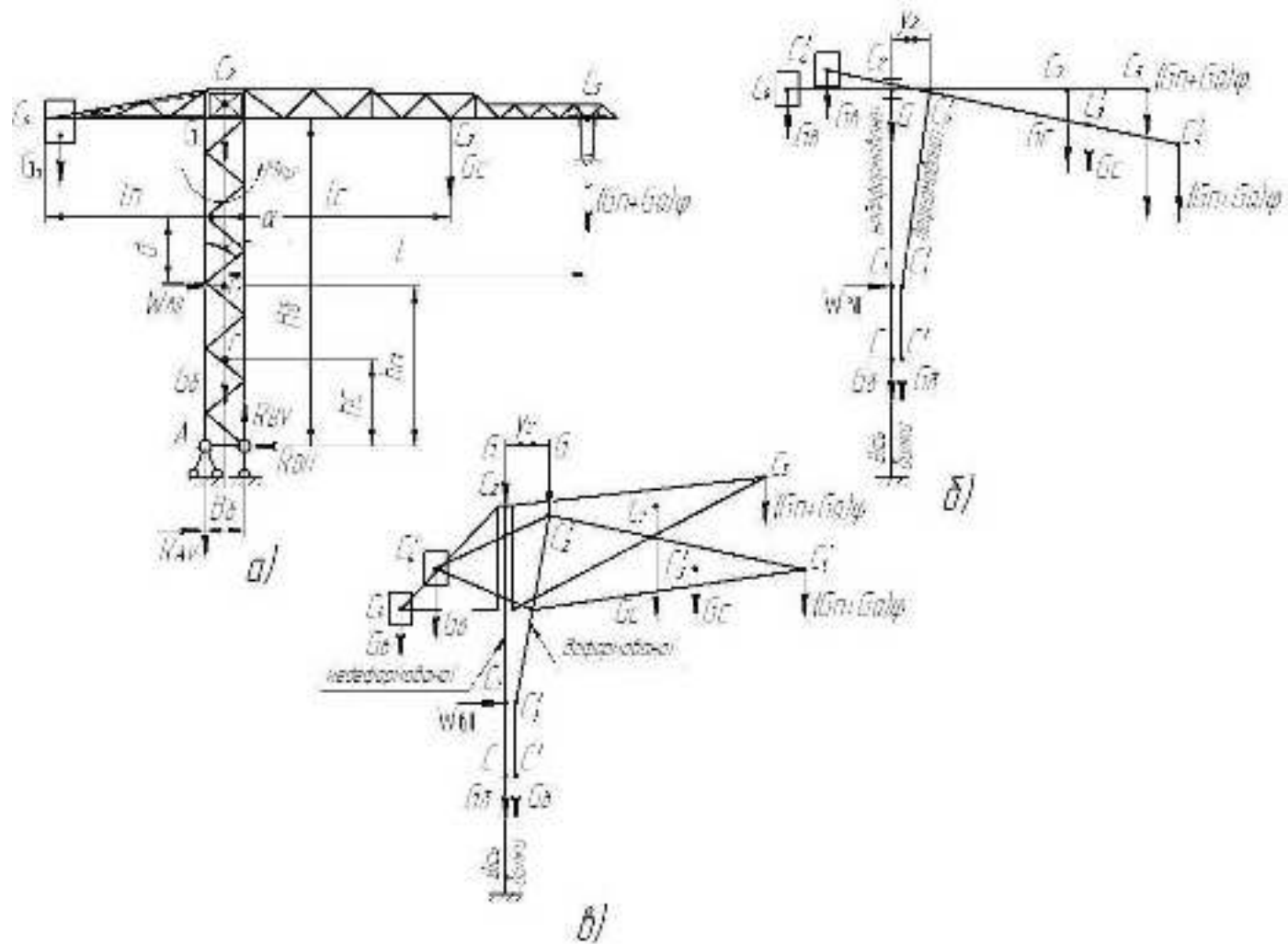
них сталей для елементів ґратки башт не зменшує їх маси, але бістальні конструкції з поясами із низьколегованої сталі та ґраткою з маловуглецевої дешевої.

2. Вибрати тип металоконструкції башти по існуючим прототипам (рис. 2.40). Це може бути чотиригранна або тригранна ферма, виготовлена з труб або кутиків.



- а) – чотиригранна з кутиків; б) – чотиригранна з труб; в) – коробчаста листовая; г) – монотруба

Рисунок 2.40 - Поперечний перетин металоконструкцій башт



а) – кран з теплес-стрілюю; б) – деформація в площині підвісу металоко́нструкції башти з теплес-стрілюю; в) – деформація в площині підвісу металоко́нструкції башти крана з оголовником

Рисунок 2.41 – Розрахункові схеми металоко́нструкцій башт

Башта також може бути виготовлена з монотруби, або коробчастого перетину. Телескопічні башти виготовляються, переважно, коробчастого типу або овалоїдного.

3. Задатися генеральними розмірами башти. Висота башти будівельного крана визначається висотою будівлі та типом стріли. При горизонтальній (балковій) стріли висота башти від рівня робочого майданчику до шарніра стріли дорівнює

$$H_{\sigma} = H_{\text{буд}} + \Delta,$$

де $H_{\text{буд}}$ – висота будівлі, м;

$\Delta \approx 8$ м – відстань безпечного переміщення вантажу над будівлею.

При підйомній стрілі

$$H_{\sigma} = H_{\text{буд}} + \Delta - \sqrt{l_c^2 - l_{ce}^2},$$

де l_c – довжина стріли, м;

l_{ce} – проекція стріли, м.

Висота підйому вантажу повинна бути

$$H \geq H_{\text{буд}} + 1,5.$$

Висота підйому вантажу сучасними вільно стоячими кранами досягає 150 м і більше.

Оптимальна ширина (поперечний розмір) башти з труб та кутиків залежить від вантажного моменту, висоти башти, класа сталі і типу ґратки, та не повинна переважати транспортний габарит залізнодорожного засобу. При транспортуванні металокоплекції водним шляхом обмежень по ширині металокоплекції башт практично не існує.

Вибрати тип ґратки, кути нахилу розкосів α , ширину башти A_B , ширину H та товщину листів δ коробчастих башт, діаметр D та товщину стінки δ монотрубною башти. Вказані параметри та розміри башт при першому наближенні вибираються по рекомендаціям технічної та нормативної документації, інформації з різних джерел про сучасні і новітні конструкції та прототипи, а також виходячи з досвіду керівника проекту.

4. Скласти розрахункову схему башти. Типові розрахункові схеми для башт вільно стоячих кранів з підйомними та топлес-стрілами приведені на рис. 2.41.

На розрахункових схемах наступні позначення:

L – виліт вантажу, м;

l_c, l_n – вильоти центрів ваги стріли і противаги, м;

C, C_1, C_2, C_3, C_4 – центри прикладання сил ваги башти, вітрового тиску, ваги стріли та противаги, ваги стріли, противаги, відповідно;

H_6, B_6 – висота та ширина башти, м;

d – крок панелі башти, м;

α – кут нахилу розкосів, рад;

h_c, h_{c1} – висоти розміщення точок прикладення сили тиску вітру та власної ваги башти, м;

G_Q, G_6, G_C, G_6, G_n – сили ваги вантажу, противаги, стріли, башти, гакової підвіски, відповідно, кН;

$M_{кр}$ – крутний момент, що діє на башту при повороті стрілової системи, кНм;

φ – коефіцієнт динамічності;

R_{AV}, R_{BV}, R_{BH} – вертикальні та горизонтальні опорні реакції башти, кН.

Для високих кранів ($H_6 > 40\text{м}$) з невеликим вантажним моментом ($G_Q L \leq 1000\text{кНм}$) розрахунковим може бути неробочий стан.

5. Визначити максимальні внутрішні силові фактори: поздовжні стискуючі та розтягуючі сили N в поясах та розкосах гратчастих башт; моменти згину M та перерізуючі сили Q в коробчастих, оболонкових та монотрубних баштах.

Башти розраховують як консольну зацімлену просторову ферму (балку) на дію стискуючих сил P , згинаючого моменту M та крутного моменту $M_{кр}$. Найбільше розрахункове зусилля в поясі башти квадратного перетину буде при розміщенні стріли з вантажем в діагональній площині башти

$$N = P/4 + M/1,4a,$$

де a – відстань між осями поясів однієї грані башти, м.

Гратки гранів башти сприймають поперечні зусилля $Q = M_{кр}/2a$ від вітрового навантаження на башту.

Рекомендується розраховувати за деформаційним методом башту вільно стоячого крана або нижню частину приставного крана до моменту її першого закріплення до будови, а також верхню вільну частину башти після останнього закріплення.

Зусилля в стрижнях башти визначаються графічним методом шляхом побудови діаграми Максвела-Кремони або методом наскрізних перетинів. При цьому просторові ферми башт умовно розглядаються як складені з трьох (тригранні) або з чотирьох (чотиригранні) плоских ферм.

Визначення зусиль в кожній з ферм відбувається окремо з врахуванням розподілу навантаження на кожну.

6. Підібрати сортамент з відповідними геометричними характеристиками для стрижнів баштових ферм, розмірами та товщинами листів для коробчастих башт, діаметром і товщиною стінки для монотруб.

7. Перевірити стиснуті пояси та розкоси нижніх панелів башти на власну стійкість.

Оптимальна гнучкість поясів башт не повинна перевищувати $\lambda \leq 70$ незалежно від марки сталі.

В розрахунках можна приймати відхилення стрижнів від прямолінійності в межах $\Delta l = \pm \frac{l}{800}$.

8. Перевірити стрижні поясів, а також стиснутих розкосів башт на міцність

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\max} + N_g}{\varphi F} \leq [\sigma].$$

9. Сконструювати та розрахувати зварні шви для з'єднання стрижнів башти.

Розрахувати башту деформаційним методом та зварні шви для стрижнів башти так як і стрілу баштового крана.

ГЛАВА 3

ПРИКЛАДИ ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ ВАНТАЖОПІДЙОМНИХ КРАНІВ

Приклад 3.1. Спроекувати металоконструкцію двобалкового мостового крана



ЗАВДАННЯ: Спроекувати металоконструкцію головної балки коробчастої конструкції з підвізковою рейкою над стінкою для мостового двобалкового вантажопідйомного крана загального призначення з наступними вихідними даними:

Вантажопідйомність – $Q = 100\text{т}$;

Прогін крана – $L = 18\text{м}$;

База крана – $B_k = 5,4\text{м}$;

Висота підйому вантажу – $H = 22\text{м}$;

База вантажного візка – $B_g = 2,8 м$;

Колія візка – $K = 3,0 м$;

Група режиму роботи крана – А4 по ISO.

Швидкості:

підйому – $v_n = 0,32 м/с$;

пересування візка – $v_g = 0,5 м/с$;

пересування крана – $v_k = 0,9 м/с$.

Призначення крана – виконання робіт, зв'язаних із ремонтом та монтажем основного обладнання прокатного цеху металургійного заводу.

Вихідні дані на проектування металоконструкції можна взяти з курсових проектів із дисциплін «Вантажопідйомна, транспортна та транспортуюча техніка» та «Спеціальні крани».

3.1.1 Металоконструкція головної балки Попередній розрахунок

3.1.1.1 Вибір типу металоконструкції

Вибираємо листову, коробчасту конструкцію балки з розміщенням підвізкової рейки над стінкою балки, як найбільш поширену та оптимальну по габаритам конструкцію з хорошими експлуатаційними властивостями.

Вибираємо констркцію з опорними скосами. Балка після виготовлення повинна мати будівельний підйом.

Стінки та верхній пояс слід розкріпити поперечними ребрами та діафрагмами і поздовжніми ребрами жорсткості у верхній частині стінки.

Вибрана конструкція дозволяє при виготовленні застосувати передові технологічні прийоми та автоматичне зварювання, що дозволяє забезпечувати високі експлуатаційні якості та несучі характеристики.

3.1.1.2 Вибір матеріалу

Для виготовлення балки, яка має працювати в приміщенні в цехових умовах, можна вибрати листовий сортамент або штабу із сталі ВСтЗсп4 або ВСтЗсп5 ГОСТ 380. Так як немає особливих вимог до умов експлуатації крана, вибираємо сталь ВСтЗсп5 ГОСТ 380 з наступними характеристиками.

Таблиця 3.1.1 – Характеристики сталі

Межа текучості	$\sigma_T = 235...255 МПа$
Межа міцності (тимчасовий опір)	$\sigma_g = 370...380 МПа$
Модуль Юнга першого роду	$E = 2,1 \cdot 10^5 МПа$
Відносне видовження	$\varepsilon = 23...26\%$
Ударна в'язкість при $-20^\circ C$	$a \geq 30 \cdot 10^5 \frac{Дж}{м^2}$
Щільність	$\rho = 7,35 т/м^3$

Таблиця 3.1.2 – Допускні напруження сталі

Розтягування та стиск	$[\sigma] = 170 \text{ МПа};$
Згин	$[\sigma_{зг}] = 180 \text{ МПа};$
Зріз	$[\tau] = 100 \text{ МПа};$
Зминання (торцеве)	$[\sigma_{з.т}] = 255 \text{ МПа};$

Таблиця 3.1.3 – Розрахункові опори сталі

Розтягування, стиск, згин	$R = 210 \text{ МПа};$
Зріз	$R_{зр} = 130 \text{ МПа};$
Зминання поверхні торця (з припасовкою)	$R_{з.т} = 320 \text{ МПа};$

Зварювальні матеріали, які використовуються для автоматичного зварювання поясів зі стінками балок та зварювання листів в стик, повинні забезпечити механічні властивості шва. Всі інші шви рекомендується виконувати напівавтоматичним зварюванням.

Таблиця 3.1.4 – Розрахункові опори зварних з'єднань

Стиковий шов: розтяг, стиск	$R_{с.зв} = R_{р.зв} = 130 \text{ МПа};$
зріз	$R_{зр.зв} = 130 \text{ МПа}.$
Кутовий шов: зріз	$R_{к.зр.зв} = 150 \text{ МПа}.$

Таблиця 3.1.5 – Допускні напруження зварних з'єднань

Стиковий шов: розтяг, стиск	$[\sigma]_{р.зв.} = [\sigma]_{с.зв.} = [\sigma]_{осн.мет.}$
Стиковий та кутовий шов: зріз	$[\tau]_{зр.зв.} = 0,6[\sigma]_{осн.мет.}$

Шви, які забезпечують несучу здатність головної балки (поясні) рекомендується виконувати автоматичним зварюванням під флюсом АН-348А ГОСТ 9087 з використанням зварювального дроту Св-08ГА ГОСТ 2246. Діаметр дроту $d_{др} \geq 1,2 \text{ мм}$.

3.1.1.4 Попередній вибір поперечного перетину балки

Генеральні розміри поперечного перетину попередньо вибраної балки, товщини поясів та стінок слід брати, використовуючи статистичні дані, рекомендації технічних норм, параметри існуючих прототипів та зразків конструкцій з відповідними технічними характеристиками, а також користуючись досвідом проектанта.

Висоту балки H та ширину B можна вибрати в межах

$$H = \left(\frac{1}{14} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot L = \left(\frac{1}{14} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot 18 = (1,28 \dots 0,9) \text{ м.}$$

$$\frac{H}{2} \geq B \geq \frac{H}{3}.$$

$$B = (0,3 \dots 0,64) \text{ м,}$$

або

$$B = 0,5 \cdot H = 0,5 \cdot (1,28 \dots 0,9) = (0,64 \dots 0,45) \text{ м.}$$

Товщина стінки може бути в межах

$$\delta_c \geq 7 + 3H = 7 + 3 \cdot (1,28 \dots 0,9) = (10,84 \dots 9,7) \text{ мм.}$$

Товщина поясу може бути

$$\frac{B}{30} \geq \delta_n \geq \frac{B}{60};$$

$$\frac{0,3 \dots 0,64}{30} \geq \delta_n \geq \frac{0,3 \dots 0,64}{60};$$

$$21 \text{ мм} \geq \delta_n \geq 5 \text{ мм.}$$

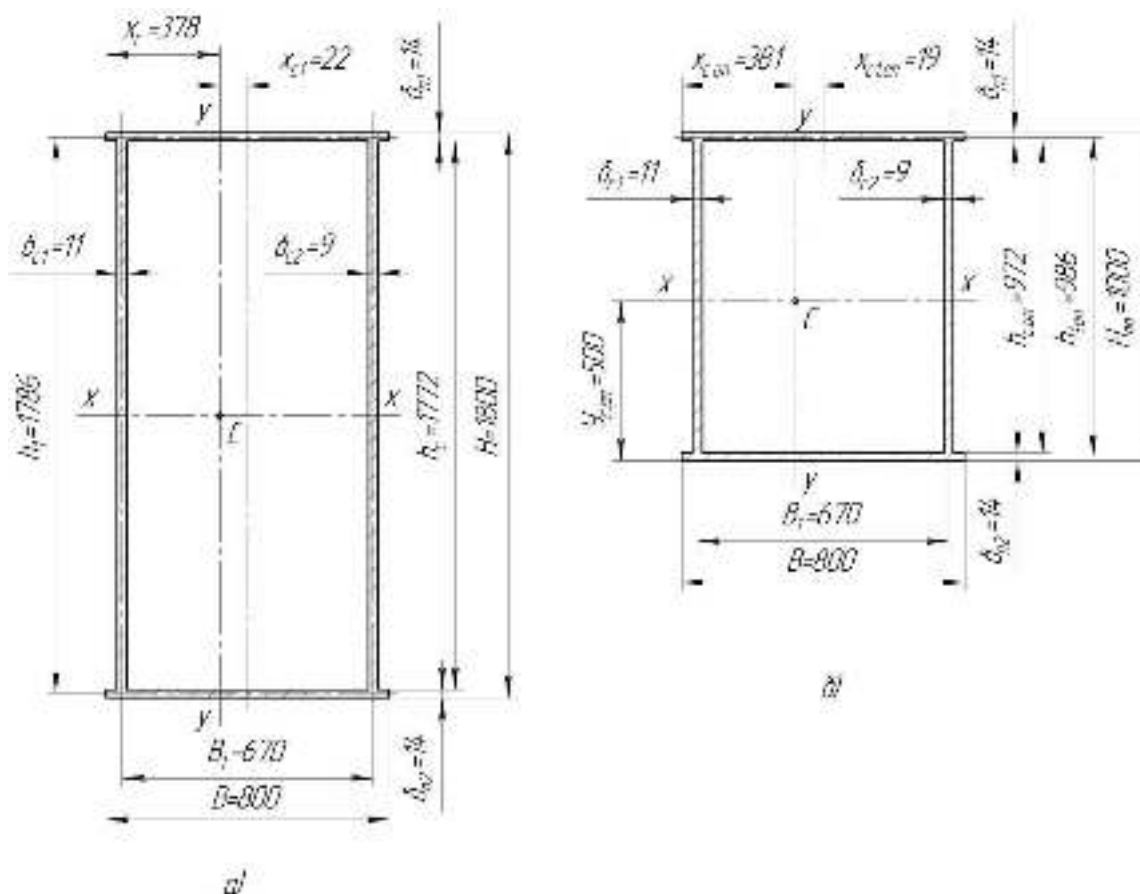
Висота опорного перетину при стикуванні головної до кінцевої балки має бути в межах

$$H_{on} = (0,5 \dots 0,6) \cdot H = (0,5 \dots 0,6) \cdot (1,28 \dots 0,9) = (0,78 \dots 0,45) \text{ м.}$$

Довжина скосу балки повинна відповідати

$$l_{ск} = (0,07 \dots 0,2) \cdot L = (0,07 \dots 0,2) \cdot 18 = (1,26 \dots 3,6) \text{ м.}$$

З визначених обмежень попередньо обираємо поперечні параметри балки та розміри її складових елементів (рис.3.1.1), які заносимо до табл.3.1.6.



а) основний; б) опорний

Рисунок 3.1.1 – Попередньо вибрані поперечні перетини головної балки

Таблиця 3.1.6 – Прийняті параметри балки

Висота, $H, м$	1,8
Ширина, $B, м$	0,8
Товщина стінки під рейкою підвізковою, $\delta_{c_1}, мм$	11
Товщина другої стінки, $\delta_{c_2}, мм$	9
Товщини верхнього та нижнього поясів, $\delta_{n_1} = \delta_{n_2}, мм$	14
Висота опорного перетину, $H_{on}, м$	1
Довжина скошу, $l_{ск}, м$	2
Висота стінки, $h_c, мм$	1772
Відстань між осями стінок, $B_1, мм$	670
Відстань між осями поясів, $h_1, мм$	1786

Розрахунок геометричних характеристик вибраного поперечного перетину головної балки (рис.3.1.1.а) виконаємо по відомим залежностям.

Площа поперечного перетину

$$F = 2 \cdot B \cdot \delta_n + h_c \cdot \delta_{c_1} + h_c \cdot \delta_{c_2} = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,014 + 1,772 \cdot 0,011 + 1,772 \cdot 0,009 = 0,0579 \text{ м}^2.$$

Положення центра ваги перетину

$$x_c = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,4 + 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,4 + 1,772 \cdot 0,011 \cdot 0,0655 + 1,772 \cdot 0,009 \cdot 0,7355}{0,8 \cdot 0,014 + 0,8 \cdot 0,014 + 1,772 \cdot 0,011 + 1,772 \cdot 0,009} = 0,378 \text{ м};$$

$$y_c = \frac{\sum F_i \cdot y_i}{\sum F_i} = \frac{0,8 \cdot 0,014 \cdot 1,793 + 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,007 + 1,772 \cdot 0,011 \cdot 0,9 + 1,772 \cdot 0,009 \cdot 0,9}{0,8 \cdot 0,014 + 0,8 \cdot 0,014 + 1,772 \cdot 0,011 + 1,772 \cdot 0,009} = 0,9 \text{ м}.$$

Моменти інерції перетину балки (при однакових розмірах верхнього та нижнього поясів)

$$J_x = \left(\frac{B \cdot \delta_n^3}{12} + B \cdot \delta_n \cdot \left(y_c - \frac{\delta_n}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 + \frac{\delta_{c_1} \cdot h_c^3}{12} + \frac{\delta_{c_2} \cdot h_c^3}{12} = \left(\frac{0,8 \cdot 0,014^3}{12} + 0,8 \cdot 0,014 \cdot \left(0,9 - \frac{0,014}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 +$$

$$+ \frac{0,011 \cdot 1,772^3}{12} + \frac{0,009 \cdot 1,772^3}{12} = 0,0275 \text{ м}^4;$$

$$J_y = \left(\frac{\delta_n \cdot B^3}{12} + \delta_n \cdot B \cdot x_{c_1}^2 \right) \cdot 2 + \frac{h_c \cdot \delta_{c_1}^3}{12} + h_c \cdot \delta_{c_1} \cdot \left(\frac{B_1}{2} - x_{c_1} \right)^2 + \frac{h_c \cdot \delta_{c_2}^3}{12} + h_c \cdot \delta_{c_2} \cdot \left(\frac{B_1}{2} + x_{c_1} \right)^2 =$$

$$= \left(\frac{0,014 \cdot 0,8^3}{12} + 0,014 \cdot 0,8 \cdot 0,022^2 \right) \cdot 2 + \frac{1,772 \cdot 0,011^3}{12} + 1,772 \cdot 0,011 \cdot \left(\frac{0,67}{2} - 0,022 \right)^2 +$$

$$+ \frac{1,772 \cdot 0,009^3}{12} + 1,772 \cdot 0,009 \cdot \left(\frac{0,67}{2} + 0,022 \right)^2 = 0,00515 \text{ м}^4.$$

$$x_{c_1} = \frac{B}{2} - x_c = \frac{0,8}{2} - 0,378 = 0,022 \text{ м}.$$

Моменти опору

$$W_x = \frac{2J_x}{H} = \frac{2 \cdot 0,0275}{1,8} = 0,0305 \text{ м}^3;$$

$$W_y = \frac{J_y}{x_{\max}} = \frac{J_y}{B - x_c} = \frac{0,00515}{0,8 - 0,378} = 0,0122 \text{ м}^3.$$

Аналогічні розрахунки слід виконати для опорного перетину головної балки (рис.3.1.1.б).

Площа поперечного перетину

$$F_{on} = 2B \cdot \delta_n + h_{c.on} \cdot \delta_{c_2} = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,14 + 0,972 \cdot 0,011 + 0,972 \cdot 0,009 = 1,2157 \text{ м}^2.$$

Положення центра ваги

$$x_{c.on} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,4 + 0,972 \cdot 0,011 \cdot 0,0655 + 0,972 \cdot 0,009 \cdot 0,735}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,014 + 0,972 \cdot 0,011 + 0,972 \cdot 0,009} = 0,381 \text{ м.}$$

$$y_{c.on} = \frac{0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,993 + 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,007 + 0,972 \cdot 0,011 \cdot 0,5 + 0,972 \cdot 0,009 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,014 + 0,972 \cdot 0,011 + 0,972 \cdot 0,009} = 0,5 \text{ м.}$$

Моменти інерції (при однакових розмірах верхнього та нижнього поясів)

$$J_{x.on} = \left(\frac{B \cdot \delta_n^3}{12} + B \cdot \delta_n \cdot y_{c.on}^2 \right) \cdot 2 + \frac{\delta_{c_1} \cdot h_{c.on}^3}{12} + \frac{\delta_{c_2} \cdot h_{c.on}^3}{12} =$$

$$= \left(\frac{0,8 \cdot 0,014^3}{12} + 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,5^2 \right) \cdot 2 + \frac{0,011 \cdot 0,972^3}{12} + \frac{0,009 \cdot 0,972^3}{12} = 0,0073 \text{ м}^4;$$

$$J_{y.on} = \left(\frac{\delta_n \cdot B^3}{12} + B \cdot \delta_n \cdot x_{c_1.on}^2 \right) \cdot 2 + \frac{h_{c.on} \cdot \delta_{c_1}^3}{12} + \frac{h_{c.on} \cdot \delta_{c_2}^3}{12} + h_{c.on} \cdot \delta_{c_1} \cdot \left(\frac{B}{2} - x_{c_1.on} \right)^2 + h_{c.on} \cdot \delta_{c_2} \cdot \left(\frac{B}{2} + x_{c_1.on} \right)^2 =$$

$$= \left(\frac{0,014 \cdot 0,8^3}{12} + 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,019^2 \right) \cdot 2 + \frac{0,972 \cdot 0,011^3}{12} + \frac{0,972 \cdot 0,009^3}{12} + 0,972 \cdot 0,011 \cdot \left(\frac{0,8}{2} - 0,019 \right)^2 +$$

$$+ 0,972 \cdot 0,009 \cdot \left(\frac{0,8}{2} + 0,019 \right)^2 = 0,00418 \text{ м}^4;$$

$$x_{c_1.on} = \frac{B}{2} - x_{c.on} = \frac{0,8}{2} - 0,381 = 0,019 \text{ м.}$$

Моменти опору

$$W_x = \frac{2J_{x.on}}{H_{on}} = \frac{2 \cdot 0,0073}{1} = 0,0146 \text{ м}^3;$$

$$W_y = \frac{J_{y.on}}{x_{on,max}} = \frac{J_{y.on}}{B - x_{c.on}} = \frac{0,00418}{0,8 - 0,381} = 0,00998 \text{ м}^3.$$

Статичні моменти опорних напівперетинів.

Стінок

$$S_{cm_1,x} = \frac{h_{c.on} \cdot \delta_{c_1}}{2} \cdot \frac{h_{c.on}}{4} = \frac{0,972 \cdot 0,011}{2} \cdot \frac{0,972}{4} = 0,0013 \text{ м}^3;$$

$$S_{cm_2,x} = \frac{h_{c.on} \cdot \delta_{c_2}}{2} \cdot \frac{h_{c.on}}{4} = \frac{0,972 \cdot 0,009}{2} \cdot \frac{0,972}{4} = 0,00106 \text{ м}^3.$$

Поясу

$$S_{n,x} = B \cdot \delta_n \left(\frac{H_{on}}{2} - \frac{\delta_n}{2} \right) = 0,8 \cdot 0,014 \left(\frac{1}{2} - \frac{0,014}{2} \right) = 0,0055 \text{ м}^3.$$

Всього опорного напівперетину

$$S_{x,on} = S_{cm_1,x} + S_{cm_2,x} + S_{n,x} = 0,0013 + 0,00106 + 0,0055 = 0,00786 \text{ м}^3;$$

$$S_{y,on} = 2 \cdot B \cdot \delta_n \cdot \left(\frac{B}{2} + x_{c_1,on} \right) + h_{c,on} \cdot \delta_{c_2} \cdot \left(\frac{B_1}{2} + x_{c_1,on} \right) = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,014 \cdot \left(\frac{0,8}{2} + 0,019 \right) + 0,972 \cdot 0,009 \cdot \left(\frac{0,67}{2} + 0,019 \right) = 0,0125 \text{ м}^3.$$

Площа, обмежена осями, що проходять через середину стінок та поясів опорного перетину

$$F_0 = B_1 \cdot h_{1,on} = 0,670 \cdot 0,986 = 0,66 \text{ м}^2.$$

3.1.1.4 Складання розрахункової схеми балки

Згідно комбінацій навантажень 2А для попередніх проектних розрахунків обираємо схему рис. 3.1.2.

Для розрахункової схеми слід підібрати та розрахувати навантаження і встановити місця їх прикладання до балки. При цьому рекомендується використовувати данні аналогічних конструкцій при умові виконання відповідних конструкторських інтерполяцій та рекомендації нормативної документації, довідникових даних, експериментальних досліджень, сучасної технічної інформації з даного питання.

3.1.1.5 Вибір навантажень

Спочатку задаємось вагою кінцевої балки та прохідного майданчику

$$G_{\text{кінц. балки}} = 15 \text{ кН};$$

$$G_{\text{пр.м}} = 30 \text{ кН}.$$

При заданих параметрах поперечного перетину головної балки поздовжня вага її може бути визначеною як

$$q_1 = K_1 \cdot F \cdot \gamma + G_{\text{пр.м}} = 10 \cdot 1,1 \cdot 0,0579 \cdot 7,85 + \frac{30}{18} = 5,42 \text{ кН/м},$$

де F - площа поперечного перетину, м^2 ;

γ - питома вага сталі, $\frac{\text{Т}}{\text{м}^3}$.

Нормативне навантаження від ваги піднятого вантажу

$$G_{Q_H} = K_2 \cdot Q \cdot g = 1,15 \cdot 100 \cdot 9,81 = 1128,15 \text{ кН}.$$

Сила ваги візка з обладнанням

$$G_6 = K_3 \cdot 0,3 \cdot G_{Q_H} = 1,1 \cdot 0,3 \cdot 1128,15 = 372,29 \text{ кН}.$$

Сила ваги візка, яка діє на одну балку

$$G_{6_1} = 0,5 \cdot G_6 = 0,5 \cdot 372,29 = 186,14 \text{ кН}.$$

Сила ваги розподілених приводів пересування крана

$$P_1 = P_3 = K_4 \cdot 12 = 1,1 \cdot 12 = 13,2 \text{ кН}.$$

Сила ваги кабіни

$$P_2 = K_5 \cdot 30 = 1,1 \cdot 30 = 33 \text{ кН}.$$

Розподілена сила ваги електрошаф керування та живлення крана

$$q_2 = K_6 \cdot 3 = 1,1 \cdot 3 = 3,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

При розрахунку навантажень необхідно враховувати коефіцієнти перевантажень, відповідно, $k_1 = 1,1; k_2 = 1,15; k_3 = 1,1; k_4 = 1,1; k_5 = 1,1; k_6 = 1,1$.

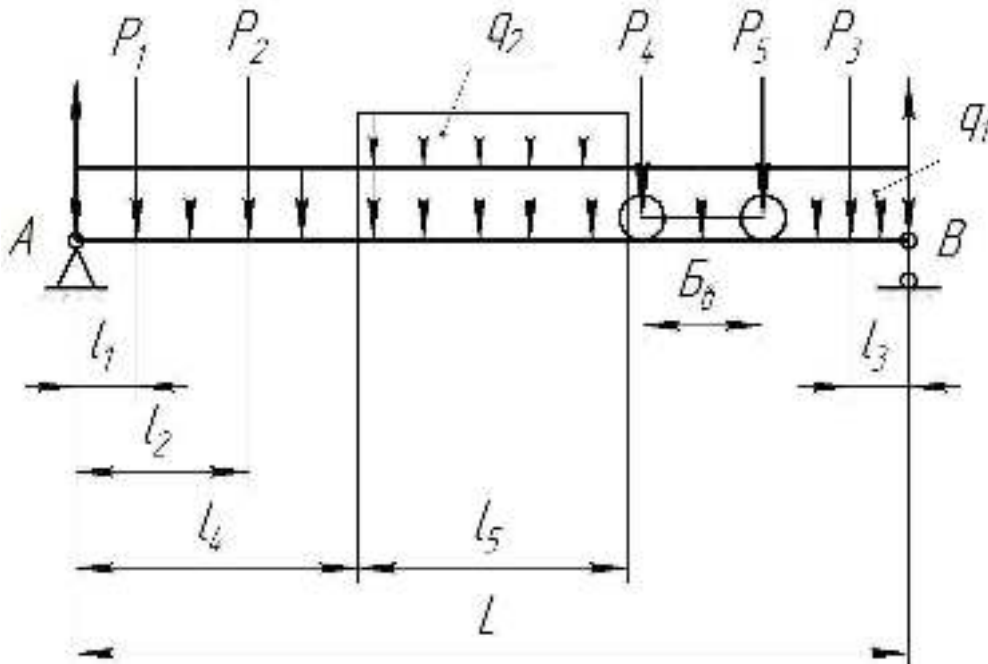


Рисунок 3.1.2 – Розрахункова схема головної балки

Згідно з розрахунковою схемою (рис.3.1.3) на головну балку діють рухомі зосереджені навантаження P_4, P_5 (тиски коліс завантаженого візка), для визначення яких слід розв'язати рівняння сум моментів всіх сил відносно опорних точок.

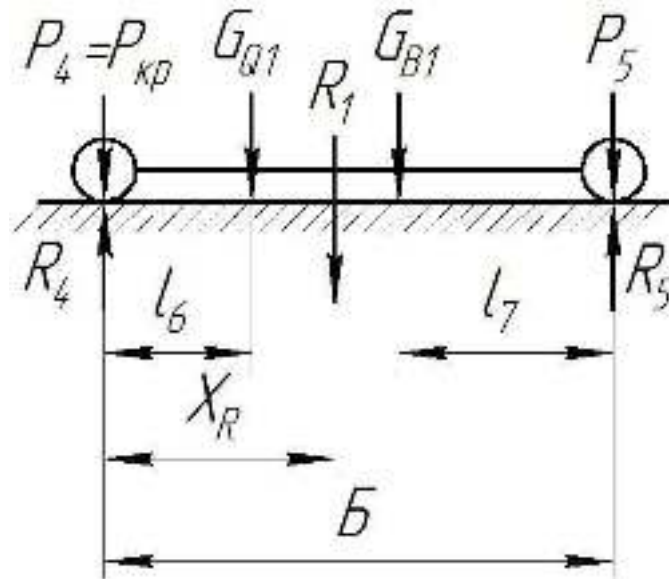


Рисунок 3.1.3 – Схема для розрахунку тиску коліс візка

Рекомендується задатися наступними розмірними величинами на розрахункових схемах (рис.3.1.2, 3.1.3).

$L = 18\text{ м}$ - проліт (прогін) крана;

$l_1 = l_3 = 1\text{ м}$ - відстані центрів ваги розподілених приводів пересування крана від опор крана;

$l_2 = 2\text{ м}$ - розміщення сили ваги кабіни;

$l_4 = 3\text{ м}$ - розміщення електрошаф від лівої опори;

$l_5 = 2\text{ м}$ - довжина електрошаф;

$B_6 = 2,8\text{ м}$ - база візка;

$l_6 = 1\text{ м}$ - розміщення вісі вантажного барабана відносно лівої опори візка;

$l_7 = 1,3\text{ м}$ - розміщення центру ваги порожнього візка відносно його правої опори.

Рівнодійна сил тиску підвізкових коліс на рейку головної балки дорівнює

$$R_1 = G_{\phi_1} + \frac{\varphi \cdot G_{Q_n}}{2} = 186,14 + \frac{1,17 \cdot 1128,15}{2} = 846,11 \text{ кН},$$

де $\varphi = 1,17$ - коефіцієнт динамічності при підйомі вантажу з плавним регулюванням швидкості.

Сили тиску коліс (рис. 3.1.3) визначаються за рівнянням

$$P_4 = \frac{G_{e1} \cdot l_7 + \varphi \cdot G_{Q_{H1}} (B - l_6)}{B} = \frac{186,14 \cdot 1,3 + \frac{1,17 \cdot 1128,15}{2} (2,8 - 1)}{2,8} = 510,69 \text{ кН},$$

$$P_5 = R_1 - P_4 = 846,11 - 510,69 = 335,42 \text{ кН}.$$

Рівнодійна розміщується на відстані x_R від лівої опори візка

$$x_R = \frac{P_5 \cdot B}{R_1} = \frac{335,42 \cdot 2,8}{846,11} = 1,11 \text{ м}.$$

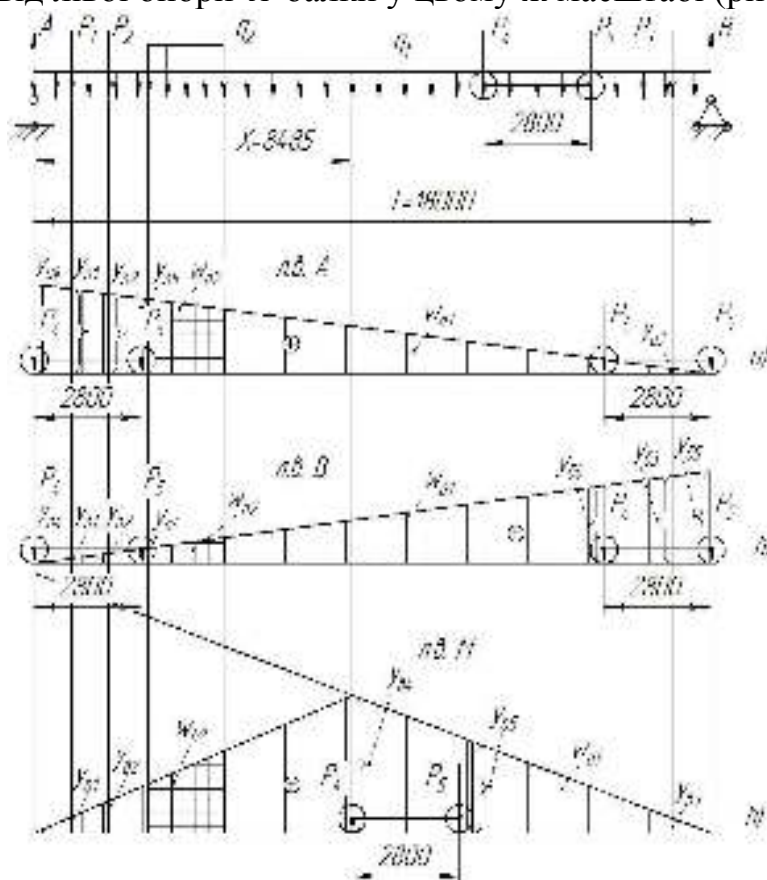
Так як $P_4 > P_5$, то критичною силою буде $P_4 = P_{кр}$.

Тоді, критичним для головної балки металоконструкції крана буде перетин, що знаходиться на відстані x від її лівої опори (рис. 3.1.4)

$$x = \frac{L}{2} - \frac{x_R}{2} = \frac{18}{2} - \frac{1,11}{2} = 8,45 \text{ м}.$$

3.1.1.6 Лінії впливу для балки

При побудові ліній впливу слід дотримуватись масштабу, який задається відкладанням прогону L на розрахунковій схемі. Відкладати критичний перетин x слід від лівої опори A балки у цьому ж масштабі (рис.3.1.4).



Рисунки 3.1.4 – Лінії впливу головної балки

Результати обробки лінії впливу згинаючого моменту M (рис.3.1.4.в):

ординати $y_{e_1} = 0,53м;$

$$y_{e_2} = 1,06м;$$

$$y_{e_3} = 0,46м;$$

$$y_{e_4} = 4,48м;$$

$$y_{e_5} = 3,16м;$$

площі $\omega_{e_1} = 40,32м^2;$

$$\omega_{e_2} = 5,85м^2.$$

Максимальний згинаючий момент, який діє на балку в критичному перетині X , дорівнює

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P_1 \cdot y_{e_1} + P_2 \cdot y_{e_2} + P_3 \cdot y_{e_3} + P_4 \cdot y_{e_4} + P_5 \cdot y_{e_5} + q_1 \cdot \omega_{e_1} + q_2 \cdot \omega_{e_2} = \\ &= 13,2 \cdot 0,53 + 33 \cdot 1,06 + 13,2 \cdot 0,46 + 510,69 \cdot 4,48 + 335,42 \cdot 3,16 + 5,42 \cdot 40,32 + 3,3 \cdot 5,85 = 3633,57 \text{кНм}. \end{aligned}$$

Момент опору поперечного перетину балки повинен відповідати умові міцності

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{m \cdot R} = \frac{3633,57 \cdot 10^3}{0,675 \cdot 210 \cdot 10^6} = 25,63 \cdot 10^{-3} \text{м}^3,$$

де m - коефіцієнт неповноти розрахунку визначаємо за формулою

$$m = m_1 \cdot m_2 \cdot m_3 = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,85 = 0,765,$$

де $m_1 = 0,9$ - коефіцієнт відповідальності елемента;

$m_2 = 1,0$ - коефіцієнт відхилення в розмірах елемента;

$m_3 = 0,85$ - коефіцієнт неточності розрахункової схеми.

Тоді оптимальна висота H балки буде дорівнювати

$$H = \sqrt{\frac{1,5 \cdot W_x}{\delta_c}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 25,63 \cdot 10^{-3}}{0,011}} = 1,869 \text{м}.$$

Попередньо вибрана висота балки $H_6 = 1,8 \text{м}$ майже відповідає оптимальній.

3.1.1.7 Розрахункове напруження в критичному перетині вибраної балки для сполучення навантажень $2a$ дорівнює

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{m \cdot W_x} = \frac{3633,57 \cdot 10^3}{0,675 \cdot 0,0305} = 176,49 \text{МПа} < R = 210 \text{МПа}.$$

3.1.1.8 Жорсткість балки з попереднім перетином

При цьому враховується тільки статичний момент $M_{ст}$ від рухомого навантаження візка з піднятим вантажем. Можно використати лінію впливу M_{max} для визначення ординат y_{e4} та y_{e5} (рис. 3.1.4.в)

$$M_{cm} = P_4 \cdot y_{e4} + P_5 \cdot y_{e5} = 510,69 \cdot 4,48 + 335,42 \cdot 3,16 = 3347,81 \text{кНм.}$$

Тоді, розрахунковий прогин f_p буде дорівнювати

$$f_p = \frac{M_{cm} \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot J_x} = \frac{3347,81 \cdot 18^2 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,0275} = 0,0187 \text{м} < [f] = 0,03 \text{м.}$$

Нормативний прогин (табл.2Р.1) складає

$$[f] = \frac{L}{600} = \frac{18}{600} = 0,03 \text{м.}$$

Отже, по жорсткості та міцності балка з попереднім перетином задовольняє нормативним вимогам.

3.1.1.9 Перевірний (остаточний) розрахунок основного перетину балки

Міцність балки в прогоні слід перевірити на згин в двох площинах від дії навантажень комбінації 2Б. Спочатку слід скласти розрахункові схеми балки у вертикальній та горизонтальній площинах.

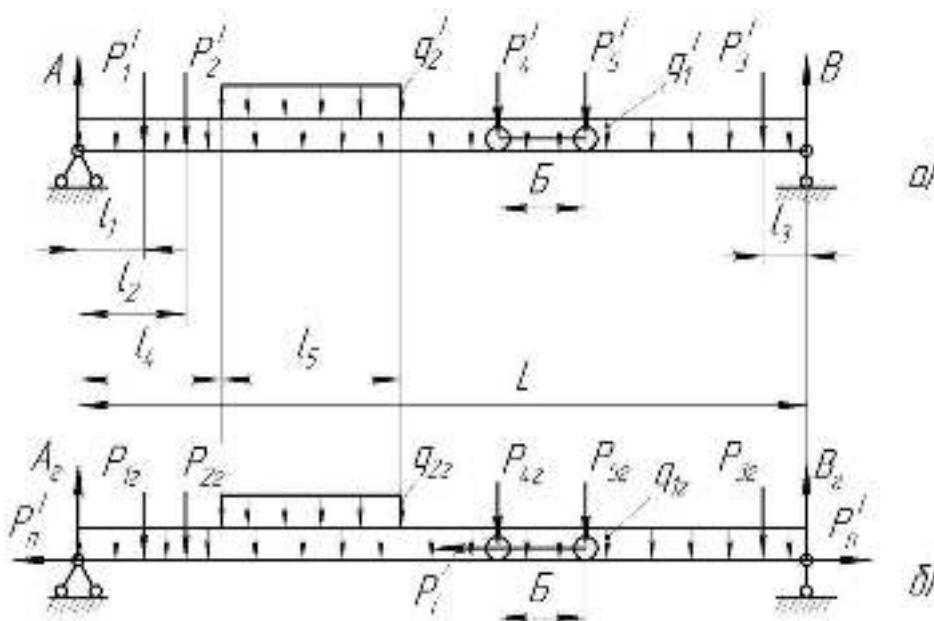


Рисунок 3.1.5 – Розрахункові схеми головної балки при комбінації навантажень 2Б у вертикальній а) та горизонтальній б) площинах

На схемах (рис. 3.1.5) використані наступні позначення:

P_4, P_5 - тиски коліс завантаженого візка на балку у вертикальній площині без урахування коефіцієнту динамічності φ , але з урахуванням коефіцієнту поштовхів при пересуванні крана $\psi_k, \kappa H$;

P_1, P_2, P_3 - зосереджені сили ваги приводів пересування та кабіни керування крана з коефіцієнтом поштовхів $\psi_k, \kappa H$;

q_1, q_2 - розподілені сили власної ваги головної балки та електрошаф з коефіцієнтом поштовхів $\psi_k, \kappa H/м$;

P_{1z}, P_{2z}, P_{3z} - зосереджені сили інерції в горизонтальній площині мас приводів та кабіни керування краном під час пуску (гальмування) крана, κH ;

P_{4z}, P_{5z} - поперечні горизонтальні інерційні складові тиску коліс завантаженого візка під час пуску (гальмування) крана, κH ;

P_i - поздовжня інерційна складова тиску коліс завантаженого візка під час його пуску (гальмування), κH ;

P'_n - горизонтальні сили вздовж балки від перекосу крана, κH ;

q_{1z}, q_{2z} - розподілені сили інерції мас балки та електрошаф в горизонтальній площині під час пуску (гальмування) крана, $\kappa H/м$;

$\psi_k = 0,1$ – коефіцієнт поштовхів під час руху крана на стиках рейок.

Визначимо силові фактори при комбінації навантажень $2B$, що діють на головну балку (рис. 3.1.5)

$$P'_1 = P'_3 = (1 + \psi_k) \cdot P_1 = (1 + \psi_k) \cdot P_3 = (1 + 0,1) \cdot 13,2 = 14,52 \kappa H;$$

$$P'_2 = (1 + \psi_k) \cdot P_2 = (1 + 0,1) \cdot 33 = 36,3 \kappa H;$$

$$q'_1 = (1 + \psi_k) \cdot q_1 = (1 + 0,1) \cdot 5,42 = 5,96 \kappa H/м;$$

$$q'_2 = (1 + \psi_k) \cdot q_2 = (1 + 0,1) \cdot 3,3 = 3,63 \kappa H/м;$$

$$P'_4 = \frac{G_{61} \cdot l_7 + \frac{1}{2} G_{QH} \cdot (B - l_6)}{B} \cdot (1 + \psi_k) = \frac{186,14 \cdot 1,3 + \frac{1}{2} \cdot 1128,15 \cdot (2,8 - 1)}{2,8} \cdot (1 + 0,1) = 493,95 \kappa H;$$

$$P'_5 = \frac{G_{61} \cdot (B - l_7) + \frac{1}{2} G_{QH} \cdot l_6}{B} \cdot (1 + \psi_k) = \frac{186,14 \cdot (2,8 - 1,3) + \frac{1}{2} \cdot 1128,15 \cdot 1}{2,8} \cdot (1 + 0,1) = 331,29 \kappa H;$$

$$P_{4z} = 0,1 \cdot P'_4 = 0,1 \cdot 493,95 = 49,4 \kappa H;$$

$$P_{5z} = 0,1 \cdot P'_5 = 0,1 \cdot 331,29 = 33,13 \kappa H;$$

$$P_{1z} = P_{3z} = 0,1 \cdot P'_1 = 0,1 \cdot 14,52 = 1,45 \kappa H;$$

$$P_{2z} = 0,1 \cdot P'_2 = 0,1 \cdot 36,3 = 3,63 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{1z} = 0,1 \cdot q'_1 = 0,1 \cdot 5,96 = 0,596 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{2z} = 0,1 \cdot q'_2 = 0,1 \cdot 3,63 = 0,36 \frac{\kappa H}{м};$$

$$P_i = 0,1 \cdot (G_{\epsilon 1} + 0,5 \cdot G_{QH}) = 0,1 \cdot (186,14 + 0,5 \cdot 1128,15) = 75,02 \text{кН};$$

$$P_n = \mu_{ц} \cdot N_{\min} = 0,2 \cdot 153,8 = 30,76 \text{кН},$$

де $N_{\min} = B_{\min} + 0,5 \cdot G_{к.б.} + 0,5 \cdot G_{н..м.} = 123,8 + 0,5 \cdot 15 + 0,5 \cdot 45 = 153,8 \text{кН};$

$\mu_{ц} = 0,2$ - коефіцієнт щеплення приводних коліс крана при роботі в приміщені.

Перекісні сили, що діють на кран в горизонтальній площі дорівнюють

$$P'_n = P_n \cdot \frac{L}{B_K} = 30,76 \cdot \frac{18}{5,4} = 102,53 \text{кН}.$$

Використаємо ординати та площі ліній впливу A, B (рис. 3.1.4.а,б) для визначення максимальних і мінімальних реакцій опор головної балки. Параметри ліній впливу A, B - наступні:

$y_{a_1} = 0,944$	$y_{\delta_1} = 0,055$
$y_{a_2} = 0,888$	$y_{\delta_2} = 0,111$
$y_{a_3} = 0,055$	$y_{\delta_3} = 0,944$
$y_{a_4} = 1$	$y_{\delta_4} = 0,844$
$y'_{a_4} = 0,151$	$y'_{\delta_4} = 0$
$y_{a_5} = 0,844$	$y_{\delta_5} = 1$
$y'_{a_5} = 0$	$y'_{\delta_5} = 0,151$
$\omega_{a_1} = 9 \text{м}$	$\omega_{\delta_1} = 9 \text{м}$
$\omega_{a_2} = 2,17 \text{м}$	$\omega_{\delta_2} = 0,444 \text{м}.$

Позначення ординати ліній впливу A, B без штриха відповідають максимальним значенням, позначення зі штрихом – мінімальним значенням реакцій опор головної балки.

Тоді, для комбінації навантажень $2B$ реакції опор A, B у вертикальній площині будуть дорівнювати перерізуючим силам в опорному перетині балки Q_A, Q_B

$$\begin{aligned} A_{\max} = Q_{A_{\max}} &= P'_1 \cdot y_{a_1} + P'_2 \cdot y_{a_2} + P'_3 \cdot y_{a_3} + P'_4 \cdot y_{a_4} + P'_5 \cdot y_{a_5} + q'_1 \cdot \omega_{a_1} + q'_2 \cdot \omega_{a_2} = \\ &= 14,52 \cdot 0,944 + 36,3 \cdot 0,888 + 14,52 \cdot 0,055 + 493,95 \cdot 1 + 331,29 \cdot 0,844 + 5,96 \cdot 9 + 3,63 \cdot 2,17 = 881,8 \text{кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\min} = Q_{A_{\min}} &= P'_1 \cdot y_{a_1} + P'_2 \cdot y_{a_2} + P'_3 \cdot y_{a_3} + P'_4 \cdot y_{a'_4} + P'_5 \cdot y_{a'_5} + q'_1 \cdot \omega_{a_1} + q'_2 \cdot \omega_{a_2} \\ &= 14,52 \cdot 0,944 + 36,3 \cdot 0,888 + 14,52 \cdot 0,055 + 493,95 \cdot 0,151 + 331,29 \cdot 0 + 5,96 \cdot 9 + 3,63 \cdot 2,17 = 182,84 \text{кН}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\max} = -Q_{B_{\max}} &= P'_1 \cdot y_{\delta_1} + P'_2 \cdot y_{\delta_2} + P'_3 \cdot y_{\delta_3} + P'_4 \cdot y_{\delta_4} + P'_5 \cdot y_{\delta_5} + q'_1 \cdot \omega_{\delta_1} + q'_2 \cdot \omega_{\delta_2} = \\ &= 14,52 \cdot 0,055 + 36,3 \cdot 0,111 + 14,52 \cdot 0,944 + 493,95 \cdot 0,844 + 331,29 \cdot 1 + 5,96 \cdot 9 + 3,63 \cdot 0,444 = 821,96 \text{кН}; \end{aligned}$$

$$B_{\min} = -Q_{B_{\max}} = P'_1 \cdot y_{\delta_1} + P'_2 \cdot y_{\delta_2} + P'_3 \cdot y_{\delta_3} + P'_4 \cdot y_{\delta_4} + P'_5 \cdot y_{\delta_5} + q'_1 \cdot \omega_{\delta_1} + q'_2 \cdot \omega_{\delta_2} =$$

$$= 14,52 \cdot 0,055 + 3,63 \cdot 0,111 + 14,52 \cdot 0,944 + 493,95 \cdot 0 + 331,29 \cdot 0,151 + 5,96 \cdot 9 + 3,63 \cdot 0,444 = 123,8 \text{кН}.$$

Реакції опор головної балки в горизонтальній площині дорівнюють, відповідно, $A_{\max, z} = 88,18 \text{кН}$; $A_{\min, z} = 18,28 \text{кН}$; $B_{\max, z} = 82,19 \text{кН}$; $B_{\min, z} = 12,38 \text{кН}$.

Для визначення M'_{\max} , що діє на головну балку у вертикальній площині, при комбінації навантажень 2Б використаємо лінію впливу (рис. 3.1.5.в)

$$M'_{\max} = P'_1 \cdot y_{e_1} + P'_2 \cdot y_{e_2} + P'_3 \cdot y_{e_3} + P'_4 \cdot y_{e_4} + P'_5 \cdot y_{e_5} + q'_1 \cdot \omega_{e_1} + q'_2 \cdot \omega_{e_2} =$$

$$= 14,52 \cdot 0,53 + 36,3 \cdot 1,06 + 14,52 \cdot 0,46 + 493,95 \cdot 4,48 + 331,29 \cdot 3,16 + 5,96 \cdot 40,32 + 3,63 \cdot 5,85 =$$

$$= 3574,15 \text{кНм}.$$

Згинаючий момент від поперечних сил інерції в горизонтальній площині під час пуску (гальмування) крана з достатньою точністю складатиме

$$M'_{zop} = 0,1 \cdot M'_{\max} = 0,1 \cdot 3555,18 = 355,518 \text{кНм}.$$

Тоді, міцність балки в прогоні при комбінації навантажень 2Б з врахуванням стисненого згину буде дорівнювати

$$\sigma = \frac{10^{-3}}{m} \cdot \left[\frac{P_i + P'_n}{F} + (1 + \varphi') \cdot \frac{M'_{zop}}{J_y} \cdot x_{\max} + (1 + \varphi) \cdot \frac{M'}{J_x} \cdot y_{\max} \right] \leq R;$$

$$\sigma = \frac{10^{-3}}{0,765} \cdot \left[\frac{75,02 + 217,8}{0,0579} + 1,175 \cdot \frac{357,41}{0,00593} \cdot 0,422 + 1,077 \cdot \frac{3574,15}{0,0275} \cdot 0,9 \right] =$$

$$= 209,6 \text{МПа} < R = 210 \text{МПа},$$

де коефіцієнти, що враховують стиснення згину, дорівнюють

$$1 + \varphi' = 1 + 1,75 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 1,75 \cdot \frac{1,8}{18} = 1,175;$$

$$1 + \varphi = 1 + 1,75 \cdot \frac{B}{L} = 1 + 1,75 \cdot \frac{0,8}{18} = 1,077.$$

Умова міцності задовольняється.

3.1.1.10 Перевірний розрахунок опорного перетину балок

Із попереднього розрахунку:

$Q_y = Q_{A_{\max}} = 881,8 \text{ кН}$ - перерізуюча сила у вертикальному напрямку в опорному перетині;

$Q_x = 88,18 \text{ кН}$ - перерізуюча сила в горизонтальній площині.

Характеристики опорного перетину, раніше розраховані.

Статичні моменти

$$S_x = 0,0055 \text{ м}^3;$$

$$S_y = 0,0125 \text{ м}^3.$$

Моменти інерції

$$J_x = 0,0073 \text{ м}^4;$$

$$J_y = 0,00418 \text{ м}^4.$$

Робоча ширина:

$$\delta_x = \delta_{cm_1} + \delta_{cm_2} = 0,011 + 0,009 = 0,02 \text{ м};$$

$$\delta_y = 2\delta_n = 2 \cdot 0,014 = 0,028 \text{ м}.$$

Площа контуру $F_0 = B_0 \cdot h_0 = 0,67 \cdot 0,986 = 0,66 \text{ м}^2$.

Дотичні напруження визначимо по рівнянню

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_x}{J_x \cdot \delta_x} + \frac{Q_x \cdot S_y}{J_y \cdot \delta_y} + \frac{M_k}{2 \cdot F_0 \cdot \delta_{\min}} \leq R_{zp}.$$

Крутний момент можна вирахувати, коли визначено центр згину опорного перетину балки (рис.3.1.1.б)

$$\begin{aligned} x_k &= B_0 \frac{\beta(\eta \cdot \mu_1 - 3 \cdot \mu_2) + 12\eta \cdot \mu_2^2(1 + \mu_1 \cdot \mu_2)}{\beta[\mu_1(\eta + 1) + 6\mu_2]} = \\ &= 0,67 \frac{6,39(0,82 \cdot 1,47 - 3 \cdot 1,27) + 12 \cdot 0,82 \cdot 1,27^2(1 + 1,47 \cdot 1,27)}{6,39[1,47(0,82 + 1) + 6 \cdot 1,27]} = 0,29 \text{ м}, \end{aligned}$$

де $\mu_1 = \frac{h_0}{B_0} = \frac{0,986}{0,670} = 1,47; \mu_2 = \frac{\delta_n}{\delta_{c_1}} = \frac{0,014}{0,011} = 1,27;$

$$\eta = \frac{\delta_{cm_2}}{\delta_{cm_1}} = \frac{0,009}{0,011} = 0,82;$$

$$\beta = 2 \cdot \eta \cdot \mu_2 + \mu_1 \cdot \mu_2^2(\eta + 1) = 2 \cdot 0,82 \cdot 1,27 + 1,47 \cdot 1,27^2(0,82 + 1) = 6,39.$$

Відстані відповідних навантажень від центра згину беремо з механічної частини проекту (рис.3.1.6)

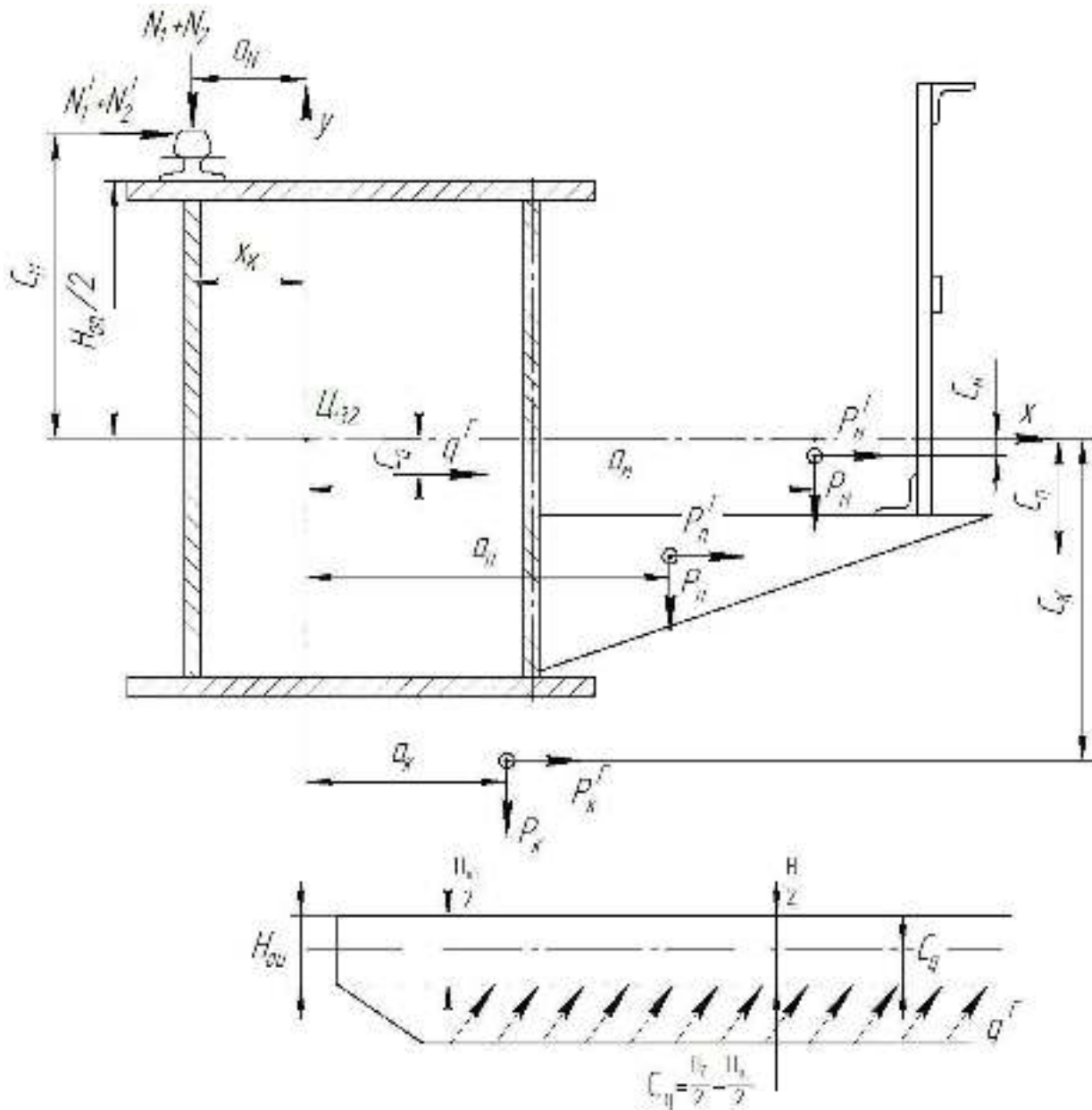


Рисунок 3.1.6 – Положення центра згину перетину балки

$$a_N = x_k = 0,29\text{ м};$$

$$a_m = B - x_k + \frac{2}{3} e_n = 0,67 - 0,29 + \frac{2}{3} \cdot 0,8 = 1,5\text{ м};$$

$$a_k = \frac{B - x_k}{2} = \frac{0,67 - 0,29}{2} = 0,19\text{ м};$$

$$a_n = B - x_k + \frac{e_n}{3} = 0,67 - 0,29 + \frac{0,8}{3} = 0,65\text{ м};$$

$$C_N = \frac{H_{on}}{2} + h_{пейку} = \frac{1}{2} + 0,12 = 0,62\text{ м};$$

$$C_q = \frac{H}{2} - \frac{H_{on}}{2} = \frac{1,8}{2} - \frac{1}{2} = 0,4\text{ м};$$

$$C_k = \frac{H_{on}}{2} + (20...30) = \frac{1}{2} + 0,25 = 0,75м;$$

$$C_n = \frac{H_{on}}{2} - (10...15) = \frac{1}{2} - 0,15 = 0,35м;$$

$$C_m = \frac{H_{on}}{2} - (15...20) = \frac{1}{2} - 0,2 = 0,3м.$$

Розрахункова вага майданчика

$$P_n = n_1 \cdot k_m \cdot G_{np.m} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 30 = 36,3кН.$$

Розподілене навантаження від ваги балки без прохідного майданчика

$$q_6 = 4,99 \frac{кН}{м}.$$

Крутний момент, від вертикальних сил

$$M_k^e = -(P'_4 + P'_5) \cdot a_N + P_m \cdot a_m + P_n \cdot a_n + P_k \cdot a_k = -(493,95 + 331,29) \cdot 0,29 + 14,52 \cdot 1,05 + 30 \cdot 0,65 + 36,3 \cdot 0,19 = -98,6кНм.$$

Крутний момент від горизонтальних сил інерції

$$M_k^r = (P_4^r + P_5^r) \cdot c_N - P_m^r \cdot c_m - P_n^r \cdot c_n - P_k^r \cdot c_k - q^r \cdot c_q \cdot L = (49,4 + 33,13) \cdot 0,62 - 1,45 \cdot 0,3 - 3 \cdot 0,35 - 3,63 \cdot 0,75 - 0,499 \cdot 0,4 \cdot 18 = 43,37кНм.$$

Загальний крутний момент дорівнює

$$M_k = M_k^e + M_k^r = 98,6 + 43,37 = 141,97кНм.$$

Тоді, максимальне дотичне напруження в балці складатиме

$$\tau = 10^{-3} \cdot \left[\frac{Q_y \cdot S_x}{J_x \cdot \delta_x} + \frac{Q_x \cdot S_y}{J_y \cdot \delta_y} + \frac{M_k}{2F_0 \cdot \delta_{\min}} \right] = 10^{-3} \cdot \left[\frac{881,8 \cdot 0,0055}{0,0073 \cdot 0,02} + \frac{88,18 \cdot 0,0125}{0,00418 \cdot 0,028} + \frac{141,97}{2 \cdot 0,66 \cdot 0,09} \right] = 43,83МПа < R_{зп} = 130МПа.$$

Умова міцності виконується.

3.1.1.11 Перевірка жорсткості головної балки

Статичний згинаючий момент балки у вертикальній площині (рис.3.1.4.в)

$$M_{cm} = P_{cm_4} \cdot y_{e_4} + P_{cm_5} \cdot y_{e_5} = 449,04 \cdot 4,48 + 3,16 \cdot 301,17 = 2963,4кНм.$$

Фактичний прогин балки дорівнює

$$f_{cm} = \frac{M_{cm} \cdot L^2}{10E \cdot J_x} = \frac{2963,4 \cdot 18^2 \cdot 10^3}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,0275 \cdot 10^6} = 16,62 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Допускний прогин дорівнює

$$[f] = \frac{L}{600} = \frac{18,0}{600} = 0,03 \text{ м.}$$

Отже, $f_{cm} = 0,0166 \text{ м} < [f] = 0,03 \text{ м}$, умова жорсткості виконується.

3.1.1.12 Перевірка тривалості згасання власних коливань головної балки

Умовою динамічної жорсткості балки є неперевищення тривалістю згасання коливань балки нормативного часу $[t]$

$$t_3 \leq [t];$$

$$t_3 = \frac{\ln(2 \cdot f_{cm} \cdot 10^2)}{\rho \cdot \delta} = \frac{\ln(2 \cdot 16,62 \cdot 10^{-3} \cdot 10^2)}{7,24 \cdot 0,07} = 2,36 \text{ с} < [t] = 12 \dots 15 \text{ с},$$

де $[t] = 12 \dots 15 \text{ с}$ - допускний час згасання власних коливань мостових кранів загального призначення.

Частоту власних коливань ρ можна вирахувати по рівнянню

$$\rho = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m_{np}}} = \frac{1}{2 \cdot 3,14} \sqrt{\frac{4,75 \cdot 10^7}{23440}} = 7,24 \text{ Гц};$$

де c - жорсткість балки,

$$c = \frac{48E \cdot J_x}{L^3} = \frac{48 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,0275}{18^3} = 4,75 \cdot 10^7 \frac{\text{Н}}{\text{м}};$$

m_{np} - приведена маса балки і візка,

$$m_{np} = \frac{17}{35} \cdot \frac{G_{\bar{o}}}{g} + \frac{G_{\bar{e}_1}}{g} = \frac{17}{35} \cdot \frac{89,9}{9,8} + \frac{186,14}{9,8} = 23,44 \text{ т};$$

$\delta = 0,07$ - логарифмічний декремент коливань;

$G_{\bar{o}}$ - вага балки

$$G_{\bar{o}} = 10 \cdot K_1 \cdot L \cdot F \cdot \gamma = 10 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 0,0579 \cdot 7,85 = 89,9 \text{кН};$$

$G_{e_1} = 186,14 \text{кН}$ - вага візка (з вихідних даних).

Умова динамічної жорсткості виконується.

3.1.1.13 Перевірка стійкості стінок балки

Співвідношення (рис.3.1.1) висоти стінок до їх товщин складає

$$\frac{h_c}{\delta_{cm1}} = \frac{1,772}{0,011} = 161,09; \quad \frac{h_c}{\delta_{cm2}} = \frac{1,772}{0,009} = 196,9.$$

Так як балку виконано із Ст.3, то при $\frac{h_c}{\delta_c} > 160$ треба ставити поперечні довгі діафрагми та поздовжні ребра жорсткості стінки на висоті $(0,2 \dots 0,25) \cdot H = (0,2 \dots 0,25) \cdot 1,8 = 0,36 \dots 0,45 \text{м}$ від верхнього пояса.

Вибираємо крок встановлення поперечних діафрагм у скісній частині балки (відсік 1) $a = 1000 \text{мм}$, $b = 1372 \text{мм}$.

Тоді, для стінки під рейкою критичне дотичне напруження втрати стійкості буде дорівнювати

$$\tau_{kp1} = \left[1250 + 950 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right] \cdot \left(\frac{\delta_{c1}}{b} \right)^2 \cdot 10^3 = \left[1250 + 950 \left(\frac{1,372}{1} \right)^2 \right] \left(\frac{0,011}{1,372} \right)^2 \cdot 10^3 = 141,23 \text{МПа};$$

для іншої стінки

$$\tau_{kp2} = \left[1250 + 950 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right] \left(\frac{\delta_{c2}}{b} \right)^2 \cdot 10^3 = \left[1250 + 950 \left(\frac{1,372}{1} \right)^2 \right] \left(\frac{0,009}{1,372} \right)^2 \cdot 10^3 = 94,75 \text{МПа}.$$

З попереднього розрахунку беремо максимальну поперечну силу $Q_A = 881,8 \text{кН}$. На одну стінку балки в опорному перетині діє поперечна сила

$$Q_{A1} = \frac{881,8}{2} = 440,9 \text{кН}.$$

Дотичне напруження в стінках балки складає

$$\tau_1 = \frac{Q_{A1}}{h_{c_0} \cdot \delta_{c_1}} = \frac{440,9 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,011} = 40,1 \text{МПа};$$

$$\tau_2 = \frac{Q_{A1}}{h_{c_0} \cdot \delta_{c_2}} = \frac{440,9 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,009} = 49 \text{МПа},$$

де $h_{c_0} = a = 1000 \text{мм}$.

Запаси місцеві стійкості стінок (відсік 1)

$$n_1 = \frac{\tau_{кр}}{\tau_1} = \frac{141,23}{40,1} = 3,52,$$

$$n_2 = \frac{\tau_{кр2}}{\tau_2} = \frac{94,75}{49} = 1,93.$$

Запас на втрату стійкості стінок у відсіку 1 від поперечних сил забезпечено без використання поздовжнього ребра жорсткості.

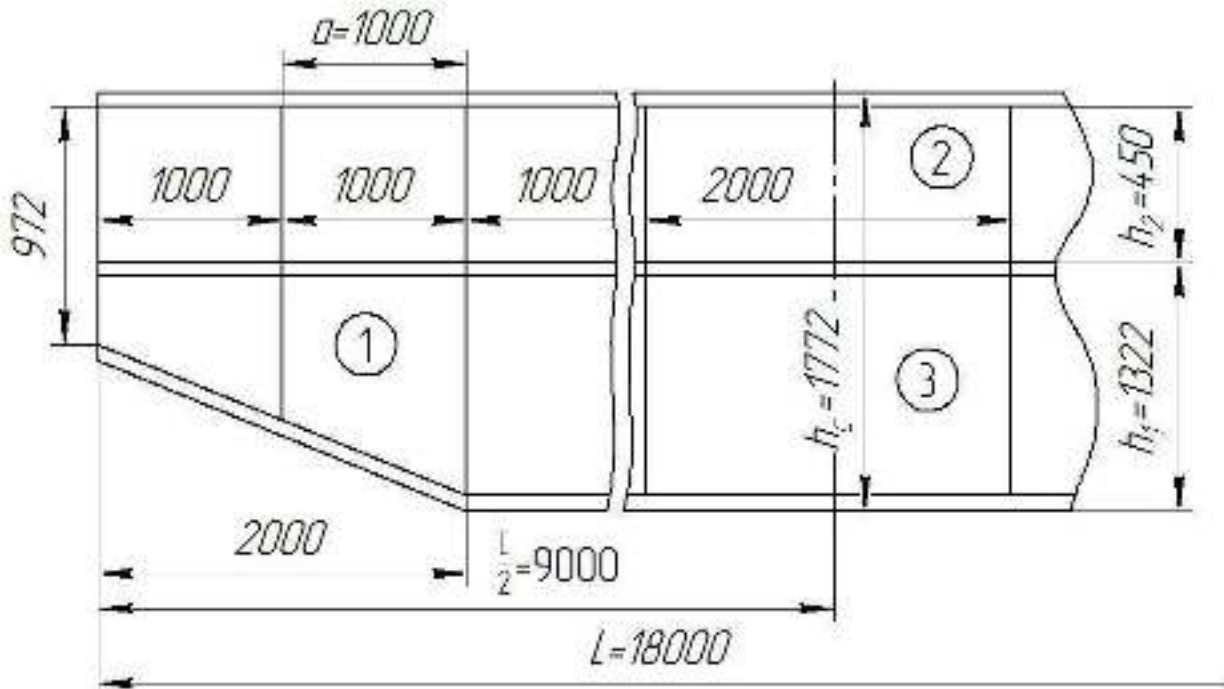


Рисунок 3.1.7 – Схема розміщення діафрагм та поздовжнього ребра

Перевірку пластини відсіку 2, який розмічений в середині прогону між стиснутим верхнім поясом та поздовжнім ребром, слід здійснити по залежності

$$\left(\frac{\tau}{\tau_{2кр}} \right)^2 + \frac{\sigma}{\sigma_{2кр}} + \frac{\sigma_{м2}}{\sigma_{м2кр}} \leq 0,9,$$

де $\tau_{2кр}$, $\sigma_{2кр}$, $\sigma_{м2кр}$ - критичні напруження: дотичне, нормальне, місцеве в пластині 2, МПа.

Для середини прогону в стінці балки діють нормальні напруження $\tau = 0$, $\sigma = 209,6 \text{ МПа}$.

Місцеве напруження $\sigma_{м2}$ дорівнює

$$\sigma_{м2} = \frac{P_4}{z \cdot \delta} = \frac{510,69}{0,36 \cdot 0,011 \cdot 10^3} = 128,96 \text{ МПа},$$

де $z = c \cdot \sqrt{\frac{J_c}{\delta_{c1}}} = 3,25 \cdot \sqrt{\frac{1526,8 \cdot 10^{-8}}{0,011}} = 0,36$ - умовна довжина стінки, м;

$c = 3,25$ - коефіцієнт для зварних балок;

$J_c = J_p + J'_n = 1523 \cdot 10^{-8} + 3,8410 \cdot 10^{-8} = 1526,84 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$ - сумарний момент інерції перетинів рейки підвізкової та частини пояса;

$J_p = 1523 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$ - момент інерції поперечного перетину підвізкової рейки

КР = 80 ГОСТ 4221;

$J'_n = \frac{12 \cdot \delta_n \cdot \delta_n^3}{12} = \frac{12 \cdot 0,014^4}{12} = 3,84 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$ - момент інерції перетину частини

верхнього пояса довжиною $12 \cdot \delta_n$.

Критичне нормальне напруження визначаємо по залежності

$$\sigma_{2кр} = \frac{250}{1 - \frac{h_2}{h_c}} \cdot \frac{(1 + \mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \cdot \left(\frac{\delta}{h_2}\right)^2 \cdot 10^3 = \frac{250}{1 - \frac{0,45}{1,772}} \cdot \frac{(1 + 2^2)^2}{2^2} \cdot \left(\frac{0,011}{0,45}\right)^2 \cdot 10^3 = 696,54 \text{ МПа},$$

де $\mu_1 = \frac{2h_2}{h_2} = 2$ - коефіцієнт зацімлення пластини при $\frac{a}{h_2} = \frac{2}{0,45} = 4,44 > 2$.

Критичне напруження зминання (місцеве)

$$\sigma_{м2кр} = 450 \frac{(1 + \mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \cdot \left(\frac{\delta}{a}\right)^2 \cdot 10^3 = 450 \cdot \frac{(1 + 2^2)^2}{2^2} \cdot \left(\frac{0,011}{0,9}\right)^2 \cdot 10^3 = 420,6 \text{ МПа},$$

де $a = 2h_2 = 2 \cdot 0,45 = 0,9 \text{ м}$.

Тоді, співвідношення, що визначає місцеву стійкість стінки відсіку 2, виглядає наступним чином

$$\frac{209,6}{696,54} + \frac{128,96}{420,6} = 0,62 < 0,9.$$

Перевірку пластини відсіку 3, що розміщений між поздовжнім ребром та розтягнутим поясом, при розрахунку за методом граничних станів слід провести за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{3кр}} + \frac{\sigma_{м3}}{\sigma_{м3кр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_3}{\tau_{3кр}}\right)^2} \leq 0,9,$$

де $\sigma_{3кр}$, $\tau_{3кр}$, $\sigma_{м3кр}$ - критичні нормальні, дотичні та місцеві напруження в пластині 3, МПа;

σ_3 , τ_3 , σ_{m3} - відповідні напруження в кромці стінки під поздовжнім ребром, МПа.

Для середини прогону балки $\tau_3 = 0$,

$$\sigma_3 = \sigma \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{h_2}{h_c}\right) = 209,6 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0,45}{1,772}\right) = 103,14 \text{ МПа.}$$

Місцеве напруження σ_{m3} при прикладанні навантаження до верхнього пояса рекомендується брати по формулі

$$\sigma_{m3} = 0,4 \cdot \sigma_m = 0,4 \cdot 128,96 = 51,58 \text{ МПа.}$$

Критичні нормальні напруження по верхньому краю пластини 3 дорівнюють

$$\sigma_{3кр} = \frac{1140}{\left(0,5 - \frac{h_2}{h_c}\right)^2} \cdot \left(\frac{\delta_{c1}}{h_c}\right)^2 \cdot 10^3 = \frac{1140}{\left(0,5 - \frac{0,45}{1,772}\right)^2} \cdot \left(\frac{0,011}{1,772}\right)^2 \cdot 10^3 = 727,0 \text{ МПа.}$$

Місцеве критичне напруження втрати стійкості верхньої частини пластини 3 можна визначити по формулі

$$\sigma_{m3кр} = k_1 \cdot \left(\frac{\delta_{c1}}{a}\right)^2 \cdot 10^3 = 5161 \cdot \left(\frac{0,011}{2}\right)^2 \cdot 10^3 = 156,12 \text{ МПа,}$$

де $k_1 = 5161$ - коефіцієнт по табл.26 [4] для балок типу А, в залежності від співвідношення

$$\frac{a}{h_0} = \frac{a}{h_c - h_2} = \frac{2}{1,772 - 0,45} = 1,512.$$

Тоді, місцева стійкість пластини 3 в середині прогону балки буде дорівнювати

$$\sqrt{\left(\frac{103,14}{727,0} + \frac{51,58}{156,12}\right)^2} = 0,472 < 0,9.$$

Одержані розрахункові значення запасів показують, що стінка під рейкою працює без втрати місцевої стійкості у відсіках 1, 2, 3.

3.1.1.14 Розрахунок зварного поясного шва в опорному перетині головної балки

Дотичні напруження біля опори балки

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_{on}}{J_x (\delta_{c1} + \delta_{c2})} = \frac{892,22 \cdot 10^{-3} \cdot 7,86 \cdot 10^{-3}}{0,0073 \cdot (0,011 + 0,009)} = 47,9 \text{ МПа},$$

де $Q_{\max} = A_{\max}$ - перерізуюча сила в опорному перетині головної балки для сполучення 2А, кН;

$\delta_{c1} = 0,011 \text{ м}$ - товщина стінки під рейкою візка;

$\delta_{c2} = 0,009 \text{ м}$ - товщина другої стінки;

$S_{on} = 0,00786 \text{ м}^3$ - статичний момент опорного перетину;

$J_x = 0,0271 \text{ м}^4$ - момент інерції перетину головної балки.

З попереднього розрахунку момент інерції опорного перетину головної балки

$$J_x = 0,0073 \text{ м}^4.$$

Дотичне зусилля, що приходиться на одиницю довжини зварного шва, дорівнює

$$T = \tau \cdot 1 \cdot \delta_{c1} = 10^3 \cdot 47,9 \cdot 1 \cdot 0,011 = 527 \text{ кН/м}.$$

Нормальне вертикальне зусилля, що приходиться на одиницю довжини зварного шва, приблизно можна визначити, поділивши найбільший тиск колеса візка $N_1 = P_4 = 510,69 \text{ кН}$ на умовну довжину розподілення зосередженого тиску $z = 0,36 \text{ м}$. Тобто, вертикальне зусилля дорівнює

$$V = \frac{N_1}{z} = \frac{510,69}{0,36} = 1418,58 \text{ кН}.$$

Рівнодійна сила, що приходиться на одиницю довжини складає

$$D = \sqrt{T^2 + V^2} = \sqrt{527^2 + 1418,58^2} = 1513,3 \text{ кН}.$$

Напруження в зварному шві дорівнює

$$\tau = \frac{D}{\beta \cdot k \cdot l_w} = \frac{1513,3 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,011 \cdot 1} = 137,57 \text{ МПа} < R_{36} = 150 \text{ МПа},$$

де $l_{ш} = 1$ - довжина шва, м;

$k = 0,011$ - катет шва, м;

$\beta = 1$ - коефіцієнт, що залежить від способу зварювання (поясні шви зварюють автоматично).

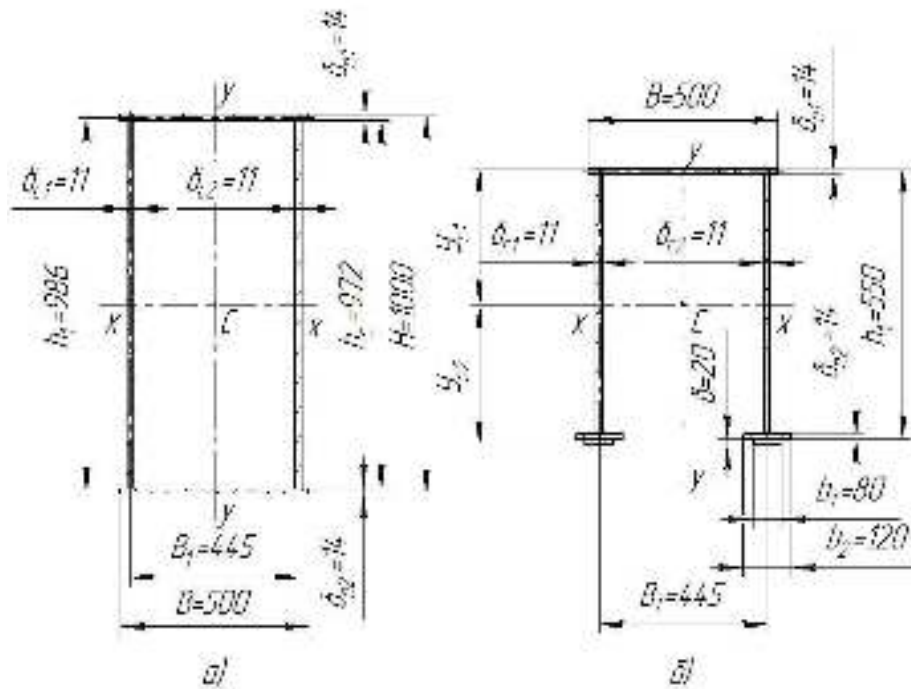
Зварний поясний шов у опорного перетину головної балки працює досить надійно.

3.1.2 Проектування кінцевої балки

Висота кінцевої балки дорівнює висоті скісної частини головної балки.

Приймаємо висоту кінцевої балки $H = 1000$ мм, ширину $B = 500$ мм, товщину стінок $\delta_1 = \delta_2 = 11$ мм, товщину поясів $\delta_{n1} = \delta_{n2} = 14$ мм.

Геометричні характеристики основного перетину кінцевої балки приведені на рис. 3.1.8.а, а опорного – на рис. 3.1.8.б.



а) основний; б) опорний

Рисунок 3.1.8 – Перетини кінцевої балки

Геометричні характеристики основного перетину кінцевої балки (перетин I-I).

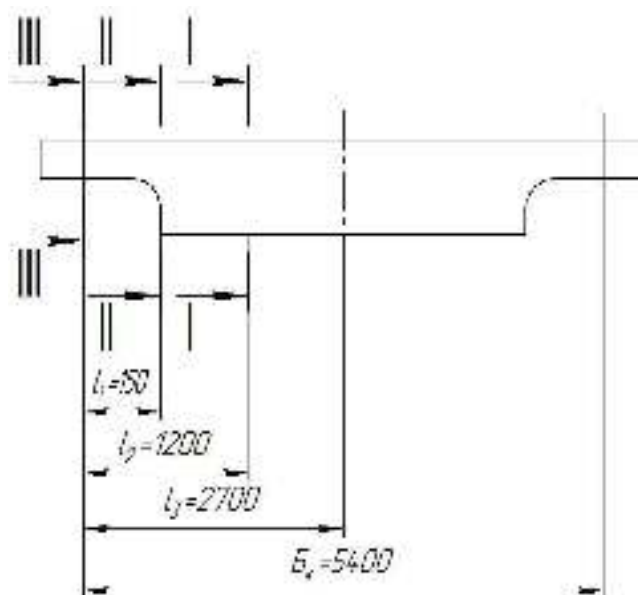


Рисунок 3.1.9 – Схема розміщення розрахункових перетинів кінцевої балки

$$F = 2 \cdot \delta_n \cdot B + 2 \cdot \delta_c \cdot h_c = 2 \cdot 0,014 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,011 \cdot 0,972 = 0,035 \text{ м}^2;$$

$$J_x = 2 \cdot B \cdot \delta_n \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\delta_c \cdot h_c^3}{12} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,014 \cdot \left(\frac{0,986}{2}\right)^2 + 2 \cdot \frac{0,011 \cdot 0,972^3}{12} = 0,00508 \text{ м}^4;$$

$$W_x = \frac{2 \cdot J_x}{H} = \frac{2 \cdot 0,00508}{1,0} = 0,01 \text{ м}^3;$$

$$J_y = 2 \cdot \frac{h_c \cdot \delta_{c1}^3}{12} + 2 \cdot \frac{\delta_{n1} \cdot B^3}{12} + 2 \cdot \delta_{c1} \cdot h_c \cdot \left(\frac{B_1}{2}\right)^2 =$$

$$= 2 \cdot \frac{0,972 \cdot 0,011^3}{12} + 2 \cdot \frac{0,014 \cdot 0,5^3}{12} + 2 \cdot 0,011 \cdot 0,972 \cdot \left(\frac{0,545}{2}\right)^2 = 0,00187 \text{ м}^4;$$

$$W_y = \frac{2 \cdot J_y}{B} = \frac{2 \cdot 0,00187}{0,5} = 0,00748 \text{ м}^3.$$

III) Геометричні характеристики опорної частини кінцевої балки (перетин III-III)

$$F_0 = \delta_{n1} \cdot B + 2\delta \cdot \delta_n + 2 \cdot h_{c1} \cdot \delta_c = 0,014 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,12 \cdot 0,014 + 2 \cdot 0,522 \cdot 0,011 = 0,0225 \text{ м}^2;$$

$$Y_{c1} = \frac{\sum F_i \cdot y_i}{\sum F_i} = \frac{B \cdot \delta_{n1} \cdot \frac{\delta_{n1}}{2} + 2\delta_{c1} \cdot h_{c1} \left(\delta_n + \frac{h_{c1}}{2}\right) + 2\delta \cdot \delta_{n2} \left(h_1 - \frac{\delta_n}{2}\right)}{B \cdot \delta_{n1} + 2\delta_{c1} \cdot h_{c1} + 2\delta \cdot \delta_{n2}} =$$

$$= \frac{0,5 \cdot 0,014 \cdot \frac{0,014}{2} + 2 \cdot 0,011 \cdot 0,522 \cdot \left(0,014 + \frac{0,522}{2}\right) + 2 \cdot 0,12 \cdot 0,014 \cdot \left(0,55 - \frac{0,014}{2}\right)}{0,5 \cdot 0,014 + 2 \cdot 0,011 \cdot 0,522 + 2 \cdot 0,12 \cdot 0,014} = 0,218 \text{ м};$$

$$y_{c2} = h_1 - y_{c1} = 0,55 - 0,218 = 0,332 \text{ м};$$

$$x_c = \frac{B}{2} = \frac{0,5}{2} = 0,25\text{ м};$$

$$J_x = \frac{B \cdot \delta_{n1}^3}{12} + 2 \cdot \frac{\delta_{c1} \cdot h_c^3}{12} + 2 \cdot \frac{\epsilon \cdot h_{n2}^3}{12} + B \cdot \delta_{n1} \cdot \left(y_{c1} - \frac{\delta_{n1}}{2}\right)^2 + 2 \cdot \delta_{c1} \cdot h_{c1} \left(\frac{h_1}{2} - y_{c1}\right)^2 + 2\epsilon \cdot \delta_{n2} \cdot \left(y_{c2} - \frac{\delta_{n2}}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{0,5 \cdot 0,014^3}{12} + 2 \cdot \frac{0,011 \cdot 0,522^3}{12} + 2 \cdot \frac{0,12 \cdot 0,014^3}{12} + 0,5 \cdot 0,014 \cdot \left(0,218 - \frac{0,014}{2}\right)^2 + 2 \cdot 0,011 \cdot 0,522 \left(\frac{0,55}{2} - 0,218\right)^2 +$$

$$+ 2 \cdot 0,12 \cdot 0,014 \left(0,332 - \frac{0,014}{2}\right)^2 = 9,63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$Y_y = \frac{\delta_{n1} B^3}{12} + 2 \frac{\delta_{n2} \cdot \epsilon^3}{12} + 2 \frac{h_{c1} \cdot \delta_{c1}^3}{12} + 2 \cdot \delta_{c1} \cdot h_{c1} \left(\frac{B_1}{2}\right)^2 + 2 \cdot \epsilon \cdot \delta_{n2} \cdot \left(\frac{B_1}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{0,014 \cdot 0,5^3}{12} + 2 \frac{0,014 \cdot 0,12^3}{12} + 2 \cdot \frac{0,522 \cdot 0,011^3}{12} + 2 \cdot 0,011 \cdot 0,522 \cdot \left(\frac{0,445}{2}\right)^2 + 2 \cdot 0,12 \cdot 0,014 \cdot \left(\frac{0,445}{2}\right)^2 = 9,65 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$W_{x1} = \frac{J_x}{y_{c1}} = \frac{9,63 \cdot 10^{-4}}{0,218} = 0,0044 \text{ м}^3;$$

$$W_{x2} = \frac{J_x}{y_{c2}} = \frac{9,63 \cdot 10^{-4}}{0,332} = 0,003 \text{ м}^3;$$

$$W_y = \frac{J_y}{x_c} = \frac{9,65 \cdot 10^{-4}}{0,25} = 0,00386 \text{ м}^3.$$

Статичний момент основного напівперетину відносно вісі x

$$S_x = B \cdot \delta_{n1} \cdot \frac{h_1}{2} + 2 \cdot \delta_{c1} \cdot \frac{h_c}{2} \cdot \frac{h_c}{4} = 0,5 \cdot 0,014 \cdot \frac{0,986}{2} + 2 \cdot 0,011 \cdot \frac{0,972}{2} \cdot \frac{0,972}{4} = 6,04 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Статичний момент опорного напівперетину відносно вісі x_1

$$S_{x1} = B \cdot \delta_{n1} \cdot \left(y_{c1} - \frac{\delta_{n1}}{2}\right) + 2 \cdot \delta_{c1} \cdot (y_{c1} - \delta_{n1}) \cdot \frac{(y_{c1} - \delta_{n1})}{2} =$$

$$= 0,5 \cdot 0,014 \left(0,218 - \frac{0,014}{2}\right) + 2 \cdot 0,014 \cdot \left(0,218 - \frac{0,014}{2}\right) = 2,06 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$S_{x2} = 2 \cdot \epsilon \cdot \delta_{n2} \cdot \left(y_{c2} - \frac{\delta_{n2}}{2}\right) + 2 \cdot \delta_{c1} \cdot (y_{c2} - \delta_{n2}) \cdot \frac{(y_{c2} - \delta_{n2})}{2} =$$

$$= 2 \cdot 0,12 \cdot 0,014 \cdot \left(0,332 - \frac{0,014}{2}\right) + 2 \cdot 0,011 \cdot (0,322 - 0,014) \cdot \frac{(0,332 - 0,014)}{2} = 2,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

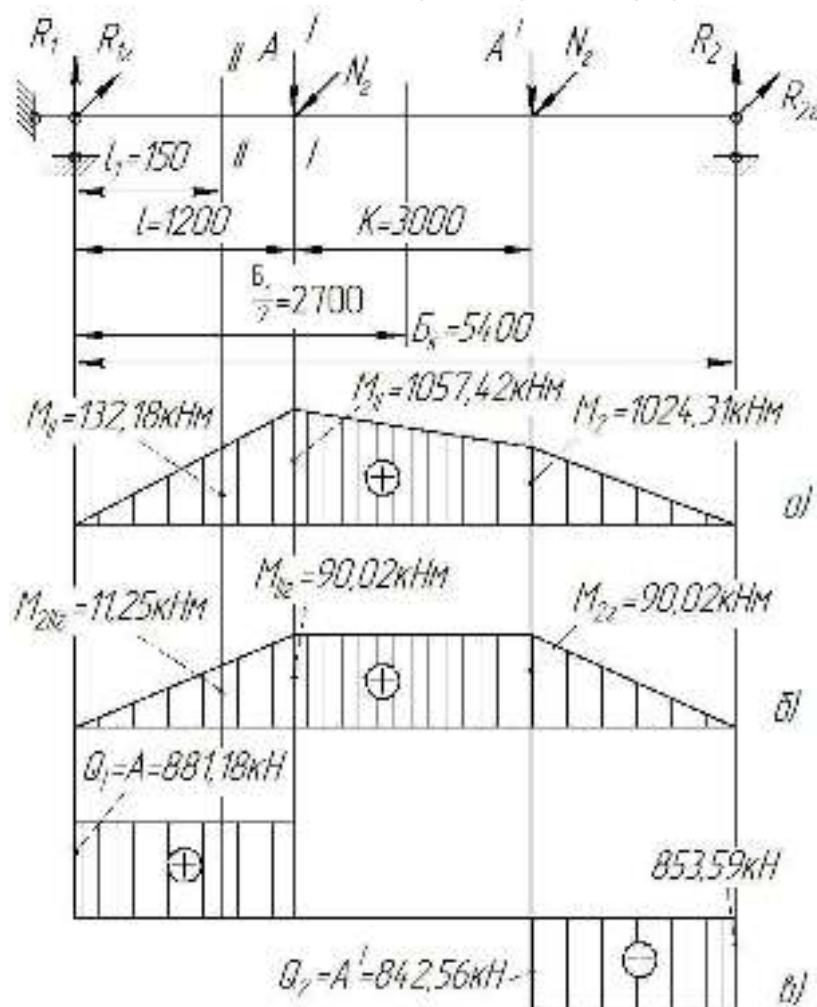
Складаємо розрахункову схему кінцевої балки. Використовуючи лінії впливу з попереднього розрахунку головної балки (рис. 3.1.4.а), визначаємо тиски головних балок на кінцеву A, A' .

$$A = P_1 y_{a1} + P_2 y_{a2} + P_3 y_{a3} + P_4 y_{a4} + P_5 y_{a5} + q_1 \omega_{a1} + q_2 \omega_{a2} =$$

$$= 13,2 \cdot 0,944 + 33 \cdot 0,888 + 13,2 \cdot 0,055 + 510,69 \cdot 1 + 335,42 \cdot 0,844 + 5,42 \cdot 9 + 3,3 \cdot 2,17 = 892,22 \text{ кН};$$

$$A' = P_4 y_{a4} + P_5 y_{a5} + q_1 \omega_{a1} = 510,69 \cdot 1 + 335,42 \cdot 0,844 + 5,42 \cdot 9 = 842,56 \text{ кН}.$$

Далі необхідно визначити максимальні згинаючі моменти M та перерізуючі сили Q , що діють на кінцеву балку, і побудувати відповідні епюри.



- а) епюри згинаючих моментів у вертикальній площині; б) епюри згинаючих моментів в горизонтальній площині; в) епюри перерізуючих сил
Рисунок 3.1.10 – Розрахункова схема кінцевої балки та епюри внутрішніх силових факторів

Реакції опор кінцевої балки у вертикальній площині

$$R_1 = \frac{A'(B-l-k) + A(B-l)}{B_k} = \frac{842,56(5,4-1,2-3,0) + 892,22(5,4-1,2)}{5,4} = 881,18 \text{ кН};$$

$$R_2 = \frac{A \cdot l + A'(l+k)}{B_k} = \frac{892,22 \cdot 1,2 + 842,56(1,2+3)}{5,4} = 853,59 \text{ кН}.$$

Реакції опор кінцевої балки в горизонтальній площині

$$R_{1z} = R_{2z} = \frac{N_e \cdot l + N_e'(l+k)}{B_k} = \frac{75,02 \cdot 1,2 + 75,02 \cdot (1,2+3,0)}{5,4} = 75,02 \text{ кН}.$$

Сумарна горизонтальна інерційна сила, що діє на одну головну балку, від гальмування завантаженого візка

$$N_z = N'_{1z} + N'_{2z} = 75,02 \text{кН}.$$

Згинаючі моменти в небезпечних перетинах кінцевої балки у вертикальній (рис. 3.1.10.а) та в горизонтальній (рис. 3.1.10.б) площинах:

Перетин І-І

$$M_1 = R_1 \cdot l = 881,18 \cdot 1,2 = 1057,42 \text{кНм},$$

$$M_2 = R_2 \cdot (B_k - k - l) = 853,59 \cdot (5,4 - 3 - 1,2) = 1024,31 \text{кНм},$$

$$M_{1z} = R_{1z} \cdot l = 75,02 \cdot 1,2 = 90,02 \text{кНм},$$

$$M_{2z} = R_{2z} \cdot (B_k - k - l) = 75,02 \cdot (5,4 - 3 - 1,2) = 90,02 \text{кНм}.$$

Перетин ІІ-ІІ

$$M = R_1 \cdot l_1 = 881,18 \cdot 0,15 = 132,18 \text{кНм},$$

$$M_z = R_{1z} \cdot l_1 = 75,02 \cdot 0,15 = 11,253 \text{кНм}.$$

В перетинах І-І та ІІ-ІІ діє максимальна перерізуюча сила $Q_{\max} = 881,18 \text{кН}$ (рис. 3.1.10.в).

З епюр (рис. 3.1.10) видно, що розрахунковими моментами та перерізуючими силами в перетинах І-І та ІІ-ІІ кінцевої балки є наступні величини

$$M_{I1} = 1057,42 \text{кНм},$$

$$M_{zI} = 90,02 \text{кНм},$$

$$M_{II} = 132,18 \text{кНм},$$

$$M_{zII} = 11,25 \text{кНм},$$

$$Q = R_1 = 881,18 \text{кН}.$$

Нормальні найбільші напруження в основному перетині (І-І) кінцевої балки дорівнюють

$$\sigma_I = \frac{M_{I1}}{W_x} + \frac{M_{zI}}{W_y} = \frac{10^{-3} \cdot 1057,42}{0,01} + \frac{10^{-3} \cdot 90,02}{0,00748} = 117,8 \text{МПа}.$$

Дотичні напруження в основному перетині (І-І)

$$\tau_I = \frac{Q \cdot S_x}{J_x \cdot 2\delta_{c1}} = \frac{881,18 \cdot 10^{-3} \cdot 6,04 \cdot 10^{-3}}{0,00508 \cdot 2 \cdot 0,011} = 47,62 \text{ МПа.}$$

Нормальні та дотичні напруження в опорному перетині (II-II)

$$\sigma_{II} = \frac{M_{II}}{W_{x2}} + \frac{M_{zII}}{W_y} = \frac{132,18 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3}} + \frac{11,25 \cdot 10^{-3}}{3,86 \cdot 10^{-3}} = 46,97 \text{ МПа};$$

$$\tau_{II_1} = \frac{Q \cdot S_{x1}}{J_x \cdot 2 \cdot \delta_{c1}} = \frac{881,18 \cdot 10^{-3} \cdot 2,06 \cdot 10^{-3}}{9,63 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 0,011} = 85,68 \text{ МПа};$$

$$\tau_{II_2} = \frac{Q \cdot S_{x2}}{J_x \cdot 2 \cdot \delta_{c1}} = \frac{881,18 \cdot 10^{-3} \cdot 2,2 \cdot 10^{-3}}{9,63 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 0,011} = 91,5 \text{ МПа.}$$

Приведені напруження в розрахункових точках кінцевої балки

$$\sigma_{npl} = \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2} = \sqrt{117,8^2 + 3 \cdot 47,62^2} = 143,8 \text{ МПа} < R;$$

$$\sigma_{npl_1} = \sqrt{\sigma_{II}^2 + 3\tau_{II_1}^2} = \sqrt{46,97^2 + 3 \cdot 85,68^2} = 155,66 \text{ МПа} < R;$$

$$\sigma_{npl_2} = \sqrt{\sigma_{II}^2 + 3\tau_{II_2}^2} = \sqrt{46,97^2 + 3 \cdot 91,5^2} = 165,29 \text{ МПа} < R.$$

Кінцева балка задовольняє умовам міцності.

Розрахунок монтажного стику кінцевої балки

Монтажні стики посередині кінцевих балок дозволяють здійснити монтаж двох напівмостів на підкранових балках з наступним їх з'єднанням. Стик слід виконувати за допомогою чистих болтів або високоміцних (рис.3.1.11).

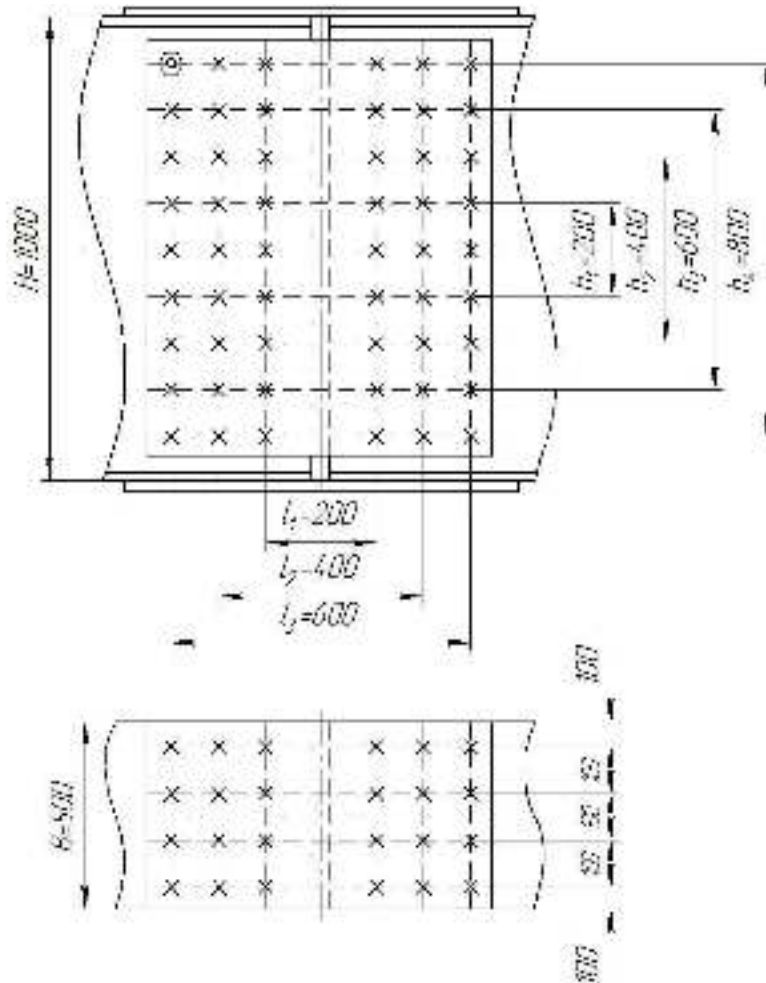


Рисунок 3.1.11 – Стык монтажный

Згинаючий момент посередині балки беремо з епюри (рис. 3.1.10.а)

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{1057,42 + 1024,31}{2} = 1040,86 \text{кНм.}$$

Момент, який беруть на себе стінки стику, можна визначити із співвідношення

$$M_{cm} = M \frac{J_{cm}}{J_x} = 1040,8 \cdot \frac{0,00168}{0,00508} = 344,2 \text{кНм,}$$

де J_{cm} - момент інерції двох стінок кінцевої балки, м^4 ;

$$J_{cm} = 2 \cdot \frac{\delta_{cm} \cdot h^3}{12} = 2 \cdot \frac{0,011 \cdot 0,972^3}{12} = 0,00168 \text{м}^4.$$

Одна стінка стику сприймає момент

$$M_{cm1} = \frac{M_{cm}}{2} = \frac{344,2}{2} = 172,1 \text{кНм.}$$

Сила, яку сприймає один болт найбільш віддаленого ряду стику

$$N_1 = \frac{M_{cm1} \cdot h_4}{m \cdot (h_4^2 + h_3^2 + h_2^2 + h_1^2)} = \frac{172,1 \cdot 0,8}{3 \cdot (0,8^2 + 0,6^2 + 0,4^2 + 0,2^2)} = 38,24 \text{кН};$$

де m - кількість болтів в ряду.

Стик виконаємо на високоміцних болтах М22 ГОСТ 7798, що виготовлені із сталі 40Х по ТУ-144-4-87 з термообробкою, внутрішній діаметр різі $d_i = 19,3 \text{мм}$; $\sigma_s = 1100 \text{МПа}$.

Площа перетину болта F_H (нетто)

$$F_H = \frac{\pi d_i^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,0193^2}{4} = 0,00029 \text{м}^2.$$

Коефіцієнт тертя між поверхнями листів при обробці їх сталевими щітками

$$f = 0,35 \dots 0,4.$$

Найбільше зусилля, яке може сприйняти один високоміцний болт, дорівнює

$$[N] = 0,65 \cdot \sigma_s \cdot f \cdot F_H \cdot n_T \cdot m = 0,65 \cdot 1100 \cdot 10^6 \cdot 0,35 \cdot 0,00029 \cdot 1 \cdot 0,9 = 65315 \text{Н} = 65,31 \text{кН},$$

де F_H - площа перетину болта по внутрішньому діаметру різі, м^2 ;

n_T - кількість поверхонь тертя між листами;

$m = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи.

Отже, болти стику стінки витримують проектні навантаження $N_1 < [N]$.

Отвори в листах під болти слід виконати діаметром $d = 25 \text{мм}$.

Пояси стику беруть на себе свою частину загального моменту згину

$$M_n = M - M_{cm} = 1040,86 - 344,2 = 696,66 \text{кНм.}$$

Сила, яку сприймає один пояс

$$N_{n1} = \frac{M_n}{H - \delta_n} = \frac{669,66}{1 - 0,014} = 679,17 \text{кН.}$$

Зусилля, що сприймає один поясний болт

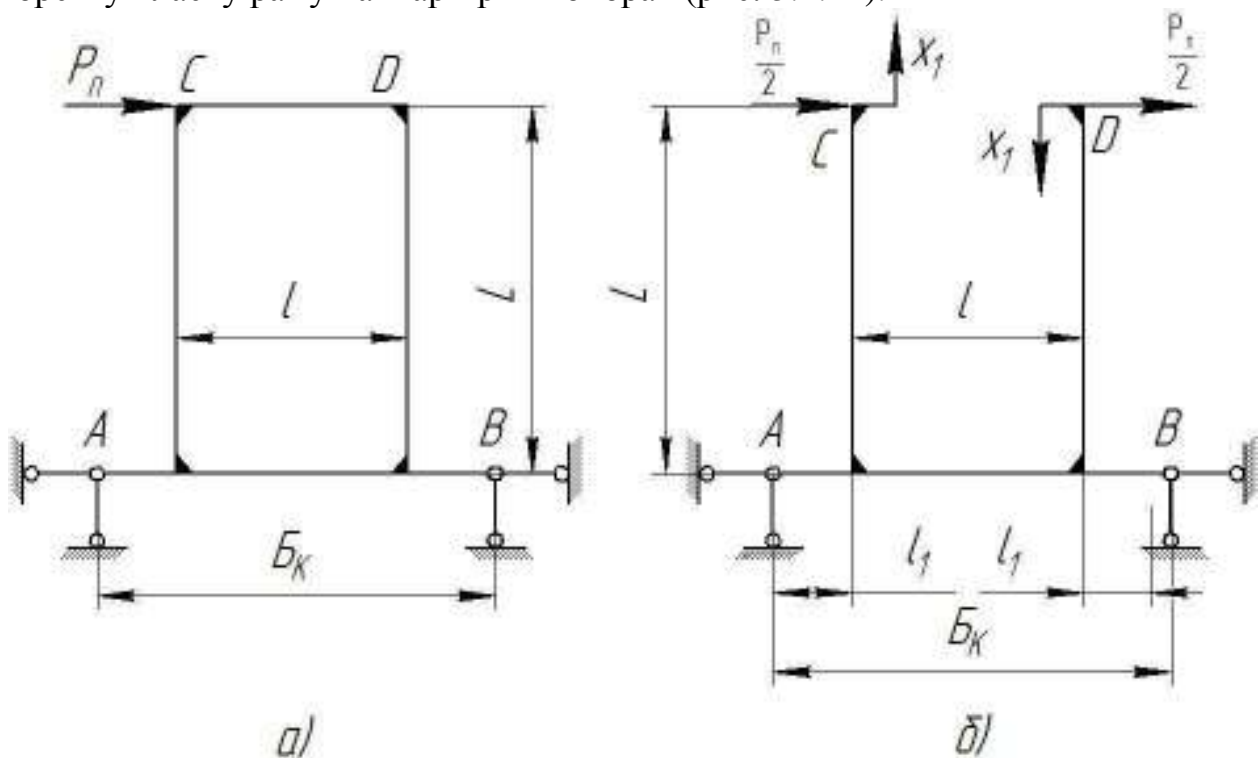
$$N_{1\delta_n} = \frac{N_{n1}}{n} = \frac{679,17}{12} = 56,59 \text{кН}.$$

Отже, поясний стик нормально працює

$$N_{1\delta_n} < [N]$$

Перевірка металоконструкції мостового крана на дію перекусних навантажень

Перекусні навантаження на металоконструкцію крана слід взяти з попередніх розрахунків $P_n = 30,76 \text{кН}$. Металоконструкцію крана розглядаємо як жорстку пласку раму на шарнірних опорах (рис. 3.1.12).



а) розрахункова схема; б) основна система за методом сил

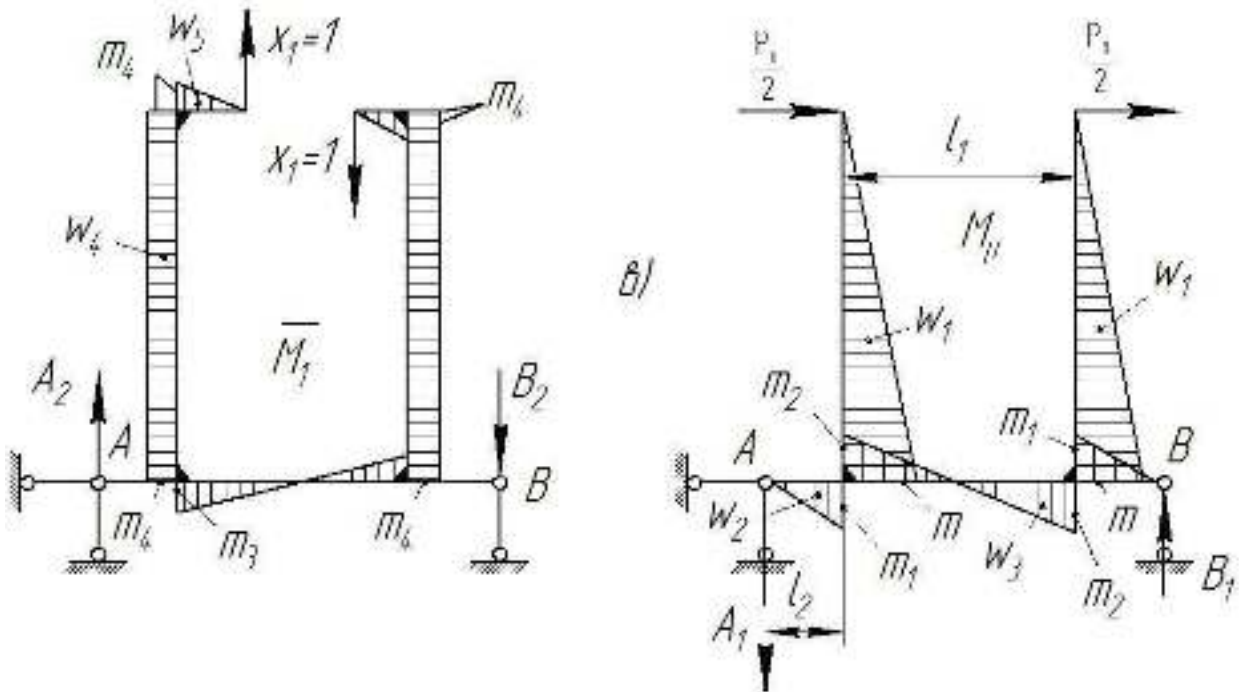
Рисунок 3.1.12 – Розрахункова схема пласкої рами мостового крана

Складаємо основну систему за методом сил. Для цього розріжемо посередині кінцеву балку і замінимо її дію парою невідомих сил $X_1 - X_1$ (рис.3.1.13.а). Перекусну силу P_n треба розділити. Силу $\frac{P_n}{2}$ необхідно прикласти до стійок рами (рис.3.1.13.б).

Опорні реакції від сили перекоосу дорівнюють

$$A_1 = \frac{P_n \cdot L}{B_k} = \frac{30,76 \cdot 18}{5,4} = 102,53 \text{кН};$$

$$B_1 = \frac{P_n \cdot L}{B_k} = \frac{30,76 \cdot 18}{5,4} = 102,53 \text{кН}.$$



а) одиничної; б) зовнішніх

Рисунок 3.1.13 – Епюри моментів від сил \bar{M}_1 та M_p

Вузлові моменти будуть відповідати наступним значенням

$$m = \frac{P_n \cdot L}{2} = \frac{30,76 \cdot 18}{2} = 276,84 \text{кНм};$$

$$m_1 = A_1 \cdot l_2 = 102,53 \cdot 1,2 = 123,04 \text{кНм};$$

$$m_4 = \frac{1 \cdot l_1}{2} = \frac{1 \cdot 3}{2} = 1,5 \text{м};$$

$$m_2 = m - m_1 = 276,84 - 123,04 = 153,8 \text{кНм};$$

$$m_3 = m_4 = 1,5 \text{м}.$$

Канонічне рівняння методу сил можна записати у вигляді

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = 0,$$

звідки

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{-\frac{7897,6}{EJ_{y2}}}{-\frac{93,37}{EJ_{y2}}} = \frac{7897,6}{93,37} = 84,58 \text{кН}.$$

Переміщення від одиничної сили δ_{11} та від зовнішніх сил Δ_{1p} визначаємо за допомогою способу Верещагіна

$$\omega_1 = \frac{1}{2} mL = \frac{1}{2} 276,84 \cdot 18 = 2491,56 \text{кНм}^2;$$

$$\omega_2 = \frac{1}{2} A_1 \cdot l_2 = \frac{1}{2} \cdot 102,53 \cdot 1,2 = 61,52 \text{кНм}^2;$$

$$\omega_3 = \frac{1}{2} m_2 \cdot \frac{l_1}{2} = \frac{1}{2} \cdot 153,8 \cdot \frac{3}{2} = 115,35 \text{кНм}^2;$$

$$\omega_4 = m_4 \cdot L = 1,5 \cdot 18 = 27 \text{м}^2;$$

$$\omega_5 = \frac{1}{2} m_4 \cdot \frac{l_1}{2} = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot \frac{3}{2} = 1,125 \text{м}^2;$$

$$\frac{J_{yz}}{J_{yk}} = \frac{0,00515}{0,00187} = 2,75;$$

$$\delta_{11} = 2 \cdot \frac{\omega_4 \cdot m_4}{EJ_{yz}} + 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{\omega_5 \cdot m_4}{EJ_{yk}} = \frac{2}{EJ_{yz}} \left(27 \cdot 1,5 + \frac{4}{3} \cdot \frac{J_{yz}}{J_{yk}} \cdot 1,125 \cdot 1,5 \right) = \frac{2}{EJ_{yz}} (40,5 + 2,75 \cdot 2,25) = \frac{93,37}{EJ_{yz}};$$

$$\begin{aligned} \Delta_{1p} &= -2 \frac{\omega_1 \cdot m_4}{EJ_{yz}} - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{\omega_3 \cdot m_4}{EJ_{yk}} = -\frac{2}{EJ_{yz}} \left(2491,56 \cdot 1,5 + \frac{2}{3} \cdot \frac{J_{yz}}{J_{yk}} \cdot 115,35 \cdot 1,5 \right) = \\ &= -\frac{2}{EJ_{yz}} \left(3737,34 + \frac{2}{3} \cdot 2,75 \cdot 115,35 \right) = -\frac{7897,6}{EJ_{yz}}. \end{aligned}$$

Епюру від одиничної сили треба перемножити на знайдену невідому силу $X_1 = 84,58 \text{кН}$ та скласти з епюрою від сили $\frac{P_n}{2}$.

Тоді

$$m'_3 = m'_4 = x_1 \cdot m_4 = 84,58 \cdot 1,5 = 126,87 \text{кНм}.$$

Сумарна еюра згинаючих моментів пласкої рами металоконструкції мостового крана приведена на рис. 3.1.14.

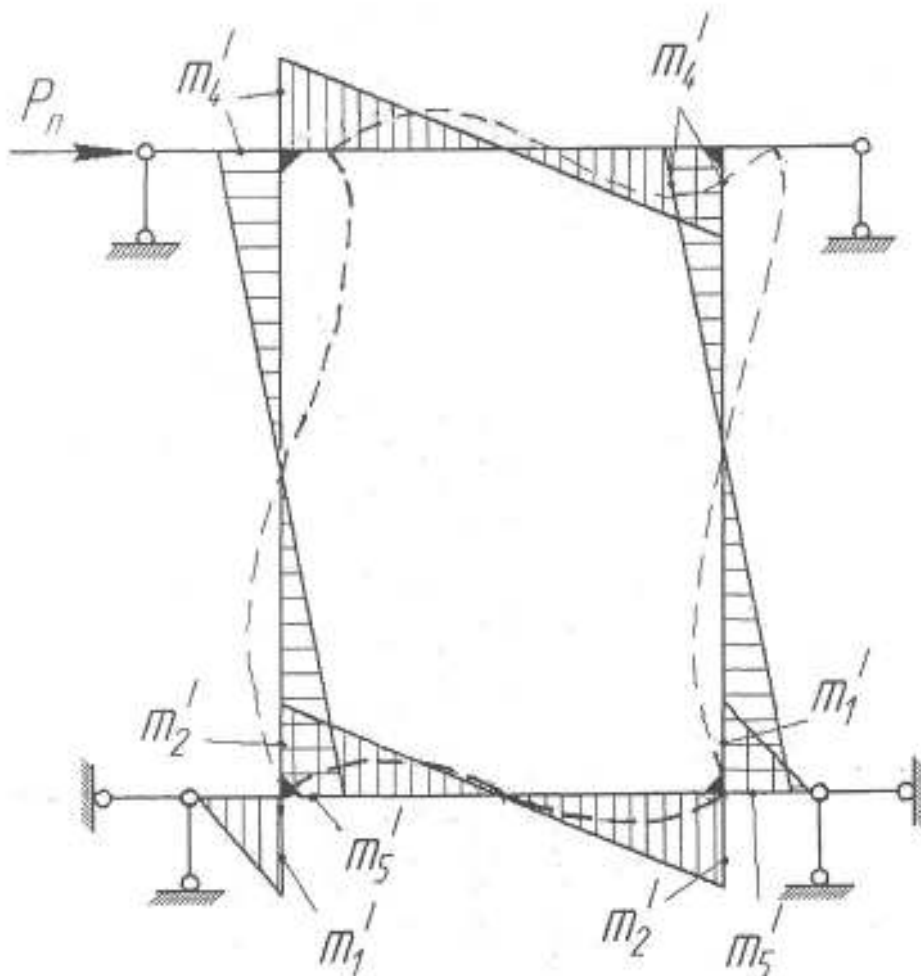


Рисунок 3.1.14 – Сумарна епіюра моментів та переміщення елементів рами від перекосу

На сумарній епюрі згинаючих моментів від дії сили перекосу на пласку раму крана значення максимальних моментів дорівнюють

$$m'_3 = m'_4 = 126,87 \text{ кНм},$$

$$m'_5 = m - m'_4 = 276,84 - 126,87 = 149,97 \text{ кНм},$$

$$m'_2 = m_2 - m'_4 = 153,8 - 126,87 = 26,93 \text{ кНм},$$

$$m'_1 = m_1 = 123,04 \text{ кНм},$$

$$M_{\max} = m'_5 = 149,97 \text{ кНм}.$$

Рівновага для вузла

$$m'_5 = m'_2 + m'_1 = 26,93 + 123,04 = 149,97 \text{ кНм}.$$

На рис.3.1.14 пунктиром показані деформації рами.
Напруження в головній балці від перекосу:

в прольоті

$$\sigma_n = \frac{M_{\max}}{W_{yz}} = \frac{149,97 \cdot 10^{-3}}{0,0122} = 12,29 \text{ МПа};$$

в опорному перетині

$$\sigma_{n_o} = \frac{M_{\max}}{W_{y_{on}}} = \frac{149,97 \cdot 10^{-3}}{0,00998} = 15,03 \text{ МПа}.$$

Повні напруження

Напруження в кінцевій балці від перекосу

$$\sigma_{n_k} = \frac{M_{\max}}{W_{yk}} = \frac{149,97 \cdot 10^{-3}}{0,00748} = 20,05 \text{ МПа}.$$

З попередніх розрахунків приведені напруження в перетинах I-I та II-II кінцевої балки дорівнюють

$$\sigma_{npI} = 143,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{npII_1} = 155,66 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{npII_2} = 165,29 \text{ МПа}.$$

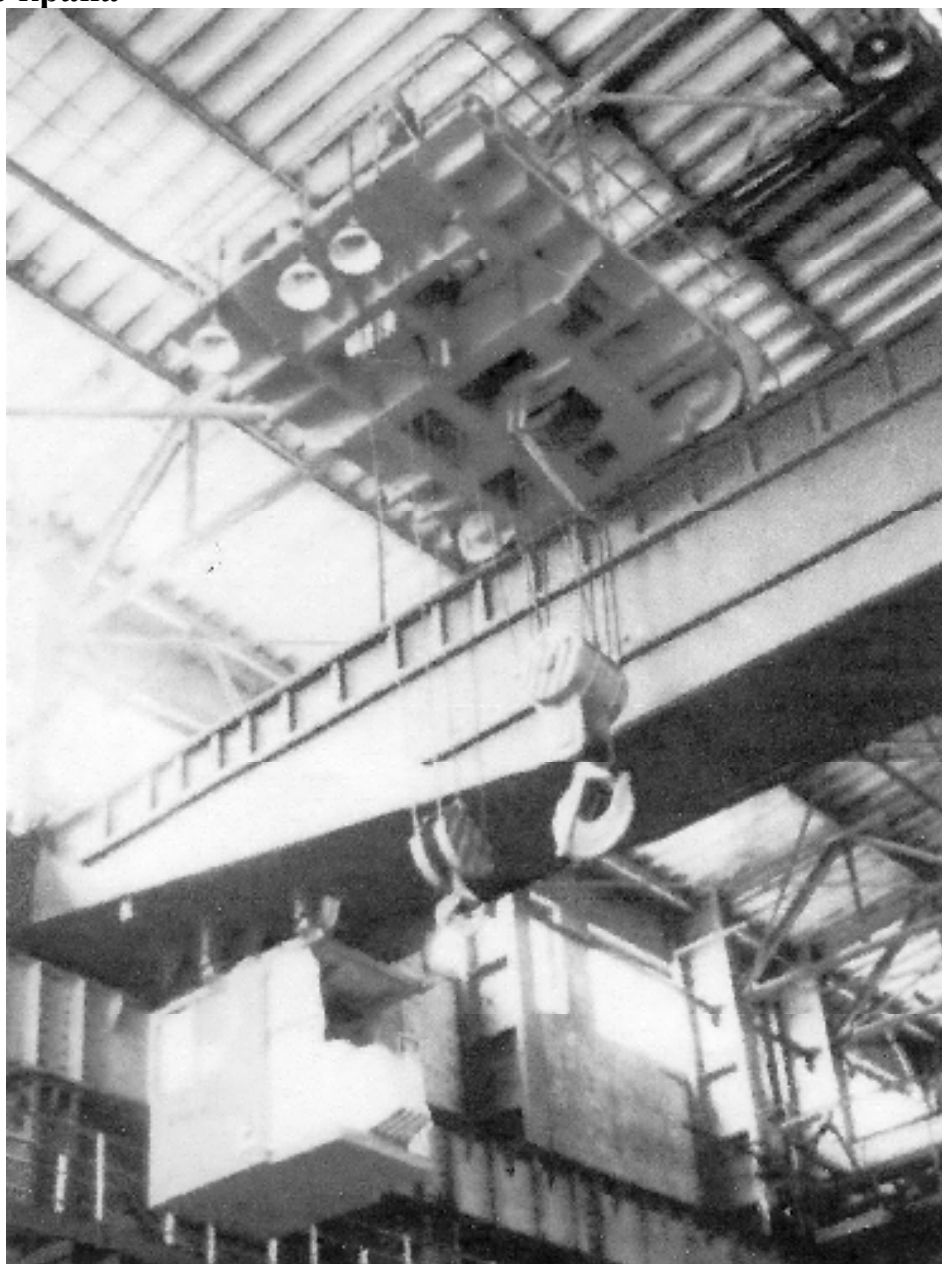
Повні напруження з урахуванням перекосу

$$\sigma_I = \sigma_{npI} + \sigma_n = 143,8 + 20,05 = 163,85 \text{ МПа} < R;$$

$$\sigma_{II_1} = \sigma_{npII_1} + \sigma_n = 155,66 + 20,05 = 175,71 \text{ МПа} < R;$$

$$\sigma_{II_2} = \sigma_{npII_2} + \sigma_n = 165,29 + 20,05 = 185,34 \text{ МПа} < R.$$

Приклад 3.2. Спроекувати металоконструкцію однобалкового мостового крана



Вихідні дані:

Вантажопідйомність

$$Q = 55t .$$

Проліт

$$L = 22,5m .$$

База крана

$$B_k = 6m .$$

Колія візка

$$k_g = 1,6m .$$

База візка

$$B_g = 3,98m .$$

Швидкості:

підйому

$$V_n = 0,6m / c ;$$

пересування візка

$$V_g = 1m / c ;$$

пересування крана

$$V_k = 0,8m / c .$$

Висота підйому вантажу $H = 18\text{ м}$.
 Група режиму роботи крана А4.
 Конструкція візка – консольна.
 Умови роботи – в приміщенні, мінімальна температура $t = 0^\circ\text{C}$.
 Призначення крана – робота по перевантажуванні продукції машинобудівного цеху, ремонтні роботи з обладнанням, можлива робота з навісним грейфером.

3.2.1 Проектування головної балки

3.2.1.1 Вибір матеріалу

Для виготовлення балки, яка є головною частиною мостового крана, та має працювати в приміщенні, в цехових умовах, з поміркованим режимом роботи А4 можна вибрати листовий прокат із сталі ВСтЗсп4 або 5 ГОСТ 380-2005. Так як немає особливих вимог до умов експлуатації одно балкового крана, виберемо дешеву та доступну сталь ВСтЗсп5 ГОСТ 380-2005 з наступними характеристиками:

межа текучості $\sigma_T = 245\dots 255\text{ МПа}$;

межа міцності $\sigma_\sigma = 370\dots 380\text{ МПа}$.

Допускні напруження при деформаціях:

на розтягування та стиск $[\sigma]_p = 170\text{ МПа}$;

на згин $[\sigma]_{зг} = 180\text{ МПа}$;

на зріз $[\tau]_{зр} = 100\text{ МПа}$.

Розрахункові опори сталі при деформаціях:

на розтягування, стиск, згин $R_p = 210\text{ МПа}$;

на зріз $R_{зр} = 130\text{ МПа}$.

Розрахункові опори зварних з'єднань в залежності від типу шва та деформацій:

стиківий шов, розтяг-стиск, зріз $R_{р.зв} = 130\text{ МПа}$;

кутовий шов, зріз $R_{зр.зв} = 150\text{ МПа}$.

3.2.1.2 Вибір схеми металоконструкції

Балки одно балкових кранів, зазвичай, виконують у вигляді коробчастої листової конструкції із співвідношенням ширини балки B до її висоти H в межах

$$\frac{B}{H} = 0,6\dots 1.$$

Візок вантажний має консольну конструкцію. На верхньому поясі балки над однією із двох стінок розміщена опорна підвіскова рейка, а над іншою стінкою розміщується контррейка, яка компенсує вантажний момент завантаженого візка і запобігає перекиданню візка. Така конструкція балок є найбільш поширеною в промисловому просторі України.

Виходячи із особливостей конструкції крана, стінка балки під опорною підвізковою рейкою виконується з більшою товщиною.

Схема конструкції головної балки одно балкового мостового крана приведена на рис.3.2.2.

Використовуючи досвід експлуатації подібних однобалкових кранів, приймаємо наступні розміри та відстані розміщення (табл.3.2.1) елементів головної балки однобалкового мостового крана.

Таблиця 3.2.1 – Відстані розміщення та розміри елементів крана

№	Елемент та його розміщення	Відстань, довжина, м	
		Означення	Величина
1.	Відстань від кінця балки до центру ваги приводу	a_1	1,5
2.	Відстань від кінця балки до центру ваги кабіни	a_2	2,0
3.	Довжина електрошаф на лівій опорі	a_4	5
4.	Довжина електрошаф на правій опорі	a_5	3,5
5.	Відстань від опори до електрошаф	$a_3 = a_6$	2,5
6.	Відстань від центру ваги візка до вісі опорної рейки балки	l_1	0,5
7.	Відстань від осі гакової підвіски до вісі опорної рейки балки	l_2	0,6

3.2.1.3 Комбінації навантажень

Рекомендуються наступні розрахункові випадки і комбінації навантажень.

Розрахунковий випадок 1. Працює тільки механізм підйому в максимальному режимі, інші механізми не працюють.

Комбінація навантажень 1.1. Візок знаходиться в прогоні в розрахунковому положенні, механізм підйому піднімає максимальний вантаж з коефіцієнтом динамічності.

На головну балку у вертикальній площині діє сила власної ваги балки, ваги кабіни, приводів пересування крана, ваги електрошаф, сили тиску коліс візка з вантажем.

Комбінація навантажень 1.2. Візок знаходиться біля однієї із опор крана. Механізм підйому піднімає максимальний вантаж з коефіцієнтом динамічності. На балку у вертикальному напрямку діють сили власної ваги балки, ваги кабіни, приводів пересування крана, електрошаф, сили тиску візка з вантажем.

Розрахунковий випадок 2. Працюють механізми пересування візка і крана в максимальному режимі. Механізм підйому не працює.

Комбінація навантажень 2.1. Візок знаходиться в прогоні в розрахунковому положенні. Піднято максимальний вантаж.

На балку у вертикальному напрямку діють сили власної ваги балки, ваги кабіни, механізмів пересування крана, ваги електрошаф, сили тиску візка з вантажем.

В горизонтальній площині поперек головної балки діють сили інерції мас: головної балки, приводів пересування візка, електрошаф, кабіни, візка з вантажем під час пуску-гальмування механізму пересування крана.

В горизонтальній площині вздовж головної балки діють інерційні навантаження при пуску-гальмуванні візка з вантажем.

Комбінація навантажень 2.2. Візок знаходиться біля опори крана. Піднято максимальний вантаж. Сили, що діють на металоконструкцію головної балки, як у вертикальному напрямку, так і в горизонтальній площині аналогічні силам комбінації 2.1.

Слід пам'ятати, що на головну балку будуть діяти крутні моменти при всіх комбінаціях навантажень, що пояснюється консольною конструкцією вантажного візка.

3.2.1.4 Навантаження

Приймаємо наступні значення маси механізмів і елементів крана, т:

маса вантажу	$Q_{\max} = 55$;
маса головної балки	$m_{\text{го}} = 16$;
маса кінцевої балки	$m_{\text{ко}} = 1,6$;
маса вантажного візка	$m_{\text{в}} = 19,25$;
маса кабіни	$m_{\text{к}} = 1,5$;
маса приводу моста	$m_{\text{п}} = 0,95$;
маса електрошаф (ліворуч)	$m_{\text{е}_1} = 2,2$;
маса електрошаф (праворуч)	$m_{\text{е}_2} = 1,5$.

Навантаження та побудова розрахункових схем

Визначимо величини розрахункових навантажень, що діють на головну балку.

Сила ваги вантажу

$$G_Q = k_1 \cdot Q_{\max} \cdot g = 1,2 \cdot 55 \cdot 9,81 = 647,46 \text{кН},$$

де $k_1 = 1,2$ - коефіцієнт перевантаження по вантажу.

Сила ваги гакової підвіски

$$G_{\text{zn}} = 0,02 \cdot G_Q = 0,02 \cdot 647,46 = 12,95 \text{кН}.$$

Розрахункові навантаження від піднятого вантажу та розрахунковий тиск коліс візка у вертикальній площині приведені на розрахунковій схемі (рис. 3.2.1.а)

$$N = \frac{\varphi_0 \cdot (G + G_{zn}) + G_6}{2} = \frac{1,2 \cdot (647,46 + 12,95) + 207,73}{2} = 500,11 \text{кН},$$

$$N' = \frac{(G + G_{zn}) + G_6}{2} = \frac{(647,46 + 12,95) + 207,73}{2} = 434,07 \text{кН},$$

де N - вертикальний тиск коліс візка при комбінаціях навантажень 1.1, 1.2;
 N' - вертикальний тиск коліс візка при комбінаціях навантажень 2.1, 2.2.
 Поздовжня сила ваги головної балки

$$q_B = \frac{k_2 \cdot m_{z6} \cdot g}{L} = \frac{1,1 \cdot 16 \cdot 9,81}{22,5} = 7,67 \text{кН / м}.$$

Сила ваги візка

$$G_6 = k_2 \cdot m_6 \cdot g = 1,1 \cdot 19,25 \cdot 9,81 = 207,73 \text{кН}.$$

Сила ваги кабіни

$$G_k = k_2 \cdot m_k \cdot g = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 9,81 = 16,19 \text{кН}.$$

Сила ваги приводу

$$G_n = k_2 \cdot m_n \cdot g = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 9,81 = 10,25 \text{кН}.$$

Поздовжня сила ваги електрошаф на лівій опорі

$$q_{E_1} = \frac{k_2 \cdot m_{e_1} \cdot g}{a_4} = \frac{1,1 \cdot 2,2 \cdot 9,81}{2} = 4,75 \text{кН / м}.$$

Поздовжня сила ваги електрошаф на правій опорі

$$q_{E_2} = \frac{k_2 \cdot m_{e_2} \cdot g}{a_5} = \frac{1,1 \cdot 1,5 \cdot 9,81}{3,5} = 4,62 \text{кН / м},$$

де $k_2 = 1,1$ - коефіцієнт перевантаження по силі ваги металоконструкції та обладнання.

Маси та сили ваги елементів крана зведені до табл.3.2.2.

Таблиця 3.2.2 – Маса та сили ваги елементів крана

№	Елементи	Маса, т		Зосереджені та розподілені сили, κH , $\frac{\kappa H}{м}$	
		Означення	Величина	Означення	Величина
1.	Піднятий вантаж	Q	55	G_Q	647,46
2.	Головна балка	$m_{\text{зб}}$	16	$G_{\text{зб}}$	172,66
	Розподілена сила ваги головної балки			$q_{\text{зб}}$	7,67
3.	Кінцева балка	$m_{\text{кб}}$	1,6	$G_{\text{кб}}$	
4.	Вантажний візок	m_T	19,25	G_T	207,73
5.	Кабіна	$m_{\text{к}}$	1,5	$G_{\text{к}}$	16,19
6.	Привід моста	m_n	0,95	G_n	10,25
7.	Електрошафа, що ліворуч	m_{E_1}	2,2	G_{E_1}	23,74
	Розподілена сила ваги електрошаф			q_{E_1}	4,75
8.	Електрошафа, що праворуч	m_{E_2}	1,5	G_{E_2}	16,19
	Розподілена сила ваги електрошаф			q_{E_2}	4,62
9.	Гакова підвіска	$m_{\text{ГП}}$	1,32		12,95

Інерційні навантаження розраховуються за умови мінімального коефіцієнту щеплення $f = 0,1$ коліс порожнього крана та підкранових рейок (колес порожнього візка та рейок підвізкових) аби уникнути проковзування колес по рейкам під час розгону-гальмування крана або візка.

Тоді, сила інерції від завантаженого візка, приведена до одного опорного колеса, при пуску-гальмуванні крана дорівнює

$$N_i = f \cdot N' = 0,1 \cdot 434,07 = 43,41 \kappa H.$$

Сила інерції, що діє вздовж головної балки, від розгону-гальмування завантаженого візка складає

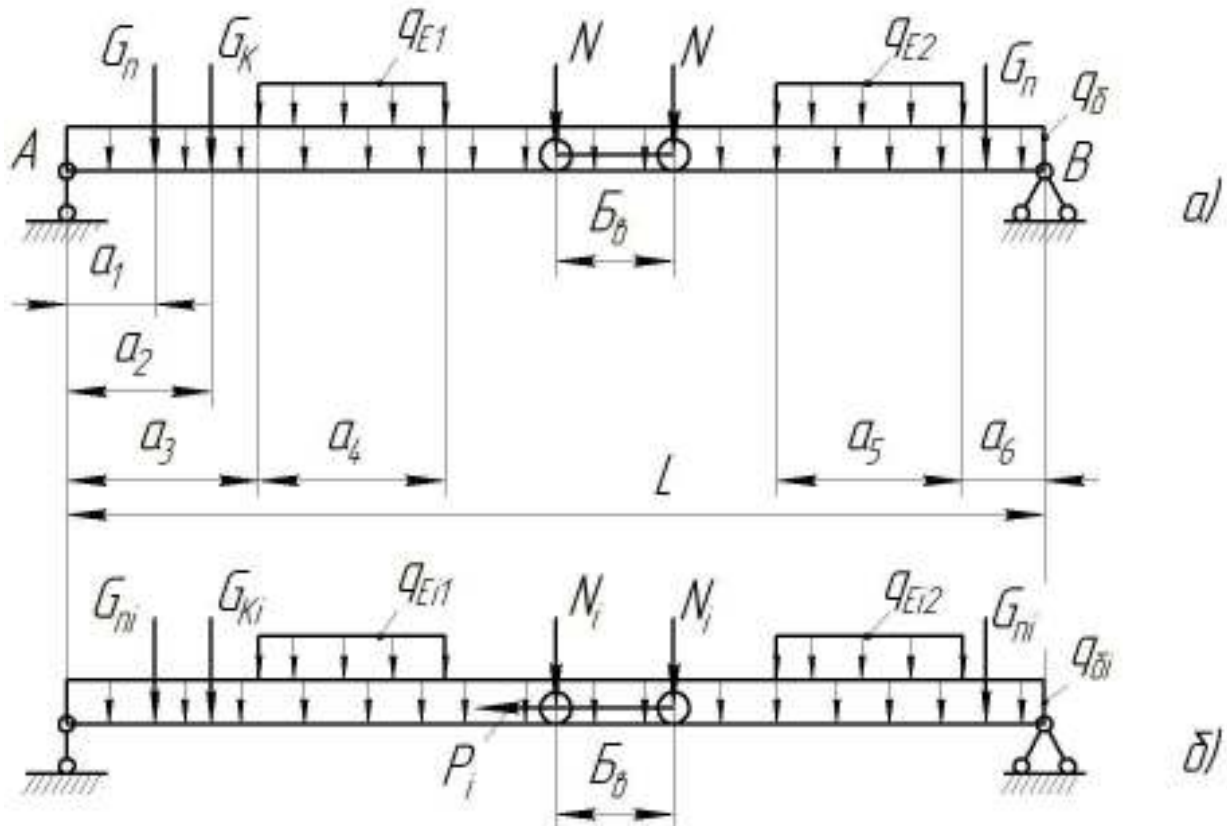
$$P_i = 2 \cdot N'_i = 2 \cdot 43,41 = 86,82 \kappa H.$$

Інерційні навантаження від розгону-гальмування власних мас головної балки, приводів пересування крана, кабіни при пуску-гальмуванні крана,

розраховані аналогічним методом, та приведено на розрахунковій схемі (рис.3.2.1.б). Всі розрахункові навантаження зведено до табл.3.2.3

Таблиця 3.2.3 – Розрахункові інерційні навантаження на головну балку

Види інерційних навантажень, кН, кН/м	Означення	У горизонтальній площині (поперек балки), кН, кН/м
Від тиску коліс візка	N_i	50,01
	N'_i	43,41
Інерційна сила, що діє вздовж головної балки	P_i	100,02
	P'_i	86,82
Від ваги кабіни	G_{K_i}	1,62
Від ваги приводу пересування крана	G_{n_i}	1,03
Від власної ваги балки	q_i	0,77
Від ваги електрошафи (ліворуч)	q_{E1i}	0,48
Від ваги електрошафи (праворуч)	q_{E2i}	0,46



а) у вертикальній площині, б) в горизонтальній площині
Рисунок 3.2.1 – Розрахункові схеми головної балки

Розміри перетину балки становлять:

товщина поясів $\delta_{II} = 12\text{мм}$;

товщина стінки $\delta_{c_1} = 12\text{мм}$;

товщина стінки $\delta_{c_2} = 10\text{мм}$;

висота балки $H = 1800\text{мм}$;

висота стінок $H_c = 1776\text{мм}$;

ширина поясу $B_1 = 1800\text{мм}$;

ширина поясу $B_2 = 1660\text{мм}$;

відстань між осями стінок $b = 1600\text{мм}$;

відстань між осями поясів $h = 1788\text{мм}$.

Визначимо момент інерції I_x даного перетину. Момент інерції вертикальних стінок

$$I_{x_{c_1}} = \frac{\delta_{c_1} \cdot H_c^3}{12} = \frac{0,012 \cdot 1,776^3}{12} = 560 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4;$$

$$I_{x_{c_2}} = \frac{\delta_{c_2} \cdot H_c^3}{12} = \frac{0,01 \cdot 1,776^3}{12} = 467 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Моменти інерції поясів

$$I_{x_{II_1}} = F_{II_1} \cdot \left(\frac{H_c + \delta_{II}}{2} \right)^2 = 0,0216 \cdot \left(\frac{1,776 + 0,012}{2} \right)^2 = 1726 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4;$$

$$I_{x_{II_2}} = F_{II_2} \cdot \left(\frac{H_c + \delta_{II}}{2} \right)^2 = 0,0199 \cdot \left(\frac{1,776 + 0,012}{2} \right)^2 = 1590 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4,$$

де F_{II} - площа перетину поясу, м^2 ;

F_c - площа перетину стінки, м^2 .

Таким чином, площі поясів та стінок дорівнюють

$$F_{II_1} = \delta_{II} \cdot B_1 = 0,012 \cdot 1,8 = 0,0216 \text{ м}^2;$$

$$F_{II_2} = \delta_{II} \cdot B_2 = 0,012 \cdot 1,66 = 0,0199 \text{ м}^2;$$

$$F_{c_1} = \delta_{c_1} \cdot H_c = 0,012 \cdot 1,786 = 0,021432 \text{ м}^2;$$

$$F_{c_2} = \delta_{c_2} \cdot H_c = 0,01 \cdot 1,786 = 0,01786 \text{ м}^2.$$

Загальна площа перетину балки

$$F = F_{c_1} + F_{c_2} + F_{II_1} + F_{II_2} = 0,0214 + 0,0179 + 0,0216 + 0,0199 = 0,0808 \text{ м}^2.$$

Сумарний момент інерції перетину балки

$$I_x = I_{x_{c_1}} + I_{x_{c_2}} + I_{x_{n_1}} + I_{x_{n_2}} = 560 \cdot 10^{-5} + 467 \cdot 10^{-5} + 1726 \cdot 10^{-5} + 1590 \cdot 10^{-5} = 4343 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Визначення центра ваги перетину головної балки

$$X_C = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{0,0216 \cdot 0,9 + 0,0199 \cdot 0,9 + 0,0214 \cdot 0,10 + 0,0179 \cdot 1,7}{0,0216 + 0,0199 + 0,0214 + 0,0179} = 0,865 \text{ м}.$$

Момент інерції перетину балки відносно вісі Y

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{\delta_n B_1^3}{12} + \frac{\delta_n B_2^3}{12} + \delta_n B_1 \cdot \left(\frac{B_1}{2} - x_c\right)^2 + \delta_n B_2 \cdot \left(\frac{B_1}{2} - x_c\right)^2 + \\ &+ \delta_{c_1} \cdot H_c \cdot \left(x_c - \frac{B_1 - b}{2}\right)^2 + \delta_{c_2} \cdot H_c \cdot \left(\frac{b}{2} + \frac{B_1}{2} - x_c\right)^2 = \\ &= \frac{0,012 \cdot 1,8^3}{12} + \frac{0,012 \cdot 1,66^3}{12} + 0,012 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{1,8}{2} - 0,865\right)^2 + 0,012 \cdot 1,66 \cdot \left(\frac{1,8}{2} - 0,865\right)^2 + \\ &+ 0,012 \cdot 1,776 \cdot \left(0,865 - \frac{1,8 - 1,6}{2}\right)^2 + 0,01 \cdot 1,776 \cdot \left(\frac{1,6}{2} + \frac{1,8}{2} - 0,865\right)^2 = 0,0353 \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Моменти опору перетину балки

$$\begin{aligned} W_x &= \frac{J_x \cdot 2}{H} = \frac{0,0434 \cdot 2}{1,8} = 0,048 \text{ м}^3; \\ W_{y_1} &= \frac{J_y}{x_c} = \frac{0,0353}{0,865} = 0,0408 \text{ м}^3; \\ W_{y_2} &= \frac{J_y}{B_1 - x_c} = \frac{0,0353}{1,8 - 0,865} = 0,038 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Статичні моменти напівперетинів балки

$$\begin{aligned} S_x &= \delta_n \cdot B_1 \cdot \frac{h}{2} + \delta_{c_1} \cdot \frac{H_c}{2} \cdot \frac{H_c}{4} + \delta_{c_2} \cdot \frac{H_c}{2} \cdot \frac{H_c}{4} = 0,012 \cdot 1,8 \cdot \frac{1,788}{2} + \frac{1,776^2}{8} \cdot (0,012 + 0,01) = 0,028 \text{ м}^3; \\ S_{y_1} &= \delta_n \cdot x_c \cdot \frac{x_c}{2} + \delta_n \cdot \left(x_c - \frac{B_1 - B_2}{2}\right) \cdot \left(x_c - \frac{B_1 - B_2}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} + \delta_{c_1} \cdot H_c \cdot \left(x_c - \frac{B_1 - b}{2}\right) = \\ &= 0,012 \cdot 0,865^2 \cdot 0,5 + 0,012 \cdot \left(0,865 - \frac{1,8 - 1,66}{2}\right) \cdot 0,5 + 0,012 \cdot 1,776 \cdot \left(0,865 - \frac{1,8 - 1,6}{2}\right) = 0,0246 \text{ м}^3; \\ S_{y_2} &= \delta_n \cdot (B_1 - x_c) \cdot \frac{B_1 - x_c}{2} + \frac{1}{2} \cdot \delta_n \cdot \left(\frac{B_1 + B_2}{2} - x_c\right) \cdot \left(\frac{B_1 + B_2}{2} - x_c\right) + \delta_{c_2} \cdot H_c \cdot \left(\frac{b + B_1}{2} - x_c\right) = \\ &= 0,012 \cdot (1,8 - 0,865)^2 \cdot 0,5 + 0,012 \cdot \left(\frac{1,8 + 1,66}{2} - 0,865\right)^2 \cdot 0,5 + 0,01 \cdot 1,776 \cdot \left(\frac{1,6 + 1,8}{2} - 0,865\right) = 0,0245 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Фактичний прогин балки

$$f = \frac{5260,36 \cdot 10^3 \cdot 22,5^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,04343} = 0,0292 \text{ м} \approx [f] = 0,0282 \text{ м}.$$

Умова жорсткості балки виконується в межах прийнятих запасів міцності та жорсткості.

3.2.1.6 Внутрішні силові фактори

Для визначення розрахункових моментів M та перерізуючих сил Q , які діють в балці, необхідно побудувати лінії впливу для M та Q у вертикальній та горизонтальній площинах.

Щоб побудувати лінію впливу M_{\max} треба знайти положення критичного перетину

$$x = \frac{L}{2} - \frac{B_g}{4} = \frac{22,5}{2} - \frac{3,98}{4} = 10,26 \text{ м}.$$

Для перетину балки, що знаходиться на відстані $x = 10,26 \text{ м}$ від правої опори, відомим методом будуюмо л.в. M (рис.3.2.3,а).

Лінії впливу для балки в горизонтальній та у вертикальній площинах абсолютно однакові, різниця буде тільки у значеннях навантажень, що діють на балку у вертикальній і горизонтальній площинах. Різницю видно по розрахунковим схемам (рис.3.2.1).

Результати вирахувань ординат та площ ліній впливу зведені до табл.3.2.4

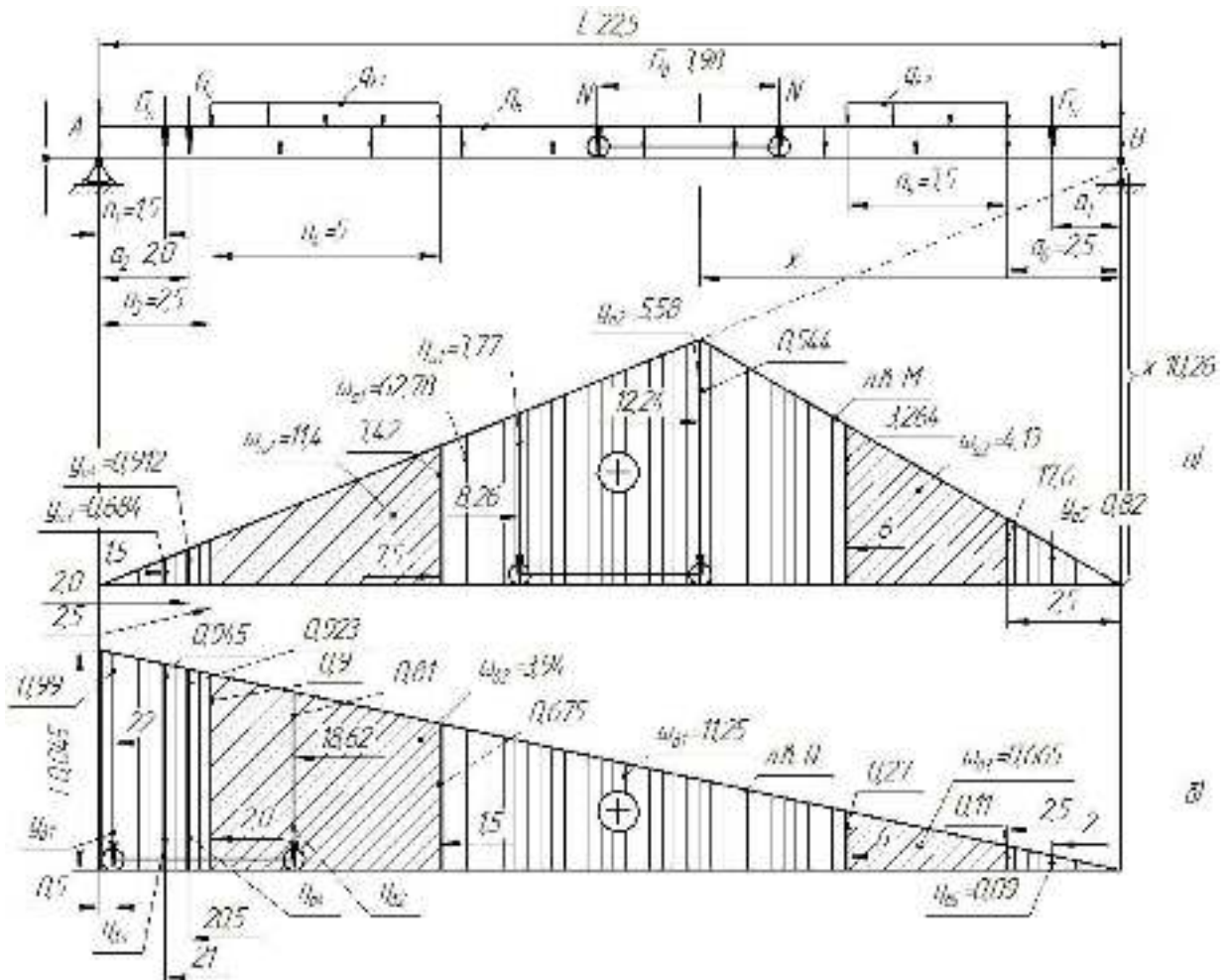


Рисунок 3.2.3 – Лінії впливу для балки у вертикальній площині

Таблиця 3.2.4 – Ординати та площі ліній впливу

Внутрішній силовий фактор	Ординати		Площі	
	Позначення	Величина	Позначення	Величина
M а)	y_{a_1}	м	ω_{a_1} ω_{a_2} ω_{a_3}	м^2
	y_{a_2}	3,77		62,78
	y_{a_3}	5,58		11,4
	y_{a_4}	0,68		4,13
	y_{a_5}	0,91		
Q б)	y_{b_1}	безрозмірні	ω_{b_1} ω_{b_2} ω_{b_3}	м
	y_{b_2}	0,99		11,25
	y_{b_3}	0,81		3,94
	y_{b_4}	0,95		0,67
	y_{b_5}	0,92		
		0,09		

По лініям впливу слід визначити максимальні розрахункові згинаючі моменти M_{\max} та Q_{\max} , що діють в балці у вертикальній та горизонтальній площинах.

Максимальний згинаючий момент M_{\max} при комбінації навантажень 1.1 (рис.3.2.3,а)

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= N \cdot (y_{a_1} + y_{a_2}) + G_n \cdot (y_{a_3} + y_{a_5}) + G_k \cdot y_{a_4} + q_b \cdot \omega_{a_1} + q_{E_1} \cdot \omega_{a_2} + q_{E_2} \cdot \omega_{a_3} = \\
 &= 500,11 \cdot (3,77 + 5,58) + 10,25 \cdot (0,68 + 0,91) + 16,19 \cdot 0,82 + 7,67 \cdot 62,78 + 4,75 \cdot 11,4 + 4,62 \cdot 4,13 = \\
 &= 5260,36 \text{кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Максимальна перерізуюча сила Q_{\max} буде, коли завантажений візок знаходиться біля опори лівої, тобто, при комбінації навантажень 1.2 (рис.3.2.3,б)

$$\begin{aligned}
 Q_{\max} &= N \cdot (y_{b_1} + y_{b_2}) + G_n \cdot (y_{b_3} + y_{b_5}) + G_k \cdot y_{b_4} + q_b \cdot \omega_{b_1} + q_{E_1} \cdot \omega_{b_2} + q_{E_2} \cdot \omega_{b_3} = \\
 &= 500,11 \cdot (0,99 + 0,81) + 10,25 \cdot (0,95 + 0,09) + 16,19 \cdot 0,92 + 7,67 \cdot 11,25 + 4,75 \cdot 3,94 + 4,62 \cdot 0,67 = \\
 &= 1033,84 \text{кН}.
 \end{aligned}$$

При цьому значення ординат та площі ліній впливу слід брати з табл.3.2.4, а числові значення відповідних навантажень необхідно брати з табл.9.2 та 9.3.

Розрахункові значення M_{\max} та Q_{\max} при будь-яких комбінаціях навантажень вираховуються аналогічно попередньому по лініям впливу

рис.3.2.3. Розрахункові значення внутрішніх силових факторів в головній балці при різних комбінаціях навантажень приведені в табл.3.2.5.

Таблиця 3.2.5 – Внутрішні силові фактори в балці

Фактори	Комбінації навантажень			
	1.1	1.2	2.1	2.2
	У вертикальній площині		У вертикальній площині	
Момент згину M , кН·м	5260,36	-	4642,88	-
			В горизонтальній площині	
			464,29	-
Перерізуюча сила Q , кН	У вертикальній площині		У вертикальній площині	
	-	1033,84	-	914,97
			В горизонтальній площині	
			-	91,5

3.2.1.7 Розрахунок балки на кручення

Головна балка однобалкового мостового крана працює на згин та кручення при комбінаціях навантажень 1.1, 2.1.

При комбінаціях навантажень 1.2, 2.2 балка працює на переріз та кручення. Схема навантажень, що діють на візок, приведена на рис.3.2.4, де P_1 - тиск коліс завантаженого візка на опорну рейку, кН;

P_2 - тиск коліс візка на контррейку, кН.

Сили тиску P_1 та P_2 можна визначити через суми моментів сил відносно осей А-А та Б-Б.

$$\begin{cases} \sum M_A = G \cdot l_2 - G_g \cdot l_1 - R_B \cdot k_g = 0 \\ \sum M_B = G \cdot (l_2 + k_g) + G_g \cdot (k_g - l_1) - R_A \cdot k_g = 0. \end{cases}$$

Звідки

$$R_B = \frac{G \cdot l_2 - G_g \cdot l_1}{k_g};$$

$$R_A = \frac{G(l_2 + k_g) + G_g(k_g - l_1)}{k_g},$$

де G - розрахункова сила ваги піднятого вантажу та г акової підвіски, кН;
 G_g - сила ваги візка, кН.

Для комбінацій навантаження 1.1, 1.2

$$G = \varphi_g \cdot (G_Q + G_n) = 1,2(647,46 + 12,95) = 792,49 \text{ кН}.$$

Для комбінацій навантаження 2.1, 2.2

$$G = G_Q + G_n = 647,46 + 12,95 = 660,41 \text{ кН.}$$

Сили тиску коліс дорівнюють

$$P_1 = \frac{R_A}{2}; \quad P_2 = \frac{R_B}{4}.$$

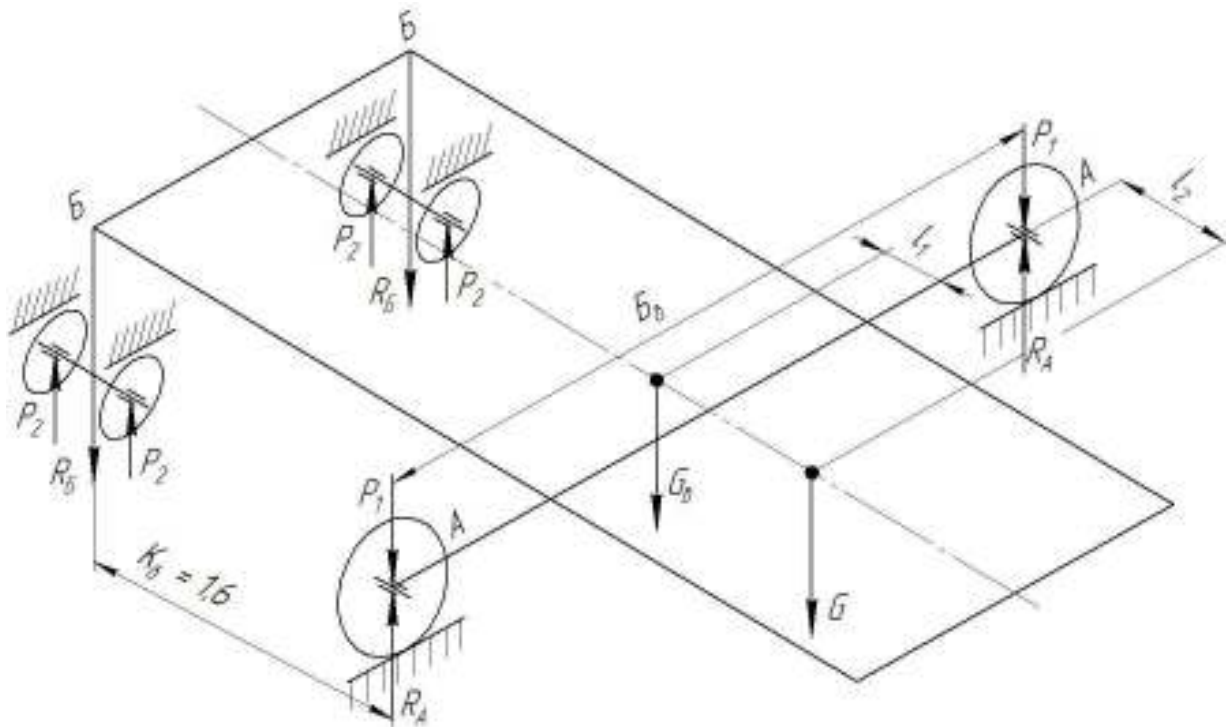


Рисунок 3.2.4 – Схема сил, що діють на візок

Із конструктивних міркувань приймаємо розміщення центрів ваги вантажу та візка на відстанях $l_1 = 0,5 \text{ м}$, $l_2 = 0,6 \text{ м}$ від осі опорної рейки.

Реакції опор та тиски коліс для різних комбінацій навантажень приведені в табл.3.2.6.

Таблиця 3.2.6 – Реакції опор та тиски коліс візка

Назви та позначення сил	Значення сил при комбінаціях навантажень, кН			
	1.1	1.2	2.1	2.2
Реакції опор R_A	1232,49	1232,49	1050,88	1050,88
R_B	232,27	232,27	182,74	182,74
Тиски коліс P_1	616,24	616,24	525,44	525,44
P_2	58,07	58,07	45,68	45,68
Горизонтальні інерційні навантаження F_x			86,82	86,82

Горизонтальні інерційні навантаження, що скручують балку дорівнюють $F_x = 2 \cdot N_i = 2 \cdot 43,41 = 86,82 \text{ кН}$.

Схема сил, що скручують головну балку, приведена на рис.3.2.5.

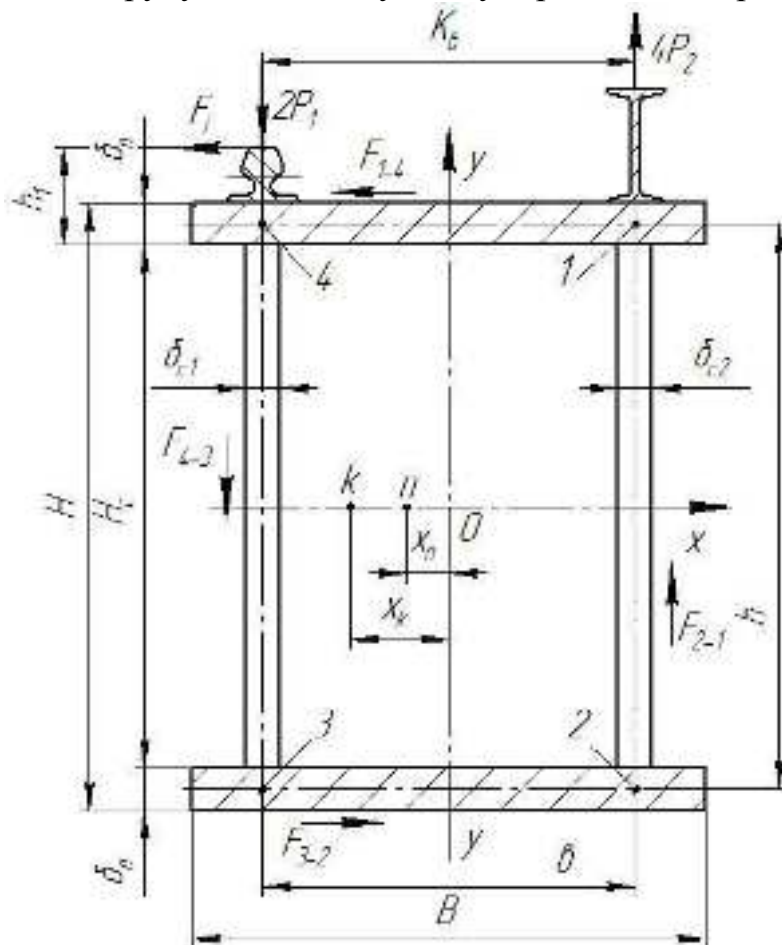


Рисунок 3.2.5 – Схема сил, що скручують головну балку

Розподілення вертикальних сил $2P_1$ та $4P_2$ по стінкам 1-2, 4-3 балки приймаємо як відповідні реакції опор y_1 , y_4 умовної балки, що знаходиться під дією сил $2P_1$ та $4P_2$ та опирається на стінки в точках 1,4 (рис.3.2.6,а).

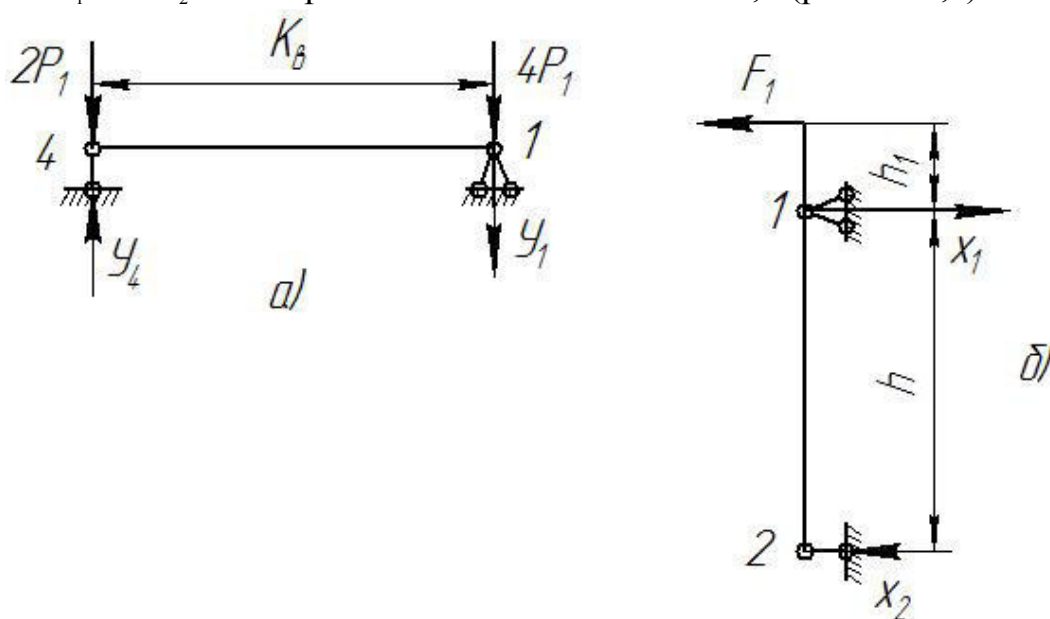


Рисунок 3.2.6 – Схеми розподілення зовнішніх сил по стінкам а) та по поясам балки б)

Тобто $y_4 = 2P_1$, $y_1 = 4P_2$.

Аналогічно знаходять розподілення сил x_1, x_2 по поясам балки 1-4, 2-3 від горизонтальних навантажень F_i (рис.3.2.6,б)

$$x_1 = \frac{F_i \cdot (h + h_i)}{h};$$

$$x_2 = \frac{F_i \cdot h_i}{h}.$$

Приймаємо опорну рейку КР 80 ГОСТ 4221-76, для якої $h_i = 0,13\text{м}$. Розподілення зовнішніх навантажень по поясам та стінкам балки приведені в табл.3.2.7

Таблиця 3.2.7 – Розподілення зовнішніх навантажень по поясам та стінкам балки

Розподілені сили	Сили при комбінаціях навантажень, кН			
	1.1	1.2	2.1	2.2
F_{1-4}			-93,13	-93,13
F_{4-3}	-1232,49	-1232,49	-1050,88	-1050,88
F_{3-2}			6,31	6,31
F_{2-1}	232,27	232,27	182,74	182,74

Абсциса центра кручення x_k дорівнює (рис.3.2.5)

$$x_k = \left\{ 1 + \frac{6[h \cdot \delta_n \cdot (\delta_{c_2} + \delta_{c_1}) - 2 \cdot \vartheta \cdot \delta_{c_2} \cdot \delta_{c_1}] \cdot \vartheta \cdot \delta_n}{[h \cdot \delta_n \cdot (\delta_{c_2} + \delta_{c_1}) + 2 \cdot \vartheta \cdot \delta_{c_2} \cdot \delta_{c_1}] \cdot [h \cdot (\delta_{c_2} + \delta_{c_1}) + 6 \cdot \vartheta \cdot \delta_n]} \right\} \cdot \frac{(\delta_{c_2} - \delta_{c_1}) \cdot \vartheta}{2 \cdot (\delta_{c_2} + \delta_{c_1})} =$$

$$= \left\{ 1 + \frac{6 \cdot [1,786 \cdot 0,012 \cdot (0,01 + 0,012) - 2 \cdot 1,6 \cdot 0,01 \cdot 0,012] \cdot 1,6 \cdot 0,012}{[1,786 \cdot 0,012 \cdot (0,01 + 0,012) + 2 \cdot 1,6 \cdot 0,01 \cdot 0,012] \cdot [1,786 \cdot (0,01 + 0,012) + 6 \cdot 1,6 \cdot 0,012]} \right\} \cdot$$

$$\frac{(0,01 - 0,012) \cdot 1,6}{2 \cdot (0,01 + 0,012)} = -78,29 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Абсциса центра перекоосу x_n дорівнює

$$x_n = \frac{h \cdot \vartheta \cdot (\delta_{c_2} - \delta_{c_1})}{2 \cdot h \cdot (\delta_{c_1} + \delta_{c_2}) + 12 \cdot \vartheta \cdot \delta_n} = \frac{1,786 \cdot 1,6 \cdot (0,01 - 0,012)}{2 \cdot 1,786 \cdot (0,01 + 0,012) + 12 \cdot 1,6 \cdot 0,012} = -18,5 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Момент кручення максимальний (знак моменту може бути плюс і мінус) для комбінацій навантажень 2.1, 2.2.

$$M_k = (0,5 \cdot \vartheta - x_k) \cdot F_{12} + 0,5 \cdot h \cdot F_{23} + (0,5 \cdot \vartheta + x_k) \cdot F_{34} + 0,5 \cdot h \cdot F_{41} =$$

$$= -[(0,5 \cdot 1,6 - (-78,29 \cdot 10^{-3})) \cdot 182,74 + 0,5 \cdot 1,786 \cdot 6,31 + (0,5 \cdot 1,6 + (-78,29 \cdot 10^{-3})) \cdot 1050,88 + 0,5 \cdot 1,786 \cdot 93,13] =$$

$$= -1007,82 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий крутний момент

$$M_{k_p} = -[(0,5 \cdot \vartheta - x_k) \cdot F_{12} + (0,5 \cdot \vartheta + x_k) \cdot F_{34}] =$$

$$= -[232,27 \cdot (0,5 \cdot 1,6 - (-78,29 \cdot 10^{-3})) + (0,5 \cdot 1,6 + (-78,29 \cdot 10^{-3})) \cdot 1232,49] =$$

$$= -(204,00 + 889,49) = -1093,49 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий бімомент

$$B_r = -(0,5 \cdot \vartheta - x_n) \cdot F_{12} - (0,5 \cdot \vartheta + x_n) \cdot F_{34} =$$

$$= -[0,5 \cdot 1,6 - (-18,5 \cdot 10^{-3})] \cdot 232,27 - [0,5 \cdot 1,6 + (-18,5 \cdot 10^{-3})] \cdot 1232,49 = -181,52 - 1008,79 =$$

$$= -1190,31 \text{ кНм.}$$

Поперечний бімомент

$$B_r = -(0,5 \cdot \vartheta - x_n) \cdot F_{12} + 0,5 \cdot h \cdot F_{23} - (0,5 \cdot \vartheta + x_n) \cdot F_{34} + 0,5 \cdot F_{41} =$$

$$= -(0,5 \cdot 1,6 - (-18,5 \cdot 10^{-3})) \cdot 182,74 + 0,5 \cdot 1,786 \cdot 6,31 + (0,5 \cdot 1,6 + (-18,5 \cdot 10^{-3})) \cdot 1050,88 +$$

$$+ 0,5 \cdot 1,786 \cdot 93,13 = -881,94 \text{ кНм.}$$

Пружна характеристика балки при стисненому крученні

$$a = \frac{E \cdot h^2 \cdot \epsilon^2}{24} \cdot \left[\frac{2 \cdot h^2 \cdot \delta_{c_2} \cdot \delta_{c_1} + 3 \cdot h \cdot \epsilon \cdot \delta_n \cdot (\delta_{c_2} + \delta_{c_1})}{h \cdot (\delta_{c_2} + \delta_{c_1}) + 6 \cdot \epsilon \cdot \delta_n} + \epsilon \cdot \delta_n \right] =$$

$$= \frac{E \cdot 1,786^2 \cdot 1,6^2}{24} \cdot \left[\frac{2 \cdot 1,786^2 \cdot 0,01 \cdot 0,012 + 3 \cdot 1,786 \cdot 1,6 \cdot 0,012 \cdot (0,01 + 0,012)}{1,786 \cdot (0,01 + 0,012) + 6 \cdot 1,6 \cdot 0,012} + 1,6 \cdot 0,012 \right] =$$

$$= E \cdot 0,0132 \text{ м}^6.$$

Жорсткість листової діафрагми при товщині листа $\delta_o = 0,006 \text{ м}$

$$k = 4 \cdot G \cdot \epsilon \cdot h \cdot \delta_o = 4 \cdot 0,4 \cdot E \cdot 1,6 \cdot 1,786 \cdot 0,006 = 0,027 \cdot E \text{ м}^3.$$

Коефіцієнт γ при відстанях між діафрагмами $l_o = 2,5 \text{ м}$

$$\gamma = \frac{k}{a} \cdot \frac{l_o^3}{6} = \frac{0,027 \cdot E \cdot 2,5^3}{0,0132 \cdot E \cdot 6} = 5,33.$$

Визначення пружної характеристики C

$$J_{c_1} = \frac{\delta_{c_1}^3}{12} = \frac{0,012^3}{12} = 1,44 \cdot 10^{-7} \text{ м}^3;$$

$$J_{c_2} = \frac{\delta_{c_2}^3}{12} = \frac{0,01^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3;$$

$$J_n = \frac{\delta_n^3}{12} = \frac{0,012^3}{12} = 1,44 \cdot 10^{-7} \text{ м}^3;$$

$$c = \frac{48 \cdot E \cdot \left(\frac{h}{J_{c_1}} + 6 \frac{\epsilon}{J_n} + \frac{h}{J_{c_2}} \right)}{\left(\frac{h}{J_{c_1}} + 2 \cdot \frac{\epsilon}{J_n} \right) \left(\frac{h}{J_{c_2}} + 2 \cdot \frac{\epsilon}{J_n} \right) - \left(\frac{\epsilon}{J_n} \right)^2} =$$

$$= \frac{48 \cdot E \cdot \left(\frac{1,786}{1,44 \cdot 10^{-7}} + 6 \cdot \frac{1,6}{1,44 \cdot 10^{-7}} + \frac{1,786}{8,33 \cdot 10^{-8}} \right)}{\left(\frac{1,786}{1,44 \cdot 10^{-7}} + 2 \cdot \frac{1,6}{1,44 \cdot 10^{-7}} \right) \left(\frac{1,786}{8,33 \cdot 10^{-8}} + 2 \cdot \frac{1,6}{1,44 \cdot 10^{-7}} \right) - \left(\frac{1,6}{1,44 \cdot 10^{-7}} \right)^2} = 35,38 \cdot E \cdot 10^{-7} \text{ м}^2.$$

Максимальний поздовжній бімомент B_w в балці буде при положенні візка з вантажем в середині прогону балки.

Комбінація 2.1, 2.2

$$B_w = -0,2 \cdot B_r \cdot l_d = -0,2 \cdot (-881,94) \cdot 2,5 = 440,97 \text{ кНм}^2.$$

Комбінація 1.1, 1.2

$$B_w = -0,2 \cdot (-1190,31) \cdot 2,5 = 595,15 \text{ кНм}^2.$$

Поздовжні напруження в кутах 1-4 поперечного перетину балки
Комбінації 2.1, 2.2

$$\sigma_{w_1} = -\sigma_{w_2} = \frac{1}{m} \cdot \frac{E \cdot B_w \cdot h}{a \cdot 2} \cdot \left(\frac{e}{2} - x_n \right) = \frac{1}{0,8} \cdot \frac{E \cdot 440,97 \cdot 1,786}{E \cdot 0,0132 \cdot 2 \cdot 10^3} \cdot \left(\frac{1,6}{2} + 18,5 \cdot 10^{-3} \right) = 30,56 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{w_3} = -\sigma_{w_4} = \frac{1}{m} \cdot \frac{E \cdot B_w \cdot h}{a \cdot 2} \cdot \left(\frac{e}{2} + x_n \right) = \frac{1}{0,8} \cdot \frac{E \cdot 440,97 \cdot 1,786}{E \cdot 0,0132 \cdot 2 \cdot 10^3} \cdot \left(\frac{1,6}{2} - 18,5 \cdot 10^{-3} \right) = 29,17 \text{ МПа}.$$

Дотичні напруження в балці при положенні вантажу біля кінцевої балки

$$\tau_{23} = \tau_{34} = \tau_{41} = \frac{1}{m} \cdot \frac{B_r + M_k}{2 \cdot h \cdot e \cdot \delta_{c_1}} = \frac{1 \cdot (881,94 + 1007,82)}{0,8 \cdot 2 \cdot 1,786 \cdot 1,6 \cdot 0,012 \cdot 10^3} = 34,56 \text{ МПа};$$

$$\tau_{12} = \frac{1}{m} \cdot \frac{B_r + M_k}{2 \cdot h \cdot e \cdot \delta_{c_2}} = \frac{1 \cdot (881,94 + 1007,82)}{0,8 \cdot 2 \cdot 1,786 \cdot 1,6 \cdot 0,010 \cdot 10^3} = 37,54 \text{ МПа}.$$

Комбінації 1.1, 1.2

$$\tau_{23} = \tau_{34} = \tau_{41} = \frac{1 \cdot (1190,31 + 1093,49)}{0,8 \cdot 2 \cdot 1,786 \cdot 1,6 \cdot 0,012 \cdot 10^3} = 41,57 \text{ МПа};$$

$$\tau_{12} = \frac{1 \cdot (1190,31 + 1093,49)}{0,8 \cdot 2 \cdot 1,786 \cdot 1,6 \cdot 0,01 \cdot 10^3} = 49,19 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{w_1} = -\sigma_{w_2} = \frac{1}{0,8} \cdot \frac{E \cdot 595,15 \cdot 1,786}{E \cdot 0,0132 \cdot 2 \cdot 10^3} \cdot \left(\frac{1,6}{2} - (-18,5 \cdot 10^{-3}) \right) = 41,23 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{w_3} = -\sigma_{w_4} = \frac{1}{0,8} \cdot \frac{E \cdot 595,15 \cdot 1,786}{E \cdot 0,0132 \cdot 2 \cdot 10^3} \cdot \left(\frac{1,6}{2} - (-18,5 \cdot 10^{-3}) \right) = 39,37 \text{ МПа}.$$

3.2.1.8 Розрахунок максимальних напружень в головній балці

Нормальні напруження в середині прогону балки з урахуванням стисненого кручення для комбінації навантажень 2.1, можна порохувати по рівнянню

$$\sigma = \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) + \sigma_{w_3} \leq R_{32},$$

де N - осьові сили інерції вздовж балки від розгону-гальмування завантаженого візка, кН;

M_x, M_y - моменти згину у вертикальній та горизонтальній площинах, кНм;

σ_{w_3} - додаткові нормальні напруження в кутах 3, 4 поперечного перетину балки (рис.3.2.5), МПа;

R_{32} - нормативний опір згину сталі Ст3, МПа;

m - коефіцієнт умов роботи.

Дотичні напруження в опорній частині балки для комбінації навантажень 2.2 з урахуванням стисненого кручення дорівнюють

$$\tau = \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot (\delta_{c_1} + \delta_{c_2})} + \frac{Q_y \cdot S_y}{J_y \cdot 2 \cdot \delta_n} \right) + \tau_{1,2} \leq R_{32},$$

де Q_x, Q_y - перерізуючі сила в опорному перетині балки, що діє у вертикальній та горизонтальній площинах, кН;

S_x, S_y - статичні моменти напівперетинів балки, м³;

J_x, J_y - моменти інерції перетину балки відносно осей $x-x$ та $y-y$, м⁴;

$\delta_{c_1}, \delta_{c_2}, \delta_n$ - товщини стінок та поясу, м;

$\tau_{1,2}$ - дотичні напруження в кутах 1, 2 поперечного перетину балки від кручення, МПа.

Підставляючи значення вхідних величин (п.3.3.1.6) у вище приведені залежності, можна отримати максимальні нормальні та дотичні напруження в розрахункових точках поперечного перетину балки.

Комбінація 2.1

$$\sigma = \frac{1}{0,8} \cdot \left(\frac{86,82}{0,0808 \cdot 10^3} + \frac{4642,88}{0,048 \cdot 10^3} + \frac{464,29}{0,038 \cdot 10^3} \right) + 30,56 = 168,06 \text{ МПа} < R_{32} = 210 \text{ МПа}.$$

Комбінація 2.2

$$\tau = \frac{1}{0,8} \cdot \left(\frac{914,97 \cdot 0,028}{4343 \cdot 10^{-5} \cdot (0,012 + 0,01) \cdot 10^3} + \frac{91,5 \cdot 0,0245}{3530 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 0,012 \cdot 10^3} \right) + 37,54 = 78,1 \text{ МПа} < R_{32} = 130 \text{ МПа}.$$

Комбінація 1.1

$$\sigma = \frac{1}{0,8} \cdot \left(\frac{86,82}{0,0808 \cdot 10^3} + \frac{5260,36}{0,048 \cdot 10^3} \right) + 39,37 = 177,7 \text{ МПа} < R_{32}.$$

Комбінація 1.2

$$\tau = \frac{1}{0,8} \cdot \left(\frac{1033,84 \cdot 0,028}{4343 \cdot 10^{-5} \cdot (0,012 + 0,01) \cdot 10^3} \right) + 49,19 = 87,25 \text{ МПа} < R_{32}.$$

По міцності балка недовантажена, але по жорсткості вона відповідає допускному прогину.

Розрахуємо час згасання коливань балки й порівняємо із допускним значенням.

$$t = \frac{\tau}{\gamma} \ln \frac{y_i}{y_{i+n}} = \frac{\tau}{\gamma} \ln 2, f \leq [t] = 12c,$$

де τ - період власних коливань балки

$$\tau = \frac{1}{\rho} = \frac{1}{4,79} = 0,21c;$$

ρ - частота власних коливань балки

$$\rho = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C}{m}} = \frac{1}{2 \cdot 3,14} \sqrt{\frac{38,4 \cdot 10^6}{42396,5}} = 4,79 \text{Гц};$$

C - жорсткість балки на згин

$$C = \frac{48EI_x}{L^3} = \frac{48 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,0434}{22,5^3} = 38,4 \cdot 10^6 \frac{H}{m};$$

m - наведена маса балки, візка й вантажу

$$m = \frac{17}{35} m_B + \frac{m_T + m_B}{2} = \frac{17}{35} \cdot 16000 + \frac{19250 + 50000}{2} = 42396,5 \text{кг};$$

$\gamma = 0,07$ - логарифмічний декремент коливань.

Тоді, час згасання коливань балки буде дорівнювати

$$t = \frac{0,21}{0,07} \ln(2 \cdot 2,92) = 5,29c < [t] = 12c.$$

Динамічні характеристики балки задовільні. Перегляд розмірів прийнятого поперечного перетину не потрібен.

Розрахуємо дотичні напруження зрізу у зварному поясному шві.

Дотичні напруження зрізу у зварному шві не повинні перевищувати $R_{зр.зв} = 150 \text{МПа}$ (табл.3.1.4)

$$\tau_{зв} = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{\beta \cdot k} \leq R_{зр.зв},$$

де T - дотична сила на один метр зварного шва

$$T = \delta_{c_1} \cdot \tau = 0,012 \cdot 0,13 \cdot 10^3 = 1,44 \frac{\kappa H}{\text{м}};$$

τ - дотичне напруження близько опори балки

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_n}{2 \cdot J_x \cdot \delta_c} = \frac{1033,84 \cdot 13 \cdot 10^{-5}}{2 \cdot 4343 \cdot 10^{-5} \cdot 0,012 \cdot 10^3} = 0,13 \text{ МПа};$$

S_n - статичний момент поясу відносно його власної осі x

$$S_n = B \cdot \delta_n \cdot \frac{\delta_n}{2} = 1,8 \cdot 0,012 \cdot \frac{0,012}{2} = 13 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3;$$

V - нормальний вертикальний тиск на 1 м зварного шва

$$V = \frac{P_{кр}}{3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_p + I_n}{\delta_{c_1}}}} = \frac{434,07}{3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{1523 \cdot 10^{-8} + 25,9 \cdot 10^{-8}}{0,012}}} = 1225,32 \frac{\kappa H}{\text{м}};$$

$P_{кр} = N_1 = 434,07 \text{ кН}$ - критична сила (п.3.2.1.4);

$I_{p_x} = 1523 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$, $I_{n_x} = 2,59 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4$ - моменти інерції, відповідно, підвізкової опорної рейки КР80 та поясу;

$I_x = 4343 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$ - момент інерції опорного перетину балки (п.3.2.1.5).

Тоді, дотичні напруження зрізу у поясовому шві будуть дорівнювати

$$\tau_{зв} = \frac{\sqrt{1,44^2 + 1225,32^2}}{1 \cdot 0,01 \cdot 10^3} = 122,64 \text{ МПа} < R_{зр.зв}.$$

3.2.1.9 Забезпечення стійкості стінок балки

Співвідношення висоти стінок до їх товщин складає

$$\frac{H_c}{\delta_{c_1}} = \frac{1,776}{0,012} = 148;$$

$$\frac{H_c}{\delta_{c_2}} = \frac{1,776}{0,01} = 177,6.$$

Так як балку виконано із сталі класу Ст3, то при співвідношенні $\frac{H_c}{\delta_c} > 160$

треба ставити поперечні довгі діафрагми та поздовжні ребра жорсткості на висоті $0,25 \cdot H = 0,25 \cdot 1,8 = 0,45 \text{ м}$ від верхнього стиснутого пояса. Поперечні діафрагми слід ставити з кроком $a = 2 \text{ м}$. Крім того, під верхнім поясом балки слід встановити поперечні короткі ребра до поздовжнього ребра з кроком $a_1 = 0,5 \text{ м}$.

3.2.2 Проектування кінцевої балки

3.2.2.1 Складання розрахункової схеми

Для подальшого розрахунку кінцевої балки на міцність необхідно визначити величину максимального згинаючого моменту в балці.

Для визначення внутрішніх силових факторів кінцевої балки будуються епюри згинаючих моментів M та перерізуючих зусиль Q .

На схемі кінцевої балки вказано: $l_1 = 4,05 \text{ м}$; $l_2 = 1,95 \text{ м}$; $l_3 = 5,6 \text{ м}$;

$$A_{\max} = Q_{\max} = 874,7 \text{ кН}; \quad l_4 = \frac{B - l_3}{2} = \frac{6,0 - 5,6}{2} = 0,2 \text{ м}. \quad (\text{рис.3.2.7}).$$

3.2.2.2 Визначення внутрішніх силових факторів

Визначимо максимальні реакції опор кінцевої балки (рис.3.2.7)

$$R_{C_{\max}} = \frac{A_{\max} \cdot l_2 + M_{\max}^{kp}}{B} = \frac{1033,84 \cdot 1,95 + 1093,49}{6} = 518,25 \text{ кНм};$$

$$R_{D_{\max}} = \frac{A_{\max} \cdot l_1 - M_{\max}^{kp}}{B} = \frac{1033,84 \cdot 4,05 - 1093,49}{6} = 515,59 \text{ кНм},$$

де для комбінації 1.2

$$M_{\max}^{kp} = M_{kp} = 1093,49 \text{ кНм};$$

для комбінації 2.2

$$M_{\max}^{kp} = M_{kp} = 1007,82 \text{ кНм}.$$

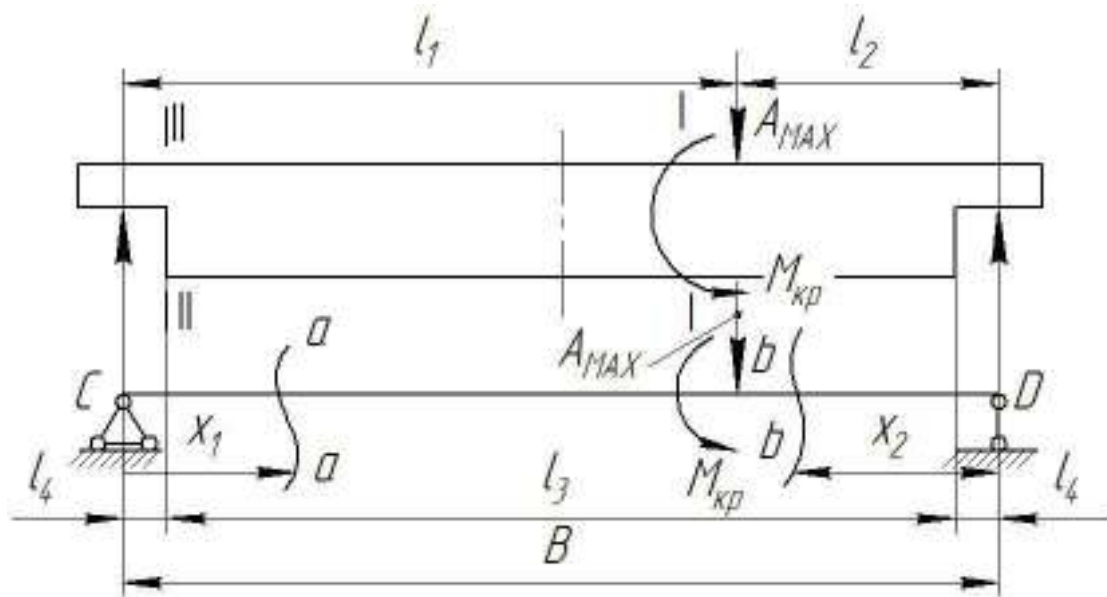


Рисунок 3.2.7 – Розрахункова схема кінцевої балки

Побудова епюр M_x і Q_y .

При просуванні перетину $a-a$ від попри C

$$M_X^{a-a} = R_{C_{\max}} \cdot X_1;$$

$$Q_y^{a-a} = R_{C_{\max}}.$$

При $X_1 = 0$ (на опорі C)

$$M_X^{a-a} = 0;$$

$$Q_y^{a-a} = R_{C_{\max}} = 518,25 \text{ кН}.$$

При $X_1 = l_4$ (перетин надбуксової зони)

$$M_X^{a-a} = 518,25 \cdot 0,2 = 103,65 \text{ кНм};$$

$$Q_y^{a-a} = 518,25 \text{ кН}.$$

При $X_1 = l_1$ (основний перетин кінцевої балки)

$$M_X^{a-a} = 518,25 \cdot 4,05 = 2098,91 \text{ кНм};$$

$$Q_y^{a-a} = 518,25 \text{ кН}.$$

При просуванні перетину $b-b$ від опори D

$$M_X^{b-b} = R_{D_{\max}} \cdot X_2;$$

$$Q_y^{b-b} = -R_{D_{\max}}.$$

При $X_2 = 0$ (на опорі D)

$$M_X^{b-b} = 0;$$

$$Q_y^{b-b} = -R_{D_{\max}} = -515,59 \text{ кН}.$$

При $X_2 = l_4$ (перетин над буксової зони)

$$M_X^{b-b} = 515,59 \cdot 0,2 = 103,12 \text{ кНм};$$

$$Q_y^{b-b} = -515,59 \text{ кН}.$$

При $X_2 = l_2$ (основний перетин балки)

$$M_X^{b-b} = 515,59 \cdot 1,95 = 1005,4 \text{ кНм};$$

$$Q_y^{b-b} = -515,59 \text{ кН}.$$

Після побудови епюр (рис.3.2.8) отримані наступні величини внутрішніх силових факторів для кінцевої балки.

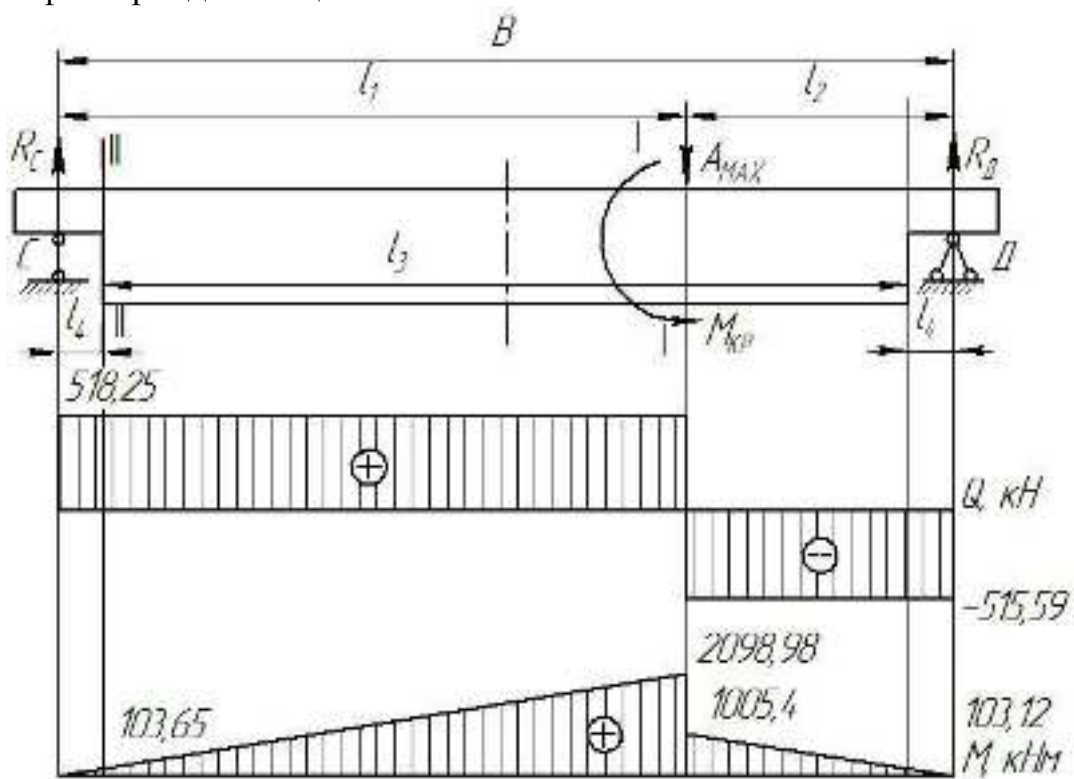


Рисунок 3.2.8 – Епюри внутрішніх силових факторів для кінцевої балки

Для основного перетину:

Максимальний момент згину $M_{\max}^{I-I} = 2098,91 \text{ кНм};$

Максимальне перерізує зусилля $Q_{\max}^{I-I} = 518,25 \text{кН}$.

Для надбуксової зони:

Максимальний момент згину $M_{\max}^{II-II} = 103,65 \text{кНм}$;

Максимальне перерізує зусилля $Q_{\max}^{II-II} = 518,25 \text{кН}$.

3.2.2.3 Побудова поперечного перерізу балки. Визначення його геометричних характеристик

Працездатність металоконструкції кінцевої балки оцінюється за величиною мінімального моменту опору розрахункового перетину $[W_X]$.

Визначимо мінімально допустимі моменти опору для перетинів $I-I$ і $II-II$:

$$[W_X^{I-I}] = \frac{M_{\max}^{I-I}}{R_{32}} = \frac{2098,91 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^6} = 0,00999 \text{м}^3,$$

$$[W_X^{II-II}] = \frac{M_{\max}^{II-II}}{R_{32}} = \frac{103,65 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^6} = 0,000493 \text{м}^3.$$

Фактичні розміри перетину $I-I$ (рис.3.2.9) наведені нижче:

товщина поясів $\delta_{II} = 12 \text{мм}$;

товщина стінок $\delta_C = 10 \text{мм}$;

висота стінок $H_C = 1076 \text{мм}$;

ширина поясів $B = 650 \text{мм}$;

висота балки $H = 1100 \text{мм}$;

звис поясів $a = 20 \text{мм}$.

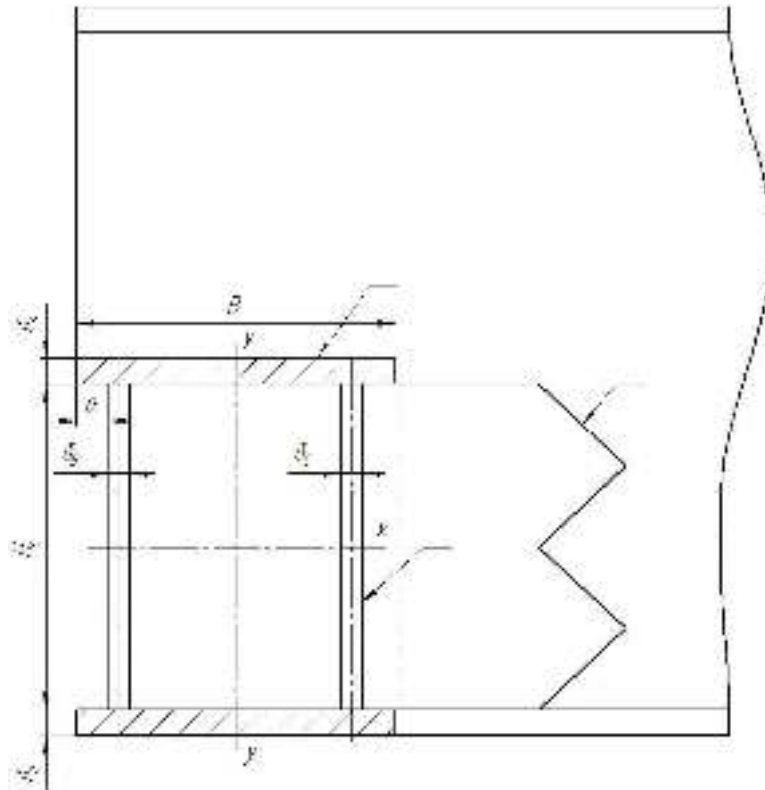


Рисунок 3.2.9 – Перетин I–I кінцевої балки

Визначимо момент інерції I_x даного перетину. Момент інерції вертикальних стінок

$$I_{x_c} = \frac{\delta_c \cdot H_c^3}{12} = \frac{0,010 \cdot 1,076^3}{12} = 10,38 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент інерції поясів

$$I_{x_{II}} = F_{II} \cdot \left(\frac{H_c + \delta_{II}}{2} \right)^2 = 0,0078 \cdot \left(\frac{1,076 + 0,012}{2} \right)^2 = 23,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4,$$

де F_{II} - площа перетину поясу

$$F_{II} = \delta_{II} \cdot B = 0,012 \cdot 0,65 = 0,0078 \text{ м}^2.$$

Сумарний момент інерції перетину балки

$$I_x = 2 \cdot I_{x_c} + 2 \cdot I_{x_{II}} = 2 \cdot 10,38 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 23,08 \cdot 10^{-4} = 66,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Площа даного перетину становить

$$F^{I-I} = 2 \cdot F_{II} + 2 \cdot \delta_c \cdot H_c = 2 \cdot 0,0078 + 2 \cdot 0,010 \cdot 1,076 = 0,037 \text{ м}^2.$$

Момент опору даного перетину становить

$$W_X^{I-I} = \frac{2I_X}{H_C + 2\delta_{II}} = \frac{2 \cdot 66,92 \cdot 10^{-4}}{1,076 + 2 \cdot 0,012} = 0,01217 \text{ м}^3 > [W_X^{I-I}]$$

Прийняті наступні розміри елементів перетину II – II (рис.3.2.10):

товщина верхнього поясу $\delta_{II_1} = 12 \text{ мм}$;

ширина балки $B = 650 \text{ мм}$;

товщина надбуксового листа $\delta_{II_2} = 20 \text{ мм}$;

висота стінок $H_C = 438 \text{ мм}$;

товщина стінок $\delta_C = 10 \text{ мм}$;

ширина надбуксового листа $B_1 = 150 \text{ мм}$;

звис пояса $a_1 = 20 \text{ мм}$;

звис надбуксових листів $a_2 = 20 \text{ мм}$;

висота надбуксової частини $H = 470 \text{ мм}$.

Обрахуємо поперечний перетин надбуксової частини кінцевої балки.

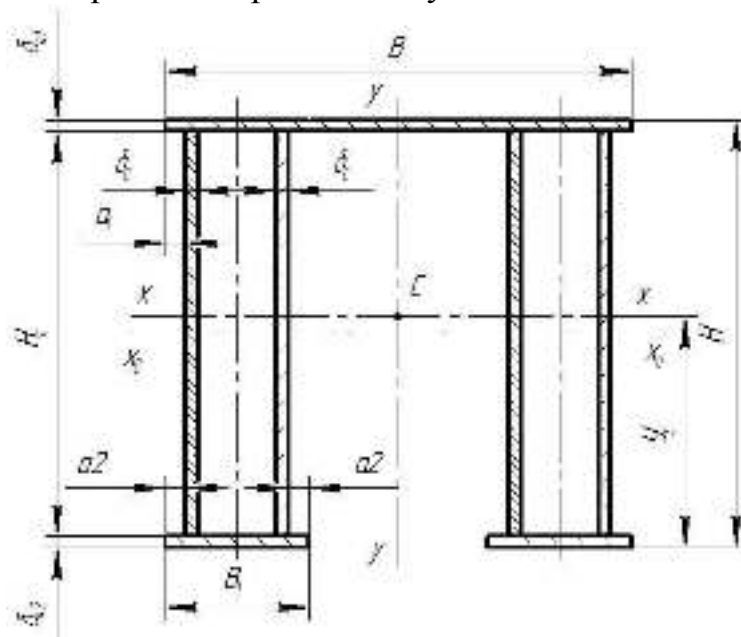


Рисунок 3.2.10 – Перетин II – II

Центр ваги перетину y_c^{II-II}

$$y_c^{II-II} = \frac{\sum F_i \cdot y_i}{\sum F_i} = \frac{0,65 \cdot 0,012 \cdot 0,464 + 4 \cdot 0,438 \cdot 0,01 \cdot 0,239 + 2 \cdot 0,02 \cdot 0,15 \cdot 0,01}{0,65 \cdot 0,012 + 4 \cdot 0,438 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,02 \cdot 0,15} = 0,251 \text{ м.}$$

Момент інерції перетину J_X^{II-II}

$$\begin{aligned}
 J_X^{II-II} &= \frac{4 \cdot \delta_C \cdot H_C^3}{12} + 4 \cdot H_C \cdot \delta_C \cdot \left[y_C - \left(\frac{H_C}{2} + \delta_{n_2} \right) \right]^2 + B \cdot \delta_{n_1} \cdot \left(H - y_C - \frac{\delta_{n_1}}{2} \right)^2 + 2 \cdot B_1 \cdot \delta_{n_2} \cdot \left(y_C - \frac{\delta_{n_2}}{2} \right)^2 = \\
 &= \frac{4 \cdot 0,01 \cdot 0,438^3}{12} + 4 \cdot 0,438 \cdot 0,01 \cdot \left[0,251 - \left(\frac{0,438}{2} + 0,02 \right) \right]^2 + 0,65 \cdot 0,012 \cdot \left(0,470 - 0,251 - \frac{0,012}{2} \right)^2 + \\
 &\quad + 2 \cdot 0,15 \cdot 0,02 \cdot (0,251 - 0,01)^2 = 9,84 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.
 \end{aligned}$$

Площа перетину

$$F_{II-II} = B \cdot \delta_{n_1} + 4 \cdot H_C \cdot \delta_C + 2 \cdot B_1 \cdot \delta_{n_2} = 0,65 \cdot 0,012 + 4 \cdot 0,438 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,15 \cdot 0,02 = 31,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Момент опору перетину надбуксової частини

$$\begin{aligned}
 W_{X(1)}^{II-II} &= \frac{J_X}{y_C} = \frac{9,84 \cdot 10^{-4}}{0,251} = 39,20 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3, \\
 W_{X(2)}^{II-II} &= \frac{J_X}{H - y_C} = \frac{9,84 \cdot 10^{-4}}{0,47 - 0,251} = 44,93 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.
 \end{aligned}$$

Максимальні напруження в основному перетині кінцевої балки I-I (рис.3.2.9)

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{1}{m} \cdot \frac{M_{I-I}}{W_{X_{I-I}}} = \frac{1 \cdot 2098,91}{0,9 \cdot 0,0122 \cdot 10^3} = 191,16 < R_p; \\
 \tau &= \frac{1}{m} \cdot \frac{Q_{I-I}}{F_{I-I}} = \frac{1 \cdot 518,25}{0,9 \cdot 0,037 \cdot 10^3} = 15,56 < R_{zp}.
 \end{aligned}$$

Максимальні напруження в перетині II-II надбуксової частини балки (рис.3.2.10)

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{1}{m} \cdot \frac{M_{II-II}}{W_{X_{II-II}}} = \frac{103,65}{0,9 \cdot 39,2 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 29,38 < R_p; \\
 \tau &= \frac{1}{m} \cdot \frac{Q_{II-II}}{F_{II-II}} = \frac{518,25}{0,9 \cdot 31,3 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3} = 18,4 < R_{zp}.
 \end{aligned}$$

Умови міцності кінцевої балки виконуються.

Приклад 3.3 Спроекувати металоконструкцію кран-балки двома варіантами виконання

Варіант I. Прогінну будову виконати у вигляді комбінованого поперечного перетину.

Варіант II. Прогінну будову виконати у вигляді двотаврової балки із шпренгельним підсиленням.

Кран-балка призначена для підйому та переміщення різних поточних вантажів в машинобудівному цеху.

Вихідні дані

Вантажопідйомність $Q = 10\text{ т}$;

Прогін $L = 27\text{ м}$;

База кран-балки $B_k = 4,5\text{ м}$;

База електроталя $B = 0,67\text{ м}$;

Швидкості:

Підйому вантажу $V_n = 0,15 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

Пересування електроталя $V_E = 0,36 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

Пересування кран-балки $V_k = 0,4 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

Висота підйому $H = 10\text{ м}$.

Режим роботи А4.

Вантажо-підйомний механізм – електроталь ТЕ10 Харківського заводу ПТО.

Керування кран-балкою – з підлоги.

3.3.1 Вибір матеріалу

Кран-балка працює в приміщенні машинобудівного цеху з поміркованим режимом роботи. Тому, основні несучі елементи металоконструкції можливо виготовити із сталі Ст3сп5 ГОСТ 380, механічні характеристики якої наведені в табл. 3.3.1.

Таблиця 3.3.1 – Механічні характеристики сталі

Сталь	σ_T , МПа	σ_s , МПа	$[\sigma]_p$, МПа	R_p , МПа
Ст3сп5 ГОСТ 380-90	245-255	370-380	170	210

3.3.2 Розрахункові випадки та комбінації навантажень

Випадок 1. Працює тільки механізм підйому, інші механізми не працюють.

Комбінація 1.1. Електроталь з вантажем знаходиться в середині прогону. На прогінну балку діють сили: власної ваги, ваги піднімаємого вантажу та гакової підвіски з коефіцієнтом динамічності, ваги електроталя.

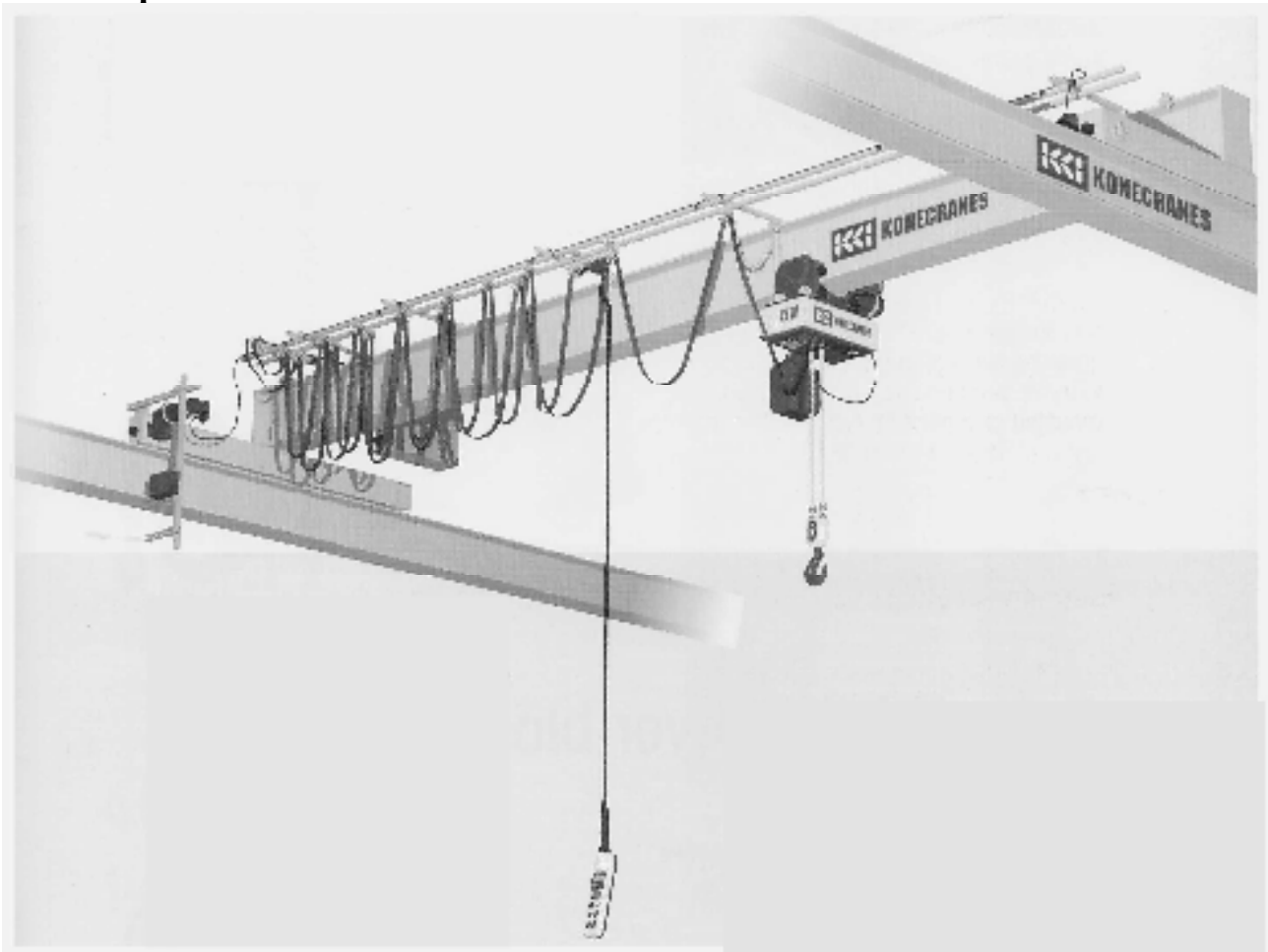
Комбінація 1.2. Електроталь з вантажем знаходиться біля опори прогінної балки. На прогінну балку діють сили, аналогічні приведеним в комбінації 1.1.

Випадок 2. Працюють механізми пересування електроталю та кран-балки. Механізм підйому не працює.

Комбінація 2.1. Електроталь з піднятим вантажем знаходиться в середині прогону балки. На прогінну балку у вертикальній площині діють сили: власної ваги, ваги піднятого вантажу з гаковою підвіскою без коефіцієнта динамічності, ваги електроталю. У горизонтальній площині на прогінну балку діють сили інерції під час розгону-гальмування кран-балки вздовж підкранової колії від власної ваги прогінної балки, ваги піднятого вантажу, гакової підвіски, електроталю. У горизонтальній площині вздовж прогінної балки діють сили інерції розгону-гальмування електроталю з піднятим вантажем.

Комбінація 2.2. Електроталь з піднятим вантажем знаходиться біля опори прогінної балки. На прогінну балку діють сили, аналогічні силам комбінації 2.1.

Варіант І.



3.3.3 Вибір типу металоконструкції

Згідно варіанту I прогінну будову пропонується виконати із перетину, що складається із двотаврової балки, підсиленої по верхньому поясу зварною тригранною коробкою із листа (рис. 3.3.1)

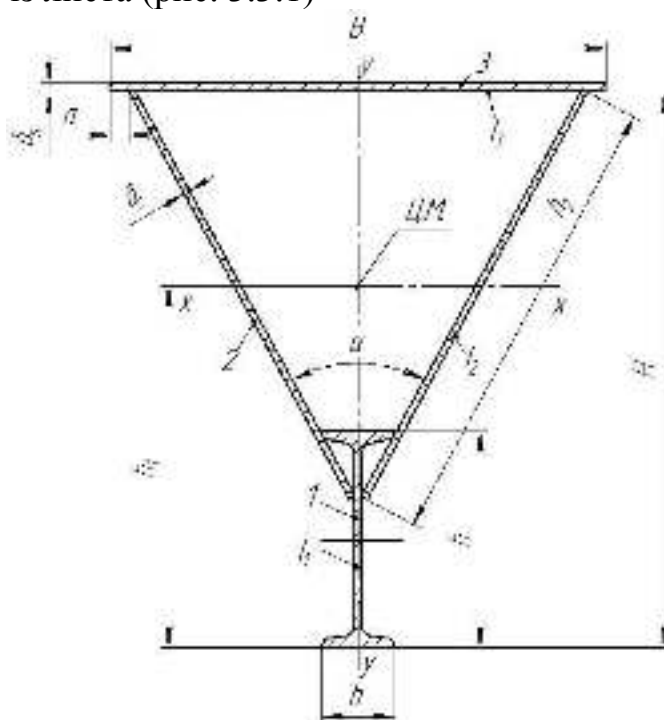


Рисунок 3.3.1 – Перетин прогінної балки по варіанту 1

3.3.4 Навантаження

Величини навантажень приймаємо по аналогії з вже існуючими зразками кран-балок та у відповідності з рекомендаціями спеціальної літератури (табл.3.3.2).

Таблиця 3.3.2 – Розрахункові навантаження на прогінну балку

Комбінації навантажень	Навантаження, кН, кН/м					
	У вертикальній площині			У горизонтальній площині		
	Розрахункові навантаження	Позначення	Величина	Розрахункові навантаження	Позначення	Величина
1.1, 1.2	Сила ваги вантажу з гаковою підвіскою	G_Q	122,3			
	Сила ваги електроталія	G_E	16,17			
	Поздовжня сила власної ваги балки	q_b	3,77			
	Сила тиску завантаженого електроталія на вісь опорно-ходової частини	N_1	69,24			
2.1, 2.2	Сила ваги вантажу з гаковою підвіскою	G_Q	101,92	Інерційні сили вздовж кранової колії від вантажу з гаковою підвіскою електроталія	N_{li}	5,9
	Сила ваги електроталія	G_E	16,17			
	Поздовжня сила власної ваги балки	q_b	3,77	Інерційні сили вздовж кранової колії від власної ваги балки	q_{bi}	0,38
	Сила тиску завантаженого талія на вісь опорно-ходової частини	N_1	59,04	Інерційні сили вздовж балки від електроталія з вантажем	P_i	11,86

Розрахункова сила ваги піднятого вантажу розраховується у відповідності з комбінаціями навантажень.

Комбінація 1.1, 1.2

$$G_Q = \psi \cdot (Q \cdot k_2 + Q_n) \cdot g = 1,2 \cdot (10 \cdot 1,2 + 0,02 \cdot 10) \cdot 9,8 = 122,3 \text{кН}.$$

Комбінація 2.1, 2.2

$$G_Q = (Q \cdot k_2 + Q_n) \cdot g = (10 \cdot 1,2 + 0,02 \cdot 10) \cdot 9,8 = 101,92 \text{кН},$$

де $Q_n = 0,02 \cdot Q$ - маса гакової підвіски, т;
 $\psi = 1,2$ - коефіцієнт динамічності для приводу електроталія в залежності від швидкості підйому $V_n = 0,15 \frac{\text{м}}{\text{с}}$.

Поздовжню масу прогінної балки попередньо приймемо $m_6 = 0,35 \frac{\text{т}}{\text{м}}$. Тоді розрахункова поздовжня сила ваги прогінної балки дорівнює $q_6 = m_6 \cdot g \cdot k_1 = 0,35 \cdot 9,8 \cdot 1,1 = 3,77 \text{кН/м}$.

Масу електроталія вантажопідйомністю $Q = 10 \text{т}$ вибираємо по каталогу $m_E = 1,5 \text{т}$ Харківського заводу ПТО.

Розрахункова сила ваги електроталія складає

$$G_E = m_E \cdot g \cdot k_3 = 1,5 \cdot 9,8 \cdot 1,1 = 16,17 \text{кН},$$

де $k_1 = 1,1; k_2 = 1,2; k_3 = 1,1$ - коефіцієнти перевантажень по, відповідно, власній вазі металоконструкції, вазі піднятого вантажу, обладнанню.

Розрахункові сили тиску завантаженого електроталія на осі опорно-ходової частини у відповідності до комбінацій навантажень дорівнюють:

Для комбінацій 1.1, 1.2

$$N_1 = \frac{G_Q + G_E}{2} = \frac{122,3 + 16,17}{2} = 69,24 \text{кН}.$$

Тиск на одне колесо складає

$$P = \frac{N_1}{2} = 34,62 \text{кН}.$$

Для комбінацій 2.1, 2.2

$$N_1 = \frac{101,92 + 16,17}{2} = 59,04 \text{кН}.$$

Інерційне навантаження для комбінацій 2.1, 2.2 вздовж підкранової колії від власної ваги балки, викликані пуском-гальмуванням кран-балки, дорівнює

$$q_{\delta_i} = q_{\delta} \cdot a = 3,77 \cdot 0,1 = 0,38 \frac{\kappa H}{m};$$

від ваги електроталія з піднятим вантажем

$$P_{i_1} = N_1 \cdot a = 59,04 \cdot 0,1 = 5,9 \kappa H,$$

де $a = 0,1 \frac{M}{c^2}$ - рекомендована межа прискорення електроталія та кран-балки.

Інерційне навантаження вздовж прогінної балки від пуску-гальмування завантаженого талія

$$P_i = (G_Q + G_E) \cdot a = (101,92 + 16,17) \cdot 0,1 = 11,86 \kappa H.$$

3.3.5 Визначення внутрішніх силових факторів

Для подальшого розрахунку балки на міцність та жорсткість необхідно визначити величини максимального згинаючого моменту в критичному перетині, та найбільшу перерізуючу силу в опорному перетині прогінної балки.

Положення критичного перетину прогінної балки слід визначати по схемі за рівнянням (рис. 3.3.2)

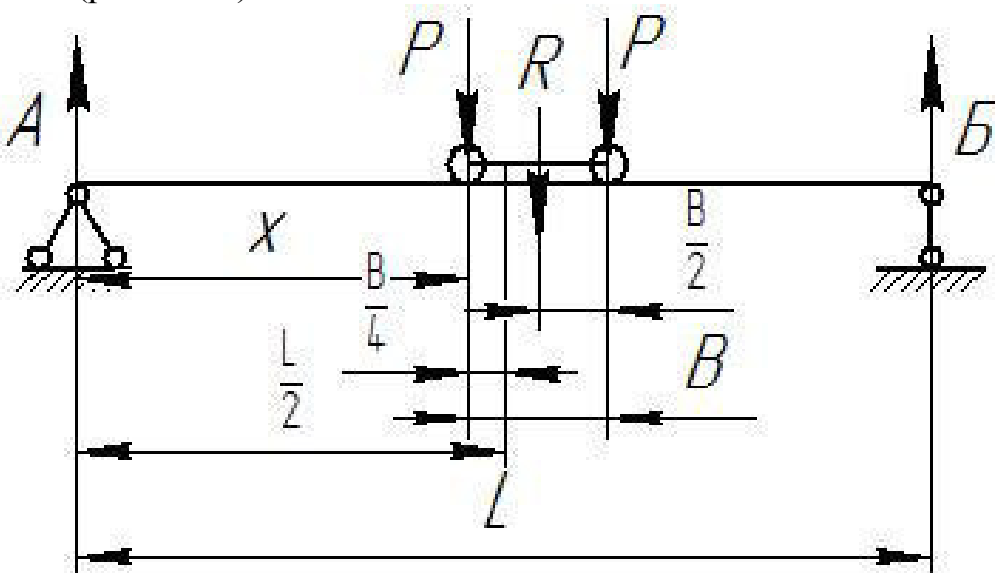


Рисунок 3.3.2 – Схема визначення критичного перетину балки

$$X = \frac{L}{2} - \frac{B}{4} = \frac{27}{2} - \frac{0,67}{2} = 13,165 \text{ м.}$$

Зважаючи на те, що балка завантажена стаціонарними розподіленими і рухомим поїздом навантажень, внутрішні силові фактори зручно визначати за допомогою ліній впливу. Для цього слід скласти розрахункові схеми балки у вертикальній (рис. 3.3.4.а) і горизонтальній (рис. 3.3.5) площинах. Після цього слід побудувати лінії впливу для максимальних згинаючого моменту (рис. 3.3.4.б) та перерізуючої сили (рис.3.3.4.в) у вертикальній площині. Лінії впливу M_{\max} , Q_{\max} для балки в горизонтальній площині будуть однаковими із зображеними на рис. 3.3.4.б, 3.3.4.в.

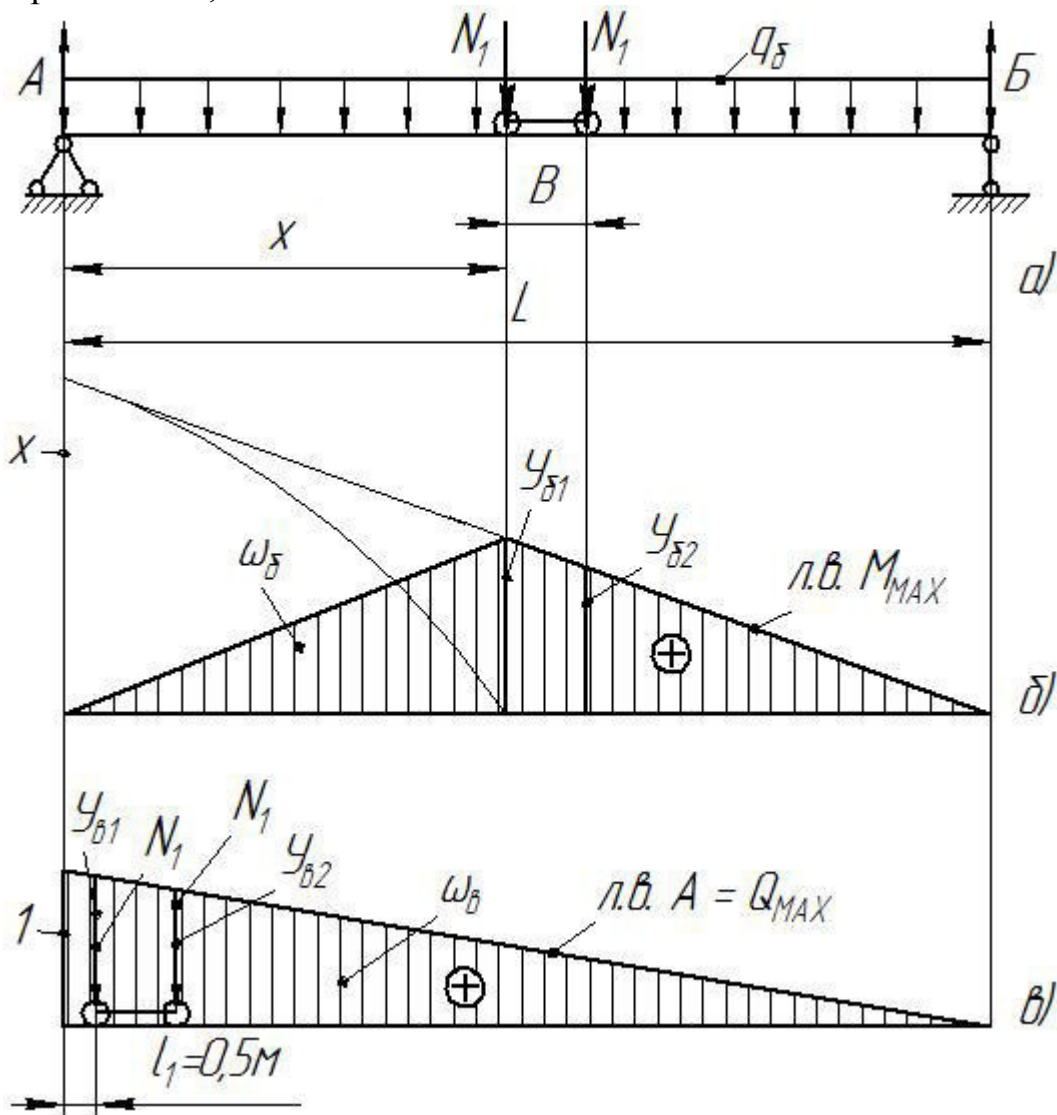


Рисунок 3.3.3 – Розрахункова схема балки у вертикальній площині та лінії впливу M_{\max} , Q_{\max}

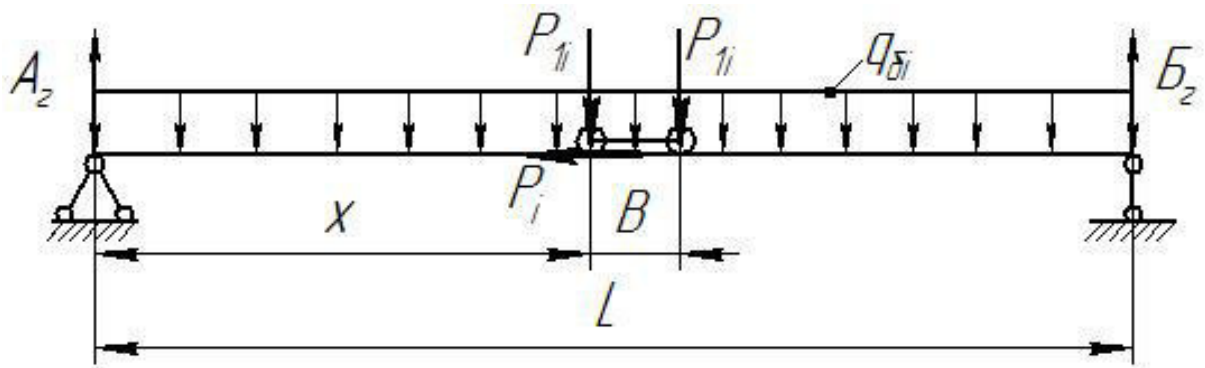


Рисунок 3.3.4 – Розрахункова схема балки в горизонтальній площині

Лінії впливу будуюмо, як вказано в попередніх розділах та прикладах. Результати обробки ліній впливу зведено до табл. 3.3.3.

Таблиця 3.3.3 – Результати обробки ліній впливу

Внутрішній силовий фактор	Ординати		Площі		Величини внутрішніх силових факторів при комбінаціях навантажень, кН			
	Позначення	Величина	Позначення	Величина	1.1	1.2	2.1	2.2
M б)	y_{δ_1} y_{δ_2}	6,75 6,42	ω_{δ}	91,12	У вертикальній площині			
					1255,41	-	1121,08	-
							В горизонтальній площині	
112,1	-							
$A = Q$ в)	y_{δ_1} y_{δ_2}	0,98 0,96	ω_{δ}	13,5	У вертикальній площині			
					-	184,94	-	158,19
							В горизонтальній площині	
-	15,82							

Максимальний згинаючий момент M_{\max} буде діяти на балку у вертикальній площині, коли завантажений візок знаходиться у критичному положенні в прогоні, тобто, при комбінації навантажень 1.1 (рис.3.3.3.б)

$$M_{\max} = N_1 \cdot (y_{\delta_1} + y_{\delta_2}) + q_{\delta} \cdot \omega_{\delta} = 69,24 \cdot (6,75 + 6,42) + 3,77 \cdot 91,12 = 1255,41 \text{ кНм.}$$

Максимальна перерізуюча сила Q_{\max} буде, коли завантажений візок знаходиться біля опори, тобто, при комбінації навантажень 1.2 (рис.3.3.3.в)

$$Q_{\max} = N_1 \cdot (y_{\delta_1} + y_{\delta_2}) + q_{\delta} \cdot \omega_{\delta} = 69,24 \cdot (0,98 + 0,96) + 3,77 \cdot 13,5 = 184,94 \text{ кН.}$$

В горизонтальній площині максимальний згинаючий момент M_{\max} та перерізуючу силу Q_{\max} визначаємо аналогічно по лініям впливу (рис.3.3.3.б,в) з урахуванням розрахункової схеми (рис.3.3.4).

3.3.6 Визначення характеристик поперечного перетину балки

Розміри елементів балки визначаємо, виходячи із умови жорсткості прогону в межах допускнуго прогину для крана без кабіни з групою режиму роботи А4

$$[f] = \frac{L}{500} = \frac{27}{500} = 0,054 \text{ м.}$$

Мінімально допускнуий момент інерції поперечного перетину балки дорівнює

$$[J_x] \geq \frac{M_{\max} \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot [f]} = \frac{1255,41 \cdot 27^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,054} = 0,0081 \text{ м}^4.$$

Так як моменти інерції найбільших із передбачених ГОСТ 19425-74 або ГОСТ 8239-89 гарячекатаних двотаврів (45М та 60, відповідно) не задовольняють допускнуим умовам прогину, то пропонується підсилити двотавр № 60 ГОСТ 8239-89, який є їздовою балкою для електроталія, листовою коробчастою конструкцією тригранного перетину (рис.3.3.1). Щоб забезпечити жорсткість балки $[J_x]$ задаємоь наступними розмірами перетину:

$H = 1,30 \text{ м}$ - висота перетину;

$\delta_n = 0,012 \text{ м}$ - товщина верхнього поясу;

$B = 1,07 \text{ м}$ - ширина верхнього поясу;

$\delta_c = 0,01 \text{ м}$ - товщина стінок;

$h = 0,6 \text{ м}$ - висота двотавра;

$b = 0,19 \text{ м}$ - ширина полиці двотавра;

$t = 0,0178 \text{ м}$ - товщина полиці двотавра;

$a = 0,03 \text{ м}$ - звисання поясу.

Розрахунок геометричних характеристик поперечного перетину балки. Кут нахилу бокових стінок до вертикальної площини

$$\frac{\alpha}{2} = \arctg \frac{B - b}{H - h} = \arctg \frac{1,07 - 0,19}{2 \cdot (1,3 - 0,6)} = 32,15^\circ.$$

Висота бокових стінок h_2 з достатньою точністю визначається по рівнянню

$$h_2 = \frac{B}{2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2}} = \frac{1,07}{2 \cdot 0,532} = 1,01 \text{ м.}$$

Площа поперечного перетину балки дорівнює

$$F = F_1 + 2 \cdot h_2 \cdot \delta_c + B \cdot \delta_n = 138 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 1,01 \cdot 0,01 + 1,07 \cdot 0,012 = 0,0468 \text{ м}^2.$$

Поздовжні бокові листи рекомендується розкріпити поперечними діафрагмами з кроком $t_0 = 1 \text{ м}$, для усунення можливої місцевої втрати стійкості.

Відстань центру мас поперечного перетину балки від підшви двотавра

$$h_1 = \frac{F_1 \cdot \frac{h}{2} + 2 \cdot F_2 \cdot \left(H - \frac{h_2}{2} \cdot \cos \frac{\alpha}{2} \right) + F_3 \cdot \left(h - \frac{\delta_n}{2} \right)}{F_1 + 2F_2 + F_3} =$$

$$= \frac{138 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0,6}{2} + 2 \cdot 1,01 \cdot 0,01 \cdot \left(1,3 - \frac{1,01}{2} \cos 32,15^\circ \right) + 1,07 \cdot 0,012 \cdot \left(1,3 - \frac{0,012}{2} \right)}{138 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 1,01 \cdot 0,01 + 1,07 \cdot 0,012} = 0,819 \text{ м.}$$

Моменти інерції J_x, J_y поперечного перетину балки з достатньою точністю дорівнюють

$$J_x = J_{1x} + 2 \cdot \frac{\delta_c \cdot h_2^3 \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2}}{12} + F_1 \cdot \left(h_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + 2 \cdot F_2 \cdot \left(H - \frac{h_2}{2} \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - \delta_n - h_1 \right)^2 + F_3 \cdot \left(H - \frac{\delta_n}{2} - h_1 \right)^2 =$$

$$= 7,68 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot \frac{0,01 \cdot 1,01^3 \cdot \cos^2 32,15^\circ}{12} + 138 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,819 - \frac{0,6}{2} \right)^2 +$$

$$+ 2 \cdot 0,01 \cdot 1,01 \cdot \left(1,3 - \frac{1,01}{2} \cdot \cos 32,15^\circ - 0,012 - 0,819 \right)^2 + 1,07 \cdot 0,012 \cdot \left(1,3 - \frac{0,012}{2} - 0,819 \right)^2 = 86,49 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$J_y = J_{1y} + 2 \cdot \frac{\delta_c \cdot h_2^3 \cdot \left(\cos 90^\circ - \frac{\alpha}{2} \right)^2}{12} + J_{3y} + 2 \cdot F_2 \cdot \left(\frac{h_2}{2} \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \right)^2 = 1725 \cdot 10^{-8} + 2 \cdot \frac{0,01 \cdot 1,01^3 \cdot (\cos 57,85^\circ)^2}{12} +$$

$$+ \frac{0,012 \cdot 1,07^3}{12} + 2 \cdot 0,01 \cdot 1,01 \cdot \left(\frac{1,01}{2} \cdot \sin 32,15^\circ \right)^2 = 60,93 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Моменти опору перетину балки

$$W_{x_1} = \frac{J_x}{h_1} = \frac{86,49 \cdot 10^{-4}}{0,819} = 105,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$W_{x_2} = \frac{J_x}{H - h_1} = \frac{86,49 \cdot 10^{-4}}{1,3 - 0,819} = 179,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$W_{y_1} = \frac{2 \cdot Y_y}{\sigma} = \frac{2 \cdot 60,93 \cdot 10^{-4}}{0,019} = 6413,68 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 - \text{нижньої полиці двотавра};$$

$$W_{y_2} = \frac{2J_y}{B} = \frac{2 \cdot 60,93 \cdot 10^{-4}}{1,07} = 113,89 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 - \text{верхнього поясу.}$$

У вище наведених розрахунках дано $F_1 = 138 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$, $J_{1x} = 7,68 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$, $J_{1y} = 1725 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$, площа, відповідні моменти інерції поперечного перетину двотавра №60 ГОСТ 8239-89.

3.3.7 Перевірний розрахунок балки

Розрахунковий фактичний прогин балки

$$f = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot J_x} = \frac{1255,41 \cdot 27^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,00865} = 0,0504 \text{ м} < [f].$$

Найбільші нормальні напруження в розрахункових перетинах балки в залежності від комбінацій навантажень можна порівняти по рівнянню

$$\sigma = \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right] \leq R_p,$$

де N - осьові сили інерції вздовж балки від розгону-гальмування завантаженого талю, кН;

M_x, M_y - момент згину у вертикальній та горизонтальній площинах, кНм;

R_p - нормативний опір сталі Ст3, МПа;

m - коефіцієнт умов роботи;

F, W_x, W_y - відповідно, площа, моменти опору поперечного перетину балки, $\text{м}^2, \text{м}^3$.

Дотичні напруження можна з достатньою точністю визначити по залежності

$$\tau = \frac{Q_x + Q_y}{m \cdot F} \leq R_s,$$

де Q_x, Q_y - максимальні перерізуючі сили в горизонтальній та вертикальній площинах, кН;

F - площа поперечного перетину балки, м^2 ;

R_s - нормативний опір зрізу сталі Ст3, МПа.

Напруження, розраховані за вищеназваними формулами, зведені до таблиці 3.3.4.

При цьому внутрішні силові фактори слід брати з табл.3.3.3.

Таблиця 3.3.4 – Найбільші розрахункові напруження в прогінній балці

Комбінації навантажень	Напруження, МПа	
	Нормальні σ	Дотичні τ
1.1	139,86 -82,14	-
1.2	-	4,65
2.1	135,44 -92,04	-
2.2	-	4,36

Умови міцності та жорсткості прогінної балки виконуються.

Для прикладу визначимо максимальні розтягуючі напруження в підшві нижньої полиці двотавра прогінної балки при комбінації навантажень 1.1

$$\sigma = \frac{1}{m} \cdot \frac{M_x}{W_{x_1}} = \frac{1}{0,85} \cdot \frac{1255,41}{105,6 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 139,86 \text{ МПа} < R.$$

При комбінації навантажень 2.1

$$\sigma = \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_{x_1}} + \frac{M_y}{W_y} \right) = \frac{1}{0,85} \cdot \left(\frac{11,86}{46,8 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3} + \frac{1211,08}{105,6 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} + \frac{121,1}{6413,68 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} \right) = 135,44 \text{ МПа} < R$$

3.3.8 Перевірка нижньої полиці двотавра

При проектуванні прогінних балок з прокатною їздовою балкою необхідно перевіряти нижню полицю двотавра, по якій пересувається електроталь або вантажний візок, на втрату місцевої стійкості (на можливий відгин).

При перевірному розрахунку напруження σ_x та σ_y від місцевого згину складаються з напруженнями σ_z від загального згину балки.

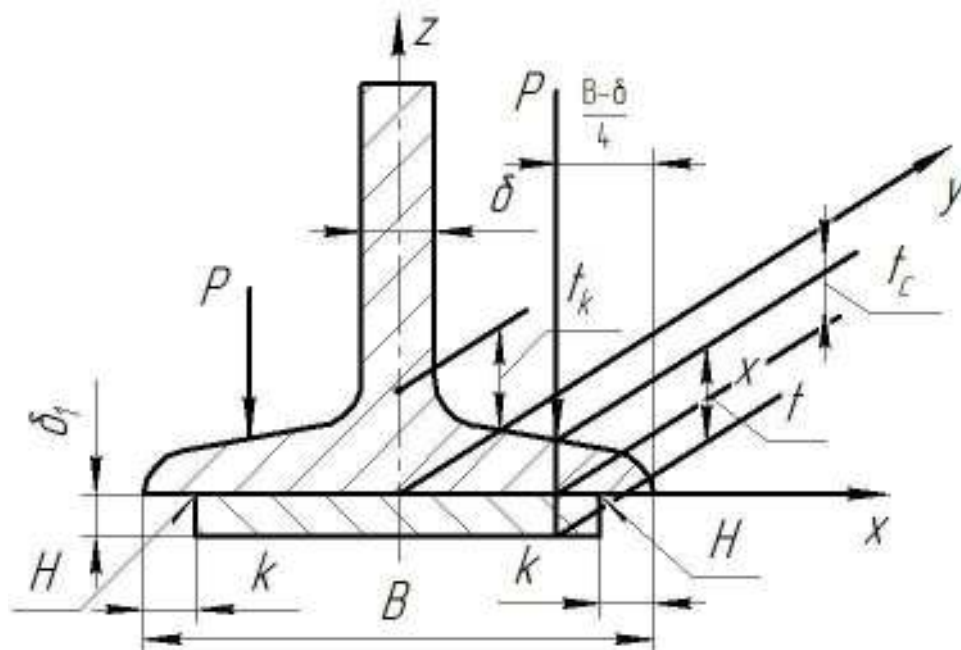


Рисунок 3.3.5 – Розрахункова схема нижньої полиці прогінної балки

На схемі (рис.3.3.5) приведені наступні розміри та позначення:

$B = 0,19\text{ м}$ - ширина полиці двотавра;

$\delta = 0,012\text{ м}$ - товщина стінки двотавра;

$t_c = 0,0178\text{ м}$ - товщина полиці в місці прикладання навантаження;

$\delta_1 = 0,016\text{ м}$ - товщина штаби підсилення;

$P = \frac{N_1}{2} = \frac{69,24}{2} = 34,62\text{ кН}$ - максимальна сила тиску ходового колеса завантаженого талія на нижню полицю двотавра;

$k = 0,01\text{ м}$ - звиси полиць відносно ширини штаби (катет зварного шва).

Попередньо проводимо розрахунок нижньої полиці двотавра на стійкість без підсилення штабою.

Напруження місцевого згину полиць двотавра дорівнюють

$$\sigma_x = c_x \cdot \frac{P}{t_c^2} = \frac{0,75 \cdot 34,62}{0,0178^2 \cdot 10^3} = 81,9\text{ МПа};$$

$$\sigma_y = c_y \cdot \frac{P}{t_c^2} = \frac{1,1 \cdot 34,62}{0,0178^2 \cdot 10^3} = 120,19\text{ МПа};$$

$$\sigma_z = \sigma_{\max} = 139,86\text{ МПа},$$

де c_x, c_y - коефіцієнти (додаток Д.20.1).

Тоді, приведені напруження в нижній полиці з врахуванням можливого відгину її дорівнюють

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + (\sigma_z + \sigma_y)^2} - \sigma_x(\sigma_z + \sigma_y) = \sqrt{81,9^2 + (139,86 + 120,19)^2} - 81,9(139,86 + 120,19) = 230,29 \text{ МПа} > R \cdot m.$$

Із розрахунку видно, що приведенне напруження перевищує нормативний опір сталі двотавра.

Тому слід підсилити нижню полицю двотавра штабою товщиною $\delta_1 = 16 \text{ мм}$ та здійснити перевірку її на втрату місцевої стійкості

$$\sigma_{x_2} = \frac{c_x \cdot P}{t^2} = \frac{0,75 \cdot 34,62}{(0,0178 + 0,016)^2 \cdot 10^3} = 20,28 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{y_2} = \frac{c_y \cdot P}{t^2} = \frac{1,1 \cdot 34,62}{(0,0178 + 0,016)^2 \cdot 10^3} = 29,75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{20,28^2 + (139,86 + 29,75)^2} - 20,28(139,86 + 29,75) = 160,43 \text{ МПа} < m \cdot R_{32}.$$

Отже, місцева стійкість нижньої полиці двотавра, підсиленої штабою, забезпечена.

3.3.9 Розрахунок кінцевої балки

Визначимо мінімально допускний момент опору перетину, виходячи із умов міцності,

$$[W_x] = \frac{M_{\max}}{m \cdot R} = \frac{208,06}{0,8 \cdot 210 \cdot 10^3} = 1,24 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3,$$

де $M_{\max} = \frac{A_{\max} \cdot B_{\kappa}}{4}$ - максимальний згинаючий момент в кінцевій балці, кНм;

$$B_{\kappa} = \frac{L}{6} = \frac{27}{6} = 4,5 \text{ м} - \text{ база кран-балки};$$

$A_{\max} = 184,94 \text{ кН}$ - максимальна реакція опори прогінної балки (табл.3.3.3).

$$\text{Тоді, } M_{\max} = \frac{184,94 \cdot 4,5}{4} = 208,06 \text{ кНм}.$$

Підберемо розміри коробчастого поперечного перетину кінцевої балки (рис.3.3.6) у відповідності до визначеного $[W_x]$

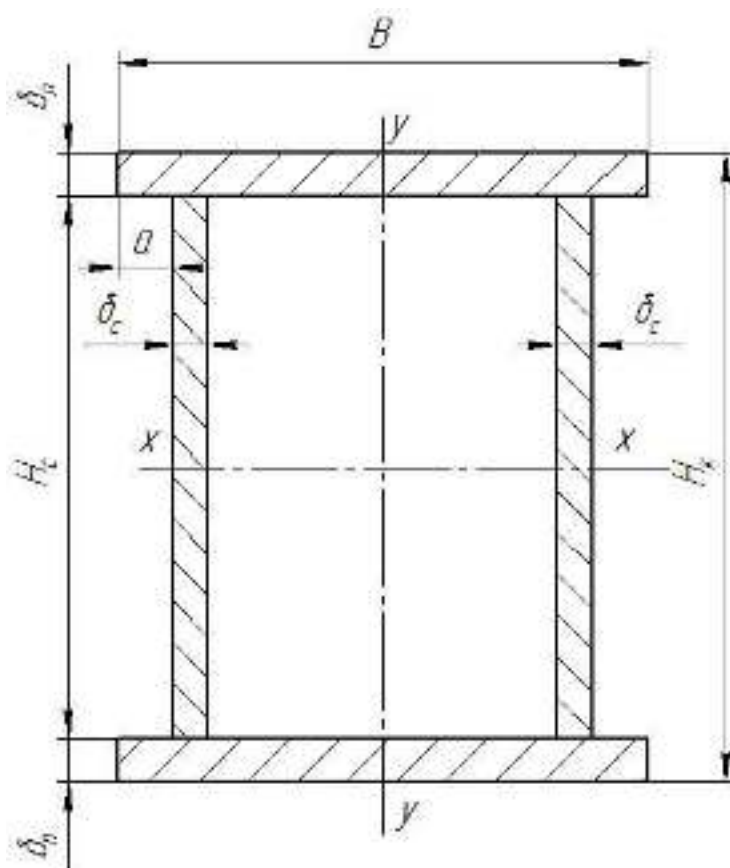


Рисунок 3.3.6 – Поперечний перетин кінцевої балки

Приймаємо наступні розміри елементів балки:

$\delta_n = 0,008\text{ м}$ - товщина поясів;

$\delta_c = 0,006\text{ м}$ - товщина стінок;

$H_c = 0,404\text{ м}$ - висота стінок;

$H_k = 0,420\text{ м}$ - висота кінцевої балки;

$B = 0,320\text{ м}$ - ширина поясів;

$a = 0,03\text{ м}$ - величина звисання поясів.

Визначимо фактичні площу F , момент інерції J_x та момент опору W_x поперечного перетину кінцевої балки.

$$F = 2 \cdot B \cdot \delta_n + 2 \cdot H_c \cdot \delta_c = 2 \cdot 0,32 \cdot 0,008 + 2 \cdot 0,404 \cdot 0,006 = 9,97 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{\delta_c \cdot H_c^3}{12} + 2 \cdot B \cdot \delta_n \cdot \left(\frac{H_c + \delta_n}{2} \right)^2 = 2 \cdot \frac{0,006 \cdot 0,404^3}{12} + 2 \cdot 0,32 \cdot 0,008 \cdot \left(\frac{0,404 + 0,008}{2} \right)^2 = 28,32 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4;$$

$$W_x = \frac{2 \cdot J_x}{H_c + 2\delta_n} = \frac{2 \cdot 28,32 \cdot 10^{-5}}{0,404 + 2 \cdot 0,008} = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Максимальні розрахункові напруження в критичному перетині балки дорівнюють

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{m \cdot W_x} = \frac{184,94}{0,8 \cdot 1,35 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3} = 171,24 \text{ МПа} < R.$$

Міцність кінцевої балки забезпечена.

Варіант II.



3.3.10 Вибір типу металоконструкції (традиційний)

Прогінну будову пропонується виконати у вигляді двотаврової балки, підсиленої по верхньому поясу шпренгелем (рис.3.3.7)

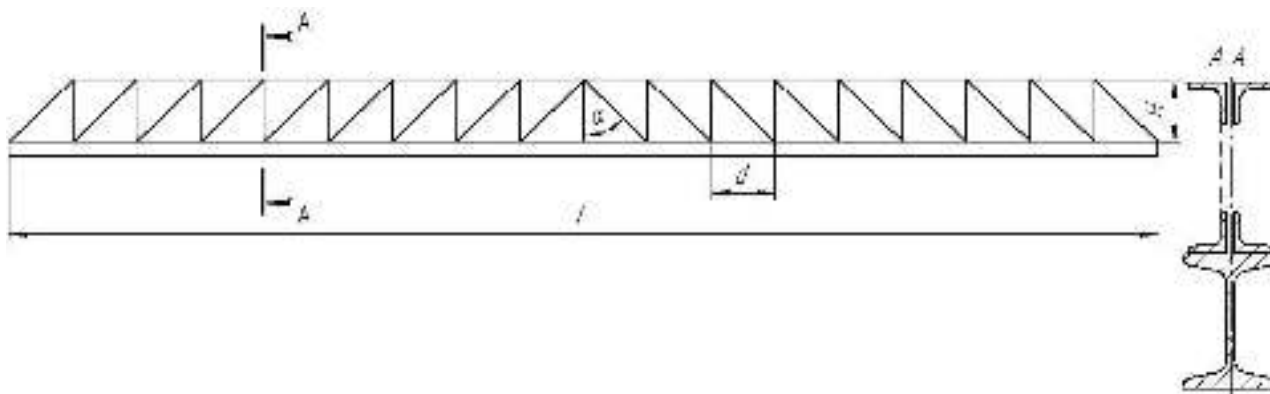


Рисунок 3.3.7 – Схема прогінної будови кран-балки по варіанту 2

Шпренгель слід виконати у вигляді плоскої розкідної ферми з подвійними стрижнями із кутownika. З'єднання стрижнів у вузли виконати зварним способом через косинці.

Пропонується вибрати висоту шпренгельної ферми $H = 1,5\text{ м}$, крок панелів $d = 1,5\text{ м}$. Тоді, кут нахилу розкосів дорівнює $\alpha = \arctg \frac{d}{H} = \arctg \frac{1,5}{1,5} = 45^\circ$.

3.3.11 Навантаження

Величини навантажень приймаємо, базуючись на прийнятих у варіанті 1 навантаженнях від електроталі з вантажем на гаковій підвісці, інерційних навантажень вздовж підкранової колії та вздовж пролітної будови кран-балки.

Для варіанту 2 попередньо прийmemo поздовжню масу пролітної будови кран-балки $m_n = 0,25\text{ т/м}$. Тоді, розрахункова поздовжня сила власної ваги пролітної будови дорівнює

$$q_n = k_1 \cdot m_n \cdot g = 1,1 \cdot 0,25 \cdot 9,8 = 2,695 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Навантаження на металоконструкцію прогінної будови кран-балки по варіанту виконання 2 зведені до табл.3.3.5.

Таблиця 3.3.5 – Розрахункові навантаження на прогінну будову

Комбінації навантажень	Навантаження, κH , $\frac{\kappa H}{m}$					
	У вертикальній площині			У горизонтальній площині		
	Розрахункові навантаження	Позначення	Величина	Розрахункові навантаження	Позначення	Величина
1.1, 1.2	Сила ваги вантажу з гаковою підвіскою	G_Q	122,3			
	Сила ваги електроталя	G_E	16,17			
	Поздовжня сила власної ваги пролітної будови	q_n	2,695			
	Сила тиску завантаженого таля на вісь опорно ходової частини	N_1	69,24			
2.1, 2.2	Сила ваги вантажу з гаковою підвіскою	G_Q	101,92	Інерційні сили вздовж кранової колії від вантажу з гаковою підвіскою та електроталя	N_{li}	5,9
	Сила ваги електроталя	G_E	16,17			
	Поздовжня сила власної ваги пролітної будови	q_n	2,695	Інерційні сили вздовж кранової колії від власної ваги пролітної будови	q_{ni}	0,27
	Сила тиску завантаженого таля на вісь опорно-ходової частини	N_1	59,04	Інерційні сили вздовж балки від електроталя з вантажем	P_i	11,86

3.3.12 Визначення внутрішніх силових факторів

Для розрахунку шпренгельного підсилення необхідно визначити максимальні зусилля в стрижнях ферми. Зважаючи на те, що кран-балка завантажена власною розподіленою вагою та рухомою силою ваги завантаженого електрооталя, зусилля в стрижнях шпренгеля необхідно визначити за допомогою ліній впливу. Розрахункову схему та лінії впливу для максимально завантажених стрижнів шпренгеля приведено на рис.3.3.8.

Результати обробки ліній впливу, тобто величини ординат y_i та площ ω_i , зведені до табл.3.3.6.

В цій же таблиці приведені значення максимальних зусиль в стрижнях шпренгеля кран-балки.

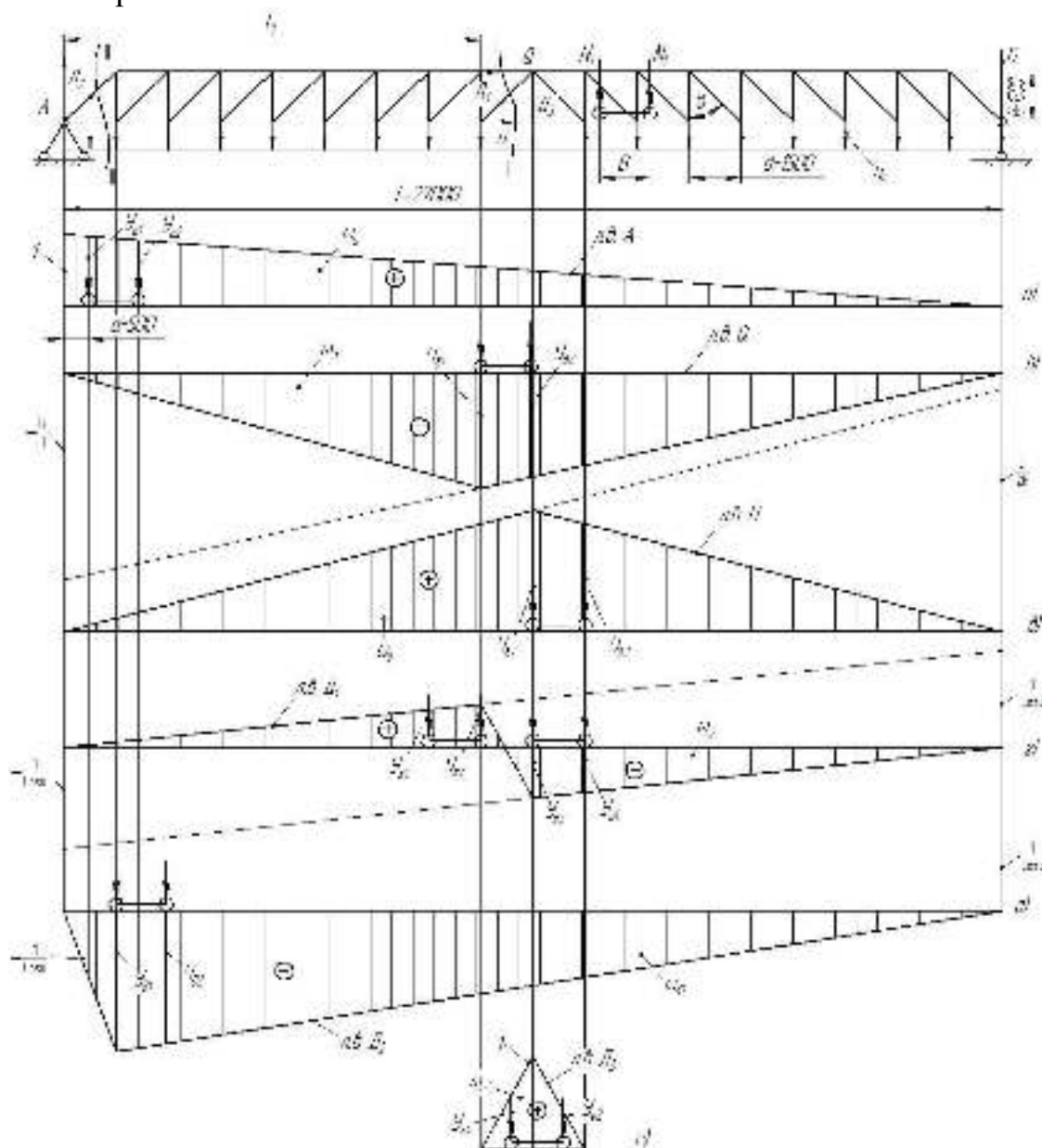


Рисунок 3.3.8 – Розрахункова схема прогінної будови кран-балки та лінії впливу стрижнів шпренгельного підсилення

Таблиця 3.3.6 – Результати визначення зусиль в стрижнях шпренгеля по лініям впливу

Зусилля в стрижнях	Ординати ліній впливу		Площі ліній впливу		Величини зусиль, кН
	Позначення	Величина	Позначення	Величина	
A а)	y_{a_1}	0,98	ω_a	13,5	170,42
	y_{a_2}	0,956			
Q б)	y_{b_1}	-4,44	ω_b	-59,94	-762,54
	y_{b_2}	-4,24			
v в)	y_{v_1}	4,5	ω_v	60,75	771,37
	y_{v_2}	4,276			
D ₁ г)	y_{z_1}	0,594	ω_{z_1}	3,98	81,73 -98,36
	y_{z_2}	0,629			
	y_{z_3}	-0,707	ω_{z_2}	-5,05	
	y_{z_4}	-0,672			
D ₂ д)	y_{d_1}	-0,445	ω_d	-18,025	-171,83
	y_{d_2}	-1,335			
D ₃ е)	y_{e_1}	1	ω_e	0,75	71,6
	y_{e_2}	0,005			

Наприклад, максимальні зусилля в поясовому стрижні Q розраховані по рівнянню

$$Q = N_1 \cdot (y_{b_1} + y_{b_2}) + q_n \cdot \omega_b = 69,24 \cdot [(-4,44) + (4,24)] + 2,695 \cdot (-59,94) = -762,54 \text{ кН}.$$

Всі зусилля в інших стрижнях аналогічно визначаються за допомогою ліній впливу.

3.3.13 Підбір сортаменту для стрижнів і їздової балки

В якості їздової балки попередньо із міркувань розміщення ходових коліс електроталія виберемо двотавр № 36 ГОСТ 8239-89.

Пояс та стрижні шпренгельного підсилення рекомендується виконати подвійними із гарячекатаних кутовників.

Визначимо необхідні мінімальні площі перетину стрижнів шпренгельної ферми:

стрижні верхнього поясу

$$2 \cdot F_Q = \frac{Q}{\varphi_1 \cdot R \cdot m} = \frac{762,54}{0,8 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,00567 \text{ м}^2;$$

стрижні розкосів

$$2 \cdot F_{D_2} = \frac{D_2}{\varphi_2 \cdot R \cdot m} = \frac{171,83}{0,8 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,00128 \text{ м}^2;$$

стрижні підвісок

$$2 \cdot F_{D_3} = \frac{D_3}{R \cdot m} = \frac{71,6}{210 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,000379 \text{ м}^2,$$

де $m = 0,8$ - коефіцієнт умов роботи для стрижнів верхнього поясу та розкосів;

$m = 0,9$ - для стійок, підвісок;

$\varphi_1 = \varphi_2 = 0,8$ - коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутих стрижнів, попередньо вибраний;

$R = 210 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір сталі Ст3 при роботі на розтяг.

Відповідно, мінімально необхідна площа кожного кутовника дорівнює

$$F_Q = 0,00284 \text{ м}^2, F_{D_2} = 0,00064 \text{ м}^2, F_{D_3} = 0,000189 \text{ м}^2.$$

Підбираємо прокатну кутову рівнополкову сталь із ГОСТ 8509-86:

кутник \perp – $125 \times 125 \times 10$ – для стрижнів верхнього поясу;

кутник \perp – $70 \times 70 \times 6$ – для розкосів і для стійок.

3.3.14 Перевірний розрахунок стрижнів

Максимальні напруження в стрижнях верхнього поясу

$$\sigma_Q = \frac{Q}{m \cdot \varphi \cdot 2 \cdot F_Q} = \frac{-762,54}{0,8 \cdot 0,896 \cdot 2 \cdot 0,00284 \cdot 10^3} = |-187,29| \text{ МПа} < R,$$

де $\varphi = 0,896$ - фактичний коефіцієнт втрати стійкості стиснутого стрижня верхнього поясу, який обираємо по таблиці в залежності від гнучкості λ одного кутника;

$$\lambda = \frac{\mu \cdot d}{r} = \frac{1 \cdot 1,5}{3,85 \cdot 10^{-2}} = 38,96.$$

Максимальні розрахункові напруження в розкосах ферми

$$\sigma_{D_2} = \frac{D_2}{\varphi \cdot m \cdot 2 \cdot F_{D_2}} = \frac{-171,83}{0,857 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 0,00064 \cdot 10^3} = |-195,8| \text{ МПа} < R,$$

де $\varphi = 0,857$ - фактичний коефіцієнт втрати стійкості розкосів ферми, в залежності від λ ;

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_p}{r} = \frac{0,88 \cdot 2,12}{2,15 \cdot 10^{-2}} = 86,77;$$

для $k_n = \frac{I_n \cdot l_p}{I_p \cdot d} = \frac{F_n \cdot r_n^2 \cdot l_p}{F_p \cdot r_p^2 \cdot d} = \frac{24,3 \cdot 10^{-4} \cdot 3,85^2 \cdot 10^{-2} \cdot 2,12}{8,15 \cdot 10^{-4} \cdot 2,15 \cdot 10^{-2} \cdot 1,5} = 13,5$ по таблиці вибираємо коефіцієнт приведення довжини розкосу $\mu = 0,88$;

$$E_n = \frac{l_p}{r} = \frac{2,12}{2,15 \cdot 10^{-2}} = 98,6.$$

Максимальні розрахункові напруження у стійці ферми

$$\sigma_{D_3} = \frac{D_3}{m_2 \cdot F_D} = \frac{71,6}{0,9 \cdot 2 \cdot 0,00064 \cdot 10^3} = 62,15 \text{ МПа} < R.$$

3.3.15 Перевірка нижньої полиці їздової балки

Для їздової балки із умов розміщення коліс електроталія вибираємо двотавр гарячекатаний № 36 ГОСТ 8239-89. Ділянки двотавра працюють як двоопорна балка з прогоном $d = 1,5 \text{ м}$ на рухомі навантаження.

Для визначення внутрішніх силових факторів, що виникають в двотаврі, слід розглянути лінії впливу M_{\max} , Q_{\max} (рис.3.3.9)

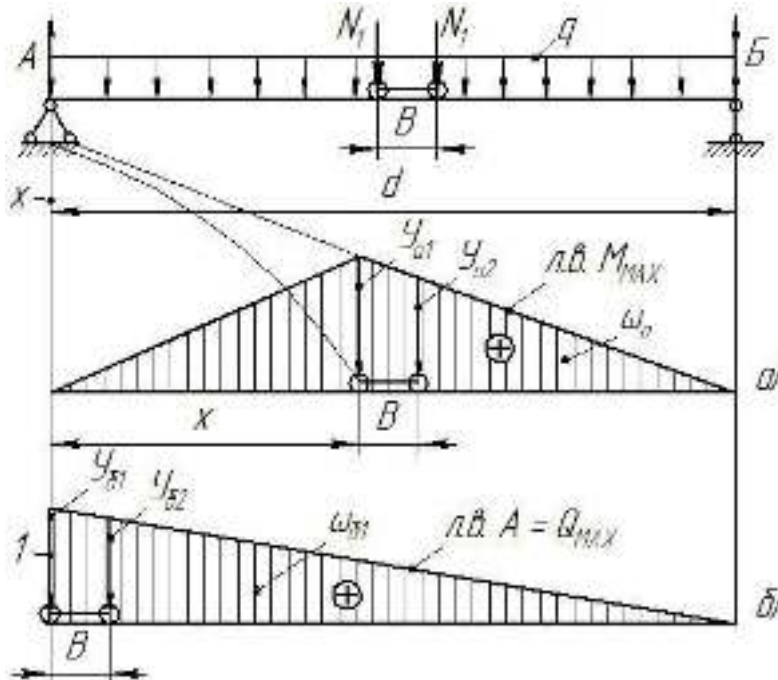


Рисунок 3.3.9 – Розрахункова схема та лінії впливу M_{\max} , Q_{\max} для двотавра на довжині панелі d

За відомим порядком значення критичного перетину X відрізка балки визначається за формулою

$$X = \frac{d}{2} - \frac{B}{4} = \frac{1,5}{2} - \frac{0,67}{4} = 0,5825 \text{ м.}$$

Для перетину X слід побудувати M_{\max} (рис.3.3.9.а). Тоді, максимальний згинаючий момент згідно лінії впливу буде дорівнювати

$$M_{\max} = N_1(y_{a_1} + y_{a_2}) + q_l \cdot \omega_a = 69,24(0,356 + 0,096) + 0,476 \cdot 0,267 = 31,43 \text{ кНм.}$$

Максимальна перерізуюча сила Q_{\max} буде такою ж, як і реакція опори A ,

$$Q_{\max} = A = N_1(y_{b_1} + y_{b_2}) + q_l \cdot \omega_b = 69,24(1 + 0,553) + 0,476 \cdot 0,75 = 107,89 \text{ кН.}$$

Результати обробки ліній впливу M_{\max} , Q_{\max} для їздового двотавра зведені до табл.3.3.7.

Таблиця 3.3.7 – Результати визначення M_{\max} , Q_{\max} по лініям впливу для їздового двотавра

Внутрішній силовий фактор	Ординати		Площі		Величини силових факторів, кНм, кН
	Позначення	Величина	Позначення	Величина	
M_{\max} а)	y_{a_1} y_{a_2}	0,356 0,096	ω_a	0,267	31,43
Q_{\max} б)	y_{b_1} y_{b_2}	1 0,553	ω_b	0,75	107,89

По аналогії з варіантом 1 (рис.3.3.1) нижню полицю підсилимо штабою товщиною $\delta_1 = 12 \text{ мм}$. Товщина полиці в розрахунковій частині складає $t_c = 12,3 \text{ мм}$. Тоді, напруження місцевого згину для полиці двотавра № 36 дорівнюють

$$\sigma_x = c_x \cdot \frac{P}{t^2} = \frac{0,75 \cdot 34,62}{(0,012 + 0,0123)^2 \cdot 10^3} = 43,97 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_y = c_y \cdot \frac{P}{t^2} = \frac{1,1 \cdot 34,62}{(0,012 + 0,0123)^2 \cdot 10^3} = 64,49 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_z = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{31,43}{743 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3} = 42,3 \text{ МПа,}$$

де W_x - момент опору двотавра № 36, м³.

Приведені напруження в нижній полиці двотавра з підсиленням штабою з врахуванням можливого відгину її дорівнюють

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + (\sigma_z + \sigma_y)^2 - \sigma_x(\sigma_z + \sigma_y)} = \sqrt{43,97^2 + (42,3 + 64,49)^2 - 43,97(42,3 + 64,49)} = 92,96 \text{ МПа} < m \cdot R.$$

Місцева стійкість нижньої полиці двотавра, підсиленої штабою, забезпечена.

Приклад 3.4. Спроекувати гратчасту металоконструкцію козлового крана



Вихідні дані:

Вантажопідйомність $Q = 35\text{т}$;

Прогін $L = 42\text{м}$;

Виліт лівої консолі $l_1 = 12,5\text{м}$;

Виліт правої консолі $l_2 = 17,5\text{м}$;

База крана $B_k = 12\text{м}$;

База вантажного візка $B_v = 1,8\text{м}$;

Швидкості:

підйому вантажу $V_n = 0,5 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

пересування візка $V_v = 0,6 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

пересування крана $V_k = 0,6 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

Висота підйому вантажу $H = 14\text{м}$;

Тип приводу пересування вантажного візка – канатна тяга;

Маса крана (з баластом) $m_k = 89,8\text{т}$;

Маса металоконструкції крана (без баласту) $m_m = 65,1\text{т}$;

Група режиму експлуатації – А2 (ПВ15%);

Умови експлуатації – нормальні;

Температура навколишнього середовища $t = -20^\circ\text{C} \dots + 50^\circ\text{C}$;

Тиск вітру робочого стану $q = 150\text{Па}$;

Швидкість вітру на висоті 10 м від рівня землі $V_6 = 15,5 \frac{M}{c}$;

Загальна кількість ходових коліс:

крана – 8, візка – 8.

Кран призначений для роботи із штучними та тарними вантажами на складах, розташованих на відкритому повітрі в степовій зоні України.

3.4.1 Вибір матеріалу

Так як немає особливих вимог до умов експлуатації козлового крана, виберемо для металоконструкції досить дешеvu та доступну сталь ВСтЗсп5 ГОСТ 380 з наступними характеристиками:

межа текучості $\sigma_T = 235 \dots 255 \text{ МПа}$;

межа міцності $\sigma_6 = 370 \dots 380 \text{ МПа}$.

Допускні напруження при деформаціях:

на розтягування та стиск $[\sigma]_p = 170 \text{ МПа}$;

на згин $[\sigma]_{зг} = 180 \text{ МПа}$;

на зріз $[\tau]_{зр} = 100 \text{ МПа}$.

Розрахункові опори сталі при деформаціях дорівнюють:

на розтягування, стиск, згин $R_p = 210 \text{ МПа}$;

на зріз $R_{зр} = 130 \text{ МПа}$.

Розрахункові опори зварних з'єднань в залежності від типу шва та деформацій складають:

стиканий шов, розтяг-стиск, зріз $R_{п.зв} = 130 \text{ МПа}$;

кутовий шов, зріз $R_{зр.зв} = 150 \text{ МПа}$.

3.4.2 Вибір типу металоконструкції

Для роботи на складах, де відбуваються перевантажувальні операції із залізничного і автомобільного транспорту в штабель і навпаки, добре себе зарекомендували двоконсольні козлові крани з ґратчастою металоконструкцією. Пролітна будова цих кранів виконана у вигляді тригранної ферми з вершиною, направленою вниз (рис.3.4.1.а). Бокові ферми в прогоні слід виконати з трикутною ґраткою із стійками, а на консолях – із розкісною ґраткою (рис.3.4.1.а). Горизонтальну ферму – з трикутною ґраткою (рис.3.4.1.г).

Візок з вантажем рухається по нижній полиці поясного двотавра за допомогою канатної тяги.

Опори крана необхідно виконати жорсткими.

Кожна нога опор виконується у вигляді складного стрижня з двох двотаврів, зв'язаних між собою розкосами, з утворенням трикутної ґратки.

На геометричній схемі крана (рис.3.4.1) пропонуються попередньо вибрані, по аналогії з існуючими конструкціями, позначення та розміри:

$L = 42 \text{ м}$ - прогін крана;

$B_k = 12 \text{ м}$ - база крана;

$l_1 = 11,5 \text{ м}$ - виліт вантажу на лівій консолі;

$l_2 = 16,5\text{ м}$ - виліт вантажу на правій консолі;

$d_1 = 2,5\text{ м}$, $d_2 = 3\text{ м}$, $d_3 = 2\text{ м}$ - довжини полігонів ферм;

$H_n = 14\text{ м}$ - висота підйому;

$H = 3,31\text{ м}$ - висота бокової ферми;

$H_1 = 3\text{ м}$ - висота тригранної ферми прогінної будови;

$B = 2,8\text{ м}$ - ширина тригранної ферми прогінної будови;

$H_2 = 19,76\text{ м}$ - довжина опорної ноги;

$H_3 = 19,22\text{ м}$ - висота металоконструкції крана;

$h_1 = 0,6\text{ м}$ - висота двотавра $N60$;

$h_2 = 0,9\text{ м}$ - висота ходової частини крана;

$b = 2\text{ м}$ - ширина опорної ноги;

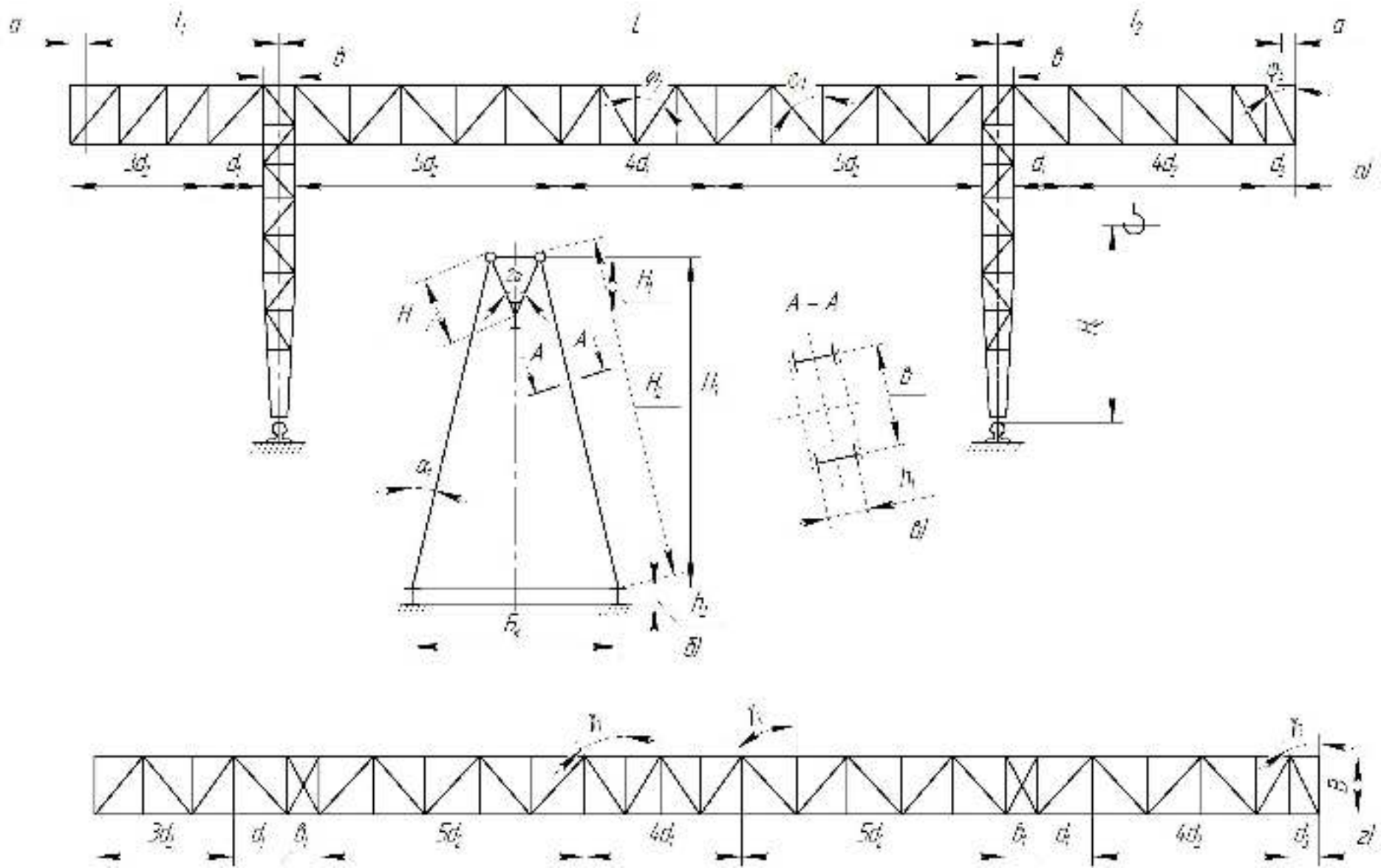


Рисунок 3.4.1 – Геометрична схема металоконструкції козлового крана

$2\alpha = 55,6^\circ$ - кут взаємного нахилу бокових ферм;

$\alpha_1 = 13,47^\circ$ - кут нахилу опорних ніг;

$\varphi_1 = 37,06^\circ$, $\varphi_2 = 42,18^\circ$, $\varphi_3 = 31,14^\circ$ - кути нахилу розкосів бокової ферми;

$\gamma_1 = 41,76^\circ$, $\gamma_2 = 46,97^\circ$, $\gamma_3 = 35,54^\circ$ - кути нахилу розкосів горизонтальної ферми;

$l_{p_1} = 4,14\text{ м}$, $l_{p_2} = 4,46\text{ м}$, $l_{p_3} = 3,86\text{ м}$ - довжини розкосів бокової ферми;

$l_{p_{1_2}} = 3,75\text{ м}$, $l_{p_{2_2}} = 4,1\text{ м}$, $l_{p_{3_2}} = 3,44\text{ м}$ - довжини розкосів горизонтальної ферми.

3.4.3 Розрахункові випадки та комбінації навантажень

Розрахунковий випадок 1 – кран не рухається, працює тільки механізм підйому.

Комбінація 1.1 – візок з вантажем знаходиться в прогоні.

Навантаження: сили власної ваги металоконструкцій, приводів, візка; сила ваги піднятого вантажу з коефіцієнтом динамічності, сила тиску вітру робочого стану, вздовж підкранової колії.

Комбінація 1.2 – візок з вантажем знаходиться на максимальному вильоті довгої (правої) консолі.

Навантаження: сили власної ваги металоконструкцій, візка, приводів; сила ваги піднятого вантажу з коефіцієнтом динамічності, сила тиску вітру робочого стану, вздовж підкранової колії.

Розрахунковий випадок 2 – кран з вантажем рухається, механізм підйому не працює, можлива сумісна робота механізмів пересування візка та крана.

Комбінація 2.1 – візок з вантажем знаходиться в прогоні.

Навантаження: сили власної ваги металоконструкцій, приводів, кабіни, електрообладнання, візка з коефіцієнтом поштовхів; сили ваги піднятого вантажу з коефіцієнтом поштовхів; сили інерції візка та крана з вантажем, сила тиску вітру вздовж підкранової колії.

Комбінація 2.2 – візок з вантажем знаходиться на максимальному вильоті довгої консолі.

Навантаження: сили власної ваги металоконструкцій, приводів, кабіни, електрообладнання, візка з коефіцієнтом поштовхів, сила ваги вантажу з коефіцієнтом поштовхів; сили інерції візка та крана з вантажем, сила тиску вітру вздовж підкранової колії.

Для більш досконалого розрахунку металоконструкції козлового крана можуть бути використані інші комбінації навантажень.

3.4.4 Навантаження

3.4.4.1 Силами власної ваги елементів крана та металоконструкцій задаються по аналогії з існуючими кранами подібного типу

Прийняті значення сил власної ваги зведені до таблиці 3.4.1.

Таблиця 3.4.1 – Сили власної ваги елементів крана

№	Елементи	Маса елемента, т	Розрахункова сила власної ваги, кН
1.	Пролітна будова	37,5	404,25
2.	Розподілена складова ваги пролітної будови	0,52	5,61
3.	Опори	22,0	215,6
4.	Вся металоконструкція	65,1	701,8
5.	Візок	1,75	18,87
6.	Кабіна	3,2	31,36
	Приводи:		
7.	пересування візка	2,0	21,56
8.	підйому	2,2	23,72
9.	пересування крана	0,3x4=1,2	3,23x4=12,94
10.	Ходові балансири	2,0x4=8,0	19,6x4=78,4
11.	Ходові балки	1,2x2=2,4	11,76x2=23,52
12.	Баласт (проти вага)	10	98

3.4.4.2 Розрахунковий тиск коліс завантаженого візка

Сила ваги піднятого вантажу, підвіски та візка.

Комбінації 1.1, 1.2

$$P = \psi_d \cdot (k_2 \cdot Q + 0,02 \cdot Q) \cdot g + k_3 \cdot G_g = 1,22 \cdot (1,15 \cdot 35 + 0,02 \cdot 35) \cdot 9,8 + 18,87 = 508,46 \text{ кН},$$

де $\psi_d = 1,22$ - коефіцієнт динамічності;

$k_1 = 1,1$; $k_2 = 1,15$; $k_3 = 1,1$; $k_4 = 1,1$; $k_5 = 1,1$ - коефіцієнти перевантаження сил ваги, відповідно, металоконструкції, піднятого вантажу, візка, приводів, кабіни.

Тиск на одне колесо візка

$$N_1 = \frac{R}{n} = \frac{508,46}{8} = 63,6 \text{ кН}.$$

Комбінації 2.1, 2.2

$$R = (k_2 \cdot Q + 0,02 \cdot Q) \cdot g + k_3 \cdot G_g = (1,15 \cdot 35 + 0,02 \cdot 35) \cdot 9,8 + 18,87 = 420,17 \text{ кНб}$$

$$N_1 = \frac{420,17}{8} = 52,52 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт поштовхів не враховується так як $V_k = 0,6 м/с$ та $V_g = 0,6 м/с$.

3.4.4.3 Горизонтальні інерційні навантаження на елементи металоко- нструкції

Горизонтальні інерційні сили елементів металоко-нструкції при русі крана

$$F_{ik} = 0,15 \cdot G_i \cdot a = 0,15 \cdot G_i \cdot 0,7 = 0,105 \cdot G_i,$$

де G_i - сила ваги елемента крана, кН;

a - максимально можливе пришвидшення крана, $м/с^2$;

$$a = \mu_0 \cdot g \cdot \frac{n_1}{n} = 0,14 \cdot 9,8 \cdot \frac{4}{8} = 0,70 м/с^2,$$

де $\mu_0 = 0,14$ - коефіцієнт тертя колеса з рейкою;

$n_1 = 4$ - кількість приводних коліс;

$n = 8$ - кількість опорно-ходових коліс.

3.4.4.4 Розподілена сила інерції пролітної будови від пересування крана

$$q_i = \frac{F_{i_n}}{L_0},$$

де $L_0 = 72 м$ - загальна довжина пролітної будови;

F_{i_n} - інерційна сила пролітної будови.

3.4.4.5 Інерційна сила вантажу та візка при русі крана (комбінації 2.1, 2.2)

$$P_{i_q} = 0,105 \cdot R_2 \cdot k = 0,105 \cdot 420,17 \cdot 1,1 = 48,52 кН.$$

Таблиця 3.4.2 – Сили інерції

№	Елемент	Сили інерції кН, кН/м
1.	Пролітна будова	46,69
2.	Міст. Розподілена інерційна сила	0,65
3.	Опори	7,72x4=30,88
4.	Кабіна	3,48
5.	Візок з вантажем	48,52
	Приводи:	
6.	пересування візка	2,59
7.	підйому	2,85
8.	пересування крана	0,39x4=1,55
9.	Вся металокопструкція	84,2

3.4.4.6 Розрахункова інерційна сила елементів металокопструкції

$$G_{pi} = G_i \cdot k_1.$$

Розраховані сили інерції зведено до табл.4.2.

3.4.4.7 Вітрові навантаження

Сила вітрового тиску робочого стану на піднятий вантаж

$$P_{eQ} = q \cdot k_e \cdot c_x \cdot k_1 \cdot A_e = 150 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 22 = 4356H,$$

де $q = 150Pa$ - нормативний питомий тиск вітру робочого стану в степовому вітровому районі України;

$k_e = 1,1$ - коефіцієнт зміни тиску вітру в залежності від висоти;

$c_x = 1,2$ - аеродинамічний коефіцієнт для вантажу;

$k_1 = 1$ - коефіцієнт перевантаження по силі тиску вітру на піднятий вантаж;

$A_e = 22m^2$ - навітряна площа вантажу (табл.3.4.3).

Розрахункова навітряна площа металокопструкції дорівнює $F_H = \varphi \cdot F$,

де $\varphi = \frac{\sum f_i}{s}$ - коефіцієнт заповнення площі металокопструкції;

f_i - площа кожного елемента металокопструкції, m^2 ;

s - площа контуру металокопструкції, яка перпендикулярна напрямку вітру, m^2 ;

F - площа контуру металокопструкції, m^2 .

Навітряні площі елементів металокопструкції крана розраховуються згідно схемі (рис.3.4.1).

Розрахунковий тиск вітру на металоконструкцію

$$P_{\epsilon} = q \cdot k_{\epsilon} \cdot c_x \cdot n \cdot k_2 \cdot F_H,$$

де k_{ϵ} - коефіцієнт зміни тиску вітру на металоконструкцію в залежності від висоти її розміщення;

c_x - аеродинамічний коефіцієнт для металоконструкції;

$n=1$ - коефіцієнт пульсації вітру;

$k_2=1,1$ - коефіцієнт перевантаження по силі тиску вітру на металоконструкцію.

Таблиця 3.4.3 – Сили тиску вітру на елементи крана

№ п/п	Елементи крана	Навітряна площа F , m^2	Коефіцієнти			Розрахункові навіряні площі F_n , m^2	Розрахункові сили тиску вітру P_{ϵ} , кН
			φ	c	k		
1. Вітер вздовж підкранової колії							
1.1	Пролітна будова	216	0,4	1,4	1,18	86,4	23,55
							Розподілений тиск, кН
							0,33
1.3	Опора	38,4	0,24	1,4	1	9,2	2,12
1.4	Кабіна	13,75	1	1,2	1,125	13,75	3,06
1.5	Вантаж	22,0	1	1,2	1	22,0	4,36
2. Вітер впоперек підкранової колії							
2.1	Пролітна будова	4,2	0,38	1,4	1,18	1,6	0,44
2.2	Нога опори	11,75	1	1,4	1	11,75	2,72
2.3	Кабіна	6,75	1	1,2	1,125	6,75	1,67
2.4	Вантаж	22,0	1	1,2	1	22,0	4,36

Розподілена сила тиску вітру на пролітну будову

$$q'_{\epsilon} = \frac{P_{\epsilon}}{L} = \frac{23,55}{72} = 0,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

3.4.4.8 Навантаження, приведені до плоских ферм (рис.3.4.2)

До плоских бокових ферм:

Приведена рівнодійна сила від ваги вантажу та візка (комбінації 1.1, 1.2)

$$R_1 = \frac{R}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{508,46}{2 \cdot 0,91} = 279,37 \text{кН}.$$

(комбінації 2.1, 2.2)

$$R_2 = \frac{R}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{420,17}{2 \cdot 0,91} = 230,86 \text{кН}.$$

Приведена сила ваги пролітної будови

$$q_{M_1} = \frac{q_M}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{5,61}{2 \cdot 0,91} = 3,08 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Приведена сила тиску вітру на візок з піднятим вантажем

$$P_{e_{Q_1}} = \frac{P_{e_Q}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{4,36}{2 \cdot 0,42} = 5,19 \text{кН}.$$

Приведена сила тиску вітру на пролітну будову

$$q_{e_1} = \frac{q'_e}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{0,33}{2 \cdot 0,42} = 0,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Приведена сила інерції металоконструкції пролітної будови

$$q_{i_1} = \frac{q_i}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{0,65}{2 \cdot 0,42} = 0,77 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Приведена сила інерції візка з вантажем

$$P_{i_{Q_1}} = \frac{P_{i_Q}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{48,52}{2 \cdot 0,42} = 57,76 \text{кН}.$$

Розрахункові навантаження, приведені до бокової пласкої ферми.
Розподілені сили (стаціонарні):

Комбінації 1.1, 1.2 $q_{\delta_1} = q_{M_1} + q_{e_1} = 3,08 + 0,39 = 3,47 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$

Комбінації 2.1, 2.2 $q_{\delta_2} = q_{M_1} + q_{e_1} + q_{i_1} = 3,08 + 0,39 + 0,77 = 4,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$

Зосереджені сили (рухомі):

Комбінації 1.1, 1.2

$$R_{\delta_1} = R_1 + P_{e_{Q_1}} = 279,37 + 5,19 = 284,56 \text{кН} .$$

Комбінації 2.1, 2.2

$$R_{\delta_2} = R_2 + P_{e_{Q_1}} + P_{i_{Q_1}} = 230,86 + 5,19 + 57,76 = 293,81 \text{кН} .$$

Розрахункові навантаження, приведені до горизонтальної пласкої ферми.

Розподілені сили (стаціонарні):

Комбінації 1.1, 1.2

$$q_z = q'_z = 0,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}} .$$

Комбінації 2.1, 2.2

$$q_z = q'_z + q_i = 0,33 + 0,65 = 0,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}} .$$

Зосереджені сили (рухомі):

Комбінації 1.1, 1.2

$$R_z = P_{e_Q} = 4,36 \text{кН} .$$

Комбінації 2.1, 2.2

$$R_z = P_{e_Q} + P_{i_Q} = 4,36 + 48,52 = 52,88 \text{кН} .$$

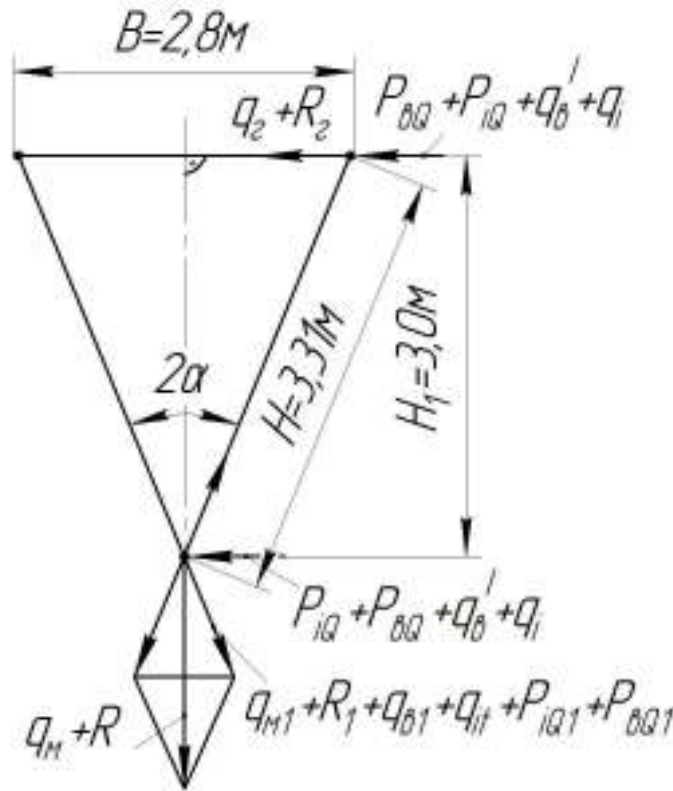


Рисунок 3.4.2 – Схема приведення зовнішніх навантажень до плоских ферм

3.4.5 Визначення зусиль в стрижнях ферми прогінної будови

Вздовж прогінної будови рухається вантажний візок з канатною тягою, тому, для визначення максимальних зусиль в стрижнях прогінної будови слід використати лінії впливу для стрижнів ферм. Для цього прогінну будову розбиваємо на дві бокові і одну горизонтальну плоскі ферми, для стрижнів яких по відомим правилам будуємо лінії впливу. Лінії впливу для стрижнів бокових нахилених плоских ферм приведені на рис. 3.4.3. З метою спрощення процедури визначення зусиль в стрижнях ферми за допомогою ліній впливу, яке суттєво не вплине на точність розрахунку, тиски коліс завантаженого візка на їздову балку замінимо рівнодійною силою. Зусилля в стрижнях бокових плоских ферм, визначені за допомогою ліній впливу, зведені до табл.3.4.4. Для прикладу розрахуємо зусилля в стрижні верхнього поясу Q_1 бокової плоскої ферми (рис.3.4.3.г), при навантаженнях:

Комбінація 1.1

$$Q_{1(1.1)} = R_{\delta_1} \cdot y_{e_1} + q_{\delta_1} \cdot (\omega_{e_1} + \omega_{e_2} + \omega_{e_3}) = 284,37 \cdot (-3,17) + 3,47 \cdot (-66,5 + 11,8 + 23,1) = -1011,69 \text{ кН}.$$

Комбінація 1.2

$$Q_{1(1.2)} = R_{\delta_1} \cdot y_{e_3} + q_{\delta_1} \cdot (\omega_{e_1} + \omega_{e_2} + \omega_{e_3}) = 284,37 \cdot 2,49 + 3,47 \cdot (-66,5 + 11,8 + 23,1) = 598,91 \text{ кН}.$$

Комбінація 2.1

$$Q_{1(2,1)} = R_{\delta_2} \cdot y_{e_1} + q_{\delta_2} \cdot (\omega_{e_1} + \omega_{e_2} + \omega_{e_3}) = 293,81 \cdot (-3,17) + 4,24 \cdot (-66,5 + 11,8 + 23,1) = -1065,37 \text{ кН}.$$

Комбінація 2.2

$$Q_{1(2,2)} = R_{\delta_2} \cdot y_{e_3} + q_{\delta_2} \cdot (\omega_{e_1} + \omega_{e_2} + \omega_{e_3}) = 293,81 \cdot 2,49 + 4,24 \cdot (-66,5 + 11,8 + 23,1) = 597,6 \text{ кН}.$$

Лінії впливу для стрижнів пласкої горизонтальної ферми приведені на рис.3.4.4.

Зусилля в стрижнях горизонтальної ферми, визначені за допомогою ліній впливу, зведені до табл.3.4.5.

З табл.3.4.4 та 3.4.5 вибрані максимальні розрахункові зусилля в стрижнях та зведені до табл.3.4.6.

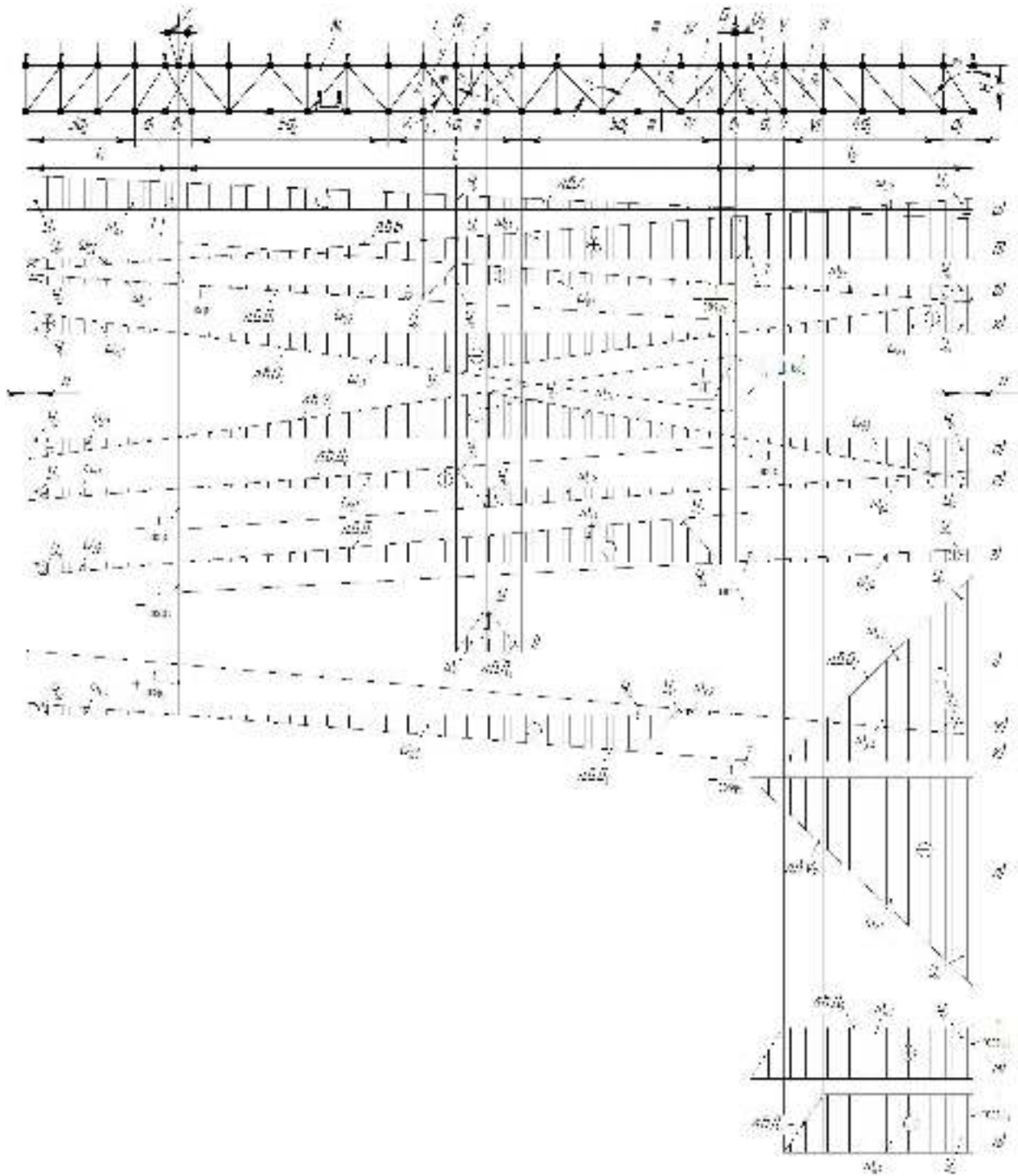


Рисунок 3.4.3 – Лінії впливу для стрижнів бокових плоских ферм

Таблиця 3.4.4 – Розрахункові зусилля в стрижнях бокових пласких ферм

Лінії впливу	Параметри ліній впливу				Розрахункові зусилля в стрижнях, кН					
	Ординати		Площі		Комбінації навантажень 1.1, 1.2			Комбінації навантажень 2.1, 2.2		
	Позначення	Величина	Позначення	Величина	$R_s \cdot y_i$	$q_s \cdot \omega_i$	ΣP_i	$R_s \cdot y_i$	$q_s \cdot \omega_i$	ΣP_i
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
А а)	y_{a_1}	1,27	ω_{a_1}	35,42	361,39	122,9	471,56	373,14	150,19	507,76
	y_{a_2}	-0,39	ω_{a_2}	-3,67	-110,98	-12,73	-0,81	-114,58	-15,57	20,04
Б б)	y_{b_1}	1,39	ω_{b_1}	42,2	395,54	146,43	535,08	408,39	178,93	579,39
	y_{b_2}	-0,27	ω_{b_2}	-1,87	-76,83	-6,49	63,14	-79,33	-7,93	91,67
D ₁ в)	y_{e_1}	0,625	ω_{e_1}	7,0	177,85	24,29	175,7	183,63	29,68	181,01
	y_{e_2}	-0,55	ω_{e_2}	-5,39	-156,51	-18,7	-158,66	-161,59	-22,85	-164,21
	y_{e_3}	0,34	ω_{e_3}	2,32	96,75	8,05	94,6	99,89	9,84	97,27
	y_{e_4}	-0,49	ω_{e_4}	-4,55	-139,43	-15,79	-141,58	-143,97	-19,29	-146,59
Q ₁ г)	y_{z_1}	-3,17	ω_{z_1}	-66,5	-902,05	-230,75	-1011,69	-931,38	-281,96	-1065,37
	y_{z_2}	1,72	ω_{z_2}	11,8	489,44	40,95	379,8	505,35	50,03	371,36
	y_{z_3}	2,49	ω_{z_3}	23,1	708,55	80,16	598,91	731,59	97,94	597,6
v ₁ д)	y_{d_1}	3,12	ω_{d_1}	65,5	887,83	227,28	989,57	916,69	277,72	1041,05
	y_{d_2}	-1,52	ω_{d_2}	-10,37	-432,53	-35,98	-330,79	-446,59	-43,97	-322,23
	y_{d_3}	-2,78	ω_{d_3}	-25,8	-791,08	-89,53	-689,34	-816,09	-109,39	-691,73
D ₂ е)	y_{e_1}	0,625	ω_{e_1}	7,0	177,85	24,29	191,18	183,63	29,68	199,88
	y_{e_2}	-0,55	ω_{e_2}	-5,39	-156,51	-18,7	-143,18	-161,59	-22,85	-145,34
	y_{e_3}	-0,34	ω_{e_3}	-2,32	-96,75	-8,05	-83,42	-99,89	-9,84	-83,74
	y_{e_4}	0,49	ω_{e_4}	4,55	139,43	15,79	152,76	143,97	19,29	160,22
D ₄ ж)	$y_{ж_1}$	-1,125	$\omega_{ж_1}$	-21,37	-320,13	-74,15	-401,69	-330,52	-90,6	-430,21
	$y_{ж_2}$	0,128	$\omega_{ж_2}$	0,256	36,4	0,89	-45,16	37,6	1,08	-62,09
	$y_{ж_3}$	0,368	$\omega_{ж_3}$	2,5	104,72	8,67	23,16	108,12	10,6	8,43
	$y_{ж_4}$	-0,528	$\omega_{ж_4}$	-4,9	-150,24	-17,07	-231,8	-155,13	-20,77	-254,82
D ₅ з)	$y_{з_1}$	1,22	$\omega_{з_1}$	25,0	347,16	86,75	442,18	58,45	106	474,56
	$y_{з_2}$	-0,032	$\omega_{з_2}$	-0,016	-9,1	-0,85	85,92	-9,4	-0,13	106,71
	$y_{з_3}$	-0,37	$\omega_{з_3}$	-2,5	-105,29	-8,67	10,26	-108,71	-10,6	7,4
	$y_{з_4}$	0,53	$\omega_{з_4}$	4,9	150,81	17,0	245,83	156,72	20,78	272,83
D ₃ і)	y_{i_1}	1	ω_{i_1}	2,5	284,56	8,67	293,23	293,81	10,6	304,41

Продовження табл. 3.4.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Q_2 К)	y_{κ_1}	4,2	ω_{κ_1}	31,71	1195,15	110,03	1300,18	1234,6	134,45	1369,05
ν_2 Л)	y_{τ_1}	-4,96	ω_{τ_1}	-43,56	-1411,42	-14,37	-1562,56	-1457,3	-184,69	-1641,99
D_6 М)	y_{μ_1}	1,25	ω_{μ_1}	19,1	355,75	66,28	422,03	367,26	80,98	448,24
D_7 Н)	y_{η_1}	1,35	ω_{η_1}	16,87	384,16	58,54	442,7	396,64	71,53	468,07

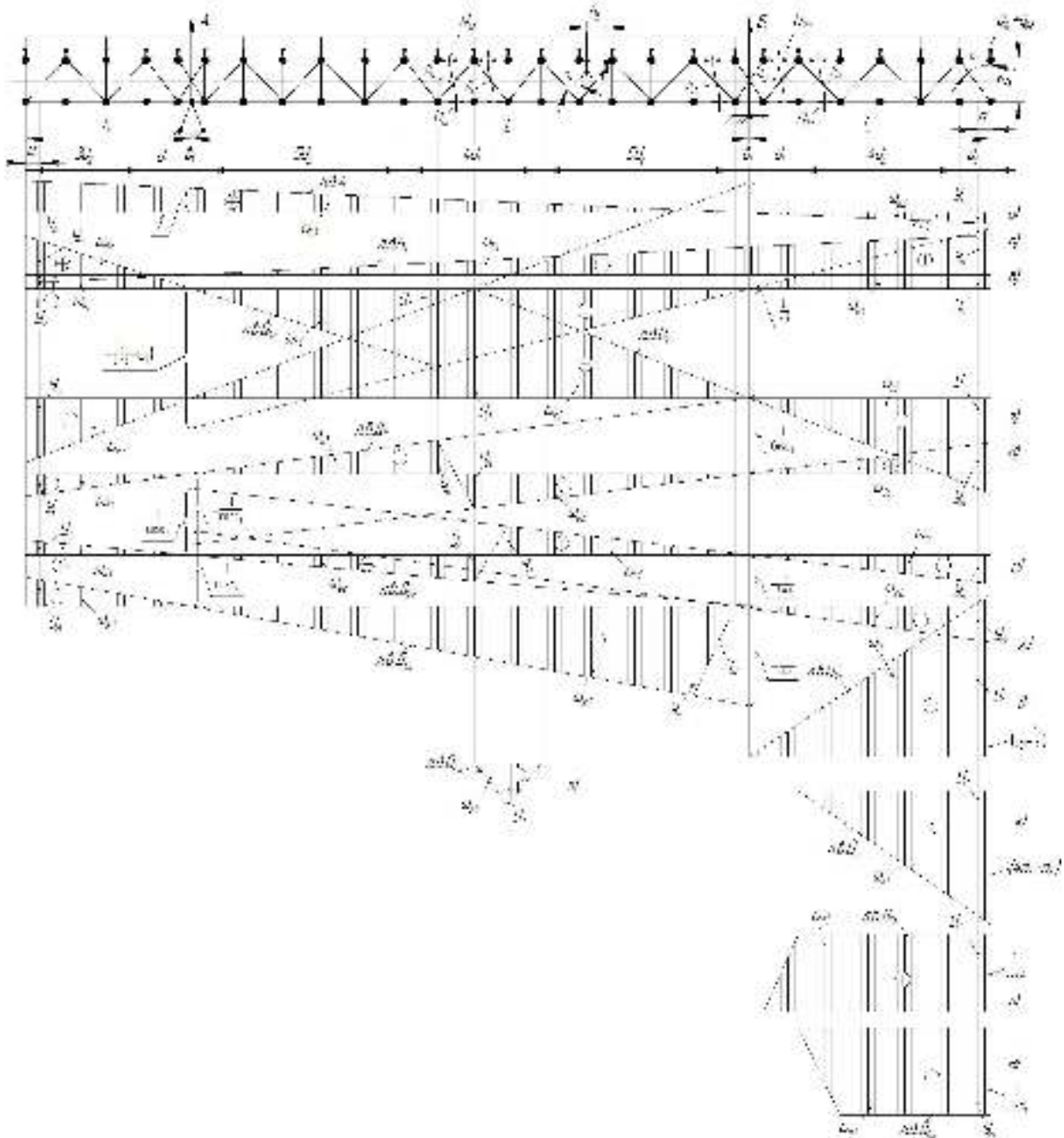


Рисунок 3.4.4 – Лінії впливу для стрижнів горизонтальної плоскої ферми

Таблиця 3.4.5 – Лінії впливу для стрижнів горизонтальної ферми

Лінії впливу	Параметри ліній впливу				Розрахункові зусилля в стрижнях, кН					
	Ординати		Площі		Комбінації навантажень 1.1, 1.2			Комбінації навантажень 2.1, 2.2		
	Позначення	Величина	Позначення	Величина	$R_z \cdot y_i$	$q_z \cdot \omega_i$	ΣP_i	$R_z \cdot y_i$	$q_z \cdot \omega_i$	ΣP_i
A_2 а)	y_{a_1}	1,27	ω_{a_1}	35,42	5,54	11,68	16,01	67,16	34,71	98,27
	y_{a_2}	-0,39	ω_{a_2}	-3,67	-1,7	-1,21	8,77	-20,62	-3,6	10,49
B_2 б)	y_{b_1}	1,39	ω_{b_1}	42,2	6,06	13,93	19,37	73,5	41,36	113,03
	y_{b_2}	-0,27	ω_{b_2}	-1,87	-1,18	-0,62	12,13	-14,28	-1,83	25,25
Q_{1_2} в)	y_{q_1}	-3,69	ω_{q_1}	-77,49	-12,6	-25,57	-26,19	-152,82	-75,94	-192,69
	y_{q_2}	1,8	ω_{q_2}	12,26	7,85	4,05	-5,74	95,18	12,01	54,81
	y_{q_3}	2,59	ω_{q_3}	24,04	6,06	7,93	-7,53	73,50	23,56	33,13
U_{1_2} г)	y_{u_1}	3,75	ω_{u_1}	78,75	16,35	25,99	28,73	198,3	78,17	236,06
	y_{u_2}	-2,05	ω_{u_2}	-13,94	-8,94	-4,6	3,44	-108,40	-13,66	70,64
	y_{u_3}	-2,49	ω_{u_3}	-27,3	-12,82	-9,01	-0,43	-155,47	-26,75	117,71
D_{1_2} д)	y_{d_1}	0,585	ω_{d_1}	5,76	2,55	1,9	2,3	30,93	5,64	30,16
	y_{d_2}	-0,665	ω_{d_2}	-7,41	-2,89	-2,44	-3,14	-35,16	-7,26	-35,93
	y_{d_3}	-0,364	ω_{d_3}	-2,47	-1,59	-0,81	-1,84	-19,25	-2,42	-20,02
	y_{d_4}	0,522	ω_{d_4}	3,34	2,27	1,1	2,02	27,6	3,27	26,83
D_{2_2} е)	y_{e_1}	0,585	ω_{e_1}	5,76	2,55	1,9	1,72	30,93	5,64	28,46
	y_{e_2}	-0,665	ω_{e_2}	-7,41	-2,89	-2,44	-3,72	-35,16	-7,26	-37,63
	y_{e_3}	0,364	ω_{e_3}	2,47	1,59	0,81	0,76	19,25	2,42	16,78
	y_{e_4}	-0,522	ω_{e_4}	-3,34	-2,27	-1,1	-3,1	-27,6	-3,27	-30,07
D_{3_2} ж)	$y_{ж_1}$	-1,32	$\omega_{ж_1}$	-27,72	-5,75	-9,15	-15,75	-69,80	-26,52	-98,82
	$y_{ж_2}$	0,031	$\omega_{ж_2}$	0,015	0,14	0,005	-9,87	1,64	0,015	-27,38
	$y_{ж_3}$	0,4	$\omega_{ж_3}$	2,68	1,74	0,88	-8,26	21,15	2,63	-7,87
	$y_{ж_4}$	-0,56	$\omega_{ж_4}$	-5,25	-2,44	-1,73	-12,44	-29,61	-5,15	-58,63
D_{4_2} з)	$y_{з_1}$	-1	$\omega_{з_1}$	-2,5	-4,36	-0,83	-5,19	-52,88	-2,45	-55,33
Q_{2_2} і)	y_{i_1}	5,53	ω_{i_1}	48,6	24,11	16,04	40,14	292,43	47,63	340,06
U_{2_2} к)	$y_{к_1}$	-4,64	$\omega_{к_1}$	-35	-20,23	-11,55	-31,78	-245,36	-34,3	-279,66
D_{5_2} л)	$y_{л_1}$	1,33	$\omega_{л_1}$	20,28	5,8	6,69	12,49	70,33	19,87	90,20
D_{6_2} м)	$y_{м_1}$	-1,46	$\omega_{м_1}$	-18,25	-6,37	-6,02	-12,39	-77,26	-17,88	-95,14

Таблиця 3.4.6 – Максимальні розрахункові зусилля в стрижнях прогінної будови

Бокова ферма			Горизонтальна ферма		
Позначення сили	Розрахункова величина, кН		Позначення сили	Розрахункова величина, кН	
	Комбінації 1.1, 1.2	Комбінації 2.1, 2.2		Комбінації 1.1, 1.2	Комбінації 2.1, 2.2
A	471,56	507,76	A_2	16,01	98,27
B	535,08	579,39	B_2	19,37	113,03
Q_1	-1011,69 598,91	-1065,37 597,6	Q_{1_2}	-26,19	-192,69 54,81
v_1	-689,34 989,57	-691,73 1041,05	v_{1_2}	28,73	236,06
Q_2	1300,18	1369,05	Q_{2_2}	40,14	340,06
v_2	-1562,56	-1641,99	v_{2_2}	-31,78	-279,66
D_1	-158,66	-164,21	D_{1_2}	2,3	30,16
	175,7	181,01		-3,14	-35,93
D_2	-143,18	-145,34	D_{2_2}	-3,72	28,46
	191,18	199,88		-37,63	
D_3	293,23	304,41	D_{3_2}	-15,75	-98,82
D_4	-401,69	-430,21	D_{4_2}	-5,19	-55,33
D_5	442,18	474,56			
D_6	422,03	448,24	D_{5_2}	12,49	90,20
D_7	442,7	468,07	D_{6_2}	-12,39	-95,14

3.4.6 Проектування прогінної будови

Базуючись на конструкціях існуючих кранів подібного типу, попередньо задаємось конструктивним виконанням та сортаментом для даної металоконструкції. Верхній пояс прогінної будови козлового крана рекомендується виконати згідно рис.3.4.5.

В якості стрижнів верхнього поясу рекомендується труба сталевна безшовна гарячедеформована $\varnothing 351 \times 10$ ГОСТ 8732.

Розкоси бокових ферм рекомендується виконати подвійними із кутовників $\angle 125 \times 125 \times 10$, стійки виконати подвійними із кутовників $\angle 80 \times 80 \times 8$ ГОСТ 8509.

Для горизонтальної ферми рекомендується виконати розкоси із одинарних кутовників $\angle 125 \times 125 \times 10$, а стійки – із кутовників $\angle 90 \times 90 \times 8$ ГОСТ 8509.

Нижній пояс рекомендовано виконати із двотавра № 60 ГОСТ 8239.

Нижню полицю двотавра, по якій рухається завантажений, візок слід підсилити штабою товщиною 14 мм, щоб уникнути відгину полиць двотавра. Всі

елементи з'єднати між собою за допомогою косинців товщиною 10 мм електрозварюванням напівавтоматичним.

Вздовж верхньої полиці двотавра приварюються листи товщиною 10 мм, шириною 390 мм. Кут між листами і вертикаллю складає $\alpha = 27,8^\circ$. До цих листів приварюють розкоси та стійки бокових ферм (рис.3.4.6).

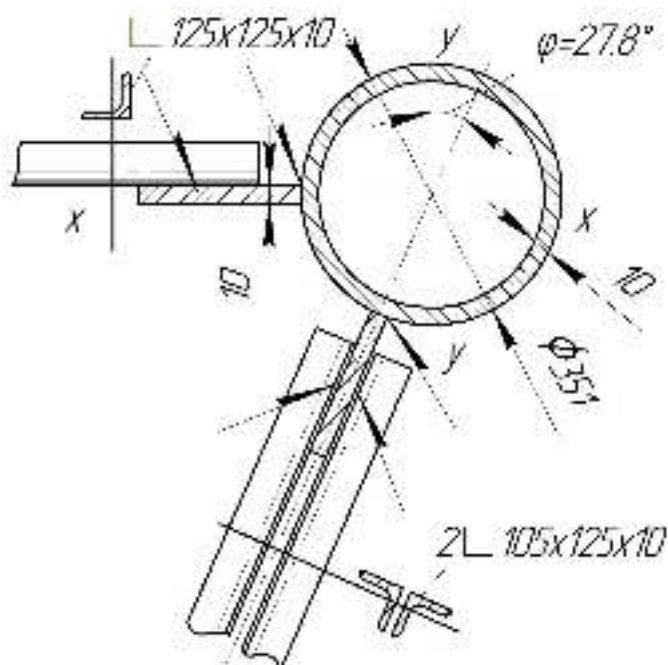


Рисунок 3.4.5 – Поперечний перетин верхнього поясу прогінної будови

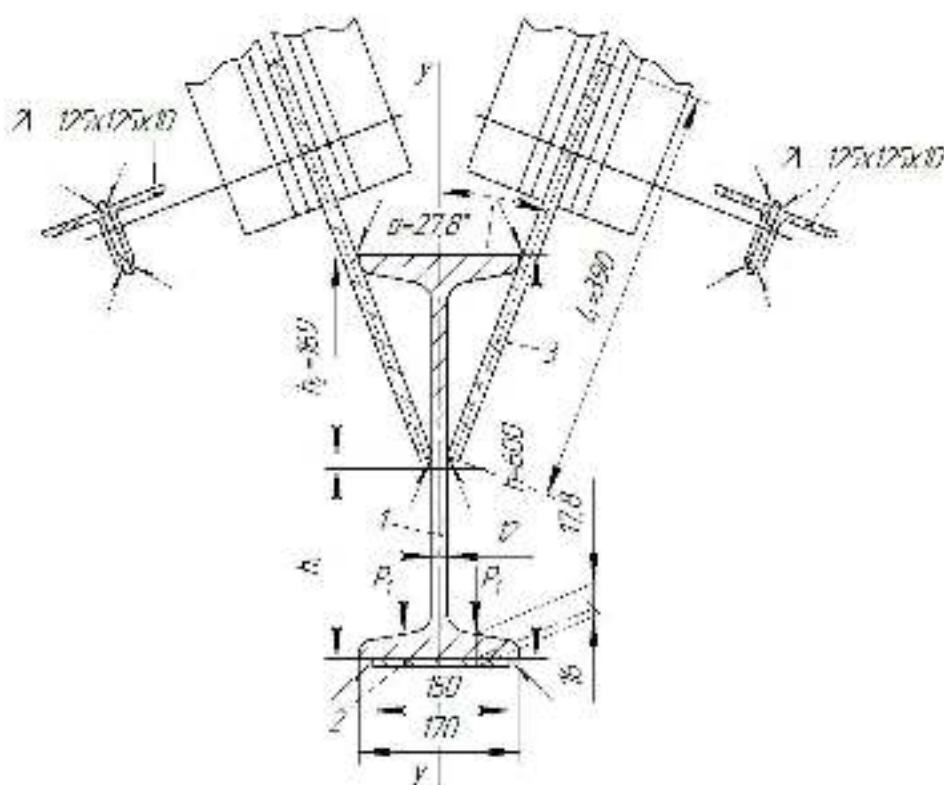


Рисунок 3.4.6 – Поперечний перетин нижнього поясу прогінної будови

3.4.7 Характеристики поперечних перетинів елементів мосту

Площа поперечного перетину нижнього поясу

$$F_{н.н.} = F_1 + F_2 + 2F_3 = 13,8 \cdot 10^{-3} + 2,72 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 3,9 \cdot 10^{-3} = 24,32 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Відстань центра мас перетину від підшови двотавра

$$h_1 = \frac{F_1 \cdot \frac{h}{2} + F_2 \cdot \frac{\delta}{2} + 2 \cdot F_3 \cdot \left(h + \frac{l \cdot \cos \alpha}{2} - h_2 \right)}{F} =$$

$$= \frac{13,8 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,6}{2} + 2,72 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,016}{2} + 2 \cdot 3,9 \cdot 10^{-3} \cdot \left(0,6 + \frac{0,39 \cdot \cos 27,8^\circ}{2} - 0,169 \right)}{24,32 \cdot 10^{-3}} = 0,365 \text{ м.}$$

Момент інерції J_x поперечного перетину нижнього поясу з достатньою точністю можна визначити

$$J_{x,н.н.} = J_1 + F_1 \cdot \left(h_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + F_2 \cdot \left(h_1 + \frac{\delta}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{\delta_1 \cdot l_1^3 \cdot \cos^2 \alpha}{12} + 2 \cdot F_3 \cdot \left(h - h_2 + \frac{l_1 \cdot \cos \alpha}{2} - h_1 \right)^2 =$$

$$= 7,68 \cdot 10^{-4} + 138 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,365 - \frac{0,6}{2} \right)^2 + 27,2 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,365 + \frac{0,016}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{0,01 \cdot 0,39^3 \cdot (\cos 27,8^\circ)^2}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 3,9 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,6 - 0,169 + \frac{0,39 \cdot \cos 27,8^\circ}{2} - 0,365 \right)^2 = 16,97 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент опору поперечного перетину нижнього поясу

$$W_x = \frac{2 \cdot J_x}{h_1 + \delta} = \frac{2 \cdot 16,97 \cdot 10^{-4}}{0,365 + 0,016} = 89,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Площа поперечного перетину мосту

$$F = F_{н.н.} + 2 \cdot F_{е.н.} = 24,32 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10,71 \cdot 10^{-3} = 45,74 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Висота центру мас поперечного перетину мосту відносно підшови двотавра нижнього поясу

$$H_u = \frac{F_{н.н.} \cdot h_1 + 2 \cdot F_{е.н.} \cdot (H_1 - h_2 + h)}{F} = \frac{24,32 \cdot 10^{-3} \cdot 0,365 + 2 \cdot 10,71 \cdot 10^{-3} \cdot (3 - 0,169 + 0,6)}{45,74 \cdot 10^{-3}} = 1,8 \text{ м.}$$

Момент інерції поперечного перетину мосту

$$\begin{aligned}
 J_{x.m} &= J_{x.n.l.} + 2J_{x.v.l.} + F_{n.l.} \cdot (H_y - h_1)^2 + 2 \cdot F_{v.l.} \cdot (H - h_2 + h - H_y)^2 = \\
 &= 16,97 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 1,568 \cdot 10^{-4} + 24,32 \cdot 10^{-3} \cdot (1,8 - 0,365)^2 + 2 \cdot 10,71 \cdot 10^{-3} \cdot (3 - 0,169 + 0,6 - 1,8)^2 = \\
 &= 1090,71 \cdot 10^{-4} \cdot \text{м}^4.
 \end{aligned}$$

Таблиця 3.4.7 – Характеристики поперечних перетинів елементів мосту

Елементи металоконструкції мосту	Площа поперечного перетину, м ²	Момент інерції, м ⁴	Мінімальний радіус інерції, м
Труба безшовна гарячедеформована Ø 351x10 ГОСТ 8732. Верхній пояс	0,01071	1,568 · 10 ⁻⁴	0,121
Двотавр №60 ГОСТ 8239. Нижній пояс	138 · 10 ⁻⁴	76806 · 10 ⁻⁸	23,6 · 10 ⁻²
Дві смуги 390x10, вздовж верхньої полиці двотавра приварені під кутом $\alpha = 27,8^\circ$	2,39 · 10 ⁻³	3,86 · 10 ⁻⁵	0,127
Штаба 170x16, приварена до нижньої полиці двотавра	2,72 · 10 ⁻³	5,8 · 10 ⁻⁸	4,6 · 10 ⁻³
		В площині ферми	
Два кутовника 125x125x10 ГОСТ 8509. Розкоси бокових ферм	2 · 24,3 · 10 ⁻⁴	2 · 360 · 10 ⁻⁸	3,85 · 10 ⁻²
Одинарний кутовник 125x125x10 ГОСТ 8509. Розкоси горизонтальної ферми	24,3 · 10 ⁻⁴	360 · 10 ⁻⁸	3,85 · 10 ⁻²
Два кутовника 80x80x8 ГОСТ 8509. Стійки бокових ферм	2 · 12,3 · 10 ⁻⁴	2 · 73,4 · 10 ⁻⁸	2,44 · 10 ⁻²
Одинарний кутовник 90x90x8 ГОСТ 8509. Стійки горизонтальної ферми	13,9 · 10 ⁻⁴	106,0 · 10 ⁻⁸	2,76 · 10 ⁻²

3.4.8 Розрахунок найбільших напружень в стрижнях прогінної будови

Без врахування перекоєсних навантажень напруження в стрижнях прогінної будови можна розрахувати по загальному рівнянню

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_x + \sigma_y = \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{N_g + N_z}{\varphi \cdot F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right],$$

де N_g, N_z - зусилля в стрижні, відповідно, у вертикальній та горизонтальній площинах (табл.3.4.6), кН;

M_x, M_y - згинальні моменти, відповідно, у вертикальній та горизонтальній площинах, кНм;

φ - коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутого стрижня;

F - площа поперечного перетину, м²;

W_x, W_y - момент опору поперечного перетину стрижня, м³;

m - коефіцієнт умов роботи.

Найбільші напруження:

у верхніх поясах консольної частини при комбінації навантажень 2.2 (розтяг)

$$\sigma = \frac{Q_2 + Q_{2z}}{m \cdot F} = \frac{1369,05 + 340,06}{0,8 \cdot 10,71 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3} = 199,47 \text{ МПа} < R.$$

У верхніх поясах в прогоні мосту при комбінації навантажень 2.1 (стиск)

$$\sigma = \frac{Q_1 + Q_{1z}}{m \cdot \varphi \cdot F} = \frac{(-1065,37) + (-192,69)}{0,8 \cdot 0,943 \cdot 10,71 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3} = (-155,71) < R \text{ МПа}.$$

Визначимо гнучкість поясного стрижня

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 2,5}{0,121} = 20,66,$$

де $l = d_1 = 2,5 \text{ м}$ - довжина середнього полігону поясу;

$r_{\min} = 0,121 \text{ м}$ - мінімальний радіус інерції поясної труби;

$\mu = 1$ - коефіцієнт приведення довжини стрижня верхнього поясу.

По табл. згідно λ вибираємо коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутого стрижня верхнього поясу $\varphi = 0,943$.

Найбільші розрахункові напруження в нижньому їздовому двотаврі: в прогоні, комбінація навантажень 1.1

$$\sigma = \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{2 \cdot v_1}{F} + \frac{M_1}{W_x} \right] = \frac{1}{10^3 \cdot 0,8} \cdot \left[\frac{2 \cdot 989,57}{24,32 \cdot 10^{-3}} + \frac{319,25}{89,08 \cdot 10^{-4}} \right] = 146,62 \text{ МПа} < R,$$

де M_1 - момент згину нижнього поясу в межах довжини полігону від дії сили ваги завантаженого візка, кНм;

W_x - момент опору перетину нижнього поясу, м³.

Для визначення згинаючого моменту M_1 , що діє на нижній пояс в межах полігону, складемо розрахункову схему та побудуємо лінії впливу M_1 та Q_1 (рис.3.4.7).

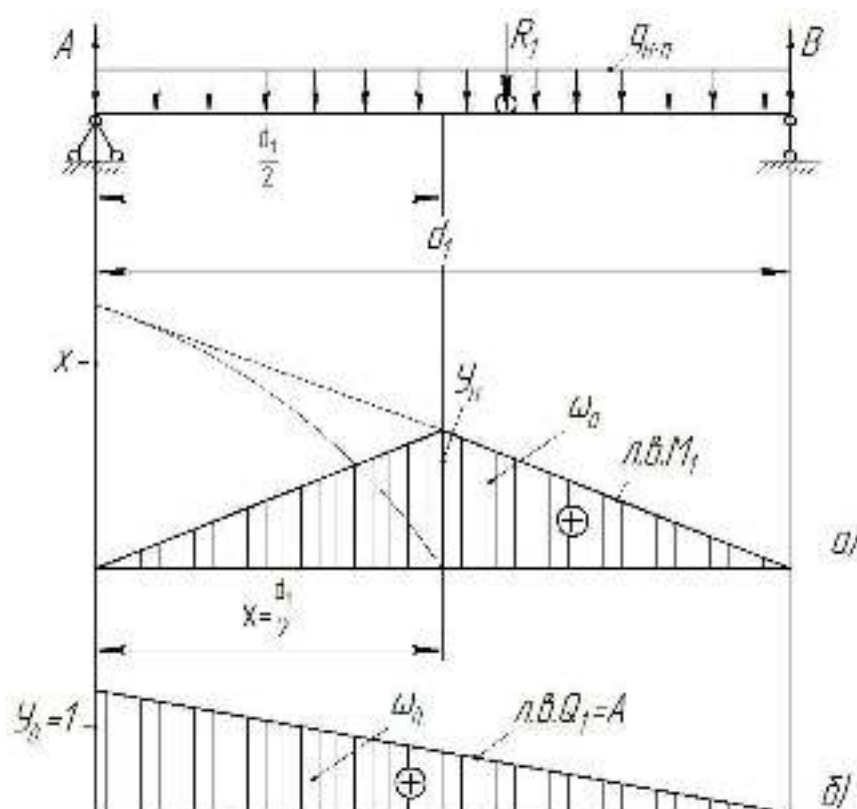


Рисунок 3.4.7 – Лінії впливу для нижнього поясу в межах довжини полігону

На розрахунковій схемі позначено $R_1 = 508,46 \text{ кН}$, як рівнодійна від сили ваги візка та піднімаємого вантажу з гаковою підвіскою (п.3.4.4.2) для комбінації навантажень 1.1 Вказане навантаження є зосередженим, рухомих. Розподіленим навантаженням є прогінна сила власної ваги нижнього поясу $q_{н.н.}$, яку можна розрахувати

$$q_{н.н.} = F_{н.н.} \cdot \rho \cdot g = 24,32 \cdot 10^{-3} \cdot 7,85 \cdot 9,8 = 1,871 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Користуючись лініями впливу (рис.3.4.7), можна визначити момент згину

$$M_1 = R_1 \cdot y_a + q_{н.н.} \cdot \omega_a = 508,46 \cdot 0,625 + 1,871 \cdot 0,78 = 319,25 \text{ кН};$$

перерізуючу силу

$$Q_1 = R_1 \cdot y_b + q_{н.н.} \cdot \omega_b = 508,46 \cdot 1 + 1,871 \cdot 1,25 = 510,8 \text{ кН},$$

де $y_a = \frac{d_1}{4} = \frac{2,5}{4} = 0,625 \text{ м}$, $y_b = 1$ - ординати ліній впливу;

$\omega_a = \frac{1}{2} \cdot \frac{d_1}{4} \cdot d_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,5}{4} \cdot 2,5 = 0,78 \text{ м}^2$, $\omega_b = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot d_1 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2,5 = 1,25 \text{ м}$ - площі ліній

впливу.

Нижню полицю нижнього поясу треба перевірити на можливість втрати стійкості (відгин) під дією тиску коліс навантаженого візка (рис.3.4.6) по залежності

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + (\sigma_y + \sigma_z)^2} - \sigma_x \cdot (\sigma_y + \sigma_z) = \sqrt{41,24^2 + (146,52 + 60,48)^2} - 41,24 \cdot (146,52 + 60,48) = 189,77 < m \cdot R = 0,92 \cdot 210 = 193,2 \text{ МПа}.$$

де $\sigma_x = c_x \cdot \frac{P_1}{t^2} = \frac{0,75 \cdot 63,56}{0,034^2 \cdot 10^3} = 41,24 \text{ МПа};$

$$\sigma_z = c_z \cdot \frac{P_1}{t^2} = \frac{1,1 \cdot 63,56}{0,034^2 \cdot 10^3} = 60,48 \text{ МПа};$$

$\sigma_y = \sigma = 146,52 \text{ МПа}$ - максимальне розрахункове напруження в нижньому поясі (п.3.4.8);

c_x, c_z - коефіцієнти, які вибираються по графікам додатку;

$t = 0,034 \text{ м}$ - розрахункова товщина нижньої полиці двотавра та штаби підсилення;

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{508,46}{8} = 63,56 \text{ кН} - \text{ тиск на одне колесо завантаженого візка};$$

$m = 0,92$ - коефіцієнт умов роботи нижньої полиці.

Отже, місцева стійкість нижньої полиці двотавра, підсиленої штабою, забезпечена.

Максимальні напруження в розкосах горизонтальної ферми, комбінація навантажень 2.1.

Визначимо гнучкість розкосів $l_{p_{2e}} = 4,1 \text{ м}$

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_{p_{2e}}}{r_2} = \frac{0,8 \cdot 4,1}{3,85 \cdot 10^{-2}} = 85,19.$$

Найбільш завантаженим на стиск є розкіс горизонтальної ферми біля опори D_{4e} , який виконано із кутовника $\perp 125 \times 125 \times 10$ ГОСТ 8509.

Коефіцієнт поздовжнього згину цього розкосу $\varphi = 0,65$ обираємо по гнучкості λ .

$$\text{Згідно з відношенням } E = \frac{l_{p_{2e}}}{r_{\min} \cdot 2} = \frac{4,1}{3,85 \cdot 10^{-2}} = 106,49 \text{ обираємо коефіцієнт}$$

приведення довжини розкосу $\mu = 0,8$.

Тоді, максимальні напруження в розкосах горизонтальної ферми дорівнюють:

(Стиск) комбінація навантажень 2.1

$$\sigma = \frac{D_{3z}}{m \cdot \varphi \cdot F_{p2z}} = \frac{-98,82}{0,75 \cdot 0,65 \cdot 24,3 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = |-83,4| \text{ МПа} < R.$$

В розкосі горизонтальної ферми напруження розтягу, комбінація навантажень 2.2, дорівнюють

$$\sigma = \frac{D_{5z}}{m \cdot F_{p5z}} = \frac{90,2}{0,75 \cdot 24,3 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 49,49 \text{ МПа} < R.$$

Розкоси бокових ферм.

Визначимо гнучкість розкосів в площині ферми

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_{p2}}{r_2} = \frac{0,81 \cdot 4,46}{3,85 \cdot 10^{-2}} = 93,83.$$

Найбільш завантаженим на стиск є розкіс бокової ферми прогінної частини біля опори D_4 . Довжина цього розкосу $l_{p2} = 4,46 \text{ м}$. Він складається з двох кутівників $\perp 125 \times 125 \times 10$ ГОСТ 8509. Обираємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,58$ по гнучкості λ .

По співвідношенню $E_n = \frac{l_p}{r_{\min}} = \frac{4,46}{3,85 \cdot 10^{-2}} = 115,84$ знайдемо коефіцієнт приведення довжини розкоси $\mu = 0,81$.

Тоді, максимальні напруження в розкосах бокових ферм дорівнюють

(Стиск) комбінація навантажень 2.1

$$\sigma = \frac{D_4}{m \cdot \varphi \cdot 2 \cdot F_p} = \frac{-430,21}{0,9 \cdot 0,58 \cdot 2 \cdot 24,3 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = |-169,58| \text{ МПа} < R.$$

(Розтяг) комбінація навантажень 2.1

$$\sigma = \frac{D_5}{m \cdot 2 \cdot F_p} = \frac{474,56}{0,9 \cdot 2 \cdot 24,3 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 108,5 \text{ МПа} < R.$$

Максимальні напруження в стійках бокових ферм.

(Розтяг) комбінація навантажень 2.1

$$\sigma = \frac{D_3}{m \cdot F_3} = \frac{304,41}{0,9 \cdot 2 \cdot 12,3 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 137,49 \text{ МПа} < R.$$

Максимальні напруження стиску в стійках горизонтальної ферми D_4 при комбінації навантажень 2.1.

По співвідношенню $E = \frac{l_{c_z}}{r_{\min}} = \frac{2,8}{2,75 \cdot 10^{-2}} = 101,8$ вибираємо коефіцієнт $\mu = 0,837$.

Гнучкість стійки дорівнює

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_{c_z}}{r_{\min}} = \frac{0,837 \cdot 2,8}{2,76 \cdot 10^{-2}} = 84,9.$$

По гнучкості виберемо коефіцієнт $\varphi = 0,65$.

Тоді, найбільші напруження стиску для стійки горизонтальної ферми дорівнюють:

Комбінація навантажень 2.1

$$\sigma = \frac{D_{4_z}}{m \cdot \varphi \cdot F} = \frac{-55,33}{0,75 \cdot 0,65 \cdot 13,9 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = |-81,65| \text{ МПа} < R.$$

Максимальні розрахункові зусилля в стрижнях мосту крана зведені до табл. 3.4.8

Таблиця 3.4.8 – Максимальні розрахункові навантаження в стрижнях металоконструкції мосту крана

Стрижні	Максимальні розрахункові напруження при комбінаціях навантажень, кН			
	1.1	1.2	2.1	2.2
Верхній пояс: консоль прогін				199,74
			-155,71	
Нижній пояс	146,62			
Розкоси ферм: горизонтальної бокової			-83,4	49,49
			-169,58 108,5	
Стійки ферм: горизонтальної бокової			-81,65	
			137,49	

3.4.9 Розрахунок опор крана

При розрахунку опор крана рекомендується використати комбінації навантажень 1.1, 1.2 з вітровим тиском впоперек підкранової колії, як більш експериментальні навантаження для опор.

Поширеною конструкцією опорних ніг козлових кранів є дві гілки з двотаврів, зв'язаних по поясам кутувником з утворенням трикутної ґратки. Схема опори крана наведена на рис.3.4.8.

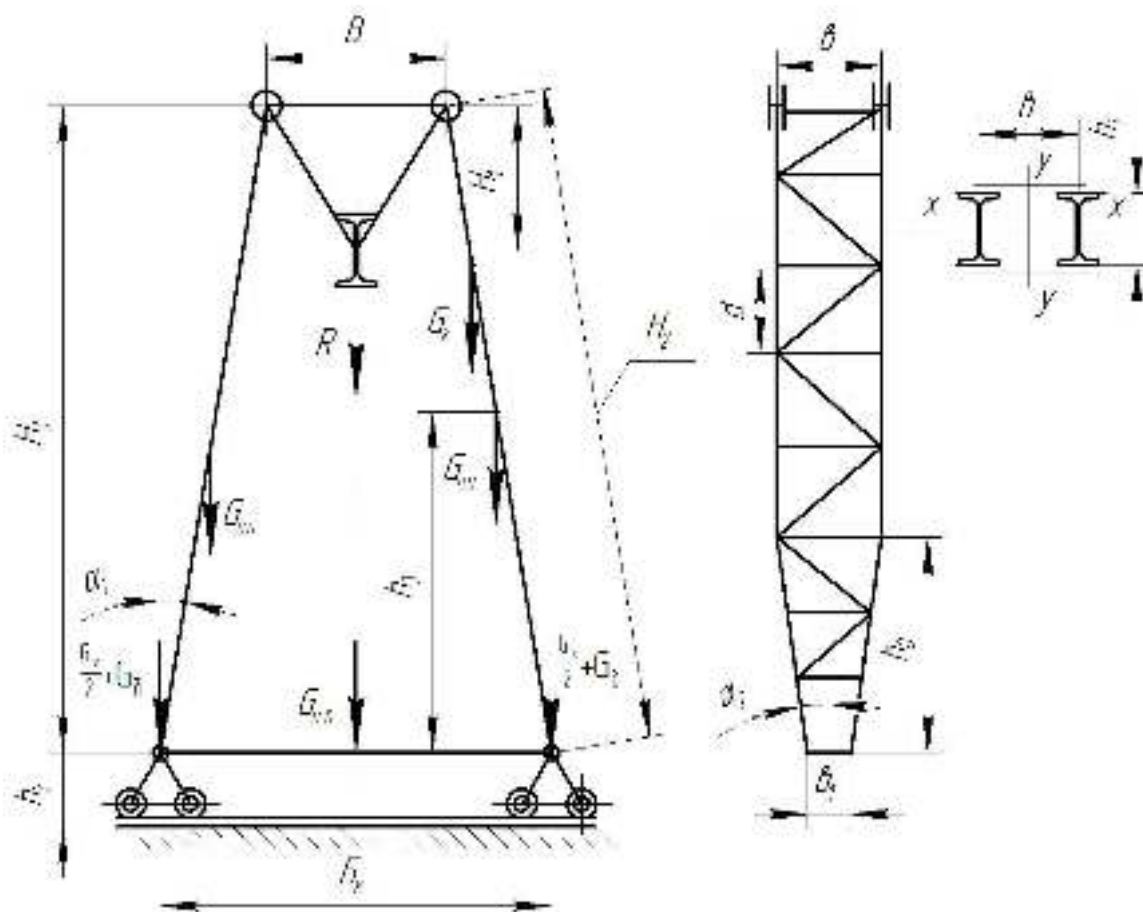


Рисунок 3.4.8 – Схема опори крана

На рисунку 3.4.8 наведено наступні розміри опори та величини навантажень:

$B = 2,8\text{ м}$ - ширина прогінної будови;

$H_1 = 3\text{ м}$ - висота прогінної будови;

$H_2 = 19,76\text{ м}$ - довжина ноги;

$H_3 = 19,22\text{ м}$ - висота металоконструкції крана;

$h_0 = 10\text{ м}$ - висота нижньої частини ноги;

$h_1 = 0,9\text{ м}$ - висота ходової частини крана;

$B_k = 12\text{ м}$ - база крана;

$b = 2\text{ м}$ - ширина ноги;

$b_1 = 0,2\text{ м}$ - ширина звуженої частини ноги;

$\alpha_1 = 13,47^\circ$ - кут нахилу ніг;

$\alpha_2 = 5,14^\circ$ - кут завуження ноги;

$G_k = 31,36кН$ - вага кабіни;

$G_n = 45,28кН$ - вага приводів підйому та пересування візка;

$G_{н.в.} = 98кН$ - вага противаги (баласту);

$G_{оп} = 107,8кН$ - вага опори;

$2 \cdot G_{б.} + G_{х.б.} = 50,96кН$ - вага балансирів та ходової балки;

На рисунку 3.4.9 наведено наступні позначення

$q = 5,61 \frac{кН}{м}$ - розподілена вага прогінної будови;

$R = 508,46кН$ - рівнодійна сил тиску коліс завантаженого візка;

$A = -20,19кН$ - реакція опори A мосту крана (комбінація навантажень 1.2);

$B = 933,01кН$ - реакція опори B мосту крана (комбінація навантажень 1.2);

$P_{вн} = 7,41кН$ - приведений до верхнього поясу мосту вітровий тиск на піднятий вантаж, кабіну, опору крана, металоконструкцію мосту впоперек кранової колії;

$J_{м}, J_{оп}$ - моменти інерції перетинів мосту та опори крана, $м^4$.

Моменти інерції верхньої та нижньої частини опорної ноги крана дорівнюють

$$J_{y(верх)оп} = 2 \cdot J_{1y} + 2 \cdot F_1 \cdot \left(\frac{e}{2}\right)^2 = 2 \cdot 1725 \cdot 10^{-8} + 118 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 236,35 \cdot 10^{-4} м^4;$$

$$J_{y(низ)оп} = 2 \cdot J_{1y} + 2 \cdot F_1 \cdot \left(\frac{e_1}{2}\right)^2 = 2 \cdot 1725 \cdot 10^{-8} + 118 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 2,7 \cdot 10^{-4} м^4,$$

де F_1, J_{1y} - площа та момент інерції опорного двотавра.

Виходячи із співвідношення $\frac{J_{y_{\min}}}{J_{y_{\max}}} = \frac{2,7 \cdot 10^{-4}}{236 \cdot 10^{-4}} = 0,011$, вибираємо

коефіцієнт приведення жорсткості ноги $\mu = 1,7$.

Тоді, приведений момент інерції ноги дорівнює

$$J_{оп} = \frac{J_{y(верх)оп}}{\mu} = \frac{236,35 \cdot 10^{-4}}{1,7} = 138,82 \cdot 10^{-4} м^4.$$

Металоконструкцію козлового крана приймемо за раму з двома жорсткими опорами та розглянемо її як один раз статично-невизначену за методом сил. Основна система рами за методом сил зображена на рис.3.4.9

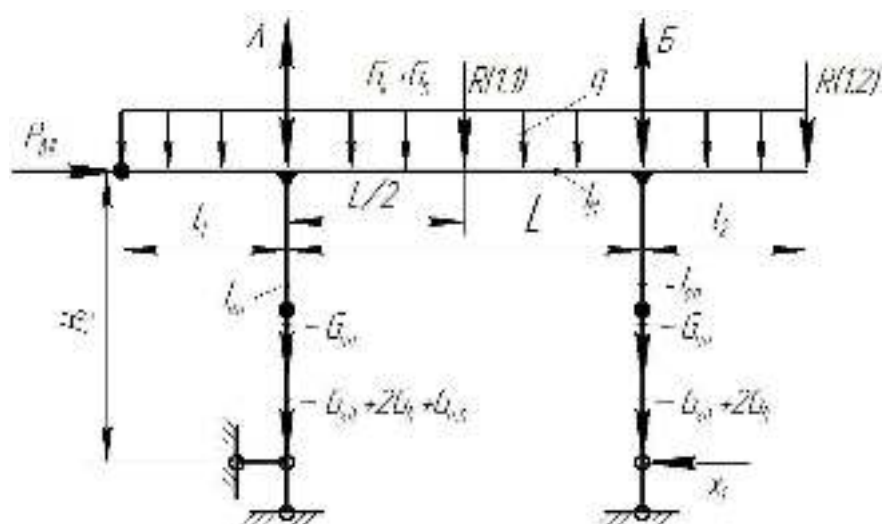


Рисунок 3.4.9 – Основна система за методом сил для рами металокопструкції козлового крана

Рівняння рівноваги за методом сил для поздовжньої рами дорівнює

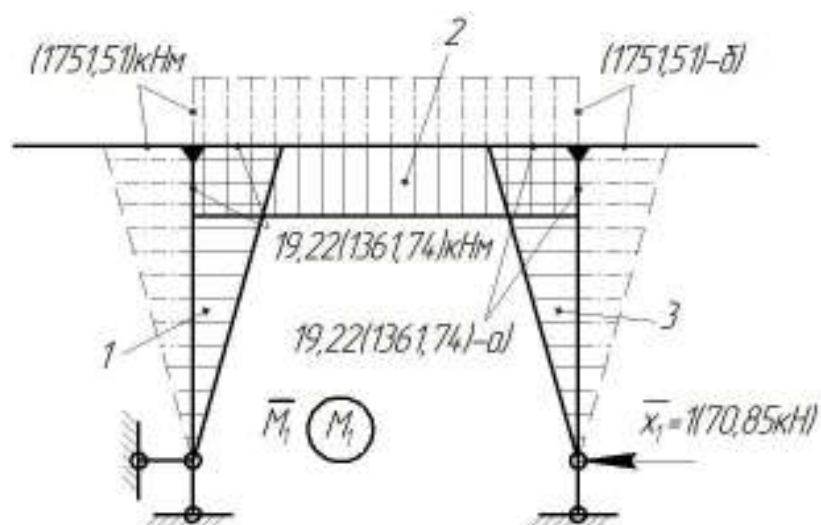
$$\delta_{11} \cdot X_1 + \Delta_{1p} = 0.$$

Звідки невідома сила X_1 дорівнює

$$X_{1(1)} = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{-(-2223563858) \cdot E}{313839,14 \cdot E} = 70,85 \text{ кН},$$

Коефіцієнт δ_{11} та вільний член Δ_{1p} канонічного рівняння визначаються за методом Верещагіна, способом перемноження епюр.

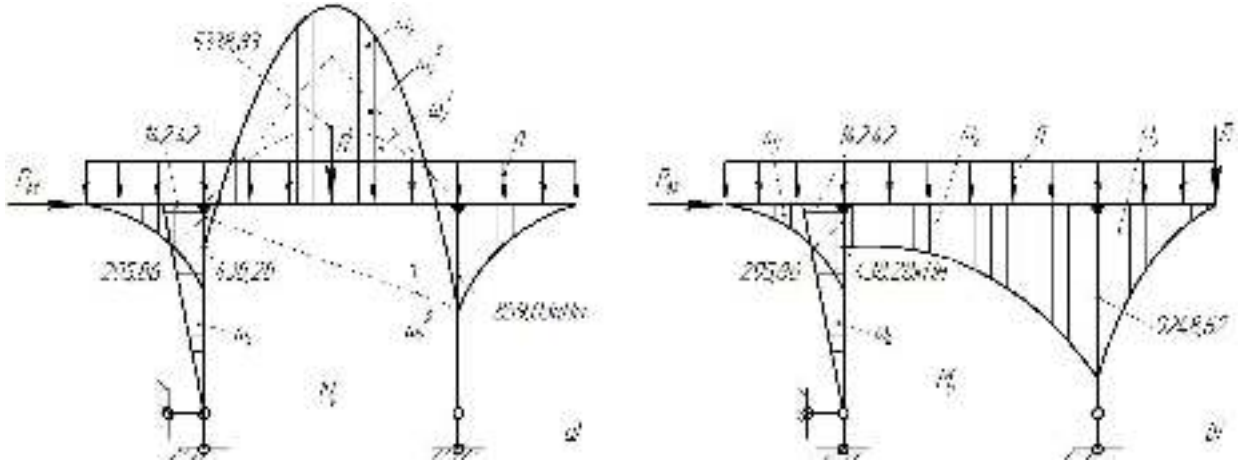
Далі слід скласти одиничну епюру та епюру від дії зовнішніх навантажень на раму.



а) комбінація навантажень 1.1; б) комбінація навантажень 1.2
Рисунок 3.4.10 – Одинична епюра \bar{M}_1 та виправлена епюра M_1

Коефіцієнт δ_{11} дорівнює

$$\delta_{11} = 2 \cdot \frac{2 \cdot \omega_1 \cdot H_3}{3 \cdot E \cdot J_{on} \cdot 2} + \omega_3 \cdot H_3 \cdot \frac{1}{E \cdot J_m} = 2 \cdot \frac{2 \cdot 1 \cdot 19,22^3}{3 \cdot 2 \cdot E \cdot 0,01 \cdot 0,0138 \cdot 2} + \frac{19,22^2 \cdot 42}{E \cdot 0,109} = \frac{313839,14}{E}.$$



а) комбінація навантажень 1.1; б) комбінація навантажень 1.2
Рисунок 3.4.11 – Епюри моментів від зовнішніх навантажень

Епюри моментів від зовнішніх навантажень представлені на рис.3.4.11.

Вільний член Δ_{1p} канонічного рівняння за методом сил визначається для комбінацій навантажень 1.1, 1.2 наступним чином

$$\Delta_{1p(1.1)} = \frac{\omega_2 \cdot y_{c2}}{E \cdot J_m} + \frac{\omega_4 \cdot y_{c1}}{E \cdot 2 \cdot J_{on}} = \frac{122498,74 \cdot (-19,22)}{E \cdot 0,109} + \frac{2 \cdot 1368,66 \cdot (-19,22)}{3 \cdot E \cdot 2 \cdot 0,0138} = -\frac{22235638,58}{E};$$

$$\Delta_{1p(1.2)} = \frac{(-165798,08)(-19,22)}{E \cdot 0,109} + \frac{2 \cdot 1368,66 \cdot (-19,22)}{3 \cdot E \cdot 2 \cdot 0,0138} = \frac{28599819,64}{E}.$$

Площу ω_2 на епюрі рис. 3.4.11.а можна визначити як суму площ епюрі моментів:

ω_2' - від розподіленої сили q в прогоні L ;

ω_2'' - від зосередженої сили R в середині прогону,

ω_2''' - умовної площі.

Відповідно :

$$\omega_2' = \frac{2}{3} \cdot \frac{qL^3}{8} = \frac{2 \cdot 5,61 \cdot 42^3}{3 \cdot 8} = 34636,0;$$

$$M_2' = \frac{qL^2}{8} = 5,61 \cdot \frac{42^2}{8} = 1237,0 \text{ кНм};$$

$$\omega_2'' = \frac{R \cdot L^2}{2 \cdot 4} = \frac{508,46 \cdot 42^3}{2 \cdot 4} = 112115,43;$$

$$M_2'' = \frac{RL}{4} = \frac{508,46 \cdot 42}{4} = 5338,83,0 \text{кНм};$$

$$\omega_2''' = \frac{(438,28 - 142,42 + 859,03) \cdot 42}{2} = 24252,69;$$

$$M_2''' = \frac{(438,28 - 142,42 + 859,03)}{2} = 577,45 \text{кНм};$$

$$\omega_2 = \omega_2' + \omega_2'' - \omega_2''' = 34636,0 + 112115,43 - 24252,69 = 122498,74;$$

$$M_1 = \frac{q \cdot L_1^2}{2} = 5,61 \cdot \frac{12,5^2}{2} = 438,28 \text{кНм};$$

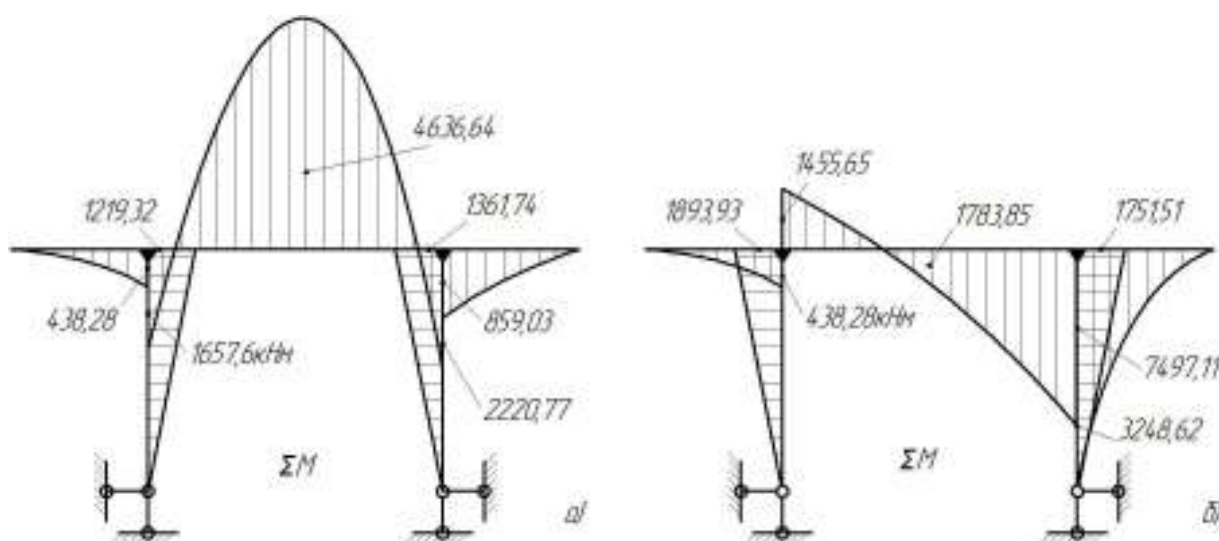
$$M_2 = M_2' + M_2'' - M_2''' = 1237,0 + 5338,83 - 577,45 = 5998,38 \text{кНм};$$

$$M_3 = \frac{q \cdot L_2^2}{2} = 5,61 \cdot \frac{17,5^2}{2} = 859,03 \text{кНм};$$

$$\omega_4 = \frac{1}{2} \cdot P_{\text{ell}} \cdot H_3^2 = \frac{1}{2} \cdot 7,41 \cdot 19,22^2 = 1368,66;$$

$$M_4 = P_{\text{ell}} \cdot H_3 = 7,41 \cdot 19,22 = 142,42 \text{кНм}.$$

Сумарні епюри моментів приведені на рис.3.4.12



а) комбінація навантажень 1.1; б) комбінація навантажень 1.2

Рисунок 3.4.12 – Сумарні епюри моментів для рами металоконструкції козлового крана

Перекісні навантаження сталого руху крана визначимо через перекісний момент, який сприймається двома жорсткими опорами

$$M_{(\text{пер})} = \frac{F_{\text{пер}} \cdot L}{2 \cdot B_{\kappa}} \cdot H_3,$$

де $F_{пер}$ - перекісна сила сталого руху крана,

$$F_{пер} = \frac{\sum W_B - 0,75 \sum W_A}{1,75},$$

де $\sum W_A, \sum W_B$ - суми опорів, приведені до 1 та 2 опор крана.
Сумарний опір пересування крана дорівнює

$$\sum W = k_p \cdot W_T + W_e + W_y,$$

де $k_p = 1,5$ - коефіцієнт реборд;

W_T - опір тертя;

W_e - опір вітру;

W_y - опір від ухилу колії.

Сила опору тертя на опорі A дорівнює

$$W_{T_A} = R_A \cdot \frac{2\mu + f \cdot d}{D} = 309,82 \cdot \frac{2 \cdot 0,09 + 0,015 \cdot 10}{75} = 1,36 \text{кН},$$

де R_A, R_B - реакції опор крана;

$D = 0,750 \text{м}$ - діаметр ходових коліс;

$d = 0,1 \text{м}$ - діаметр цапфи колеса;

$f = 0,015$ - коефіцієнт тертя в підшипниках;

$\mu = 0,09$ - коефіцієнт тертя кочення;

$k_p = 1,5$ - коефіцієнт реборд.

На опорі B

$$W_{T_B} = R_B \cdot \frac{2\mu + f \cdot d}{D} = 1095,16 \cdot \frac{2 \cdot 0,09 + 0,015 \cdot 10}{75} = 4,82 \text{кН}.$$

Сила опору від ухилу колії

$$W_{y_A} = R_A \cdot 0,003 = 309,82 \cdot 0,003 = 0,93 \text{кН},$$

$$W_{y_B} = R_B \cdot 0,003 = 1095,16 \cdot 0,003 = 3,28 \text{кН}.$$

Реакції опор мосту крана можна визначити, використавши лінії впливу A та B для бокових ферм мосту (рис.3.4.3.а,б).

Комбінація навантажень 1.1

$$A = R \cdot y_{a_1} + (\omega_{a_1} + \omega_{a_2}) \cdot q = 508,46 \cdot 0,5 + (35,42 - 3,67) \cdot 5,61 = 432,34 \text{кН},$$

$$B = R \cdot y_{\delta_1} + (\omega_{\delta_1} + \omega_{\delta_2}) \cdot q = 508,46 \cdot 0,5 + (42,2 - 1,87) \cdot 5,61 = 480,48 \text{кН}.$$

Комбінація навантажень 1.2

$$A = R \cdot y_{a_2} + (\omega_{a_1} + \omega_{a_2}) \cdot q = 508,46 \cdot (-0,39) + (35,42 - 3,67) \cdot 5,61 = -20,19 \text{кН},$$

$$B = R \cdot y_{\delta_1} + (\omega_{\delta_1} + \omega_{\delta_2}) \cdot q = 508,46 \cdot 1,39 + (42,2 - 1,87) \cdot 5,61 = 933,01 \text{кН}.$$

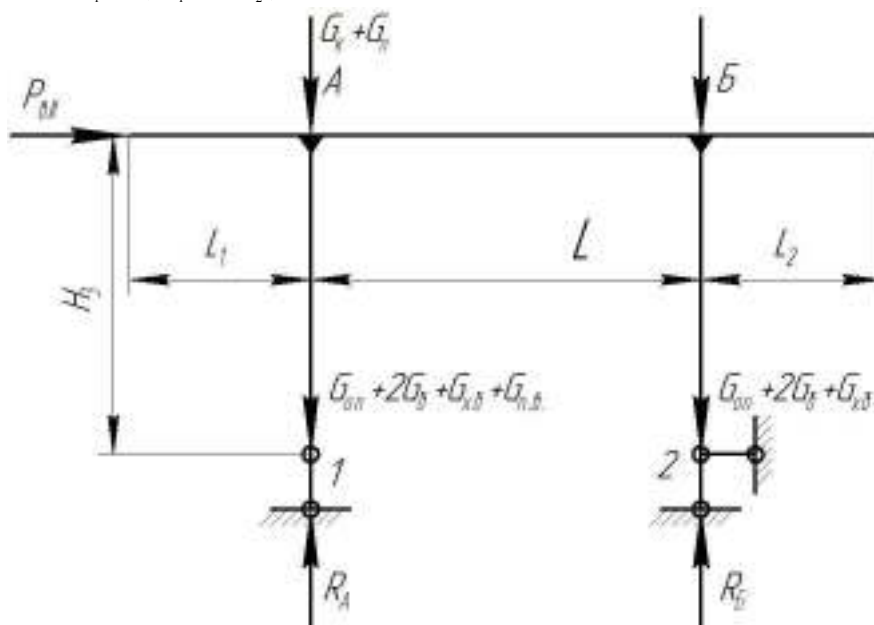


Рисунок 3.4.13 – Схема навантажень рами

Тоді, із рівнянь моментів всіх сил, що діють на раму (рис.3.4.13), можна визначити реакції опор крана при комбінації навантажень 1.2

$$\sum M_1 = B \cdot L + (G_{on} + 2 \cdot G_{\delta} + G_{x.\delta}) \cdot L + P_{вн} \cdot H_3 - R_B \cdot L = 0,$$

$$R_B = B + G_{on} + 2 \cdot G_{\delta} + G_{x.\delta} + P_{вн} \cdot \frac{H_3}{L} = 933,01 + 107,8 + 50,96 + 7,41 \cdot \frac{19,22}{42} = 1095,16 \text{кН},$$

$$\sum M_2 = -A \cdot L - (G_k + G_n + G_{on} + 2 \cdot G_{\delta} + G_{x.\delta} + G_{n.e.}) \cdot L + R_A \cdot L + P_{вн} \cdot H_3 = 0,$$

$$R_A = A + G_k + G_n + G_{on} + 2 \cdot G_{\delta} + G_{x.\delta} + G_{n.e.} - P_{вн} \cdot \frac{H_3}{L} =$$

$$= -20,19 + 31,36 + 45,28 + 107,8 + 50,96 + 98 - 7,41 \cdot \frac{19,22}{42} = 309,82 \text{кН}.$$

Тиск вітру на прогін мосту (вітер вздовж підкранової колії)

$$P_{e,m} = L \cdot q_e = 42 \cdot 0,33 = 13,86 \text{кН};$$

$$P_{e,k_1} = L_1 \cdot q_e = 12,5 \cdot 0,33 = 4,12 \text{кН};$$

$$P_{e,k_2} = L_2 \cdot q_e = 17,5 \cdot 0,33 = 5,77 \text{кН}.$$

Вітровий опір вздовж підкранової колії

$$W_{\epsilon_A} = P_{\epsilon_{on}} + \frac{P_{\epsilon_m}}{2} + P_{\epsilon_{k1}} + P_{\epsilon_k} = 2,12 + \frac{13,86}{2} + 4,12 + 3,06 = 16,23 \text{кН};$$

$$W_{\epsilon_B} = P_{\epsilon_{on}} + \frac{P_{\epsilon_m}}{2} + P_{\epsilon_{k2}} + P_{\epsilon_Q} = 2,12 + \frac{13,86}{2} + 5,77 + 4,36 = 19,18 \text{кН},$$

де $P_{\epsilon_{k1}}, P_{\epsilon_{k2}}$ - вітровий тиск на консолі мосту, кН;

P_{ϵ_k} - вітровий тиск на кабіну, кН;

P_{ϵ_Q} - вітровий тиск на піднятий вантаж, кН.

Отже, сумарний опір пересуванню крана по рейкам складає

$$\sum W_A = 0,15 \cdot 1,36 + 16,23 + 0,93 = 17,36 \text{кН};$$

$$\sum W_B = 0,15 \cdot 4,82 + 19,18 + 3,28 = 29,4 \text{кН};$$

Тоді, сила перекоосу крана складає

$$F_{nep} = \pm \frac{29,4 - 0,75 \cdot 17,36}{1,75} = \pm 9,36 \text{кН}.$$

Вважаємо, що вся перекісна сила сприймається верхнім поясом пролітної будови. Тоді, осьове зусилля стиску від перекоосу в одній трубці верхнього поясу дорівнює

$$N_n = \frac{F_{nep} \cdot L}{B} = \frac{\pm 9,36 \cdot 42}{2,8} = \pm 140,4 \text{кН}.$$

З врахуванням перекісних навантажень найбільші напруження стиску в стрижнях верхнього поясу прогінної будови дорівнюють (п.4.8)

$$\sigma = \frac{Q_1 + Q_{1z} + N_n}{m \cdot \varphi \cdot F} = \frac{(-1065,37) + (-192,69) + (-140,4)}{0,8 \cdot 0,943 \cdot 10,71 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3} = |-173,1| \text{МПа} < R.$$

Максимальне стискує зусилля (комбінація 1.2) в одному двотаврі опори дорівнює

$$N_1 = \frac{R_B}{4 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2} = \frac{-1095,16}{4 \cdot \cos 13,47^\circ \cdot \cos 5,14^\circ} = -285,11 \text{кН}.$$

Гнучкість двотавра із площини опори складає

$$\lambda = \frac{\mu \cdot H_2}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 19,76}{0,218} = 90,6.$$

Тоді, коефіцієнт $\varphi = 0,606$.

Сила в одному двотаврі від перекісних навантажень дорівнює

$$N_{пер} = \frac{F_{пер} \cdot L \cdot H_2}{2 \cdot \sigma \cdot B_k} = \frac{9,36 \cdot 42 \cdot 19,76}{2 \cdot 2 \cdot 12} = 161,8 \text{ кН}.$$

Найбільший згинаючий момент в опорі *Б* складає (комбінація 1.2) (рис.3.4.12.б)

$$M_B = 1751,51 \text{ кНм}.$$

Тоді, осьова сила в двотаврі від згинаючого моменту складає

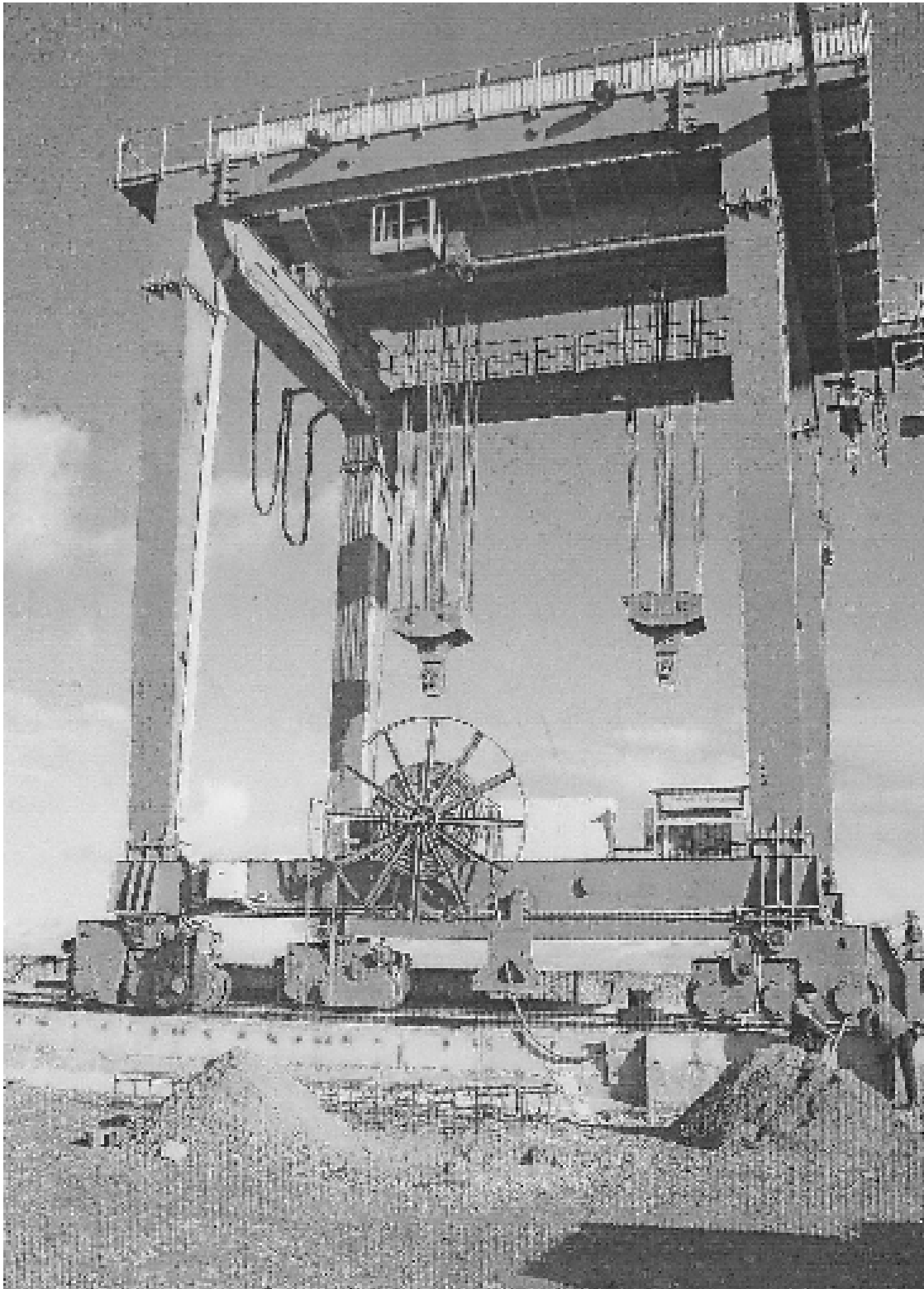
$$N_3 = \frac{M_B}{2 \cdot \sigma} = \frac{1751,51}{2 \cdot 2} = 437,88 \text{ кНм}.$$

Найбільше стискуєче напруження в двотаврі опори крана дорівнює

$$\sigma = \frac{N_1 + N_{пер} + N_3}{\varphi \cdot m \cdot F} = \frac{-(285,11 + 161,68 + 437,88)}{0,606 \cdot 0,8 \cdot 0,0118 \cdot 10^3} = |-154,74| \text{ МПа} < R.$$

Таким чином, опори витримують максимальні навантаження.

Приклад 3.5. Спроекувати коробчасту металоконструкцію козлового крана



Кран призначений для маневрування плоскими затворами-щитами водоскидних гребель гідроелектростанцій. Він розрахований на роботу в тропічному кліматі, з підвищеною вологістю повітря, з досить високою сейсмічністю. Конструктивно кран повинен відповідати технічним характеристикам, вказаним в таблиці 3.5.1.

Таблиця 3.5.1 – Вихідні дані

Параметри	Значення
Вантажопідйомність Q , т	80/2x10
Колія крана (проліт) L_k , м	14
База крана B_k , м	10,5
Колія візка L_e , м	9,05
База візка B_e , м	5,41
Швидкість підйому вантажу найбільша V_r , м/с	0,067
Висота підйому(над рівнем голівки рейки) H_n , м	11
Швидкість пересування крана V_k , м/с	0,25
Швидкість пересування візка V_e , м/с	0,083
Кількість коліс крана:	
загальне n_k , шт.	8
ведучих n_e , шт	2
Максимальний виліт гака на консолі з боку верхнього б'єфу $l_{\max.e}$, м	1,59
Вага візка G_e , кН	441,5
Сейсмічність, у балах	7,2
Тип підвізкової рейки	KP70A
Режим роботи	A2
Максимальна швидкість вітру V_{ep} , м/с	28,1
Висота розміщення головок підкранових рейок над рівнем нижнього б'єфу h , м	35
Мінімальний тиск на колеса крана N_{\min} , кН	84

3.5.1 Вибір матеріалів

Зважаючи на високу вологість, тропічні умови та сейсмічність району, де працює кран, рекомендується легована сталь для виготовлення металоконструкції крана.

Приймаємо в якості основного матеріалу для виготовлення металоконструкції – сталь 09Г2С ГОСТ 19281-89, як сталь з високими показниками міцносними, експлуатаційними та ціною.

Допускні напруження для основного металу і зварних швів наведено в табл. 3.5.2 (на основі «Норм гідроенерго галузі»).

I_y - момент інерції відносно осі y , m^4 ;

I_z - момент інерції відносно осі z , m^4 ;

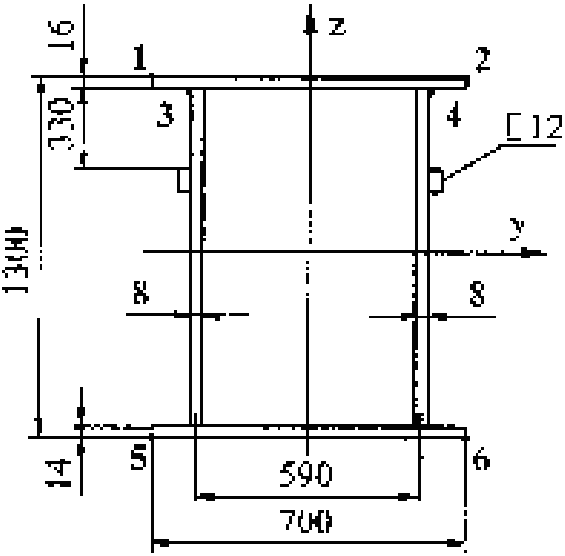
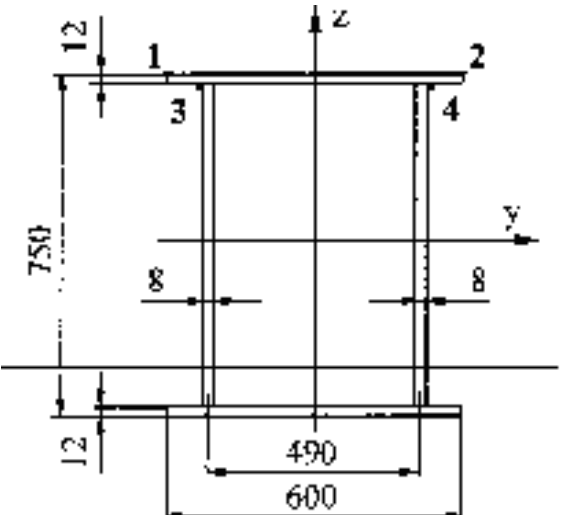
I_{kp} - момент інерції при крученні, m^4 ;

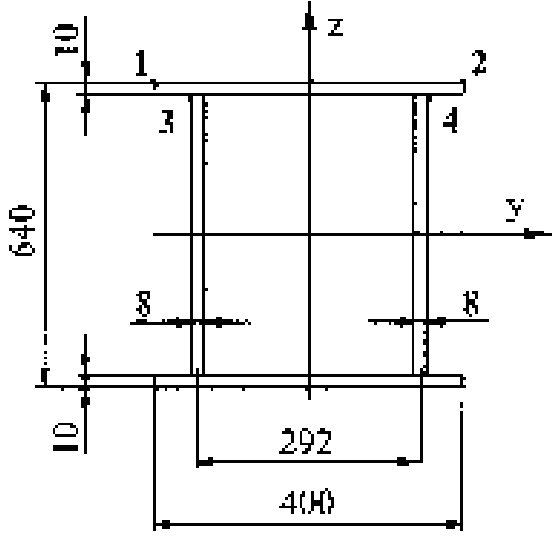
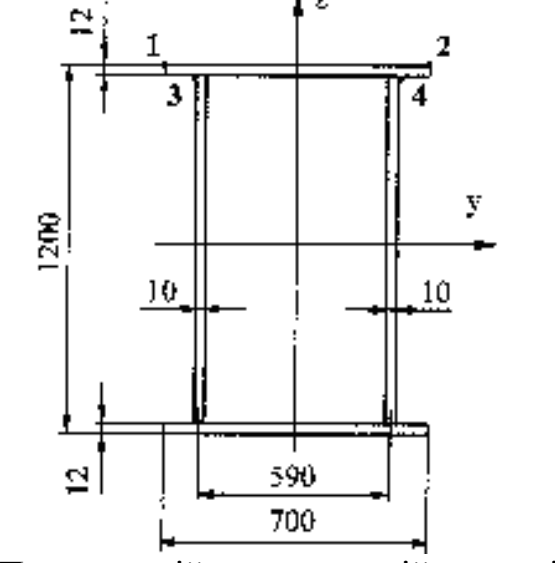
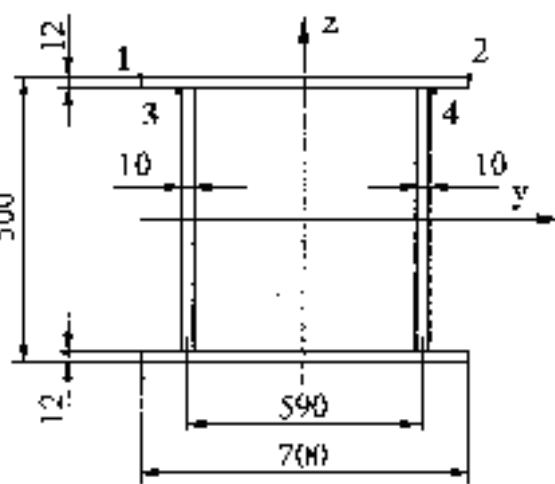
$W_y(i_1, i_2 \dots i_n)$,
 $W_z(i_1, i_2 \dots i_n)$ } - моменти опору перетинів відносно осей y і z в точках

$i_1, i_2 \dots i_n$, m^3 ;

S_y^n, S_y - статичні моменти полиці і половини перерізу відносно осі y , m^3 .

Таблиця 3.5.3 – Основні перетини та їх геометричні характеристики

Тип	Перетин	Характеристики геометричні
1	2	3
1	 <p data-bbox="400 1361 791 1397">Перетин головної балки</p>	$F = 0,0426 m^2$ $I_y = 0,0111 m^4$ $I_z = 0,00288 m^4$ $I_{kp} = 0,00571 m^4$ $W_{y(1,2)} = 0,0176 m^3$ $W_{y(5,6)} = 0,0166 m^3$ $W_{z(1,2)} = 0,00824 m^3$ $W_{z(3,4)} = 0,00961 m^3$ $S_y^{u.n.} = 0,0065 m^3$ $S_y = 0,00994 m^3$
2	 <p data-bbox="400 1944 791 1980">Перетин ходової балки</p>	$F = 0,026 m^2$ $I_y = 0,00247 m^4$ $I_z = 0,00112 m^4$ $W_{y(1,2)} = 0,00659 m^3$ $W_z = 0,00373 m^3$

1	2	3
3	 <p>Перетин ригеля (кінцевої балки)</p>	$F = 0,018\text{м}^2$ $I_y = 0,00111\text{м}^4$ $I_z = 0,000318\text{м}^4$ $W_{y(1,2)} = 0,00346\text{м}^3$ $W_{z(1,2)} = 0,00159\text{м}^3$
4	 <p>Перетин стійки в її верхній частині</p>	$F = 0,0403\text{м}^2$ $I_y = 0,00827\text{м}^4$ $I_z = 0,00273\text{м}^4$ $W_{y(1,2)} = 0,00144\text{м}^3$ $W_{z(1,2)} = 0,0078\text{м}^3$
5	 <p>Перетин стійки в її нижній частині</p>	$F = 0,0263\text{м}^2$ $I_y = 0,00118\text{м}^4$ $I_z = 0,00151\text{м}^4$ $W_{y(1,2)} = 0,00472\text{м}^3$ $W_{z(1,2)} = 0,0043\text{м}^3$

3.5.3 Розрахункові випадки та комбінації навантажень

У професійних проектах металоконструкцій гідротехнічних козлових кранів розглядається розширена кількість розрахункових випадків та комбінацій навантажень в залежності від фактичних умов експлуатації крана та особливих вимог замовників.

Для навчального проекту рекомендуються наступні розрахункові випадки та комбінації навантажень.

Випадок 1. (Основний) Кран нерухомий, працює механізм головного підйому.

Випадок 2. (Основний) Кран рухається, механізм підйому не працює.

Випадок 3. (Особливий) Кран рухається, на кран діють сили перекосу крана та сейсмічні навантаження.

Комбінації навантажень наступні:

1.1 – працює тільки головний підйом крана, візок знаходиться в прогоні крана, вітер діє впоперек кранової колії, також діє сила інерції гальмування візка з вантажем;

1.2 – працює тільки головний підйом крана, візок знаходиться на лівій консолі, вітер діє впоперек кранової колії, також діє сила інерції гальмування візка з вантажем;

1.3 – працює тільки головний підйом крана, візок знаходиться на правій консолі, вітер тисне впоперек кранової колії;

2.1 – працює механізм пересування крана, візок з вантажем знаходиться в прольоті, тиск вітру та сили інерції діють вздовж кранової колії;

2.2 – працює механізм пересування крана, візок з вантажем знаходиться на лівій консолі, тиск вітру та сили інерції діють вздовж кранової колії;

2.3 – працює механізм пересування крана, візок з вантажем знаходиться на правій консолі, тиск вітру та сили інерції діють вздовж підкранової колії.

3.5.4 Навантаження

Навантаження від власної ваги металоконструкції крана та розташованого на ній обладнання.

Зосередженого

$$G_i = k_G \cdot Q_i \cdot g,$$

де $k_G = 1,1$ - коефіцієнт перевантаження по силі власної ваги металоконструкцій;

Q_i - вага відповідного елемента металоконструкції, т;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - пришвидшення вільного падіння.

Рівномірно розподіленого

$$q_i = \frac{G_i}{l_i},$$

де q_i - інтенсивність розподіленого навантаження, кН/м;
 l_i - довжина відповідного елемента, м.

Таблиця 3.5.4 – Навантаження від власної ваги металоконструкції крана і розташованого на ній нерухомого обладнання

Елемент конструкції	Q_i , т	l_i , м	G_i , кН	q_i , кН/м
Головна балка з рейкою і майданчиком	12,0	21,341	129,5	6,07
Ригель (кінцева балка)	1,7	9,05	18,3	2,03
Ригель (допоміжний)	1,0	9,05	10,8	1,19
Стійка зі сторони довгої консолі	3,9	11,4	42,1	3,67
Ходова балка	3,8	10,5	41,0	3,9
Кабіна керування	2,0	-	21,6	-
Стійка зі сторони короткої консолі з баластом	10,0	11,4	107,9	9,8
Вантажний візок	45,0	-	441,5	-

Вертикальні навантаження від коліс візка з вантажем

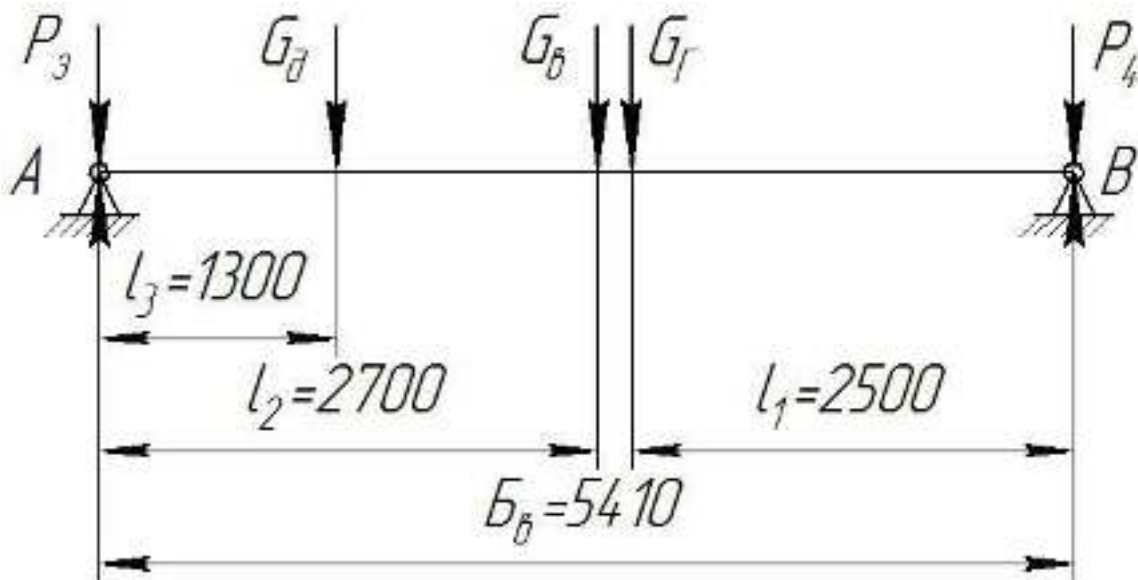


Рисунок 3.5.2 – Розрахункова схема для визначення вертикальних навантажень на колеса візка

3.5.4.1 Розрахункові навантаження на колеса візка при роботі головного підйому

Розрахункова схема завантаженого візка приведена на рис.3.5.2.

Коли немає проекту вантажного візка, допускається силу його власної ваги розділити рівномірно на чотири колеса візка.

Розрахункові навантаження на колеса візка при підйомі затвора (розрахунковий випадок 1)

$$P_{3(1.1)} = \frac{k_Q \cdot Q_z \cdot g \cdot l_1}{2 \cdot B_e} + \frac{k_G \cdot G_e}{4} = \frac{1,25 \cdot 80 \cdot 9,81 \cdot 2500}{2 \cdot 5410} + \frac{1,1 \cdot 441,5}{4} = 348 \text{кН},$$

де $k_Q = 1,25$ - коефіцієнт перевантаження по вантажу;

$k_G = 1,1$ - коефіцієнт перевантаження по силі власної ваги;

$$P_{4(1.1)} = \frac{k_Q \cdot Q_z \cdot g \cdot (B_e - l_1)}{2 \cdot B_e} + \frac{k_G \cdot G_e}{4} = \frac{1,25 \cdot 80 \cdot 9,81 \cdot (5410 - 2500)}{2 \cdot 5410} + \frac{1,1 \cdot 441,5}{4} = 385,2 \text{кН}.$$

Розрахункові навантаження на колеса візка при русі крана з вантажем $Q_z = 80\text{т}$ (розрахунковий випадок 2)

$$P_{3(2.1)} = \frac{k'_Q \cdot Q_z \cdot g \cdot l_1}{2 \cdot B_e} + \frac{k_G \cdot G_e}{4} = \frac{1,1 \cdot 80 \cdot 9,81 \cdot 2500}{2 \cdot 5410} + \frac{1,1 \cdot 441,5}{4} = 320,9 \text{кН};$$

$$P_{4(2.1)} = \frac{k'_Q \cdot Q_z \cdot g \cdot (B_e - l_1)}{2 \cdot B_e} + \frac{k_G \cdot G_e}{4} = \frac{1,1 \cdot 80 \cdot 9,81 \cdot (5410 - 2500)}{2 \cdot 5410} + \frac{1,1 \cdot 441,5}{4} = 353,6 \text{кН},$$

де $k'_Q = 1,1$ - коефіцієнт перевантаження для сили ваги вантажу, який переміщується краном.

3.5.4.2 Горизонтальні інерційні навантаження на елементи конструкції при русі крана і візка

Горизонтальні інерційні навантаження при русі крана (табл. 3.5.5)

$$F_i^k = 0,15 \cdot G_i \cdot a,$$

де G_i - сила ваги елемента конструкції крана, кН;

a - максимальне пришвидшення крана, м/с²;

$$a = \mu_0 \cdot g \cdot \frac{n_e}{n_k} = 0,14 \cdot 9,81 \cdot \frac{2}{8} = 0,35 \text{м/с}^2,$$

де $\mu_0 = 0,14$ - коефіцієнт тертя колеса з рейкою.

Інерційне навантаження при русі візка не повинно бути більше ніж

$$T_{in}^e = \mu_0 \cdot N_{np} = 0,14 \cdot 320,9 = 44,9 \text{кН},$$

де $N_{np} = P_{3(2,1)} = 320,9 \text{ кН}$ - навантаження від приводного колеса візка.

Таблиця 3.5.5 – Горизонтальні інерційні навантаження на елементи крана

Елемент конструкції	G_i , кН	l_i , м	$0,15 \cdot G_i \cdot a$, кН	q_i , кН/м
Головна балка	117,7	21,341	6,2	0,29
Ригель (кінцева балка)	16,6	-	0,87	-
Ригель (допоміжний)	9,81	-	0,54	-
Стійка зі сторони довгої консолі	38,3	11,4	2,0	0,18
Стійка зі сторони короткої консолі з баластом	98,0	11,4	5,15	0,45
Ходова балка	37,3	-	1,96	-
Кабіна керування	19,62	-	1,08	-
Візок	401,4	-	23,2	-
Вантаж на гнучкому підвісі	$F_{in}^0 = 0,01 \cdot Q_r \cdot a$		2,9 кН	

3.5.4.3 Вітрові навантаження робочого стану крана

Вітрове навантаження на елемент крана визначаються з формули

$$W = k \cdot c \cdot q \cdot A,$$

де k - коефіцієнт висоти розміщення елемента над рівнем нижнього б'єфу, м;

c - аеродинамічний коефіцієнт;

$q = 250 \text{ Па}$ - тиск вітру робочого стану;

A - навітряна площа, м^2 .

Схеми навітряних площ металоконструкції приведено на рис. 3.5.3.

Питомий тиск вітру при максимальній швидкості (неробочого стану) можна розрахувати по залежності

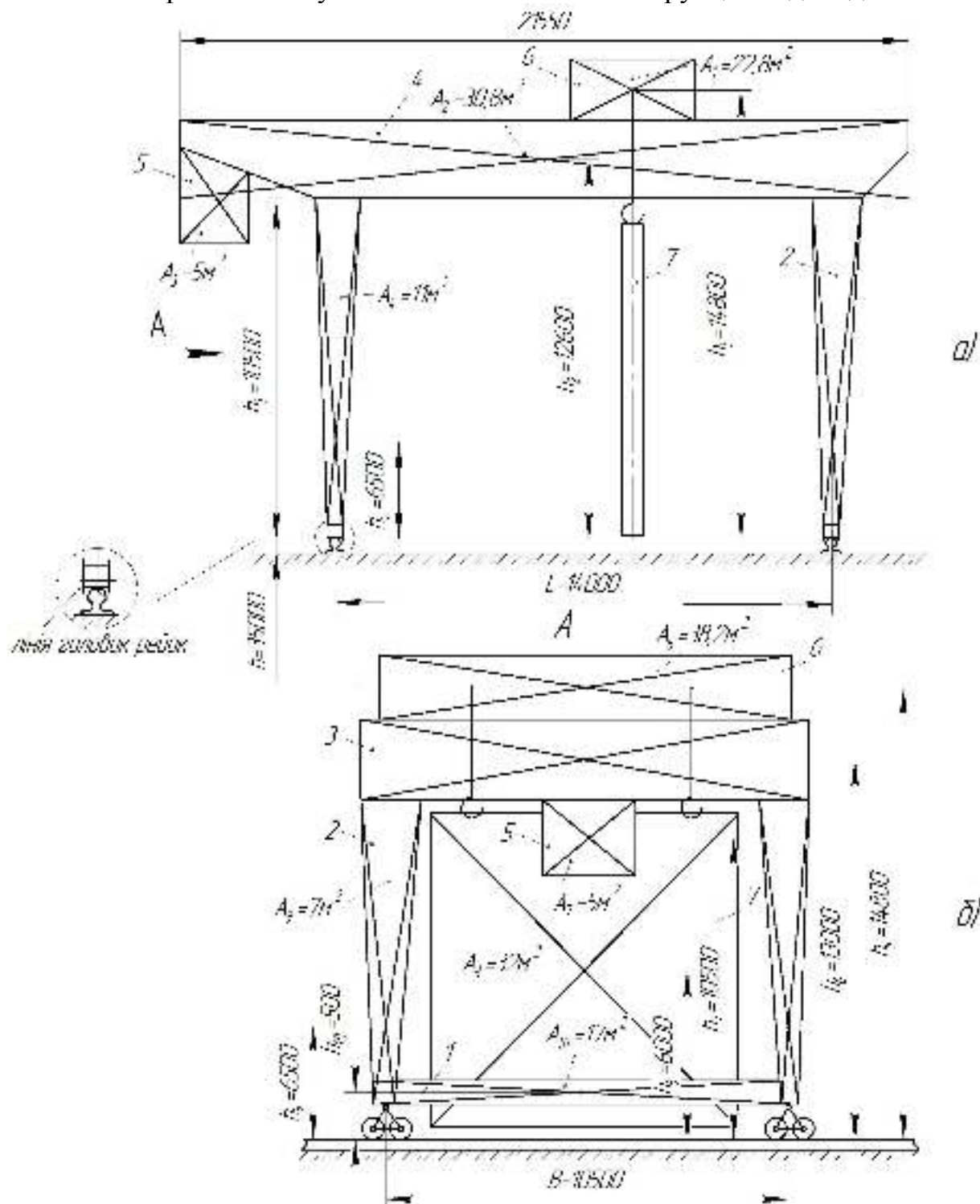
$$q = \frac{\rho \cdot V^2}{2} = \frac{1,225 \cdot (28,1)^2}{2} = 483,6 \text{ Па},$$

де $\rho = 1,225 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ - щільність повітря.

На схемі навітряних площ елементів металоконструкції козлового крана зображено:

1 – їздові балки; 2 – опорні ноги; 3 – кінцеві балки моста; 4 – головні балки; 5 – кабіна; 6 – намет візка; 7 – піднятий щит.

Сили вітрового тиску на елементи металокопструкції зведені до табл.3.5.6



а) вздовж підкранових рейок; б) впоперек підкранових рейок.

Рисунок 3.5.3 – Схеми розміщення навітряних площ елементів металокопструкції козлового крана

Таблиця 3.5.6 – Вітрові навантаження

Елемент конструкції	Напрямок вітру	k	c_i	$A_i, \text{м}^2$	$l_i, \text{м}$	$W_i, \text{кН}$	$q_i, \text{кН/м}$
Намет	Вздовж підкранових колій	1,48	1,2	22,8	-	$\frac{10,2}{21,7}$	-
Головна балка		1,48	2,85	30,8	21,341	$\frac{32,5}{69,3}$	$\frac{1,52}{3,25}$
Стійка		1,4	1,6	11,0	11,4	$\frac{6,2}{13,2}$	$\frac{0,54}{1,15}$
Кабіна		1,48	1,2	5,0	-	$\frac{2,2}{4,69}$	-
Намет	Впоперек підкранових колій	1,48	1,2	38,2	-	$\frac{17,0}{36,21}$	-
Ригель		1,48	1,7	16,2	9,05	$\frac{10,2}{21,7}$	$\frac{0,375}{0,799}$
Стійка		1,4	1,4	7,0	11,4	$\frac{3,43}{7,31}$	$\frac{0,3}{0,64}$
Кабіна		1,48	1,2	5,0	-	$\frac{2,2}{4,69}$	-
Вантаж		1,4	1,2	32,0	-	13,44	-
Електрообладнання		1,4	1,2	17,0	9,05	$\frac{7,1}{15,2}$	$\frac{0,78}{1,67}$
Примітка: В чисельнику задані вітрові навантаження робочого стану крану, а в знаменнику – неробочого з коефіцієнтом перевантаження $k_g = 1,1$.							

3.5.4.4 Навантаження від сили перекосу крана

Сила перекосу визначається з умови пробуксовування приводного колеса крана

$$N_{пер} = 2 \cdot \mu_0 \cdot N_{\min} = 2 \cdot 0,14 \cdot 84 = 23,5 \text{кН},$$

де $N_{\min} = 84 \text{кН}$ - мінімальне навантаження на колесо крана.

3.5.4.5 Сейсмічні навантаження

Сейсмічні навантаження на елементи металоконструкції крана

$$S_{i,k} = G_k \cdot k_c \cdot \beta_i,$$

де G_k - навантаження, що викликає інерційну силу від сейсмічних коливань, кН;

$k_c = 0,03$ - коефіцієнт при сейсмічності району 7,2 бала;

$\beta_i = 3$ - коефіцієнт динамічності.

Таблиця 3.5.7 – Сейсмічні навантаження

Елемент конструкції	Напрямок коливань	G_k , кН	l_k , м	S_{ik} , кН	q_i , кН/м
Візок	Вздовж і впоперек підкранових колій	559,2	-	50,3	-
Головна балка		117,7	21,341	10,6	0,5
Ригель		27,9	9,05	2,51	0,28
Кабіна		19,62	-	1,766	-
Стійка зі сторони довгої консолі		38,3	11,4	3,45	0,3
Стійка зі сторони короткої консолі з баластом		98,0	11,4	8,8	0,8

3.5.5 Розрахунки внутрішніх силових факторів

3.5.5.1 Реакції опор головної балки у вертикальній площині

Відповідно розрахунковій схемі (рис.3.5.4) реакції опор балки визначаються із класичних рівнянь моментів сил.

На схемі для розрахунку реакцій опор при різних розрахункових положеннях візка з вантажем приведено наступні навантаження

$$P_1 = \frac{G_{p1}}{2} = 9,2 \text{ кН} - \text{сила ваги ригелів крайніх};$$

$$P_2 = \frac{G_{p2} + G_k}{2} = 16,2 \text{ кН} - \text{сила ваги проміжного ригелю та кабіни кранової};$$

$$q_{z.б.} = 6,07 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{поздовжня сила ваги головної балки};$$

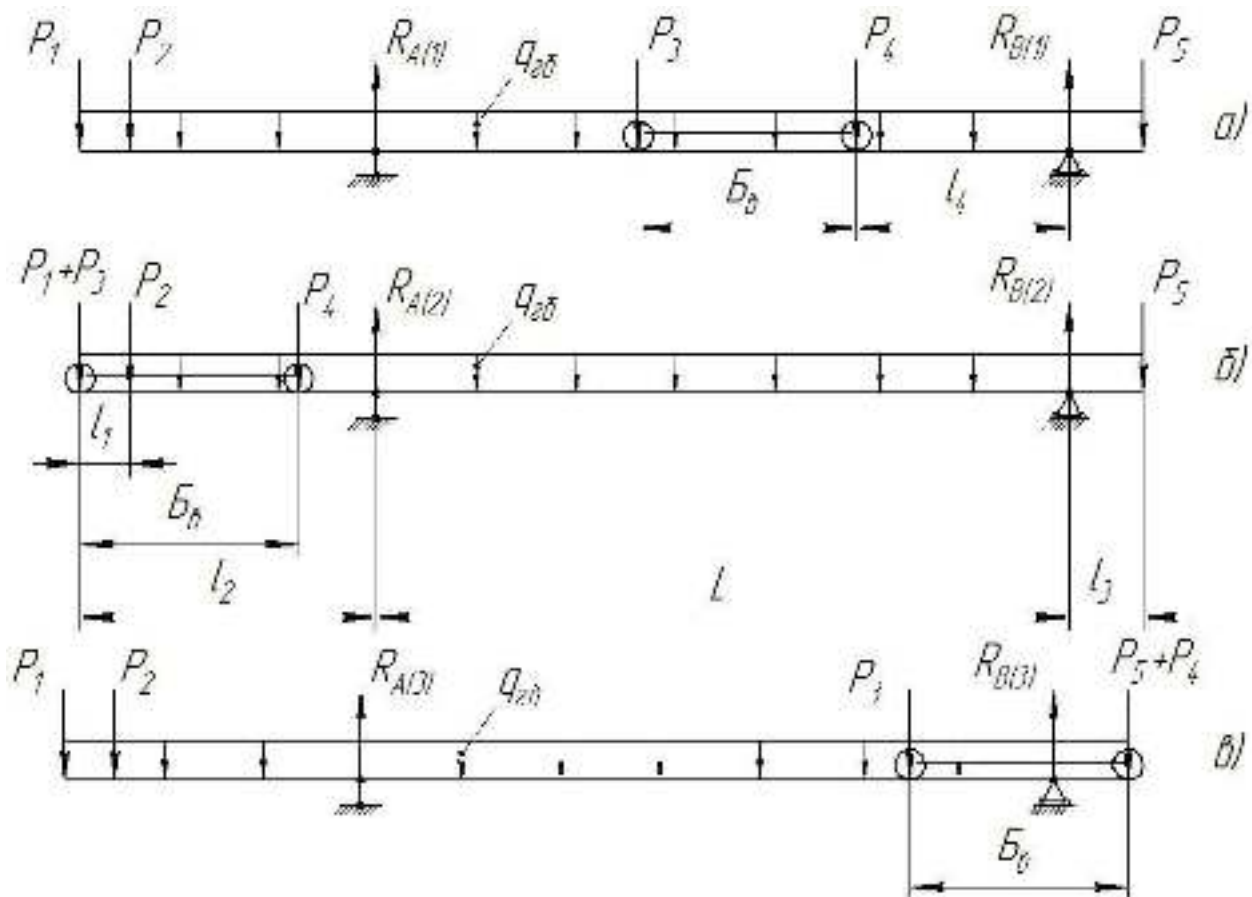
$$P_3 = 348 \text{ кН}, P_4 = 385,2 \text{ кН} - \text{розрахункові сили тиску коліс візка.}$$

Сила ваги головної балки

$$G_{z.б.} = q_{z.б.} \cdot (l_2 + l_3 + L) = 6,07 \cdot (5,826 + 1,516 + 14) = 129,54 \text{ кН}.$$

Положення центра сили ваги головної балки

$$l_{np} = 10,671 \text{ м}.$$



комбінації навантажень: а) 1.1, 2.1; б) 1.2, 2.2; в) 1.3, 2.3

Рисунок 3.5.4 – Розрахункові схеми головної балки

Тоді, реакції опор головної балки для різних розрахункових комбінацій навантажень згідно рівнянь будуть дорівнювати

$$R_{A(1.1)} = \frac{P_4 \cdot l_4 + P_3 \cdot (l_4 + B_6) + G_{z.б.} \cdot (l_{np} - l_3) + \frac{G_{p1}}{2} \cdot (L + l_2) + \frac{G_{p2} + G_k}{2} \cdot (L + l_2 - l_1) - \frac{G_{p1}}{2} \cdot l_3}{L} =$$

$$= \frac{385,2 \cdot 4,3 + 348 \cdot (4,3 + 5,41) + 129,54 \cdot (10,671 - 1,516) + 9,2(14 + 5,826) + 16,2(14 + 5,826 - 1,926) - 9,2 \cdot 1,516}{14} =$$

$$= 476,88 \text{ кН};$$

$$R_{B(1.1)} = \frac{P_3 \cdot (L - B_6 - l_4) + P_4 \cdot (L - l_4) + G_{z.б.} \cdot (L + l_3 - l_{np}) - \frac{G_{p1}}{2} \cdot l_2 - \frac{G_{p2} + G_k}{2} \cdot (l_2 - l_1) + \frac{G_{p1}}{2} \cdot (L + l_3)}{14} =$$

$$= \frac{348 \cdot (14 - 5,41 - 4,3) + 385,2 \cdot (14 - 4,3) + 129,54(14 + 1,516 - 10,671) - 9,2 \cdot 5,826 - 16,2(5,826 - 1,926) + 9,2 \cdot (14 + 1,516)}{14} =$$

$$= 420,45 \text{ кН};$$

$$R_{A(1.2)} = \frac{\left(\frac{G_{p1}}{2} + P_3 \right) \cdot (l_2 + L) + \frac{G_{p2} + G_k}{2} \cdot (l_2 - l_1 + L) + P_4 \cdot (l_2 - B_6 + L) - \frac{G_{p1}}{2} \cdot l_3 + G_{z.б.} \cdot (l_{np} - l_3)}{14} =$$

$$= \frac{(9,2 + 348) \cdot (5,826 + 14) + 16,2 \cdot (14 + 5,826 - 1,926) + 385,2(14 + 5,826 - 5,41) - 9,2 \cdot 1,516 + 129,54(10,671 - 1,516)}{14} =$$

$$= 1007,1 \text{ кН};$$

$$R_{B(1,2)} = \frac{G_{z.б.} \cdot (L + l_3 - l_{np}) + \frac{G_{p_1}}{2} \cdot (L + l_3) - \left(\frac{G_{p_1}}{2} + P_2 \right) \cdot l_2 - \frac{G_{p_2} + G_k}{2} \cdot (l_2 - l_1) - P_4 \cdot (l_2 - B_8)}{14} =$$

$$= \frac{129,54 \cdot (14 + 1,516 - 10,671) + 9,2 \cdot (14 + 1,516) - (9,2 + 348) \cdot 5,826 - 16,2 \cdot (5,826 - 1,926) - 385,2 \cdot (5,826 - 5,4)}{14} =$$

$$= -109,55 \kappa H;$$

$$R_{A(1,3)} = \frac{\frac{G_{p_1}}{2} \cdot (L + l_2) + \left(\frac{G_{p_2} + G_k}{2} \right) \cdot (L + l_2 - l_1) + G_{z.б.} \cdot (l_{np} - l_3) + P_3 \cdot (B_8 - l_3) - \left(P_4 + \frac{G_{p_1}}{2} \right) \cdot l_3}{14} =$$

$$= \frac{9,2 \cdot (14 + 5,826) + 16,2(14 + 5,826 - 1,926) + 129,54 \cdot (10,671 - 1,516) + 348(5,4 - 1,516) - (385,2 + 9,2) \cdot 1,516}{14} =$$

$$= 172,28 \kappa H;$$

$$R_{B(1,3)} = \frac{P_3 \cdot (L + l_3 - B_8) + P_4 + \frac{G_p}{2} \cdot (L + l_3) + G_{z.б.} \cdot (L + l_3 - l_{np}) - \frac{G_{p_1}}{2} \cdot l_2 - \frac{G_{p_2} + G_k}{2} \cdot (l_2 - l_1)}{14} =$$

$$= \frac{348 \cdot (14 + 1,516 - 5,41) + (385,2 + 9,2) \cdot (14 + 1,516) + 129,54 \cdot (14 + 1,516 - 10,671) - 9,2 \cdot 5,826 - 16,2 \cdot (5,826 - 1,926)}{14} =$$

$$= 725,05 \kappa H.$$

Реакції опор головної балки у вертикальній площині при пересуванні крана визначаємо по вище приведеним залежностям

$$R_{A(2,1)} = \frac{353,6 \cdot 4,3 + 320,9 \cdot (4,3 + 5,41) + 129,54 \cdot (10,671 - 1,516) + 9,2 \cdot (14 + 5,826) + 16,2 \cdot (14 + 5,826 - 1,926) - 9,2 \cdot 1,516}{14} = 448,6 \kappa H;$$

$$R_{B(2,1)} = - \frac{320,9 \cdot (14 - 5,41 - 4,3) + 353,6 \cdot (14 - 4,3) + 129,54 \cdot (14 + 1,516 - 10,671) - 9,2 \cdot 5,826 - 16,2 \cdot (5,826 - 1,926) + 9,2 \cdot (14 + 1,516)}{14} = 390 \kappa H;$$

$$R_{A(2,2)} = \frac{(9,2 + 320,9) \cdot (5,826 + 14) + 16,2 \cdot (14 + 5,826 - 1,926) + 353,6 \cdot (14 + 5,826 - 5,41) - 9,2 \cdot 1,516 + 129,54 \cdot (10,671 - 1,516)}{14} = 936 \kappa H;$$

$$R_{B(2,2)} = \frac{129,54 \cdot (14 + 1,516 - 10,671) + 9,2 \cdot (14 + 1,516) - (9,2 + 320,9) \cdot 5,826 - 16,2 \cdot (5,826 - 1,926) - 353,6 \cdot (5,826 - 5,41)}{14} = -97,4 \kappa H;$$

$$R_{A(2,3)} = \frac{9,2 \cdot (14 + 5,826) + 16,2 \cdot (14 + 5,826 - 1,926) + 129,54 \cdot (10,671 - 1,516) + 320,9 \cdot (5,41 - 1,516) - (353,6 + 9,2) \cdot 1,516}{14} = 168,4 \kappa H;$$

$$R_{B(2,3)} = \frac{320,9 \cdot (14 + 1,516 - 5,41) + (353,6 + 9,2)(14 + 1,516) + 129,54 \cdot (14 + 1,516 - 10,671) - 9,2 \cdot 5,826 - 16,2 \cdot (5,826 - 1,926)}{14} = 635,7 \kappa H.$$

Розраховані реакції опор головної балки у вертикальній площині зведені до табл.3.5.8

Таблиця 3.5.8 – Реакції опор головної балки

Комбінації навантажень	Реакції опор, кН	
	R_A	R_B
1.1 (2.1)	476,88 (448,6)	420,45 (390)
1.2 (2.2)	1007,1 (936)	-109,55 (-97,4)
1.3 (2.3)	172,28 (168,4)	725,05 (635,7)

Для забезпечення вантажної стійкості крана при комбінації навантажень 2.1 (візок з вантажем знаходиться на довгій лівій консолі) в опору та ходову балку з боку короткої консолі закачується бетон в якості баласта.

Крім того, електрообладнання, кабельний барабан, привід пересування крана розміщені з боку короткої консолі крана.

3.5.5.2 Розрахунок поперечної рами у вертикальній площині

Комбінація навантажень 1.1

Поперечну раму у вертикальній площині розглядаємо як один раз статично-невизначену систему за методом сил.

Візок з вантажем знаходиться посередині прогону (рис.3.5.5).

На поперечну раму металоконструкції козлового крана діє:

$$W_H = \frac{17,0}{2} \text{кН} - \text{сила тиску вітру на намет};$$

$$W_p = \frac{10,2}{2} \text{кН} - \text{сила тиску вітру на ригель};$$

$$W_c = 3,43 \text{кН} - \text{сила тиску вітру на стійку};$$

$$W_k = \frac{2,2}{2} \text{кН} - \text{сила тиску на кабіну};$$

$$W_s = \frac{13,44}{2} \text{кН} - \text{сила тиску вітру на вантаж};$$

$$q_{\text{об}} = 6,07 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{розподілена сила ваги головної балки};$$

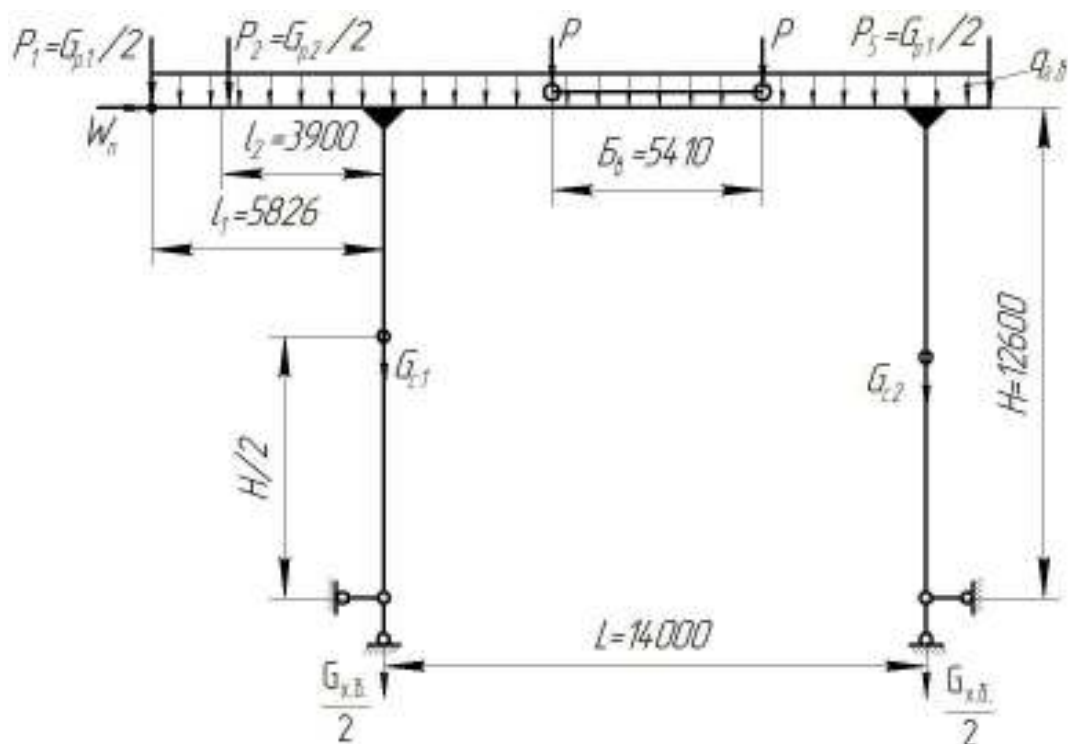


Рисунок 3.5.5 – Розрахункова схема поперечної рами при комбінації навантажень 1.1

$P_1 = P_5 = \frac{18,3}{2} \text{ кН}$ - сила ваги ригелів;

$P_2 = \frac{10,2 + 21,6}{2} \text{ кН}$ - сила ваги проміжного ригеля та кабіни;

$\left. \begin{array}{l} P_3 = 348 \text{ кН} \\ P_4 = 385,2 \text{ кН} \end{array} \right\}$ - розрахункові навантаження на колеса візка.

Зручніше привести дію вітру на кожний елемент металоконструкції до підвізкових рейок

$$W_{np} = \frac{\sum W_i \cdot h_i}{H} = 25,96 \text{ кН},$$

де W_i - вітровий тиск на i -елемент крану, кН;

h_i - плече тиску відносно голівки підкранової рейки, м.

Епюри моментів від зовнішнього навантаження (рис.3.5.6,а) та умовної одиничної сили (рис.3.5.6,б) приведеної у відповідних позначеннях.

Тоді, канонічне рівняння рівноваги за методом сил для один раз статично-невизначеної рами буде дорівнювати

$$\delta_{11} \cdot X_1 + \Delta_{1p} = 0.$$

$$\text{Звідкіля } X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{(-24274930,1)}{361342} = 67,2 \text{кН},$$

де X_1 - невідома сила;

Δ_{1p} - вільний член рівняння;

δ_{11} - одиничний коефіцієнт;

δ_{11} та Δ_{1p} можна визначити за методом Верещагіна

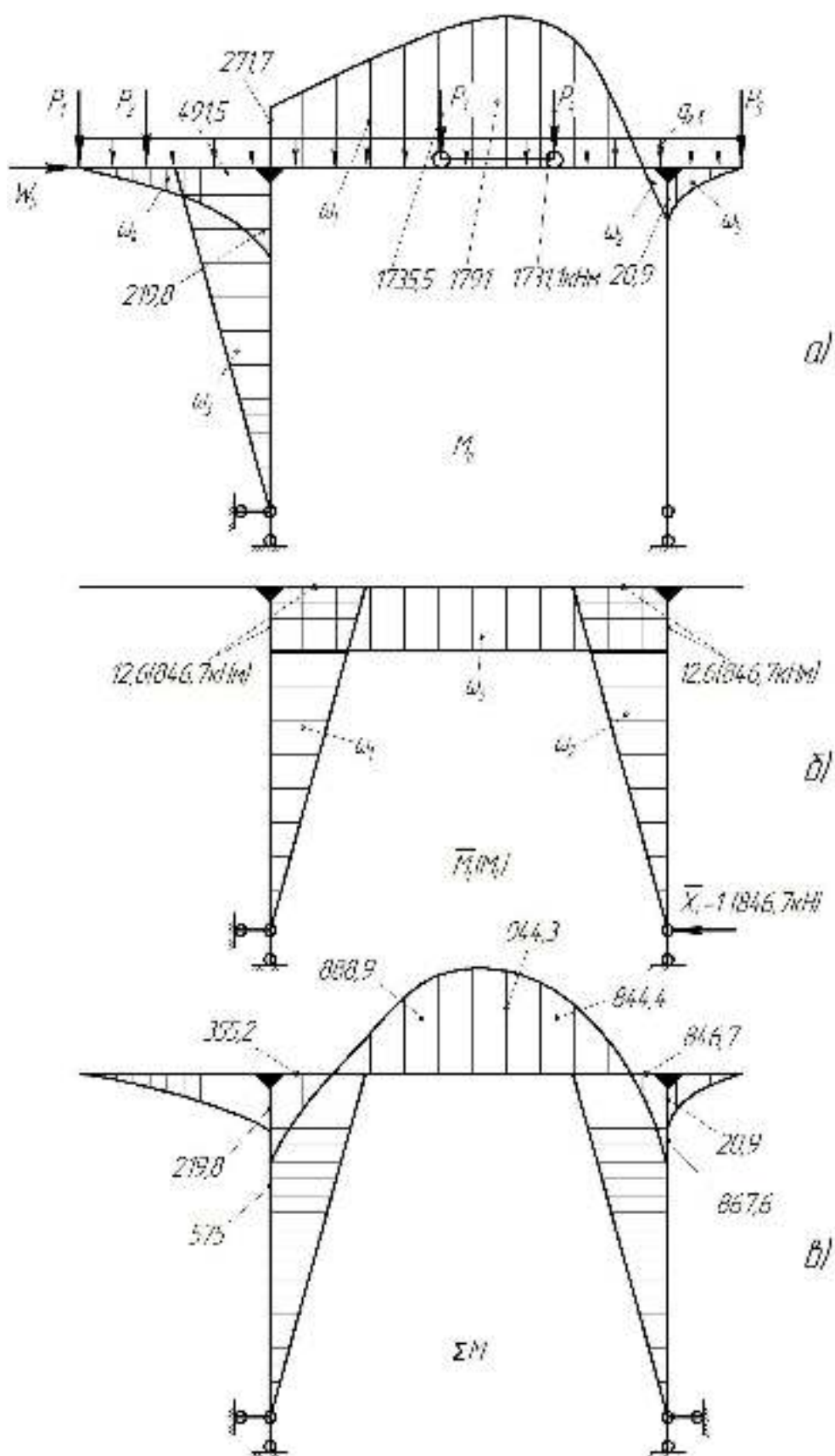
$$\delta_{11} = 2 \frac{\omega_1 \cdot 2H}{EJ_1 \cdot 3} + \omega_3 \cdot H \cdot \frac{1}{EJ_3} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 12,6^3 \cdot \frac{2}{3E \cdot 0,00827} + 12,6^2 \cdot \frac{14}{E \cdot 0,0111} = \frac{361342}{E};$$

$$\Delta_{1p} = \frac{\omega_1 \cdot y_{c_1}}{EJ_1} + \frac{\omega_2 \cdot y_{c_2}}{EJ_2} = -\frac{18446,7 \cdot 12,6}{E \cdot 0,0111} - \frac{2 \cdot 3096,4 \cdot 12,6}{3E \cdot 0,00827} = -\frac{21129856,4}{E} - \frac{3145073,7}{E} = -\frac{24274930,1}{E}.$$

Далі одиничну епюру моментів слід виправити згідно з невідомою силою $X_1 = 67,2 \text{кН}$.

Виправлені дані приведено в дужках (рис.3.5.6,б).

Після цього слід скласти епюру M_p та виправлену одиничну епюру M_1 і отримати сумарну епюру моментів (рис.3.5.6,в).



а – від зовнішніх сил, б – одинична (від невідомої сили), в – сумарна.
 Рисунок 3.5.6 – Епюри згинаючих моментів для поперечної рами при комбінації навантажень 1.1

Комбінація навантажень 1.2

Аналогічно до попереднього розглядається поперечна рама як один раз статично невизначена система за методом сил (рис. 3.5.7).

Канонічне рівняння рівноваги за методом сил для поперечної рами дорівнює

$$\delta_{11} \cdot x_1 + \Delta_{1p} = 0.$$

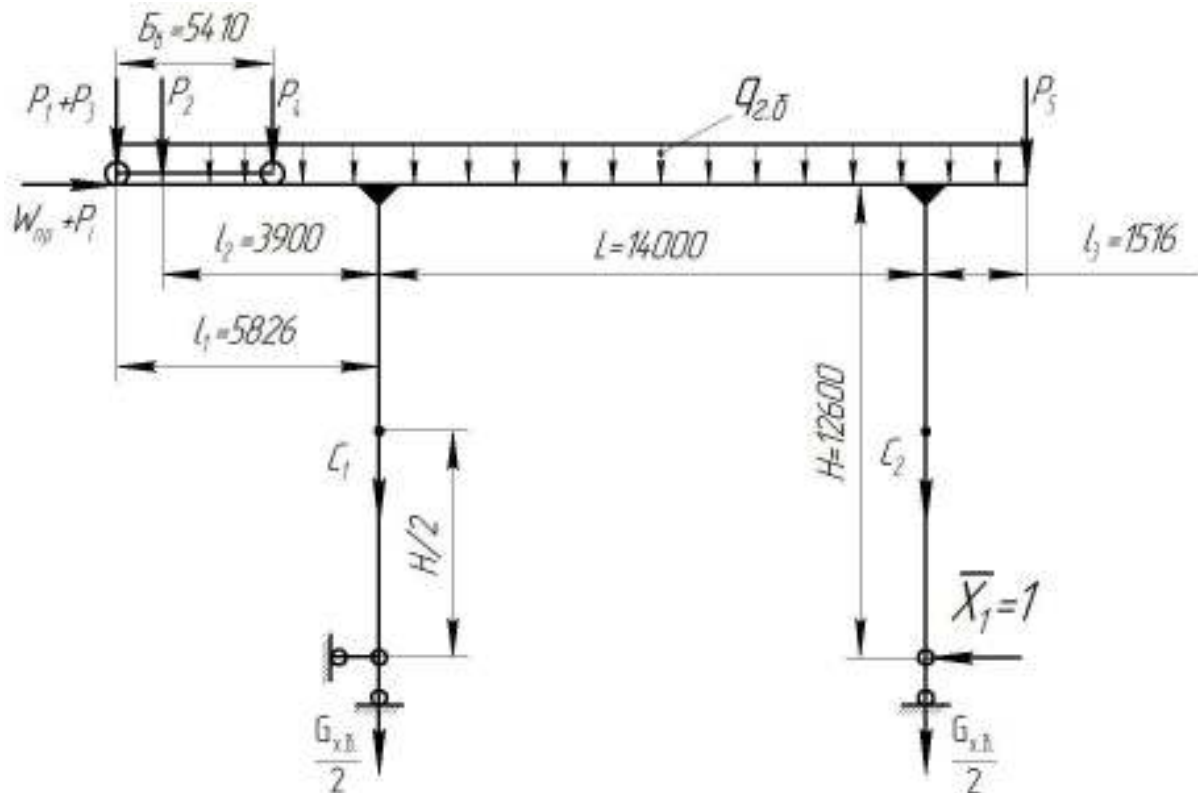


Рисунок 3.5.7 – Розрахункова схема поперечної рами металокопструкції при комбінації навантажень 1.2

При цьому коефіцієнт δ_{11} та вільний член Δ_{1p} в канонічному рівнянні визначаються згідно методу Верещагіна. Коефіцієнт δ_{11} зручно взяти з попереднього розрахунку. Тобто $\delta_{11} = \frac{361342}{E}$.

Вільний член рівняння

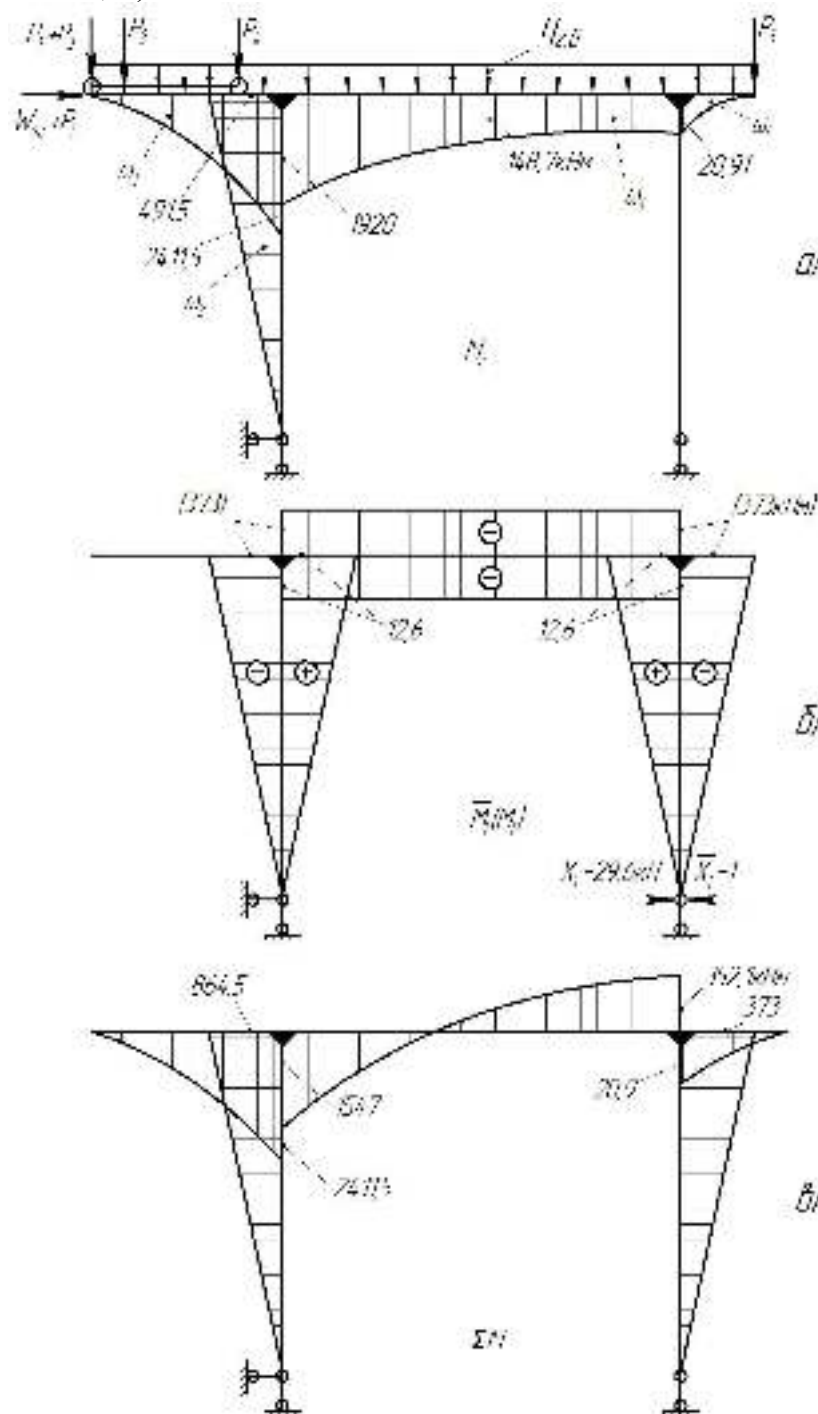
$$\Delta_{1p} = \frac{\omega_1 \cdot y_{c1}}{E \cdot J_1} + \frac{\omega_2 \cdot y_{c2}}{E \cdot J_2} = \frac{12198,5 \cdot 12,6}{E \cdot 0,0111} - \frac{2 \cdot 3096,4 \cdot 12,6}{3 \cdot E \cdot 0,00827} = \frac{13846945,9}{E} - \frac{3145073,7}{E} = \frac{10701872,2}{E}.$$

Тоді з канонічного рівняння методу сил визначасмо

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{10701872,6}{361342} = -29,6 \text{ кН}.$$

Одиничну епюру (рис.3.5.8, б) слід відкорегувати відповідно $X_1 = -29,6 \text{ кН}$.

Після цього необхідно отримати сумарну епюру моментів згину для сполучення навантажень 1.2, склавши епюри від зовнішніх сил та відкореговану одиничну (рис. 3.5.8,в).



а – від зовнішніх сил, б – одинична (від невідомої сили), в – сумарна.

Рисунок 3.5.8 – Епюри згинаючих моментів поперечної рами при комбінації навантажень 1.2

Комбінації навантажень 2.1.

Головний вантаж піднято, візок знаходиться посередині прольоту крана, кран рухається з вантажем, вітер робочого стану тисне вздовж підкранової колії, на кран діє сила інерції руху.

При русі крана з вантажем на головну балку вертикально діють сили тиску коліс візка $P'_3 = 320,9 \text{ кН}$ та $P'_4 = 353,6 \text{ кН}$.

Розрахункова схема поперечної рами у вертикальній площині при комбінації навантажень 2.1 приведена на рис. 3.5.9, а для комбінації 2.2 – на рис.3.5.11.

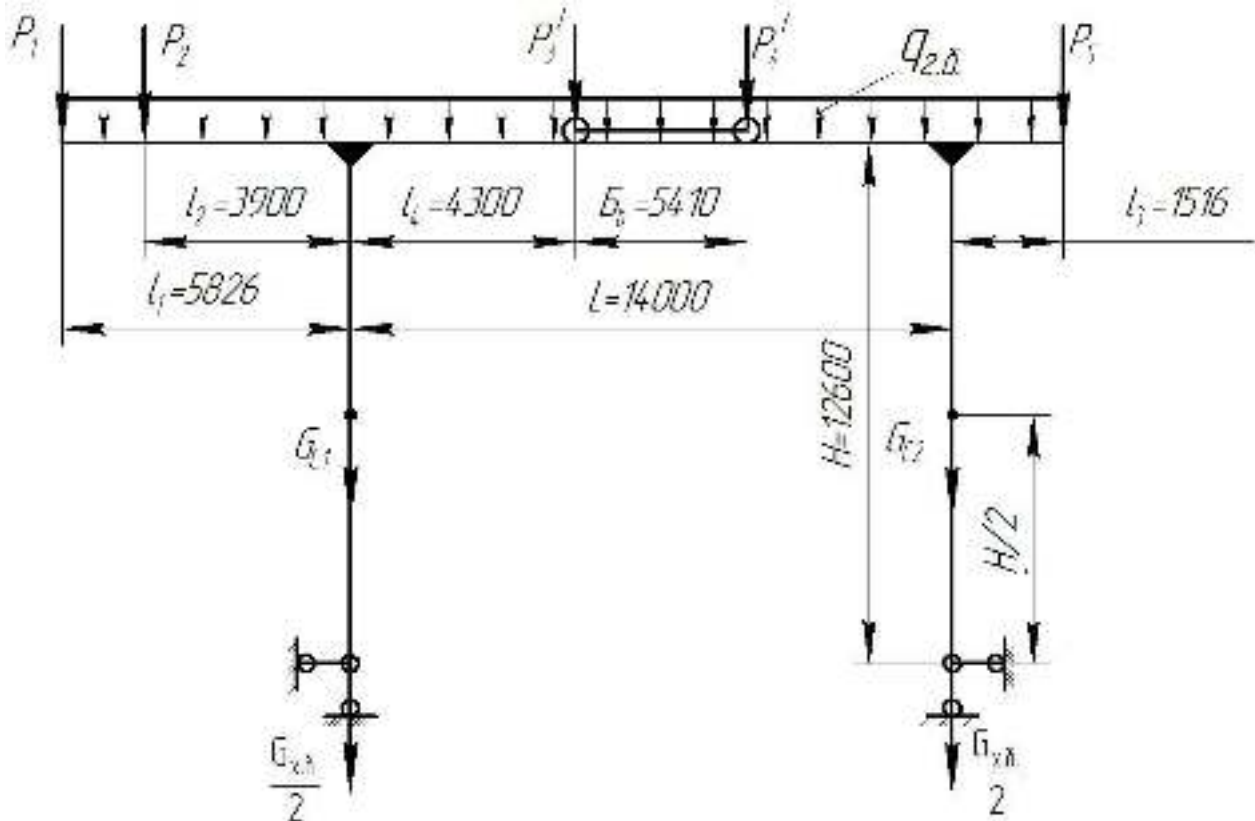


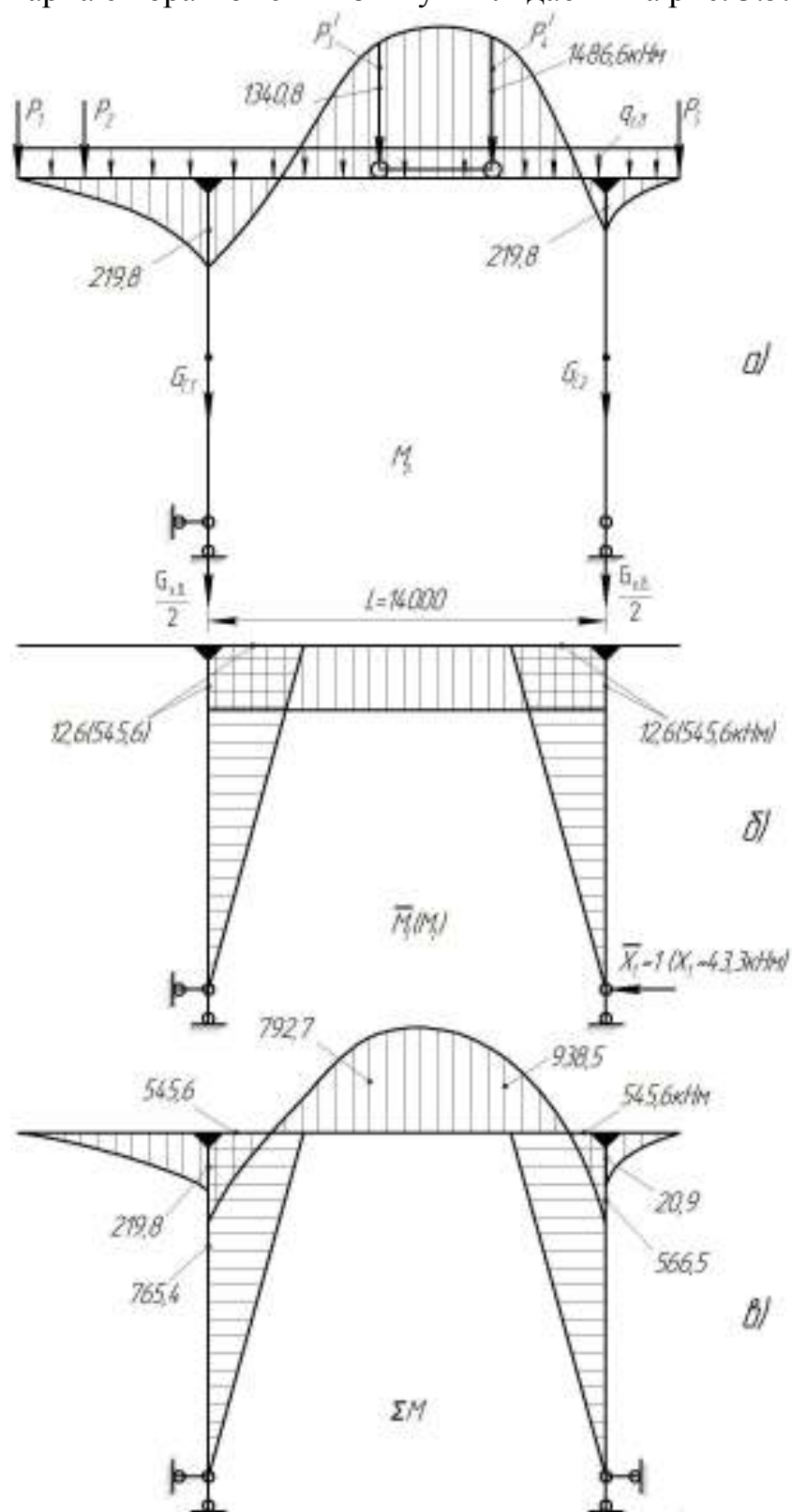
Рисунок 3.5.9 – Розрахункова схема поперечної рами у вертикальній площині при комбінації навантажень 2.1

По аналогії з попереднім рішенням для даного випадку необхідно скласти епюри моментів від зовнішніх сил P (рис. 3.5.10,а), та невідомого навантаження X_1 (рис. 3.5.10,б). Перемноження епюр дозволяє визначити коефіцієнт δ_{11} та вільний член Δ_{1p} канонічного рівняння, з якого визначається невідома сила один раз статично-невизначеної рами за методом сил

$$\Delta_{1p} = -\frac{\omega \cdot y_c}{EJ} = \frac{137941 \cdot 12,6}{E \cdot 0,0111} = -\frac{15658167,6}{E};$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{-15658167,6}{361342} = 43,3 \text{ кН},$$

де $\delta_{11} = 361342$ - коефіцієнт взято з попереднього розрахунку.
Тоді, сумарна еюра моментів згину виглядає як на рис. 3.5.10,в.



а – від зовнішніх сил, б – одинична (від невідомої сили), в – сумарна
Рисунок 3.5.10 – Еюри згинаючих моментів для поперечної рами у вертикальній площині при комбінації навантажень 2.1

Комбінація навантажень 2.2

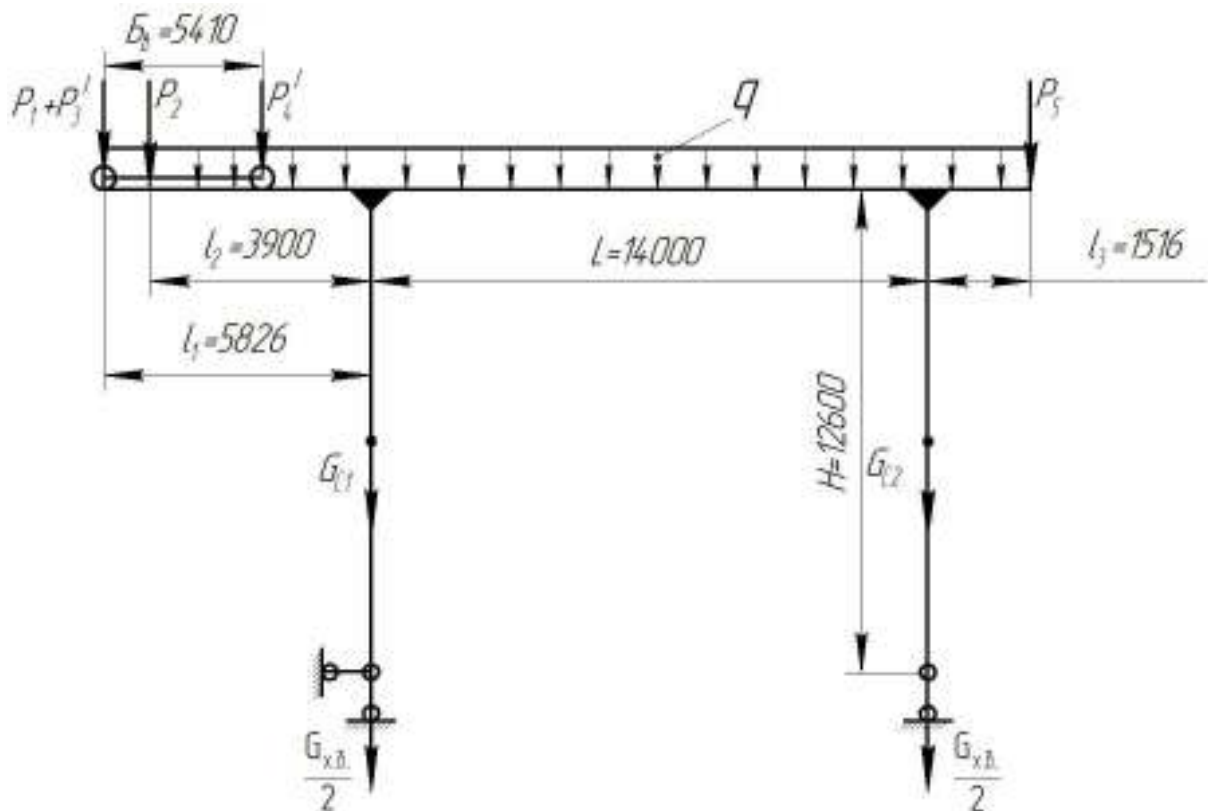
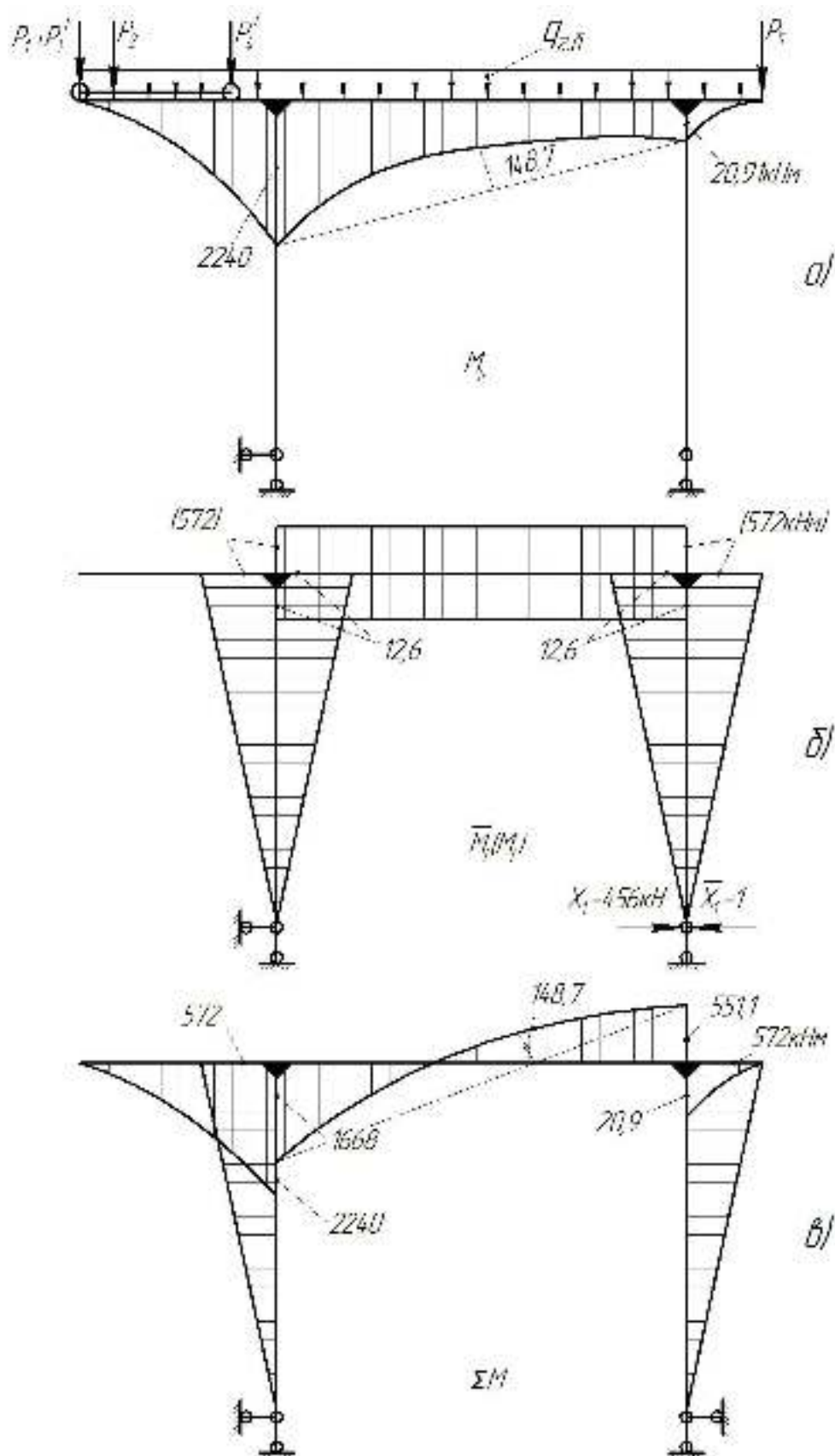


Рисунок 3.5.11 – Розрахункова схема поперечної рами у вертикальній площині при комбінації навантажень 2.2

За встановленим алгоритм слід скласти епюри моментів від зовнішніх сил (рис. 3.5.12,а) та одиничної сили (рис. 3.5.12,б). Методом перемноження епюр визначаються необхідні коефіцієнти та вільні члени канонічного рівняння методу сил. Невідома сила дорівнює

$$X_1 = -\frac{16389648,6}{361342} = -45,4 \text{ кН}.$$



а) від зовнішніх сил; б) одинична (від невідомої сили); в) сумарна
 Рисунок 3.5.12 – Епюри згинаючих моментів для поперечної рами у вертикальній площині при комбінації навантажень 2.2

3.5.5.3 Розрахунок головної балки в горизонтальній площині

В цьому випадку зручно використати лінії впливу. Завантаженість головної балки в горизонтальній площині приведено на рис. 3.5.13,а.

На схемі приведені наступні навантаження:

$$q_{in.} = 0,29 \frac{\kappa H}{m} - \text{розподілена сила інерції головної балки};$$

$$q_e = 1,52 \frac{\kappa H}{m} - \text{тиск вітру на головну балку};$$

$$P_{in.p_1} = \frac{0,87}{2} \kappa H - \text{сила інерції крайніх ригелів (кінцевих балок)};$$

$$P_{in.p_2} = \frac{0,54}{2} \kappa H - \text{сила інерції проміжного ригеля};$$

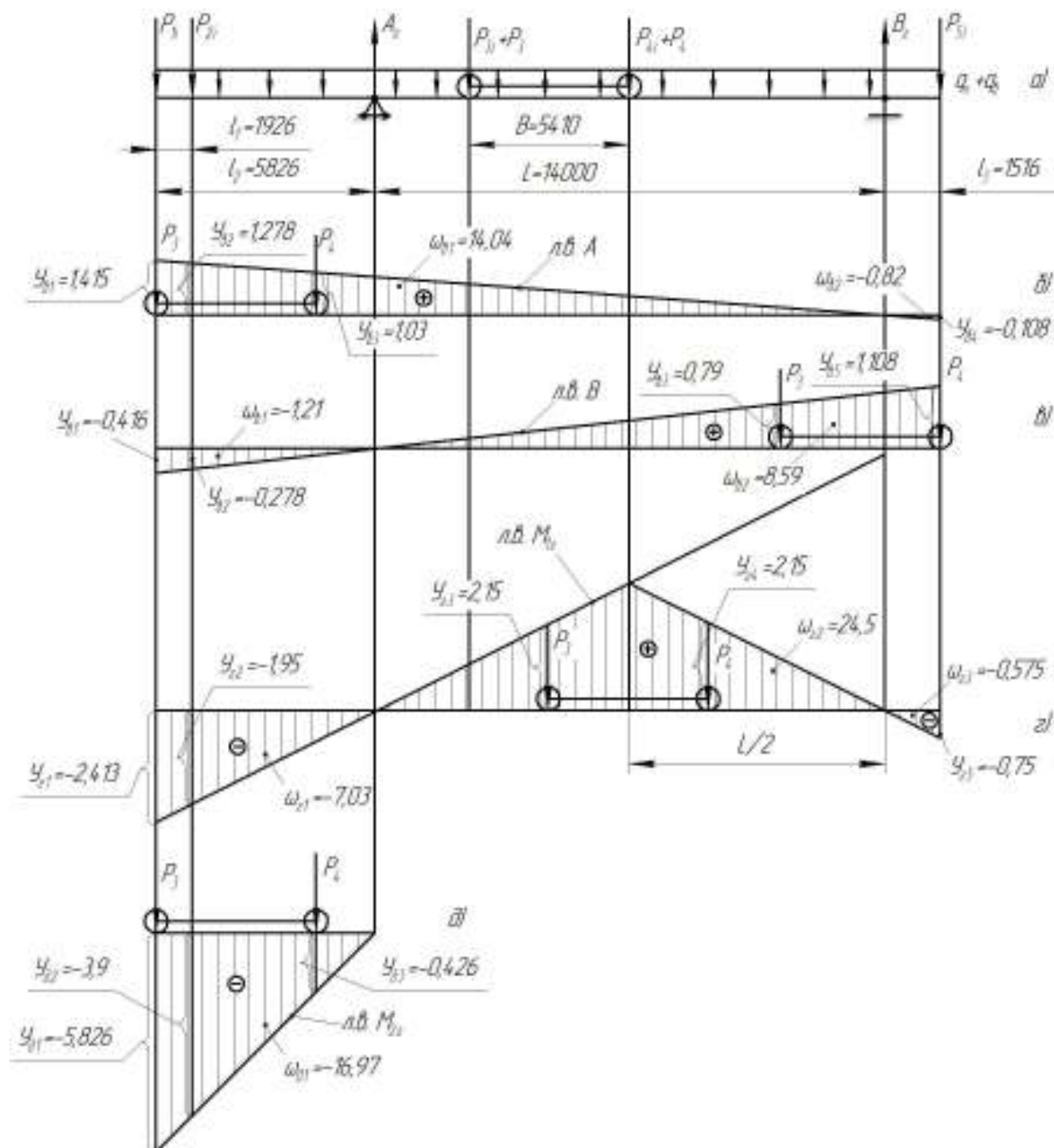
$$P_{i.k} = \frac{1,08}{2} \kappa H - \text{сила інерції кабіни};$$

$$P_{in.3} = P_{in.4} = \frac{23,2}{4} \kappa H - \text{інерційні навантаження від візка};$$

$$P_{e.3} = P_{e.4} = \frac{2,9}{4} \kappa H - \text{інерційні навантаження від вантажу};$$

$$P_{e.n} = \frac{10,2}{4} \kappa H - \text{сила тиску вітру на намет візка};$$

$$W_{e.k} = \frac{2,2}{2} \kappa H - \text{сила тиску вітру на кабіну}.$$



а – розрахункова схема; б – лінія впливу реакції опори А; в – лінія впливу реакції опори В; г – лінія впливу згинаючого моменту від навантажень комбінації 1.1; д – лінія впливу згинаючого моменту від навантажень комбінації 1.2.
Рисунок 3.5.13 – Схема розрахунку головної балки на горизонтальні навантаження

Результати обробки ліній впливу (рис. 3.5.13, б, в, г, д):

$$y_{\sigma_1} = 1,416;$$

$$y_{\sigma_1} = -0,416;$$

$$y_{\sigma_2} = 1,278;$$

$$y_{\sigma_2} = -0,278;$$

$$y_{\sigma_3} = 1,03;$$

$$y_{\sigma_3} = 0,79;$$

$$y_{\sigma_4} = -0,108.$$

$$y_{\sigma_4} = 1,108.$$

$$y_{e_1} = -2,413м;$$

$$y_{e_2} = -1,95м;$$

$$y_{e_3} = 2,15м;$$

$$y_{e_4} = 2,15м;$$

$$y_{e_5} = -0,75м.$$

$$y_{d_1} = -5,826м;$$

$$y_{d_2} = -3,9м;$$

$$y_{d_3} = -0,426м.$$

$$\omega_{\delta_1} = \frac{1}{2} \cdot (14 + 5,826) \cdot 1,416 = 14,04м;$$

$$\omega_{\delta_2} = -\frac{1}{2} \cdot 1,516 \cdot 0,108 = -0,82м;$$

$$\omega_{\delta_1} = -\frac{1}{2} \cdot 5,826 \cdot 0,416 = -1,21м;$$

$$\omega_{\delta_2} = \frac{1}{2} \cdot (14 + 1,516) \cdot 1,108 = 8,59м;$$

$$\omega_{\delta_1} = -\frac{1}{2} \cdot 5,826 \cdot 2,413 = -7,03м^2;$$

$$\omega_{\delta_2} = \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 3,5 = 24,5м^2;$$

$$\omega_{\delta_3} = -\frac{1}{2} \cdot 1,516 \cdot 0,758 = -0,575м^2.$$

$$\omega_{\delta_1} = -\frac{1}{2} \cdot 5,826 \cdot 5,826 = -16,97м^2.$$

По лініям впливу (рис. 3.5.13,б,в) визначаються найбільші реакції опор головної балки в горизонтальній площині.

$$\begin{aligned} A_z &= (P_{i_1} + P_{i_3} + P_{i_6} + W_{вн}) \cdot y_{\delta_1} + (P_{i_2} + P_{i_n} + W_{вк}) \cdot y_{\delta_2} + (P_{i_4} + P_{i_6} + W_{вн}) \cdot y_{\delta_3} + (q_i + q_e)(\omega_{\delta_1} + \omega_{\delta_2}) + P_{i_5} \cdot y_{\delta_4} = \\ &= \left(\frac{0,87}{2} + \frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 1,416 + \frac{0,54 + 1,08 + 2,2}{2} \cdot 1,278 + \left(\frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 1,03 + (0,29 + 1,52) \cdot \\ &\quad \cdot (14,04 - 0,082) - \frac{0,87}{2} \cdot 0,108 = 51,103кН. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_z &= P_{i_1} \cdot y_{\delta_1} + (P_{i_2} + P_{i_k} + W_{вк}) \cdot y_{\delta_2} + (P_{i_3} + P_{i_6} + W_{вн}) \cdot y_{\delta_3} + (P_{i_4} + P_{i_6} + W_{вн}) \cdot y_{\delta_4} + (q_i + q_e)(\omega_{\delta_1} + \omega_{\delta_2}) = \\ &= -\frac{0,87}{2} \cdot 0,416 - \frac{0,54 + 1,08 + 2,2}{2} \cdot 0,278 + \left(\frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 0,79 + \left(\frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} + \frac{0,87}{2} \right) \cdot \\ &\quad \cdot 1,108 + (0,29 + 1,52)(8,59 - 1,21) = 30,39кН. \end{aligned}$$

Найбільші моменти згину – по лініям впливу (рис. 3.5.13,г,д)

$$\begin{aligned}
M_{1z} &= P_{i_1} \cdot y_{z_1} + (P_{i_2} + P_{i_k} + W_{вк}) \cdot y_{z_2} + (P_{i_3} + P_{i_e} + W_{вн}) \cdot y_{z_3} + (P_{i_4} + P_{i_e} + W_{вн}) \cdot y_{z_4} + P_{i_5} \cdot y_{z_5} + \\
&+ (q_i + q_6)(\omega_{z_1} + \omega_{z_2} + \omega_{z_3}) = -\frac{0,87}{2} \cdot 2,413 - \frac{0,54 + 1,08 + 2,2}{2} \cdot 1,95 + \left(\frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 2,15 + \\
&+ \left(\frac{23,2}{4} + \frac{10,4}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 2,15 - \frac{0,87}{2} \cdot 0,75 + (0,29 + 1,52)(24,5 - 7,03 - 0,575) = 64,42 \text{кНм}. \\
M_{2z} &= (P_{i_1} + P_{i_3} + P_{i_e} + W_{вн}) \cdot y_{\delta_1} + (P_{i_2} + P_{i_k} + W_{вк}) \cdot y_{\delta_2} + (P_{i_4} + P_{i_e} + W_{вн}) \cdot y_{\delta_3} + (q_i + q_6) \cdot \omega_{\delta_1} = \\
&- \left(\frac{0,87}{2} + \frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 5,826 - \frac{0,54 + 1,08 + 2,2}{2} \cdot 3,9 - \left(\frac{23,2}{4} + \frac{10,2}{4} + \frac{2,9}{4} \right) \cdot 0,426 - \\
&- (0,29 + 1,52) \cdot 16,97 = -95,4 \text{кНм}.
\end{aligned}$$

3.5.5.4 Розрахунок поздовжніх рам

Поздовжні рами розглядаємо як один раз статично-невизначені за методом сил. Спочатку розглянемо раму під довгою консоллю. Розрахункова схема за комбінацією навантажень 2.2 приведена на рис. 3.5.14, а за комбінацією 2.3 – на рис.3.5.16.

На розрахункових схемах (рис. 3.5.14, 3.5.16) зовнішні навантаження мають наступні значення:

$$q_p = 2,03 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{розподілена вага ригеля};$$

$A_z = 51,1 \text{кН}$ - горизонтальна реакція опори А головної балки при комбінації навантажень 2.2;

$B_z = 30,39 \text{кН}$ - горизонтальна реакція опори В головної балки при комбінації навантажень 2.3;

$A = 936 \text{кН}$ - вертикальна реакція опори А головної балки при комбінації навантажень 2.2;

$B = 635,7 \text{кН}$ - вертикальна реакція опори В головної балки при комбінації навантажень 2.3;

$$W_c = 6,2 \text{кН} - \text{вітровий тиск на стійку};$$

$$P_{ic_1} = 2,0 \text{кН} - \text{сила інерції стійки};$$

$$P_{ic_2} = 5,15 \text{кН} - \text{сила інерції стійки з баластом};$$

$$G_{x.b} = 41 \text{кН} - \text{сила власної ваги ходової балки}.$$

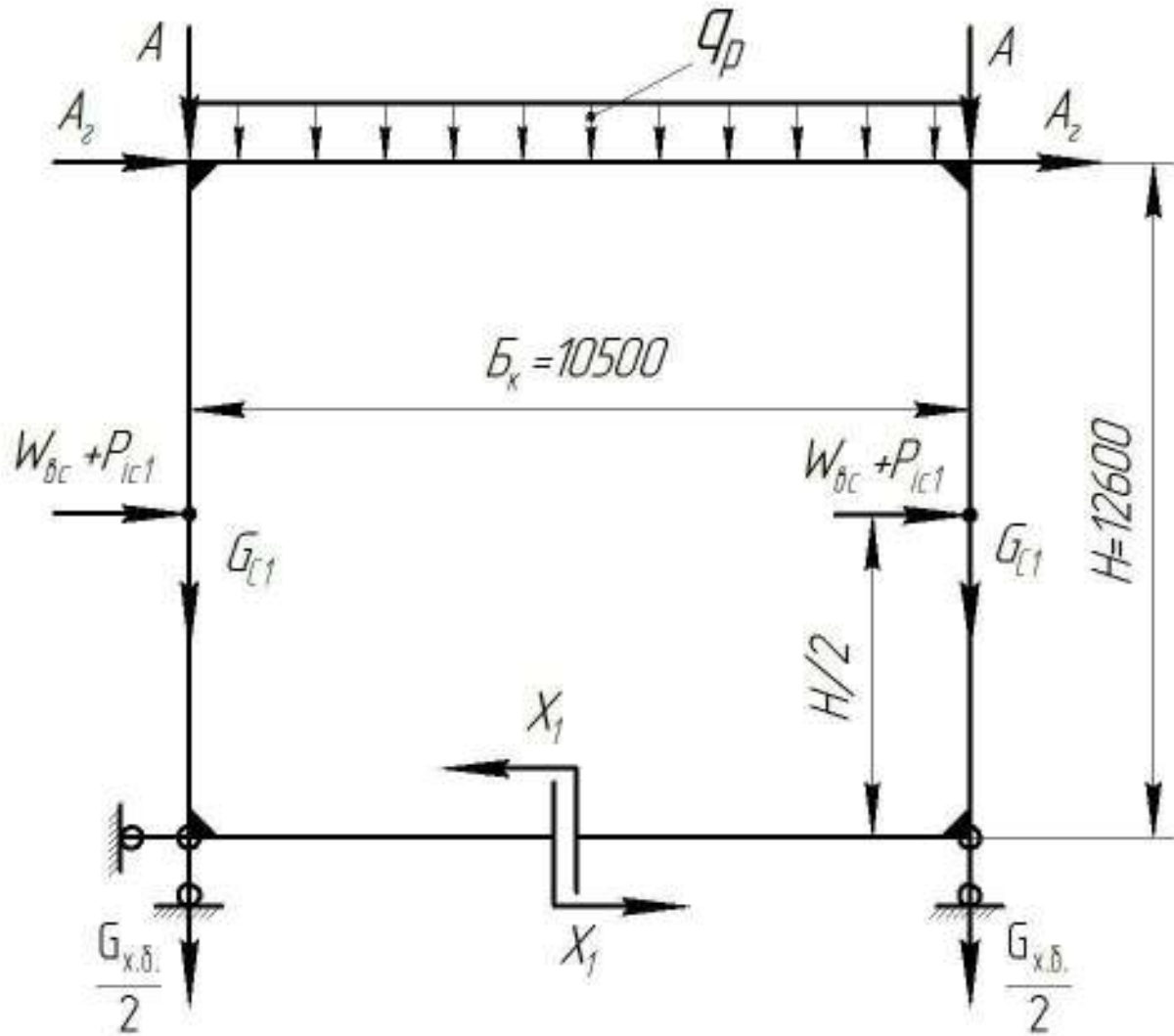
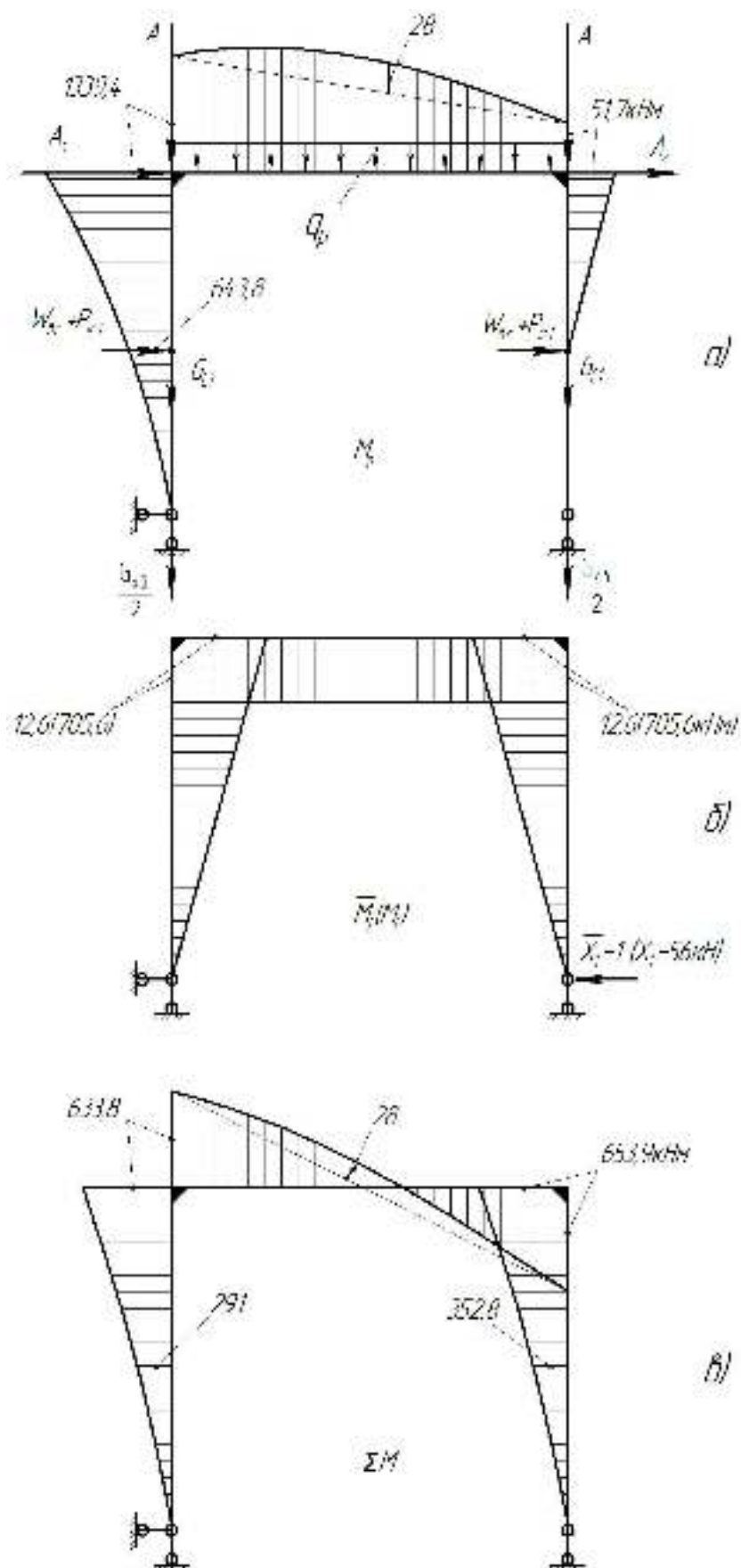


Рисунок 3.5.14 – Розрахункова схема поздовжньої рами під довгою консоллю.
Комбінація навантажень 2.2

З канонічного рівняння для даного випадку по аналогії з попередніми міркуваннями сила в умовно розрізаній ходовій балці дорівнює

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{(-111518645,2)}{1990276} = 56 \text{ кН.}$$



а – від зовнішніх сил; б – одинична (від невідомої сили); в – сумарна
 Рисунок 3.5.15 – Епюри поздовжньої рами при комбінації навантажень 2.2

Складові співвідношення $\Delta_{1,p}$ та δ_{11} визначаються методом перемноження відповідних епюр (рис. 3.5.15.б,в)

$$\delta_{11} = 2 \frac{1}{2} \cdot H^3 \frac{2}{3EJ_1} + H^2 \cdot B_k \cdot \frac{1}{EJ_3} = \frac{2 \cdot 12,6^3}{3E \cdot 0,00273} + \frac{12,6^2 \cdot 10,5}{E \cdot 0,00111} = \frac{1990276}{E};$$

$$\Delta_{1,p} = - \frac{\omega_1 \cdot y_{c_1}}{EJ_{z(0)}} - \frac{\omega_2 \cdot y_{c_2}}{EJ_{y(p)}} - \frac{\omega_3 \cdot y_{c_3}}{EJ_{z(0)}} = - \frac{8275,3 \cdot 8,5}{E \cdot 0,00273} - \frac{7499,3}{E \cdot 0,00111} - \frac{162,8 \cdot \frac{5}{6} \cdot 12,6}{E \cdot 0,00273} = - \frac{111518645,2}{E}.$$

Поздовжня рама під короткою консоллю. Комбінація навантажень 2.3.
Розрахункова схема цієї рами приведена на рис. 3.5.16.

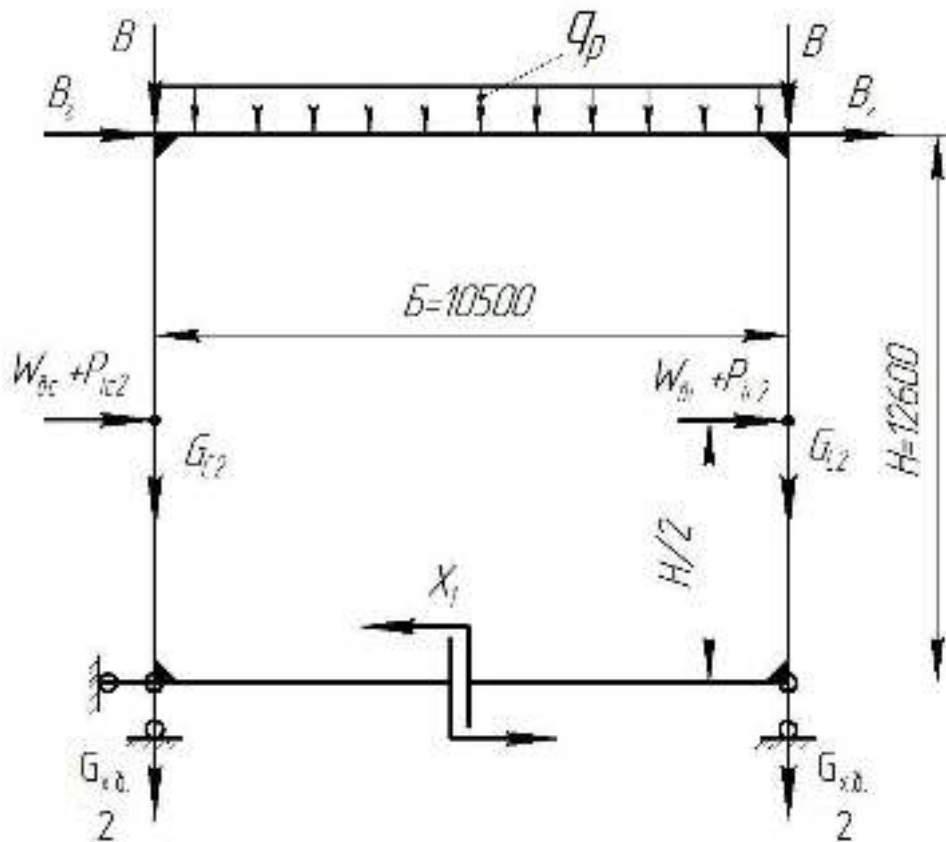
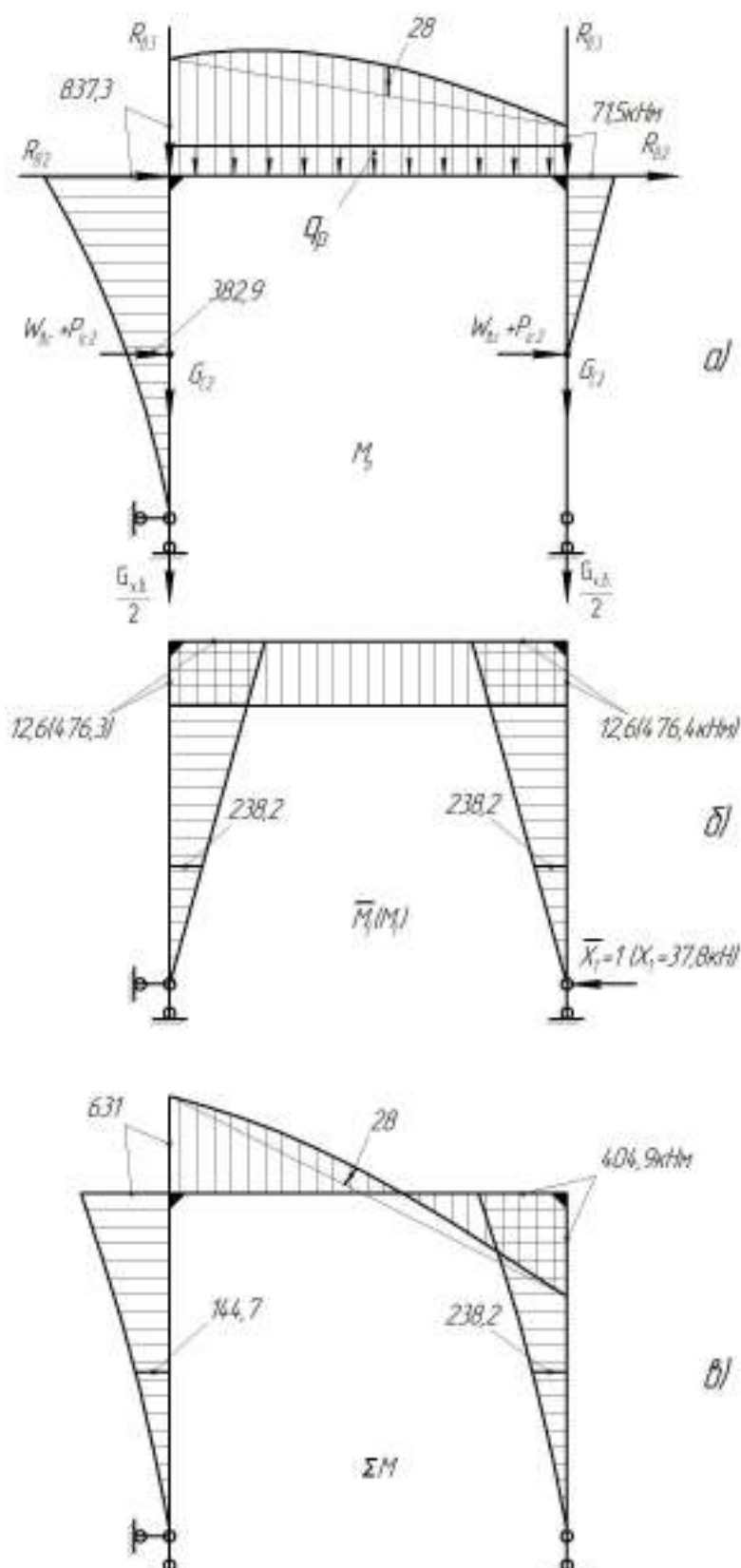


Рисунок 3.5.16 – Розрахункова схема поздовжньої рами під короткою консоллю. Комбінація навантажень 2.3

По аналогії невідома сила X_1 визначається з рівняння

$$X_1 = - \frac{\Delta_{1,p}}{\delta_{11}} = - \frac{(-75249085,2)}{1990276} = 37,8 \text{ кН}.$$

Чисельник та знаменник визначаємо методом перемноження епюр M_p та \bar{X}_1 (рис. 3.5.17). Після корегування одиничної епюри на $X_1 = 37,8 \text{ кН}$ складаємо її з епюрою M_p . Сумарну епюру приведено на рис. 3.5.17,в.



а – від зовнішніх сил; б – одинична (від невідомої сили); в – сумарна
 Рисунок 3.5.17 – Епюри поздовжньої рами при комбінації навантажень 2.3

$$\Delta_{1p} = \frac{-2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 12,6 \cdot \frac{225,2}{E \cdot 0,00273} - \frac{2 \cdot 5050 \cdot 12,5}{3E \cdot 0,00273} - \frac{5229,7 \cdot 12,6}{E \cdot 0,0011} = -\frac{75249085,2}{E}$$

3.5.6 Розрахунок напружень в елементах металоконструкцій

3.5.6.1 Головна балка

Комбінація навантажень 1.1

Нормальні напруження

$$\sigma_{(1.1)} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_y} = \frac{39}{0,0424 \cdot 10^3} + \frac{944,5}{0,0166 \cdot 10^3} = 57,8 \text{ МПа.}$$

Дотичні напруження в стінці балки

$$\tau_{(1.1)} = \frac{Q}{2 \cdot F_{cm}} = \frac{476,9}{2 \cdot 0,008 \cdot (1,3 - 0,03) \cdot 10^3} = 23,8 \text{ МПа.}$$

Приведені напруження в стінці балки

$$\sigma_{(1.1)_{np}} = \sqrt{\sigma_{(1.1)}^2 + 3\tau_{(1.1)}^2} = \sqrt{57,8^2 + 3 \cdot 23,8^2} = 71 \text{ МПа.}$$

Комбінація навантажень 1.2

Нормальні напруження

$$\sigma_{(1.2)} = \frac{N}{F} + \frac{M_{1,2}}{W_y} = \frac{39}{0,0424 \cdot 10^3} + \frac{2411,5}{0,0166 \cdot 10^3} = 146,2 \text{ МПа.}$$

Дотичні напруження в стінці балки

$$\tau_{(1.2)} = \frac{Q}{2 \cdot F_{cm}} = \frac{1007,1}{2 \cdot 0,01 \cdot 10^3} = 50,4 \text{ МПа.}$$

Приведені напруження

$$\sigma_{(1.2)_{np}} = \sqrt{\sigma_{(1.2)}^2 + 3 \cdot \tau_{(1.2)}^2} = \sqrt{146,2^2 + 3 \cdot 50,4^2} = 170,3 \text{ МПа.}$$

Комбінація навантажень 2.1

Нормальні напруження

$$\sigma_{(1.2)} = \frac{M_{2.1(верт)}}{W_y} + \frac{M_{2.1(гор)}}{W_z} = \frac{938,5}{0,0166 \cdot 10^3} + \frac{64,42}{0,00824 \cdot 10^3} = 64,3 \text{ МПа.}$$

Дотичні напруження

$$\tau = \frac{Q}{2 \cdot F_{cm}} = \frac{448,6}{2 \cdot 0,01 \cdot 10^3} = 22,4 \text{ МПа.}$$

Приведене напруження

$$\sigma_{(2,1)np} = \sqrt{64,3^2 + 3 \cdot 22,4^2} = 75,1 \text{ МПа.}$$

Комбінація навантажень 2.2

Нормальні напруження

$$\sigma_{(2,2)} = \frac{M_{2,2(верт)}}{W_y} + \frac{M_{2,2(гор)}}{W_z} = \frac{2240}{0,0166 \cdot 10^3} + \frac{95,4}{0,00824 \cdot 10^3} = 146,5 \text{ МПа.}$$

Дотичні напруження

$$\tau = \frac{Q}{2 \cdot F_{cm}} = \frac{936}{2 \cdot 0,01 \cdot 10^3} = 46,8 \text{ МПа.}$$

Приведене напруження

$$G_{np(2,2)} = \sqrt{146,5^2 + 3 \cdot 46,8^2} = 167,4 \text{ МПа.}$$

3.5.6.2 Стійки

Комбінація навантажень 2.2

Ліва опора, нижня частина. Розрахункова

$$\sigma_{(2,2)n} = \frac{N_{22(n)}}{F_n} + \frac{M_{(22)l}}{W_{z_n}} = \frac{936 + 42,1 + \frac{41}{2}}{0,0263 \cdot 10^3} + \frac{653,9}{0,0043 \cdot 10^3} = 189,9 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Ліва опора, верхня частина

$$\sigma_{(2,2)с} = \frac{N_{22(с)}}{F_с} + \frac{M_{(2,2)к}}{W_{y_с}} + \frac{M_{(2,2)л}}{W_{z_с}} = \frac{936}{0,0403 \cdot 10^3} + \frac{572}{0,0144 \cdot 10^3} + \frac{653,9}{0,0078 \cdot 10^3} = 146,7 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Комбінація навантажень 2.3

Права опора, нижня частина

$$\sigma_{(2.3)н} = \frac{N_{23(н)}}{F_n} + \frac{M_{(23)л}}{W_{z_n}} = \frac{162 + 635,7 + 107,9 + \frac{41,0 + 75,5}{2}}{10^3 \cdot 0,0263} + \frac{404,9}{10^3 \cdot 0,0043} = 125,3 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Права опора, верхня частина

$$\sigma_{(2.3)в} = \frac{N_{23(в)}}{F_v} + \frac{M_{(23)л}}{W_{z_v}} + \frac{M_{(23)2}}{W_{y_v}} = \frac{635,7}{0,0403 \cdot 10^3} + \frac{545,6}{0,0144 \cdot 10^3} + \frac{404,9}{0,0078 \cdot 10^3} = 105,6 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Розрахунковий випадок 3. Особливі навантаження

З урахуванням зусиль перекоосу. Момент в стійці лівої опори від перекоосу металоконструкції крана

$$M_{неп} = N_{неп} \cdot H = 23,5 \cdot 12,6 = 296,1 \text{ кНм.}$$

Тоді загальні напруження у верхній частині лівої стійки

$$\sigma_{л} = \sigma_{(2.2)в} + \frac{M_{неп}}{W_{y(в)}} = 146,7 + \frac{296,1}{0,0144 \cdot 10^2} = 167,3 \text{ МПа} < [\sigma_0]$$

З урахуванням сейсмічних навантажень. Всі інерційні навантаження від сейсмічних коливань поперек кранової колії рекомендується привести до підвізкової колії

$$F_c = \sum_{i=1}^n \frac{F_{c_i} \cdot h_i}{H} = \frac{\frac{1}{2} F_{c_{віз}} \cdot (12,6 + 1,5) + F_{c.з.б.} \cdot (12,6 - 0,65) + \frac{1}{2} F_{c.к.} \cdot (12,6 - 3) + F_{c.см.} \cdot 6,3 + F_{cp} \cdot (12,6 - 0,65)}{12,6} =$$

$$= \frac{\frac{1}{2} \cdot 50,3(12,6 + 1,5) + 10,6(12,6 - 0,65) + \frac{1}{2} \cdot 1,766(12,6 - 3) + 8,8 \cdot 6,3 + 2,51(12,6 - 0,4)}{12,6} = 45,7 \text{ кН.}$$

Додатковий момент та напруження, які виникають, від сейсмічних навантажень в стійці

$$M_c = F_{c_i} \cdot H = 45,7 \cdot 12,6 = 575,8 \text{ кНм,}$$

$$\sigma_c = \frac{M_c}{W_y} = \frac{575,8}{0,0144 \cdot 10^3} = 40 \text{ МПа.}$$

Тоді, сумарні напруження в стійці правої опори дорівнюють

$$\sigma = \sigma_n + \sigma_c = 167,3 + 40 = 207,3 \text{ МПа} < [\sigma_0]$$

3.5.6.3 Ригель

Лівий ригель

Розрахункова комбінація навантажень 2.2

$$\sigma_p = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_y} = \frac{51,1}{0,018 \cdot 10^3} + \frac{653,9}{0,00346 \cdot 10^3} = 191,9 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Особлива комбінація з урахуванням сейсмічного навантаження.

Сила, яка діє на один ригель від сейсмічних навантажень дорівнює

$$F_{c_2} = \frac{\frac{1}{2} \cdot F_{c.виз}(12,6 + 1,5) + \frac{1}{2} \cdot F_{c.2б}(12,6 - 0,65) + \frac{1}{2} \cdot F_{c.к}(12,6 - 3) + F_{c.c} \cdot 6,3 + F_{c.p}(12,6 - 0,4)}{H} =$$

$$= \frac{\frac{1}{2} \cdot 50,3(12,6 + 1,5) + \frac{1}{2} \cdot 10,6(12,6 - 0,65) + \frac{1}{2} \cdot 1,766(12,6 - 3) + 8,8 \cdot 6,3 + 2,51 \cdot (12,6 - 0,4)}{12,6} = 40,74 \text{ кН.}$$

Напруження в ригелі з урахування сейсмічних осьових навантажень

$$\sigma_{np} = \sigma_p + \frac{F_{c_2}}{F} = 191,9 + \frac{40,74}{0,018 \cdot 10^3} = 194,2 \text{ МПа} < [\sigma_0]$$

3.5.7 Розрахунок на жорсткість

3.5.7.1 Розрахунковий прогин в прольоті

$$f_{p(L)} = \frac{M_{11} \cdot L^2}{12 \cdot EJ} = \frac{944,5 \cdot 14^2 \cdot 10^3}{12 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,0111} = 0,0066 \text{ м.}$$

Допускний прогин

$$[\Delta f_L] = \frac{L}{800} = \frac{14}{800} = 0,0175 \text{ м,}$$

$$f_{p(L)} < [\Delta f_L]$$

3.5.7.2 Розрахунковий прогин консолі

$$f_{p(k)} = \frac{M_{12} \cdot l_1^2}{3EJ} = \frac{2411,5 \cdot 5,826^2 \cdot 10^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,0111} = 0,012 \text{ м.}$$

Допускний прогин

$$[\Delta f_k] = \frac{l_1}{300} = \frac{5,826}{300} = 0,0194 \text{ м},$$

$$f_{p(k)} < [\Delta f_k]$$

3.5.8 Перевірка стійкості ніг

3.5.8.1 Перевірка стійкості ніг під довгою консоллю в площині поперечної рами

Опорна нога має поперечний перетин, який лінійно змінний.

Нога працює на згин та стиск. Враховуючи особливості розрахунку на стійкість стиснуто-зігнутих стержнів із змінним поперечним перетином, для визначення коефіцієнта розрахункової довжини ноги визначається еквівалентний момент інерції ноги

$$I_{y1\text{э}} = \alpha \cdot I_{y1\text{min}} = 4,53 \cdot 0,00118 = 0,00534 \text{ м}^4,$$

де $\alpha = 4,53$ - коефіцієнт, який залежить від відношення

$$n_{y1} = \frac{I_{y1\text{min}}}{I_{y1\text{max}}} = \frac{0,00118}{0,00827} = 0,143.$$

Коефіцієнт розрахункової довжини:

$$\mu_n = 2 \cdot \sqrt{1 + \frac{0,38}{n}} = 2 \cdot \sqrt{1 + \frac{0,38}{1,87}} = 2,19,$$

де n - коефіцієнт відношення прогінних жорсткостей головної балки і ніг

$$n = \frac{I_{z.b} \cdot H}{I_{y\text{э}} \cdot L_k} = \frac{0,0111 \cdot 12,6}{0,00534 \cdot 14} = 1,87;$$

$I_{z.b}$ - момент інерції перетину головної балки, м⁴;

$I_{y\text{э}}$ - еквівалентний момент інерції ноги крана, м⁴;

H - висота стійки, м;

L_k - прогін крана, м.

Радіус інерції ноги відносно осі y_1

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{y\text{э}}}{F_{cp}}} = \sqrt{\frac{0,00534}{0,0333}} = 0,4 \text{ м}.$$

Умовна гнучкість стійки

$$\bar{\lambda}_{y1} = \frac{\mu_n \cdot H}{i_{y1}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2,19 \cdot 12,6}{0,4} \cdot \sqrt{\frac{309}{2,16 \cdot 10^5}} = 2,64,$$

де $R_y = 309 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір сталі по межі текучості;
 $E = 2,16 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ - модуль пружності сталі.

Ексцентриситет прикладання навантаження

$$e_{y1} = \frac{M_y^{\max}}{N} = \frac{864}{1069,7} = 0,81 \text{ м},$$

де $M_y^{\max} = 1069,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - максимальний згинаючий момент ноги відносно осі y ;

$N = 957 \text{ кН}$ - максимальне стискуюче зусилля в нозі.

Відносний ексцентриситет:

$$m_{y1} = \frac{e_{y1} \cdot F}{W_{y1(1,2)}} = \frac{0,81 \cdot 0,0333}{0,00956} = 2,82,$$

де F і $W_{y1(1,2)}$ - площа поперечного перетину і момент опору відносно осі y для середнього перетину стійки.

Приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_{y1} = 1,37 \cdot 2,82 = 3,86,$$

де $\eta = 1,37$ - коефіцієнт впливу форми перетину [56, табл. 73].

Перевірка стійкості ноги:

$$\sigma_H = \frac{N}{\varphi_e \cdot F} = \frac{1069,7}{0,235 \cdot 0,0333 \cdot 10^3} = 136,7 \text{ МПа} < [\sigma],$$

де $\varphi_e = 0,235$ - коефіцієнт [56, табл. 74].

Стійкість у площині поздовжньої рами з боку довгою консолі.

Еквівалентний момент інерції ригеля на довгій консолі

$$I_{p.э.}^{\partial.к.} = \frac{G \cdot I_p^{\partial.к.} \cdot I_{кр}^{\partial.к.} \cdot b}{4 \cdot E \cdot I_p^{\partial.к.} \cdot I_{к.} + G \cdot I_{кр}^{\partial.к.} \cdot b} = \frac{7,84 \cdot 10^4 \cdot 0,00111 \cdot 0,00571 \cdot 10,5}{4 \cdot 2,16 \cdot 10^5 \cdot 0,00111 \cdot 5,826 + 7,84 \cdot 10^4 \cdot 0,00571 \cdot 10,5} = 0,000515 \text{ м}^4,$$

де $I_{p.э.}^{\partial.к.} = 0,00111 \text{ м}^4$ - сумарний момент інерції двох ригелів на довгій консолі;

$I_{кр}^{\partial.к.} = 0,00570 \text{ м}^4$ - момент інерції довгої консолі при крученні;

$b = 10,50 \text{ м}$ - відстань між осями стійок у поздовжній рамі;

$l_k = 5,826 м$ - довжина довгої консолі.

Еквівалентний момент інерції ноги

$$I_{z.э.} = k_z \cdot I_{z.min} = 1,55 \cdot 0,00151 = 0,00234 м^4,$$

$$\text{де } k_z = \frac{\left(1 + \frac{b}{2}\right)^2 + \frac{H_1^2}{12}}{\left(1 + \frac{b}{2}\right)^2 \cdot \beta + \frac{H_1^2}{12} \cdot \gamma} = \frac{\left(1 + \frac{10,50}{2}\right)^2 + \frac{12,6^2}{12}}{\left(1 + \frac{10,50}{2}\right)^2 \cdot 0,632 + \frac{12,6^2}{12} \cdot 0,845} = 1,55,$$

$H_1 = 12,6 м$ - розрахункова висота ноги;

$\beta = 0,632$; $\gamma = 0,845$ - коефіцієнти, які залежать від відношення

$$\frac{I_{z1min}}{I_{z1max}} = \frac{0,00151}{0,00273} = 0,53.$$

Коефіцієнт розрахункової довжини

$$\mu_{np} = \frac{\pi}{u} = \frac{\pi}{1,65} = 1,9,$$

де $u = 1,65$ - коефіцієнт, який залежить від параметра t ;

$$t = \frac{a_0 \cdot a_1 - 0,4}{a_0 + a_1 + 1} = \frac{1,262 \cdot 0,26 - 0,4}{1,262 + 0,26 + 1} = -0,028;$$

$$a_0 = \frac{I_{z.э.} \cdot b}{3 \cdot I_{p.э.} \cdot H_1} = \frac{0,00234 \cdot 10,50}{3 \cdot 0,000515 \cdot 12,6} = 1,262 - \text{відносна пружність закріплення}$$

верхнього кінця ноги;

$$a_1 = \frac{I_{z.э.} \cdot b}{3 \cdot I_{y.x.б.} \cdot H_1} = \frac{0,00234 \cdot 10,5}{3 \cdot 0,00247 \cdot 12,6} = 0,26 - \text{відносна пружність закріплення}$$

нижнього кінця ноги.

Гнучкість стійки:

$$\bar{\lambda}_{z1} = \frac{\mu_{np} \cdot H_1}{i_{z1}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1,9 \cdot 12,6}{0,265} \cdot \sqrt{\frac{309}{2,1 \cdot 10^5}} = 3,496,$$

$$\text{де } i_z - \text{радіус інерції ноги відносно осі } z; i_z = \sqrt{\frac{I_{z.э.}}{F_{cp}}} = \sqrt{\frac{0,00234}{0,0333}} = 0,265.$$

Ексцентриситет програми навантаження (стрижень 12-2, варіант загрузка 2, поєднання навантажень б):

$$e_{z1} = \frac{M_z^{\max}}{N} = \frac{633,8}{1069,7} = 0,59.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_{z1} = \frac{e_z \cdot F}{W_{z(1.2)}} = \frac{0,59 \cdot 0,0333}{0,0061} = 3,22,$$

де F і $W_{z(1.2)}$ - площа поперечного перерізу і момент опору щодо осі z для середнього перерізу стійки.

Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_e = \eta \cdot m_{z1} = 1,37 \cdot 3,22 = 4,4,$$

де $\eta = 1,37$ - коефіцієнт впливу форми перетину [56, табл. 73].

Перевірка стійкості ноги:

$$\sigma_H = \frac{N}{\varphi_e \cdot F} = \frac{1069,7}{0,18 \cdot 0,0333 \cdot 10^3} = 178,5 \text{ МПа} < [\sigma],$$

де $\varphi_e = 0,18$ - коефіцієнт [56, табл. 74].

3.5.9 Перевірка стійкості стінок головної балки

При співвідношенні $60 \leq \frac{h_c}{\delta_c} \leq 140$ для стінок із низьколегованих сталей для забезпечення місцевої стійкості стінки під впливом перерізуєчих сил необхідно ставити довгі вертикальні діафрагми з кроком $a \approx 1,5h_c$.

При співвідношенні $\frac{h_c}{\delta_c} > 140$ - необхідно ставити поздовжнє ребро на відстані $0,25h_c$ від стиснутого поясу.

В даному випадку

$$\frac{h_c}{\delta_c} = \frac{1,272}{0,008} = 159 > 140,$$

що говорить за те, щоб ставити довгі поперечні діафрагми з кроком $a = 2,0m$ та поздовжнє ребро із швелера №12 на висоті $h_1 = 0,320m$ від верхнього поясу.

Перевіримо пластину 1 на стійкість

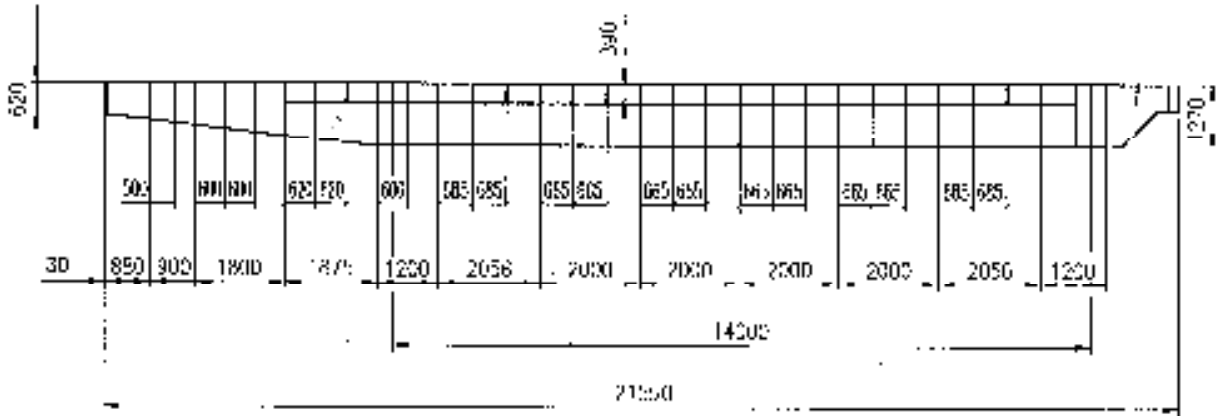


Рисунок 3.5.18 – Схема панелів головної балки

Стойкість пластини 1

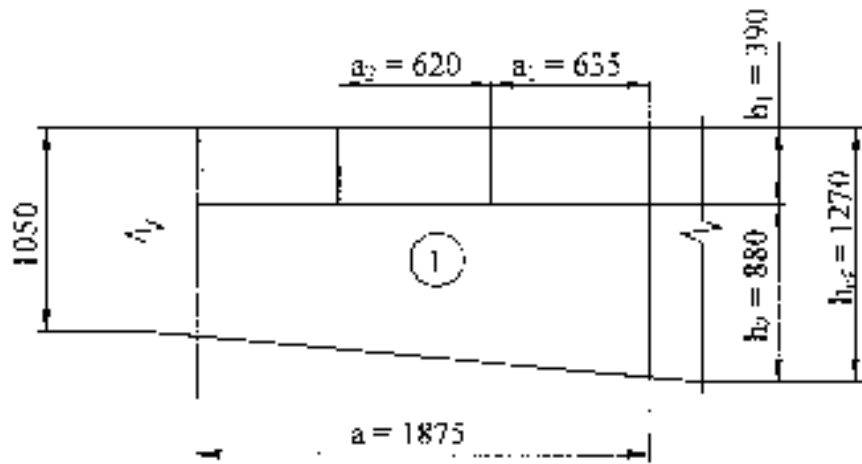


Рисунок 3.5.19 – Схема панелі

Нормальні напруження в стінці від моменту згину для комбінації 1.2

$$\sigma_{(1,2)} = 146,2 \text{ МПа.}$$

Дотичні напруження для комбінації 1.2

$$\tau_{(1,2)} = 50,4 \text{ МПа.}$$

При цьому критичне дотичне напруження пластини $b \times a = 1270 \times 1875 \text{ мм}^2$

$$\tau_{np} = \left[1250 + 950 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right] \left(\frac{\delta}{b} \right)^2 \cdot 10^3 = \left[1250 + 950 \left(\frac{127}{187,5} \right)^2 \right] \left(\frac{0,8}{127} \right)^2 \cdot 10^3 = 66,8 \text{ МПа.}$$

Навіть з припущенням того, що пластина має прямокутну форму (без скосу) розмірами $b \times a = 1270 \times 1875 \text{ мм}^2$, стійкість її від перерізуючих сил забезпечена

$$\tau_{(1,2)} < \tau_{кр} = 50,4 < 66,8 \text{ МПа.}$$

Розглянемо стійкість пластини під поздовжнім ребром та нижнім стиснутим поясом.

При цьому

$$\sigma_{кр} = 7460 \left(\frac{\delta}{h_c} \right)^2 \cdot 10^3 = 7460 \left(\frac{0,8}{88} \right)^2 \cdot 10^3 = 616 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{(1,2)} < \sigma_{кр} = 146,2 < 616 \text{ МПа.}$$

Стійкість пластини забезпечена.

3.5.10 Розрахунок зварних швів

Напруження стиску в стінці короткої та довгої діафрагми під подошвою рейки

$$\sigma_{см} = \frac{P}{(b + 2 \cdot \delta_n) \cdot \delta} = \frac{385,2}{(0,12 + 2 \cdot 0,016) \cdot 0,008 \cdot 10^3} = 316,8 \text{ МПа} > [\sigma]$$

де $b = 0,12 \text{ м}$ - ширина подошви рейки;

$\delta_n = 0,016 \text{ м}$ - товщина поясу балки;

$\delta = 0,008 \text{ м}$ - товщина діафрагми.

Отже, місцевий тиск підвізкових коліс на стінку діафрагми перевищує допускні напруження. Необхідно у верхніх частинах діафрагм ставити накладки товщиною $\delta_n = 0,008 \text{ м}$ та розмірами $0,15 \times 0,15 \text{ м}$.

Тоді

$$\sigma_{см} = \frac{385,2}{(0,12 + 2 \cdot 0,016) \cdot 2 \cdot 0,008 \cdot 10^3} = 158,4 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Напруження в зварних швах, з'єднуючих накладки з діафрагмами (напівавтоматичне зварювання)

$$\tau_f = \frac{\sigma_{см} \cdot l_n \cdot \delta_n}{(2h + l_n) \cdot 0,8 \cdot k} = \frac{158,4 \cdot 0,15 \cdot 0,008}{(2 \cdot 0,15 + 0,15) \cdot 0,8 \cdot 0,006} = 88 < [\tau_f]$$

Напруження в зварних швах, з'єднуючих короткі діафрагми зі стінками балки

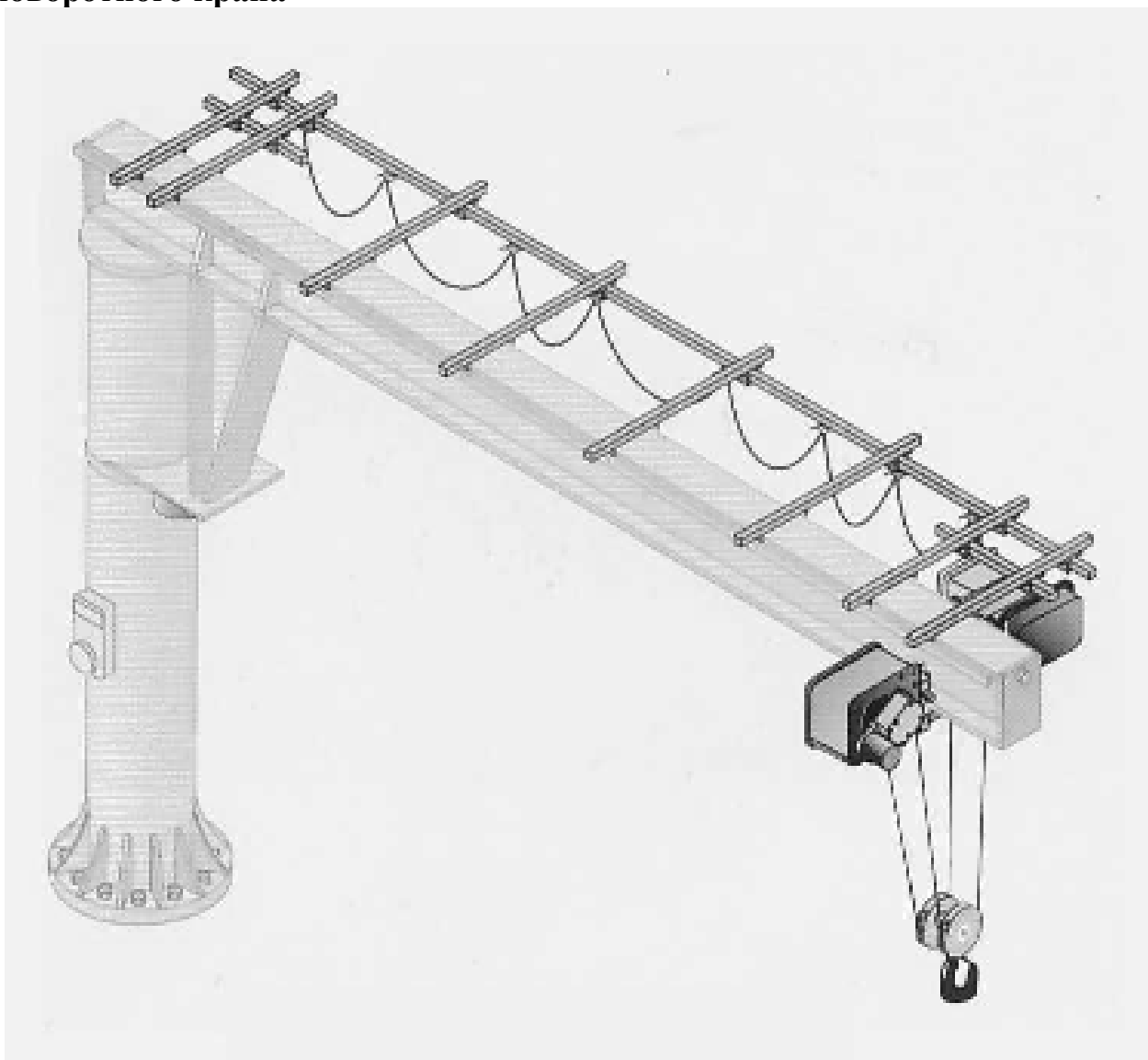
$$\tau_f = \frac{P}{4 \cdot l_{ш} \cdot 0,8 \cdot k} = \frac{385,2}{4 \cdot 0,39 \cdot 0,8 \cdot 0,006 \cdot 10^3} = 51,4 \text{ МПа} < [\tau_f]$$

Напруження в зварних швах довгих діафрагм зі стінками (автоматичне зварювання)

$$\tau_f = \frac{Q \cdot S_y^{H.II}}{2 \cdot I_y \cdot k} = \frac{767 \cdot 0,0065}{2 \cdot 0,0111 \cdot 0,006 \cdot 10^3} = 37,4 \text{ МПа} < [\tau_f]$$

Всі шви витримують експлуатаційні напруження.

Приклад 3.6. Спроектувати металоконструкцію стаціонарного поворотного крана



Вихідні дані

Вантажопідйомність – $Q = 2\text{ т}$.

Механізм підйому – електроталь з власним приводом пересування.

Висота підйому – $H = 3\text{ м}$.

Виліт крана – $L = 3\text{ м}$.

Швидкість підйому – $V_n = 8 \frac{\text{м}}{\text{хв}} = 0,133 \frac{\text{м}}{\text{с}}$.

Швидкість пересування електроталі – $V_c = 12 \frac{\text{м}}{\text{хв}} = 0,2 \frac{\text{м}}{\text{с}}$.

Частота обертання – $\omega = 3 \frac{\text{об}}{\text{хв}} = 0,05 \frac{\text{об}}{\text{с}}$.

Механізм підйому – електроталь.

Зміна вильоту – за допомогою механізму пересування електроталі.

Кут обертання – $\varphi = 90^\circ$.

Керування краном – кнопкове з підлоги.

Група режиму роботи крана – А3.

Кількість включень – 25 циклів за годину.

3.6.1 Вибір матеріалу

Виходячи з рекомендацій нормативної документації, літературних джерел та досвіду фахівців, попередньо для стріли і всієї металоконструкції обираємо сталь ВСт 3сп4 ГОСТ 380.

Межа текучості сталі $\sigma_T = 240 \text{ МПа}$, допускне напруження $[\sigma] = 175 \text{ МПа}$.

3.6.2 Вибір типу металоконструкції

Металоконструкція стаціонарного поворотного крана (рис.3.6.1) складається із: стаціонарної трубчастої колони 1, поворотної трубчастої колони 2, на якій закріплена стріла 3. По стрілі переміщується власним приводом електроталь з піднятим вантажем. Обертання колони зі стрілою та вантажем здійснюється механізмом обертання.

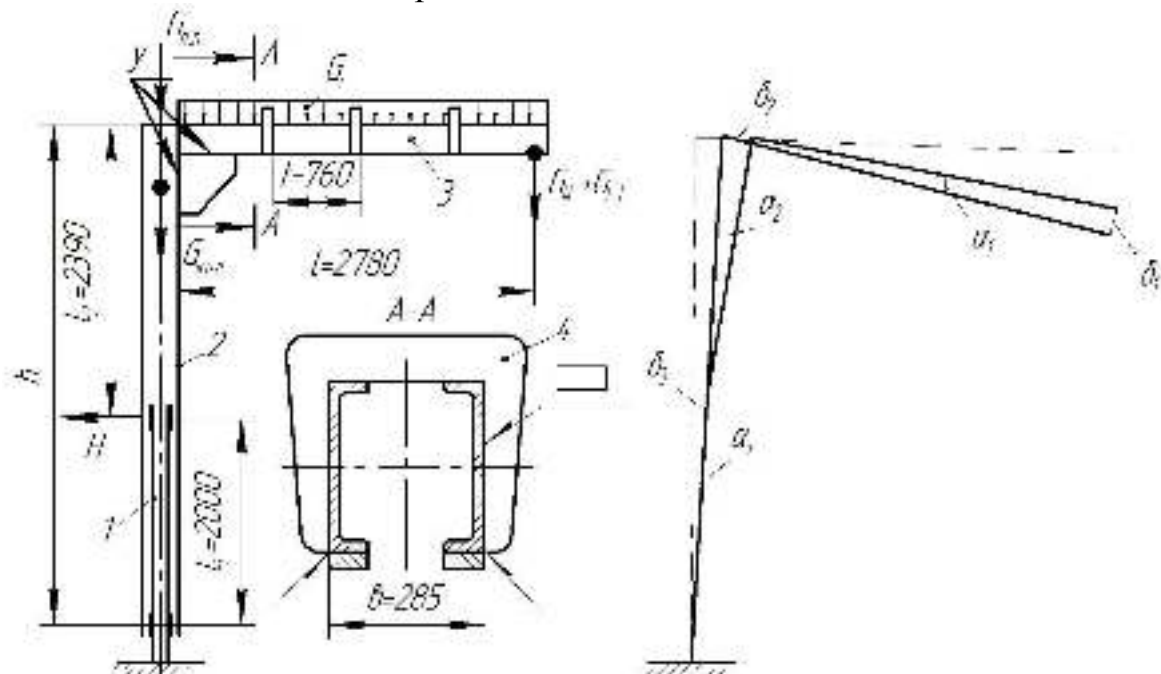


Рисунок 3.6.1 Розрахункова схема металоконструкції крана

Стрілу крана, виходячи із аналогічних конструкцій, пропонується виконати з двох швелерів № 30 ГОСТ 8240-72 із сталі Ст3 ГОСТ 380-88 з проміжком в середині для проходження візка електроталі. Швелери з'єднано в одну стрілу охоплюючими рамками 4, встановленими з кроком $t = 0,7 \text{ м}$.

Характеристики швелера № 30:

$$F = 40,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

$$m = 31,8 \frac{\text{кг}}{\text{м}}$$

$$I_x = 5810,0 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

$$W_x = 387,0 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

$$i = 12,0 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

$$I_y = 327 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

$$W_x = 43,6 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

$$i_y = 2,84 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

Поворотну колону слід виконати із гарячекатаної труби $\frac{426 \times 14 \text{ГОСТ}8732}{\text{Вст}3\text{ГОСТ}380}$,

а опорну нерухому колону – із труби $\frac{240 \times 17 \text{ГОСТ}8732}{\text{Вст}3\text{ГОСТ}380}$.

3.6.3 Зовнішні навантаження

У вертикальній площині на металоконструкцію діють наступні сили:

Поздовжня сила ваги металоконструкції стріли

$$q = 2 \cdot m = g = 2 \cdot 31,8 \cdot 9,8 = 623,2 \frac{\text{Н}}{\text{м}}.$$

Сила ваги піднятого вантажу (із-за малої швидкості підйому коефіцієнт динамічності не враховується).

$$G_Q = Q \cdot g = 2 \cdot 9,8 = 19,6 \text{кН}.$$

Сила ваги електроталі $G_e = 5,5 \text{кН}$.

3.6.4 Розрахунок стріли

Розрахунковий згинаючий момент, який сприймає стріла, зручно визначити з лінії впливу M (рис.3.6.2). Розрахункові ординати лінії впливу $y_1 = 2,78$ та площа $\omega_1 = 3,86 \text{м}^2$.

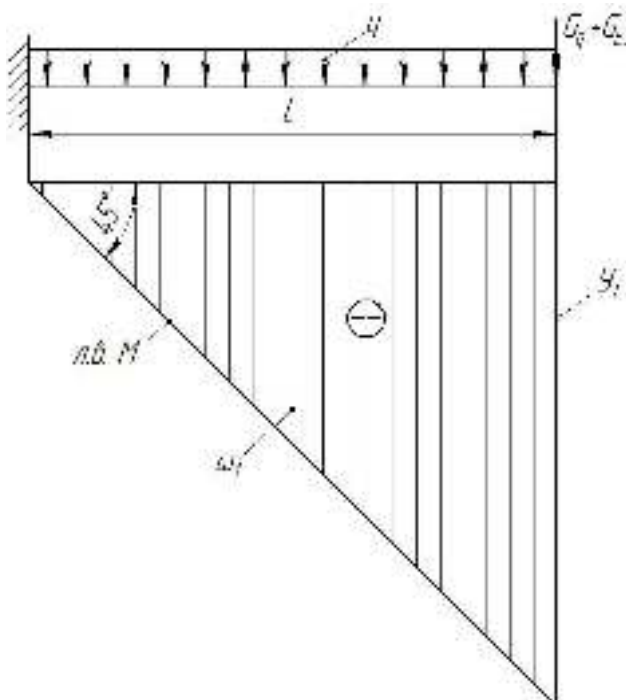


Рисунок 3.6.2 – Лінія впливу M

$$M = (G_Q + G_{eT})y_1 + q \cdot \omega_1 = (19,6 + 5,5) \cdot 2,78 + 0,623 \cdot 3,86 = 72,18 \text{ кНм}.$$

Момент опору перетину стріли

$$W_x = 2W_{x1} = 2 \cdot 387 \cdot 10^{-6} = 774 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Напруження згину в опорному перетині стріли крана дорівнює

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{72,18}{774 \cdot 10^{-3}} = 93,26 \text{ МПа} < [\sigma].$$

3.6.5 Розрахунок поворотної колони

Згинаючий момент, діючий на обертальну колону, можна визначити по лінії впливу (рис. 3.6.2), вважаючи виліт консолі рівним $L = 3 \text{ м}$

$$M_k = (G_Q + G_{eT})y + q \cdot \omega = (19,6 + 5,5) \cdot 3 + 0,623 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3^2 = 78,1 \text{ кНм}.$$

Попередньо виберемо для обертальної колони трубу $\frac{426 \times 14 \cdot \text{ГОСТ} 8732}{\text{ВСт}3 \cdot \text{ГОСТ} 380}$. Із сталі ВСт3 ГОСТ 380.

Момент опору на згин поперечного перетину труби дорівнює

$$W_x = W_y = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D} = \frac{3,14(0,426^4 - 0,398^4)}{32 \cdot 0,426} = 1,84 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Напруження згину в перетині поворотної колони складає

$$\sigma_{\sigma-\sigma} = \frac{M_k}{W_x} = \frac{78,1}{1,84} = 42,45 \text{ МПа}.$$

Сила, що стискує колону, дорівнює сумі вертикальних сил

$$V = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot h \cdot \rho \cdot g + l \cdot q + G_Q + G_{eT} = \frac{3,14(0,426^2 - 0,398^2)}{4} \cdot 4,39 \cdot 7,85 \cdot 9,8 + 2,78 \cdot 0,624 + 19,6 + 5,5 = 32,91 \text{ кН}.$$

Напруження стиску

$$\sigma_{cm} = \frac{V}{\varphi \cdot F \cdot 10^3} = \frac{32,91}{1 \cdot 0,018 \cdot 10^3} = 1,82 \text{ МПа},$$

де $\varphi = 1$, так як гнучкість $\lambda < 10$ внаслідок малої довжини колони та великого моменту інерції поперечного перетину;

$F = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = 0,018 \text{ м}^2$ - площа поперечного перетину трубчастої колони, м^2 .

З попереднього розрахунку пусковий момент механізму обертання крана, який скручує колону, дорівнює

$$M_n = 6,4 \text{ кНм.}$$

Момент опору перетину колони на кручення

$$W_{кр} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{16 \cdot D} = \frac{3,14(0,426^4 - 0,398^4)}{16 \cdot 0,426} = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Напруження кручення в колоні дорівнює

$$\tau = \frac{M_n}{W_{кр}} = \frac{6,4}{0,0036 \cdot 10^3} = 1,8 \text{ МПа.}$$

Сумарне напруження в поворотній колоні

$$\sigma = \sqrt{(\sigma + \sigma_{см})^2 + 4\tau^2} = \sqrt{(42,45 + 1,82)^2 + 4 \cdot 1,8^2} = 44,42 \text{ МПа} < [\sigma]$$

3.6.6 Нерухома колона

Горизонтальна сила в опорах рухомої колони (рис. 3.6.3)

$$H = \frac{M_k}{l_1} = \frac{78,1}{2} = 39,05 \text{ кН.}$$

Горизонтальна сила в опорі нерухомої колони

$$H_1 = \frac{M}{h} = \frac{78,1}{0,402} = 194,28 \text{ кН.}$$

Згинаючий момент в перетині $a-a$ опори

$$M_{(a-a)} = H_1 \cdot l_3 = 194,28 \cdot 0,356 = 69,16 \text{ кНм.}$$

Момент опору поперечного перетину $a-a$ опори

$$W_{a-a} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D} = \frac{3,14(0,24^4 - 0,206^4)}{32 \cdot 0,24} = 0,000635 \text{ м}^3.$$

Напруження згину

$$\sigma_{з(a-a)} = \frac{M_{з(a-a)}}{W_{a-a}} = \frac{69,16}{0,000635 \cdot 10^3} = 109 \text{ МПа}.$$

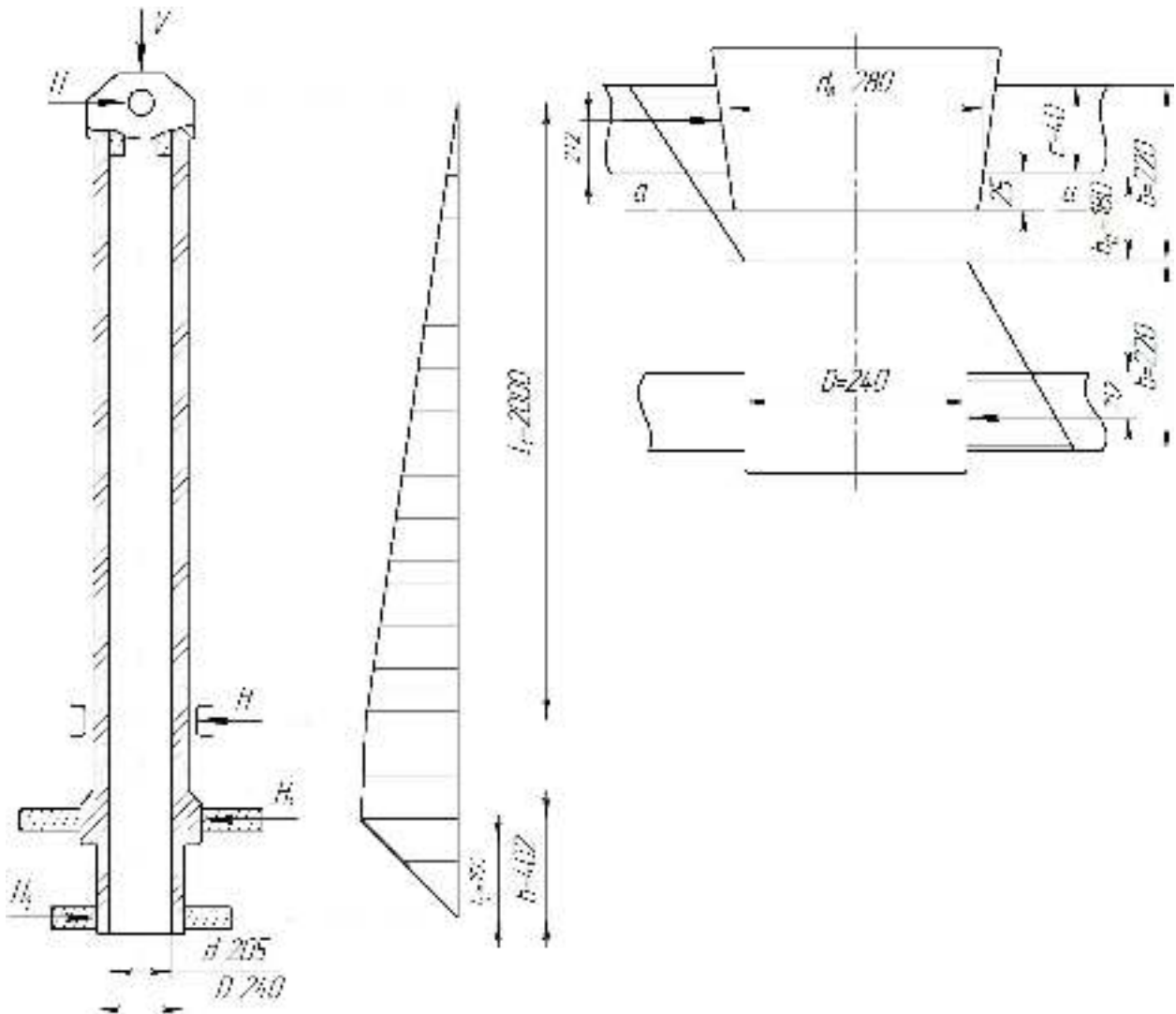


Рисунок 3.6.3 – Схема нерухомої колони

Матеріал нерухомої колони – сталь 35 ГОСТ 1050

$$[\sigma] = 160,0 \text{ МПа}.$$

Напруження змінання верхнього гнізда від горизонтальної сили H_1

$$\sigma_{зм.з.} = \frac{3}{2} \frac{M}{d_H \cdot b^2 \left[1 - \left(\frac{b_0}{b} \right)^3 \right]} = \frac{3 \cdot 78,1}{2 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,22^2 \left[1 - \left(\frac{0,18}{0,22} \right)^3 \right]} = 19,2 \text{ МПа.}$$

Від вертикальної сили

$$\sigma_{зм.в.} = \frac{(V + G_{кол}) \cdot \cos \alpha}{\pi \cdot \sin \alpha \cdot c \cdot d_g} = \frac{(32,91 + 4,1) \cdot 0,999}{3,14 \cdot 0,05 \cdot 0,04 \cdot 0,28 \cdot 10^3} = 20,97 \text{ МПа.}$$

Конусність 1:10

$$\cos \alpha = 0,999$$

$$\sin \alpha = 0,05$$

Сумарне напруження зминання

$$\sigma_{зм} = \sigma_{зм.з.} + \sigma_{зм.в.} = 19,2 + 20,97 = 40,17 \text{ МПа} < [\sigma]$$

3.6.7 Розрахунок прогинів

Прогин стріли від сили ваги вантажу, електроталі та власної ваги (рис.3.6.1) складає

$$\delta_1 = \frac{(G_Q + G_{eT}) \cdot l_1^3}{3EJ} + \frac{q \cdot l_1^4}{8EJ} = \frac{(19,6 + 5,5) \cdot 2,78^3}{10^3 \cdot 3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 5810 \cdot 10^{-8}} + \frac{0,624 \cdot 2,78^4}{10^3 \cdot 8 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 5810 \cdot 10^{-8}} = 7,56 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Кут нахилу

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_1 &= \frac{\delta_1}{L_1} = \frac{7,56 \cdot 10^{-3}}{2,78} = 2,72 \cdot 10^{-3}; \\ \alpha_1 &= 0,156. \end{aligned}$$

Прогин поворотної колони на ділянці l_2

$$\delta'_2 = \frac{M_k \cdot l_2^2}{2EJ_{mp}} = \frac{78,1 \cdot 2,39^2}{10^3 \cdot 2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3,92 \cdot 10^{-4}} = 2,71 \cdot 10^{-3} \text{ м,}$$

де

$$J_{mp} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64} = \frac{3,14(0,426^4 - 0,398^4)}{64} = 3,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha'_2 &= \frac{\delta'_2}{h_1} = \frac{2,71 \cdot 10^{-3}}{2} = 1,35 \cdot 10^{-5}; \\ \alpha'_2 &= 0,078^\circ. \end{aligned}$$

На ділянці l_1

$$\delta_2'' = \frac{H \cdot l_1^3}{3EJ} = \frac{39,05 \cdot 2^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3,92 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 1,26 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2'' = \frac{\delta_2''}{h_3} = \frac{1,26 \cdot 10^{-3}}{2} = 0,63 \cdot 10^{-3};$$

$$\alpha_2'' = 0,036^\circ.$$

Прогин нерухомої колони

$$\delta_3 = \frac{H \cdot l_1^3}{3EJ_H} = \frac{39,05 \cdot 2^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 7,6 \cdot 10^{-5} \cdot 10^3} = 0,0065 \text{ м},$$

де

$$J_H = \frac{\pi(D_1^4 - d_1^4)}{64} = \frac{3,14(0,24^4 - 0,205^4)}{64} = 7,6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Кут прогину

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{\delta_3}{h_2} = \frac{0,0065}{2} = 0,0032;$$

$$\alpha_3 = 0,18^\circ.$$

Сумарний кут прогину кінця консолі

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2' + \alpha_2'' + \alpha_3 = 0,156^\circ + 0,078^\circ + 0,036^\circ + 0,18^\circ = 0,45^\circ.$$

Сумарний прогин

$$\delta = l \cdot \operatorname{tg} \alpha = 2,78 \cdot \operatorname{tg} 0,45^\circ = 2,18 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

3.6.8 Перевірка нижніх полиць швелерів на відгин

Гнучкість полиці

$$\lambda = \frac{i}{B - \delta} = \frac{0,8 \cdot \frac{B - \delta}{2}}{B - \delta} = 0,4.$$

Тоді по схемам додатків (Д.20.1) коефіцієнти C_{Z_1} і C_{X_1} в точках під силою P при похилих поверхнях кочення полиць дорівнюють $C_{Z_1} = 1,35$ і $C_{X_1} = 1,75$.

Напруження, відповідно,

$$\sigma_{z_1} = \frac{C_{z_1} \cdot P}{t^2 \cdot 10^3} = \frac{1,35 \cdot 6,275}{0,011^2 \cdot 10^3} = 70,01 \text{ МПа.}$$

Для верхніх волокон полиць консольних балок

$$\sigma_{x_1} = -\frac{C_{x_1} \cdot P}{t^2 \cdot 10^3} = -\frac{0,75 \cdot 6,275}{0,011^2 \cdot 10^3} = -38,9 \text{ МПа,}$$

де P - сила тиску на ходове колесо візка електроталі, кН.

$$P = \frac{G_Q + G_{eT}}{4} = \frac{19,6 + 5,5}{4} = 6,275 \text{ кН;}$$

$t_1 \approx t$ - товщина полиці в місці, де прикладається навантаження від колеса P , м.

Приведене напруження у верхніх волокнах полиць швелерів

$$\begin{aligned} \sigma_{np} &= \sqrt{\sigma_{x_1}^2 + (\sigma + \sigma_{z_1})^2 - \sigma_{x_1}(\sigma + \sigma_{z_1})} = \sqrt{(-38,9)^2 + (91,7 + 70,01)^2 - (-38,9)(91,7 + 70,01)} = \\ &= 184,26 \text{ МПа} > [\sigma] = 171 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Для забезпечення надійної роботи нижніх полиць необхідно підварити штабу товщиною 8 мм та шириною 90 мм із сталі Ст3сп4 ГОСТ 380. Штаби слід підварити кутовим швом \triangle 5 знизу до полиць швелерів.

Тоді

$$\begin{aligned} \sigma_{x_1} &= -\frac{C_{x_1} \cdot P}{t_c^2 \cdot 10^3} = -\frac{0,75 \cdot 6,275}{0,019^2 \cdot 10^3} = -13,04 \text{ МПа;} \\ \sigma_{z_1} &= \frac{C_{z_1} \cdot P}{t_c^2 \cdot 10^3} = \frac{1,35 \cdot 6,275}{0,019^2 \cdot 10^3} = 23,46 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

де $t_c = t + t_1$ - сумарна розрахункова товщина полиць, м.

Приведені напруження у верхніх волокнах полиць швелерів після підварювання штаб дорівнюють

$$\sigma_{np} = \sqrt{(-13,04)^2 + (91,7 + 23,46)^2 - (-13,04)(91,7 + 23,46)} = 122,2 \text{ МПа} < [\sigma]$$

Стійкість та надійність нижніх полиць швелерів забезпечено.

3.6.9 Розрахунок зварного шва приєднання швелерів до трубчастої обертальної колони

Рекомендується підварювати швелери до колони напівавтоматичним зварюванням електродротом кутовим швом катетом \perp 6.

Шов слід прокласти по незамкненому зовнішньому контуру швелера.
Тоді

$$\tau_{36} = \frac{M}{2 \cdot W_z} = \frac{72,18}{2 \cdot 2,3 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 156,9 \text{ МПа} > [\tau],$$

де W_z - момент опору кутового шва, м^3 .

$$W_z = \frac{\mu \cdot k \cdot H^2}{6} + 2 \cdot \mu \cdot k \cdot B \cdot \frac{H}{2} = \frac{0,85 \cdot 0,006 \cdot 0,3^2}{6} + 2 \cdot 0,85 \cdot 0,006 \cdot 0,1 \cdot \frac{0,3}{2} = 2,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3,$$

$\mu = 0,85$ - для напіваавтоматичного зварювання;

$H = 0,3 \text{ м}$ - висота швелера;

$k = 0,006 \text{ м}$ - катет шва.

$$[\tau] = 0,6[\sigma] = 102 \text{ МПа}.$$

Шов не витримує навантаження.

Необхідно збільшити довжину шва до $h_{ш} = 0,6 \text{ м}$ за рахунок кутові накладки-косинця товщиною 10 мм.

Тоді центр згину шва

$$z = \frac{H \cdot \frac{H}{2} + BH + B \cdot \frac{k}{2} + h \cdot \frac{h}{2}}{H + B + B + h} = \frac{0,3 \cdot \frac{0,3}{2} + 0,1 \cdot 0,3 + 0,3 \cdot \frac{0,006}{2} + 0,6 \cdot \frac{0,6}{2}}{0,3 + 0,1 + 0,1 + 0,6} = 0,23 \text{ м}.$$

Момент інерції шва відносно осі $z - z$

$$J_z = \mu \cdot k \cdot \left[\frac{h^3}{12} + \frac{H^3}{12} + 2B \cdot \left(\frac{H}{2} \right)^2 + h \cdot \left(\frac{h}{2} - z \right)^2 + (H + 2B) \left(z - \frac{H}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,85 \cdot 0,006 \left[\frac{0,6^3}{12} + \frac{0,3^3}{12} + 2 \cdot 0,1 \cdot \left(\frac{0,3}{2} \right)^2 + 0,6 \left(\frac{0,6}{2} - 0,23 \right)^2 + (0,3 + 2 \cdot 0,1) \left(0,23 - \frac{0,3}{2} \right)^2 \right] = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент опору зварного шва

$$W_{z_1} = \frac{J_z}{z} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,23} = 6,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$W_{z_2} = \frac{J_z}{h - z} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,6 - 0,23} = 4,24 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Дотичні напруження в подовженому зварному шві

$$\tau_{\text{зв}1} = \frac{72,18}{2 \cdot 6,83 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 52,84 \text{ МПа} < [\tau];$$

$$\tau_{\text{зв}2} = \frac{72,18}{2 \cdot 4,24 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 85,12 \text{ МПа} < [\tau].$$

Зварний шов надійно працює.

Приклад 3.7. Спроекувати пряму підйомну стрілу для крана на гусеничному ході



Кран призначений до виконання будівельних, монтажних і ремонтних робіт в морському порту.

Основна робота – укладання бетонних блоків для укріплення морських берегів та порто-будівельні роботи.

3.7.1 Вихідні дані

Вантажопідйомність на вильоті $L_{\min} = 11,5\text{ м}$, $Q_{\max} = 80\text{ т}$.

Вантажопідйомність на вильоті $L_{\max} = 56\text{ м}$, $Q_{\min} = 15\text{ т}$.

Довжина стріли $L_c = 60\text{ м}$.

Довжина дерік-стріли $L_{dc} = 28\text{ м}$.

Швидкість підйому вантажу $V_n = 0,5 \frac{\text{м}}{\text{с}}$.

Швидкість обертання $n = 0,8 \frac{\text{об}}{\text{хв}}$.

Тиск вітру робочого стану $q_0 = 250\text{ Па}$.

Група режиму роботи А-4.

Наявність дерік-стріли.

Кратність зведеного підйомного поліспаду $i = 4$, $a = 2$.

Максимальна висота підйому гакової підвіски $H = 57\text{ м}$.

3.7.2 Вибір матеріалу

Для стріли, яка працює на відкритому повітрі з високою вологістю, в умовах підвищеного тиску морського вітру і клімату України, підійде сталь 09Г2С-12 ГОСТ 19282-73.

Таблиця 3.7.1 – Механічні характеристики сталі

Сталь	Механічні характеристики сталі			
	$\sigma_T, \text{МПа}$	$\sigma_s, \text{МПа}$	$R_{H_p}, \text{МПа}$	$R_{H_s}, \text{МПа}$
09Г2С-12 ГОСТ 19282-73	265-345	430-480	325	470

3.7.3 Вибір типу металоконструкції

Для кранів з підйомною стрілою досить великої довжини та вантажопідйомністю доцільніше взяти чотиригранну пряму стрілу з постійним поперечним перетином по всій довжині. Так як кран призначений для роботи в кліматичних зонах України, включаючи приморські, рекомендується використати сортамент труби для виготовлення елементів стріли. На основі аналізу існуючих конструкцій геометрична схема стріли представлена на рис. 3.7.1.

Задаємося генеральними розмірами стріли:

$d = 2\text{ м}$ - крок панелей;

$l_k = 5\text{ м}$ - довжина корньової частини стріли;

$L_c = 60\text{ м}$ - довжина стріли;

$a \times b = 2 \times 2\text{ м}$ - поперечний перетин стріли.

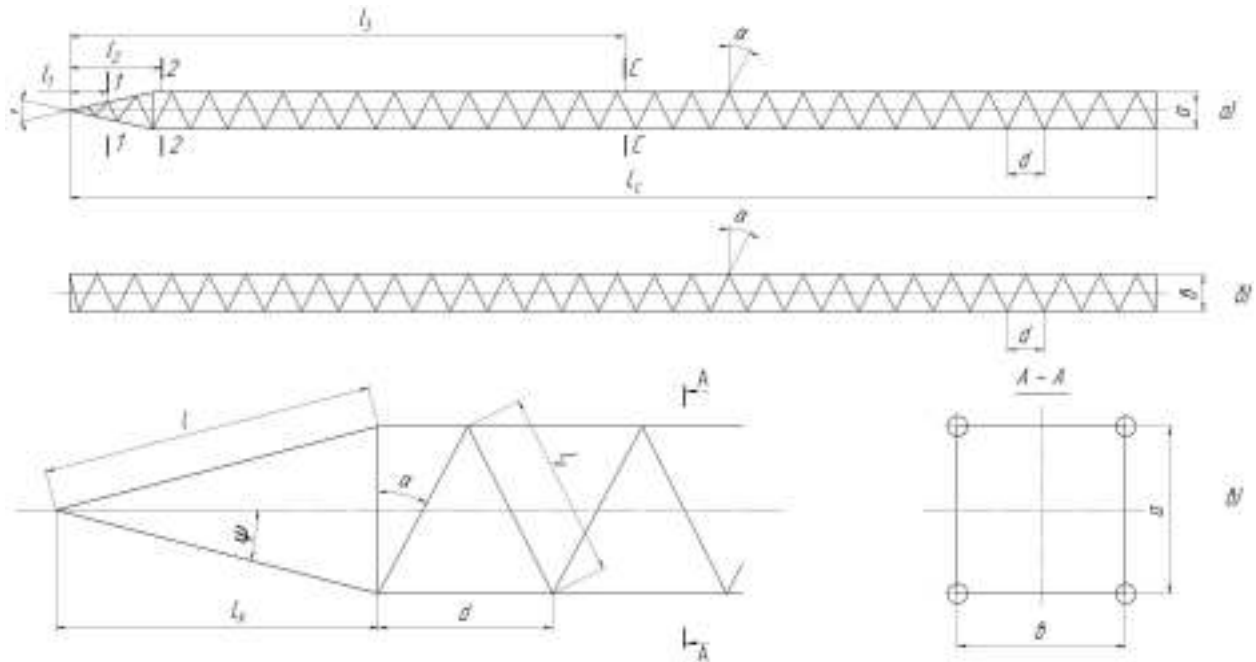
Розрахуємо основні кути та розміри стержнів стріли.

Кут нахилу розкосів

$$\alpha = \arctg \frac{d}{2 \cdot a} = \arctg \frac{2}{2 \cdot 2} = 26,56^\circ.$$

Кут звуження корньової частини стріли

$$\varphi = \arctg \frac{a}{2 \cdot l_k} = \frac{2}{2 \cdot 5} = 11,3^\circ.$$



а) в площині підвісу (вертикальна); б) горизонтальна; в) корньова частина

Рисунок 3.7.1 – Геометрична схема стріли

Довжина розкосів та скосу корньової частини вертикальної ферми

$$l_p = \frac{a}{\cos \alpha} = \frac{2}{0,894} = 2,24 \text{ м};$$

$$l = \frac{l_k}{\cos \varphi} = \frac{2}{0,98} = 5,1 \text{ м}.$$

Розміщення перетинів, в яких рекомендується визначати зусилля в стрижнях ферми стріли:

$$l_1 = 1,5 \text{ м};$$

$$l_2 = 5,5 \text{ м};$$

$$l_3 = 30,5 \text{ м};$$

$$l_4 = 0,5 \text{ м}.$$

Для роботи в портах краще підійде стріла, виконана із трубчастого сортаменту. Виходячи із аналізу аналогічних конструкцій, попередньо виберемо

для виготовлення поясів гарячекатану безшовну трубу 219x10, а для розкосів – трубу 68x7 ГОСТ 8732.

Таблиця 3.7.2 – Основні параметри обраних труб

Сортамент труб	Площа перетину $F, 10^{-3} \cdot \text{м}^2$	Радіус інерції $r, 10^{-2} \cdot \text{м}$	Момент інерції $J_x = J_y, 10^{-5} \cdot \text{м}^4$	Маса $m, \text{кг/м}$
219x10	6,57	7,4	3,598	51,54
68x7	1,34	2,17	0,063	10,53

3.7.4 Розрахункові випадки та комбінації навантажень

Стрілу слід розраховувати на найбільш небезпечні комбінації навантажень робочого стану.

Комбінація 1.1 Працює тільки механізм підйому.

Виліт вантажу мінімальний.

На стрілу діє власна вага, максимальна вага піднімаємого вантажу та вантажозахоплюючого пристрою з коефіцієнтом динамічності, тиск вітру здійснюється в площині підйому вантажу.

Комбінація 1.2. Працює тільки механізм підйому.

Виліт вантажу максимальний. На стрілу діє власна вага, мінімальна вага піднімаємого вантажу та вантажозахоплюючого пристрою з коефіцієнтом динамічності, тиск вітру здійснюється в площині підйому вантажу.

Комбінація 2.1. Працює механізм обертання стріли.

Виліт вантажу мінімальний. На стрілу у вертикальній площині діє власна вага, максимальна вага піднятого вантажу з вантажозахоплюючим пристроєм. В горизонтальній площині на стрілу діє тиск вітру із площини підйому вантажу, інерційні навантаження від роботи механізму обертання стріли з вантажем.

Комбінація 2.2. Працює механізм обертання стріли.

Виліт вантажу максимальний.

На стрілу у вертикальній площині діє власна вага, мінімальна вага вантажу з вантажозахоплюючим пристроєм.

В горизонтальній площині на стрілу діє тиск вітру із площини підвісу і інерційні навантаження від роботи механізму обертання.

3.7.5 Розрахункові схеми стріли

Просторову чотиригранну стрілу слід розбити на чотири плоских ферми, дві з яких вертикальні (головні), дві інші – горизонтальні (вітрові). Для розрахунку стрижнів треба скласти для плоских вертикальних та горизонтальних ферм окремі розрахункові схеми. У відповідності до рекомендованих комбінацій навантаження розрахункові схеми вертикальних ферм приведені на рис.3.7.2, а горизонтальних – на рис.3.7.3.

На схемі (рис.3.7.2) конструктивно вибрані наступні розміри:

$x = 3\text{ м}$ - відстань від осі обертання крана до корньового шарніра стріли;
 $h_0 = 2\text{ м}$ - висота розміщення корньового шарніра стріли від нульового рівня;
 $L_{oc} = 28\text{ м}$ - довжина дерік-стріли;
 $\varphi_0 = 45^\circ$ - кут розміщення дерік-стріли (розглядаємо як постійний).

Розрахункові геометричні параметри та кути нахилу стріли при мінімальному $L_1 = 11,5\text{ м}$ та максимальному $L_2 = 56\text{ м}$ вильотах визначаємо із рівняння

$$L = L_c \cdot \cos \varphi + \frac{a}{2} + \frac{D}{2}.$$

Звідки

$$\varphi_1 = \arccos\left(L_1 - \frac{a}{2} - \frac{D}{2}\right) \cdot \frac{1}{L_c} = \arccos\left(11,5 - \frac{2}{2} - \frac{0,8}{2}\right) \cdot \frac{1}{60} = 80,4^\circ;$$

$$\varphi_2 = \arccos\left(L_2 - \frac{a}{2} - \frac{D}{2}\right) \cdot \frac{1}{L_c} = \arccos\left(56 - \frac{2}{2} - \frac{0,8}{2}\right) \cdot \frac{1}{60} = 24,5^\circ,$$

де $D = 0,8\text{ м}$ - діаметр блока.

Кут нахилу стрілового поліспасти

$$\beta_1 = \arctg \frac{\left(L_c \cdot \sin \varphi_1 + \frac{a}{2} \cdot \cos \varphi_1\right) - L_{oc} \cdot \cos \varphi_0}{\left(L_c \cdot \cos \varphi_1 - \frac{a}{2} \cdot \sin \varphi_1\right) + L_{oc} \cdot \sin 45^\circ} =$$

$$= \arctg \frac{\left(60 \cdot \sin 80,4^\circ + \frac{2}{2} \cdot \cos 80,4^\circ\right) - 28 \cdot \cos 45^\circ}{\left(60 \cdot \cos 80,4^\circ - \frac{2}{2} \cdot \sin 80,4^\circ\right) + 28 \cdot \sin 45^\circ} = 53,89^\circ.$$

Із аналітичних розрахунків отримаємо $\beta_2 = 4,41^\circ$. Плечі дії сил в стріловому поліспасті відносно т.О (рис. 3.7.2) можна визначити наступним чином

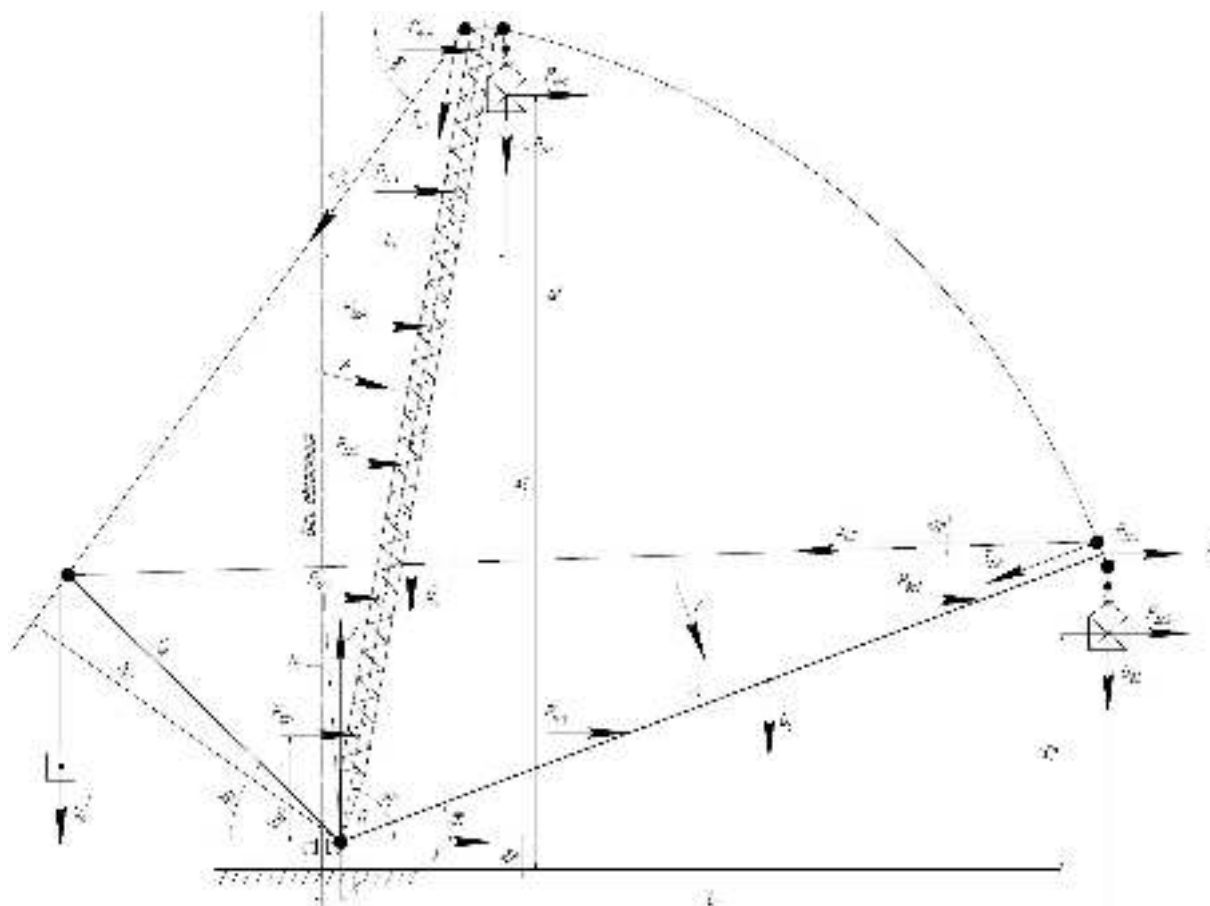
$$h_{c_1} = L_{oc} \cdot \sin[180^\circ - (\beta_1 + 45^\circ)] = 28 \cdot \sin 71,38^\circ = 27,66\text{ м};$$

$$h_{c_2} = L_{oc} \cdot \sin[\beta_2 + 45^\circ] = 28 \cdot \sin 49,41^\circ = 21,26\text{ м}.$$

На розрахункових схемах вказані слідуєчі зовнішні навантаження, які приведені до однієї пласкої вертикальної ферми (рис.3.7.2) і до горизонтальної ферми (рис.3.7.3):

$\psi(G_Q + G_n)$ - сила ваги вантажу і підвіски;

- G_c - власна вага половини стріли;
 S_n - сила в підйомному канаті;
 S_c - сила в стріловому поліспасті;
 $P_{вс}$ - тиск вітру на стрілу;
 $P_{вв}$ - тиск вітру на вантаж;
 P_{i_b} - сила інерції вантажу при повертанні крана;
 P_{i_c} - сила інерції стріли при повертанні крана.



а) при мінімальному вильоті L_1 ; б) при максимальному вильоті L_2 .

Рисунок 3.7.2 – Розрахункові схеми вертикальних ферм стріли (комбінації 1.1, 1.2)

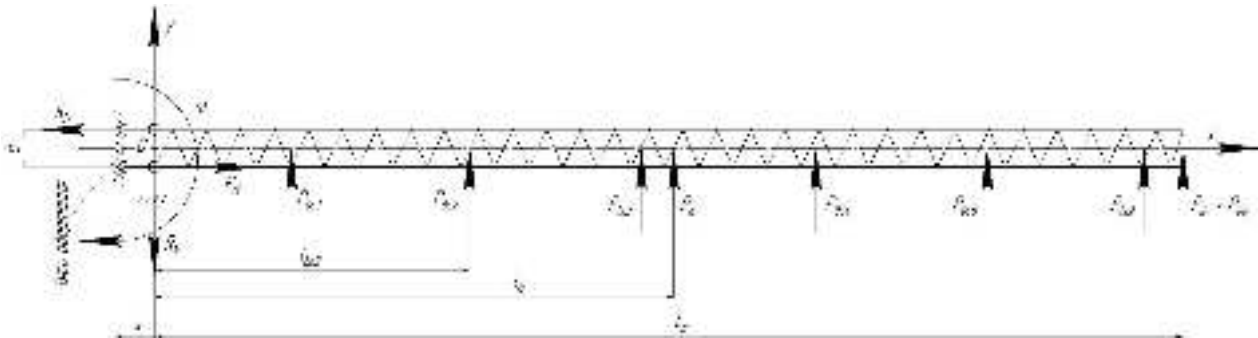


Рисунок 3.7.3 – Розрахункова схема горизонтальної ферми стріли
(комбінація 2.1)

3.7.6 Вибір зовнішніх навантажень

3.7.6.1 Розрахункові сили ваги вантажу і підвіски, віднесені до однієї пласкої ферми для комбінації 1.1

$$G_Q + G_n = \frac{1}{2} \psi \cdot (Q_1 \cdot g \cdot k_1 + 0,02 \cdot Q_1 \cdot g \cdot k_2) = \frac{1}{2} \cdot 1,175 \cdot (80 \cdot 9,8 \cdot 1,2 + 0,02 \cdot 80 \cdot 9,8 \cdot 1,1) = 562,85 \text{ кН},$$

де $k_1 = 1,2$ - коефіцієнт перевантаження вантажу;

$k_2 = 1,1$ - коефіцієнт перевантаження ваги підвіски;

$\psi = 1,175$ - динамічний коефіцієнт при $V_n = 0,5 \frac{M}{c}$.

Відповідно, для інших комбінацій розрахункові сили ваги вантажу і підвіски, віднесені до однієї пласкої ферми дорівнюють

Комбінації	Сили $G_Q + G_n$, кН
1.2	113,77
2.1	479,03
2.2	96,83

3.7.6.2 Сила в підйомному канаті буде діяти на одну пласку вертикальну ферму, так як підйомний поліспаст – здвоєний Для різних комбінацій

Комбінації	Сили S_n , кН
1.1	$S_n = \frac{2 \cdot (G_Q + G_n)}{a \cdot i \cdot \eta} = \frac{2 \cdot 562,85}{2 \cdot 4 \cdot 0,96} = 146,6 \text{ кН}$
1.2	$S_n = 29,63 \text{ кН}$
2.1	$S_n = 124,75 \text{ кН}$
2.2	$S_n = 25,21 \text{ кН}$

3.7.6.3 Силу власної ваги половини стріли слід підібрати, враховуючи конструкції провідних світових фірм і попередні розрахунки трубчастих конструкцій

Прогінна маса стріли складатиме $m_c = 0,485 \frac{m}{м}$. А прогінна розрахункова вага стріли, віднесена до однієї пласкої вертикальної ферми, дорівнює

$$q_c = \frac{1}{2} k_1 \cdot m_c \cdot g = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot 0,485 \cdot 9,8 = 2,62 \frac{кН}{м}$$

Власна вага половини стріли складає

$$G_{cm} = q_c \cdot L_c = 2,62 \cdot 60 = 157,2кН.$$

3.7.6.4 Інерційні навантаження. Вони виникають при роботі механізму обертання крана

Приймаємо час розгону механізму обертання крана $t_0 = 5с$.

Кутова швидкість при обертанні крана

$$\omega = \frac{\pi \cdot n}{30} = \frac{3,14 \cdot 0,8}{30} = 0,084 \frac{1}{с}$$

Сили інерції стріли рахуємо, як для маси всієї стріли розміщеної в середині стріли, і приводимо до однієї пласкої горизонтальної ферми.

А сила інерції вантажу, як для маси вантажу, зосередженої на вильоті стріли, і приводимо до однієї пласкої горизонтальної ферми. Сили інерції діють при комбінаціях навантажень 2.1 і 2.2.

Комбінація 2.1

$$P_{i_c} = \frac{G_c \cdot \omega}{g \cdot t_0} \cdot (x + 0,5 \cdot L_c \cdot \cos \varphi_1) = \frac{157,2 \cdot 0,084}{9,8 \cdot 5} \cdot (3 + 0,5 \cdot 60 \cdot 0,167) = 2,15кН;$$

$$P_{i_n} = \frac{(G_{Q_1} + G_n) \cdot \omega}{g \cdot t_0} \cdot (x + L_c \cdot \cos \varphi_1) = \frac{479,025 \cdot 0,084}{9,8 \cdot 5} \cdot (3 + 60 \cdot 0,167) = 10,68кН.$$

Комбінація 2.2

$$P_{i_c} = \frac{G_c \cdot \omega}{g \cdot t_0} \cdot (x + 0,5 \cdot L_c \cdot \cos \varphi_2) = \frac{157,2 \cdot 0,084}{9,8 \cdot 5} \cdot (3 + 0,5 \cdot 60 \cdot 0,899) = 8,06кН;$$

$$P_{i_n} = \frac{(G_{Q_2} + G_n) \cdot \omega}{g \cdot t_0} \cdot (x + L_c \cdot \cos \varphi_2) = \frac{96,82 \cdot 0,084}{9,8 \cdot 5} \cdot (3 + 60 \cdot 0,899) = 9,45кН.$$

3.7.6.5 Вітрові навантаження

Вітрові навантаження робочого стану діють на стрілу та піднятий вантаж згідно з комбінаціями навантажень в площині та із площини підвісу.

Тиск вітру на вантаж в загальному виді дорівнює

$$P_{\text{вв}} = q \cdot k \cdot c_x \cdot n \cdot A_{\text{в}},$$

де $q = 250 \text{ Па}$ - нормативний питомий тиск вітру робочого стану в прибережних районах на висоті 10 м;

k - висотний коефіцієнт;

$c_x = 1,2$ - приймаємий аеродинамічний коефіцієнт для вантажів;

$n = 1$ - коефіцієнт перевантаження по вітру;

$A_{\text{в}}$ - навітряна площа вантажу, м^2 .

Висота підйому вантажу при мінімальному вильоті $H_{\text{в}_1} = 51,5 \text{ м}$, а при максимальному - $H_{\text{в}_2} = 19 \text{ м}$.

Відповідно, висотні коефіцієнти будуть дорівнювати $k_1 = 1,55$; $k_2 = 1,125$ (табл.Д.22.2).

В залежності від величини (табл.) вантажопідйомності навітряні площі вантажу дорівнюють $A_{\text{в}_1} = 32 \text{ м}^2$, $A_{\text{в}_2} = 13,4 \text{ м}^2$.

Тоді сила вітрового тиску на вантаж, приведена до пласкої ферми, дорівнює

$$P_{\text{вв}_1} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot k_1 \cdot c_{x\text{в}} \cdot n \cdot A_{\text{в}_1} = \frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 1,55 \cdot 1 \cdot 32 = 7,44 \text{ кН},$$

$$P_{\text{вв}_2} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot k_2 \cdot c_{x\text{в}} \cdot n \cdot A_{\text{в}_2} = \frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 1,125 \cdot 1 \cdot 13,4 = 2,26 \text{ кН}.$$

Силу тиску вітру на металоконструкцію стріли можна розглядати як розподілені тиски на висонті вітрові зони (рис.3.7.4).

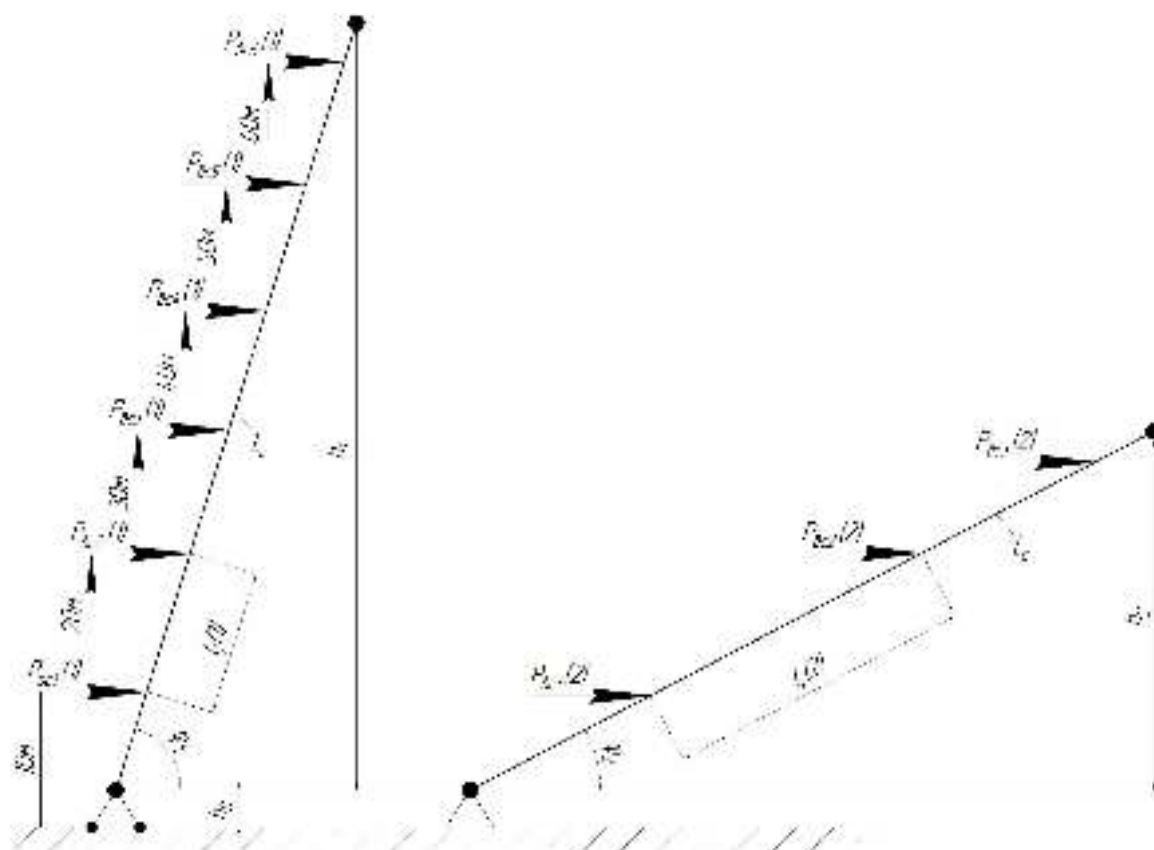


Рисунок 3.7.4 – Схема розміщення висотних вітрових зон стріли

На схемах (рис.3.7.4) вказано наступні розміри

$$h_1 = L_c \cdot \sin \varphi_1 = 60 \cdot 0,986 = 59,16 \text{ м}$$

$$h_2 = L_c \cdot \sin \varphi_2 = 60 \cdot 0,415 = 24,9 \text{ м}$$

$$l_{1(1)} = 8 / \sin \varphi_1 = 8 / 0,986 = 8,11 \text{ м}$$

$$l_{2,3,4,5(1)} = 10 / \sin \varphi_1 = 10 / 0,986 = 10,14 \text{ м}$$

$$l_{6(1)} = 11,16 / \sin \varphi_1 = 11,16 / 0,986 = 11,32 \text{ м}$$

$$l_{1(2)} = 8 / \sin \varphi_2 = 10$$

$$l_{2(2)} = 10 / \sin \varphi_2 = 10 / 0,415 = 24,10 \text{ м}$$

$$l_{3(2)} = 6,9 / \sin \varphi_2 = 6,9 / 0,415 = 16,63 \text{ м}$$

Тиск вітру робочого стану на кожен висотну зону стріли (рис.3.7.4) можна визначити по рівнянню

$$P_{w(i)} = q_0 \cdot k_i \cdot C_x \cdot n \cdot A_i,$$

де k_i - висотний коефіцієнт (табл.Д.22.2);

C_x - аеродинамічний коефіцієнт;

$n_x = 1$ - коефіцієнт перевантажень по вітру;

A_i - розрахункова навітряна площа i -тої висотної зони стріли, м².

Розрахункову площу A_i можна визначити по рівнянню

$$A_i = F_i \cdot \varphi,$$

де F_i - навітряна площа i -тої висотної зони стріли, $F_i = l_i \cdot e$ (табл.3.7.3);
 $\varphi = 0,333$ - коефіцієнт заповнення ферми з труб.

Таблиця 3.7.3 – Розрахункові навітряні площі стріли по висотним зонам

№ зони	комбінації навантажень											
	1.1			1.2			2.1			2.2		
	$l, \text{ м}$	$F, \text{ м}^2$	$A, \text{ м}^2$	$l, \text{ м}$	$F, \text{ м}^2$	$A, \text{ м}^2$	$l, \text{ м}$	$F, \text{ м}^2$	$A, \text{ м}^2$	$l, \text{ м}$	$F, \text{ м}^2$	$A, \text{ м}^2$
1	8,11	16,23	5,4	19,28	38,55	12,84	8,11	11,2	3,73	19,28	33,54	11,17
2	10,14	20,28	6,75	24,10	48,19	16,05	10,14	20,28	6,75	24,1	48,19	16,05
3	10,14	20,28	6,75	16,63	33,25	11,07	10,14	20,28	6,75	16,63	33,25	11,07
4	10,14	20,28	6,75				10,14	20,28	6,75			
5	10,14	20,28	6,75				10,14	20,28	6,75			
6	11,32	22,64	7,54				11,32	22,64	7,54			

Згідно з ГОСТ 1451 аеродинамічний коефіцієнт $c_x = 1,64$ для чотиригранних трубчастих ферм із співвідношенням $\frac{a}{e} = 1$ при перпендикулярному тиску вітру.

При вітрі вздовж підвісу вантажу коефіцієнт c_x залежить від кута нахилу стріли і вираховується за формулою

$$c_{x(\varphi)} = c_x [\bar{c}_{x_0} + (1 - \bar{c}_{x_0}) \cdot \sin^3 \varphi] + \Delta c_{x(\varphi)},$$

$$\text{де } \bar{c}_{x_0} = \frac{1}{2}(1 + \lambda) \cdot \bar{c}_{x_{екв.}} \cdot \frac{c_{x_{кв.}}}{c_x} = \frac{1}{2}(1 + 1) \cdot 0,119 \cdot \frac{1,64}{1,64} = 0,119;$$

$$\lambda = \frac{e}{a} = 1 - \text{співвідношення сторін перетину стріли};$$

$$\bar{c}_{x_{екв.}} = \bar{c}_{x_0} = 0,119 - \text{для ферми з квадратним перетином};$$

$$\Delta c_{x(\varphi)} = 0,7 \cdot c_x \cdot \frac{A_p}{A} \cdot \sin^2 \cdot 2\varphi;$$

$\frac{A_p}{A} = 0,339$ - співвідношення площі розкосів до сумарної площі поясів та розкосів.

Результати розрахунків аеродинамічного коефіцієнту $c_{x(\varphi)}$ зведені до табл.3.7.4, а сили вітрового тиску $P_{вс_i}$ віднесені до пласкої ферми стріли, до табл.3.7.5.

Таблиця 3.7.4 – Аеродинамічні коефіцієнти для ферм

Розрахункові параметри	Комбінації навантажень			
	1.1	1.2	2.1	2.2
$\Delta c_{x(\varphi)}$	0,042	0,262		
$c_{x(\varphi)}$	1,623	0,557	1,64	1,64

Таблиця 3.7.5 – Сили вітрового тиску $P_{вс_i}$ на висотні зони, віднесені до пласкої ферми стріли

№ висотної зони	Висотний коефіцієнт k	Сила тиску при комбінації навантажень, кН			
		1.1	1.2	2.1	2.2
1	1	1,095	0,894	0,765	2,289
2	1,25	1,71	1,397	1,729	4,113
3	1,4	1,917	1,079	1,937	3,177
4	1,55	2,12		2,144	
5	1,65	2,258		2,283	
6	1,75	2,39		2,705	

3.7.7 Визначення зусиль в стрижнях ферми стріли

Розбиваємо просторову чотиригранну ферму стріли на пласкі, розрахувати які простіше. Умовно будемо вважати ферми, які лежать в площині підвісу вантажу, – вертикальними, а пласкі ферми, що розміщені із площини підвісу, – горизонтальними. Тобто застосуємо метод розбивання просторових ферм на пласкі з відповідним приведенням зовнішніх навантажень стріли.

Спочатку треба визначити реакції опор вертикальної пласкої ферми, для чого слід скласти два рівняння статички згідно розрахункової схеми (рис. 3.7.2)

$$\begin{cases} \sum X = R_H + \sum P_{вс_i} - S_c \cdot \cos \beta - S_n \cdot \cos \varphi + P_{e_Q} = 0 \\ \sum Y = R_V - G_Q - S_c \cdot \sin \beta - S_n \cdot \sin \varphi - G_c = 0. \end{cases}$$

Звідкіля визначаємо реакції опор вертикальної пласкої ферми

$$R_H = S_c \cdot \cos \beta + S_n \cdot \cos \varphi - \sum P_{вс_i} - P_{e_Q},$$

$$R_V = G_Q + S_c \cdot \sin \beta + G_c + S_n \cdot \sin \varphi.$$

Використовуючи значення зовнішніх навантажень, можна визначити реакції R_H і R_V в опорі плоскої вертикальної ферми для різних комбінацій.

Для горизонтальної плоскої ферми (рис.3.7.4) реакції опор визначаємо із рівняння статики

$$\begin{cases} \sum Y = -R_V + \sum P_{ec_i} + P_{ic} + P_{eQ} + P_{iQ} = 0 \\ \sum M_0 = R_{H0} - \sum P_{ec_i} \cdot h_i - P_{ic} \cdot \frac{L_c}{2} - (P_{eQ} + P_{iQ}) \cdot L_c = 0. \end{cases}$$

Звідкіля

$$R_V = \sum P_{ec_i} + P_{ic} + P_{eQ} + P_{iQ}$$

$$R_H = \frac{1}{6} \left[\sum P_{ec_i} \cdot h_i + P_{ic} \cdot \frac{L_c}{2} + (P_{eQ} + P_{iQ}) \cdot L_c \right].$$

Розрахункові величини R_H і R_V для вертикальної та горизонтальної ферм зведені до таблиці 3.7.6

Виліт вантажу та кут нахилу стріли змінюється стріловим поліспастом.

Для визначення зусиль в стріловому поліспасті необхідно скласти рівняння суми моментів всіх сил відносно точки О (рис.3.7.2).

В загальному вигляді рівняння рівноваги плоскої ферми виглядає наступним чином

$$\sum M_0 = \sum_{i=1}^n P_{ec_i} \cdot h_{ec_i} + G_Q \cdot L + G_c \cdot \frac{L_c}{2} \cdot \cos \varphi - S_c \cdot h_c - S_n \cdot \left(\frac{a}{2} + D \right) + P_{es} \cdot h_s = 0.$$

Звідки визначимо S_c

$$S_c = \left[\sum P_{ec_i} \cdot h_{ec_i} + G_Q \cdot L + G_c \cdot \frac{L_c}{2} \cdot \cos \varphi - S_n \cdot \left(\frac{a}{2} + D \right) + P_{es} \cdot h_s \right] \cdot \frac{1}{h_c}.$$

Розрахункові значення зусиль в стріловому поліспасті, віднесених до вертикальної плоскої ферми, для різних комбінацій навантажень зведені до табл.3.7.6.

Таблиця 3.7.6 – Реакції опор та зусилля в стріловому поліспасти плоских ферм

Реакції	Значення реакцій опор при комбінаціях, кН					
	1.1	1.2	2.1		2.2	
	вертикальні	вертикальні	вертикальні	горизонтальні	вертикальні	горизонтальні
R_H	171,35	525,02	150,13	798,86	476,32	680,12
R_V	1091,97	244,22	936,6	31,85	229,46	29,35
S_c	281,43	505,21	219,51		454,75	

Для визначення зусиль в стрижнях плоскої вертикальної ферми, що попали в перетин 1-1, використаємо метод вирізання вузлів, а для стрижнів, які попали в перетини 2-2, 3-3, 4-4 (рис.3.7.1а) – метод наскрізних перетинів.

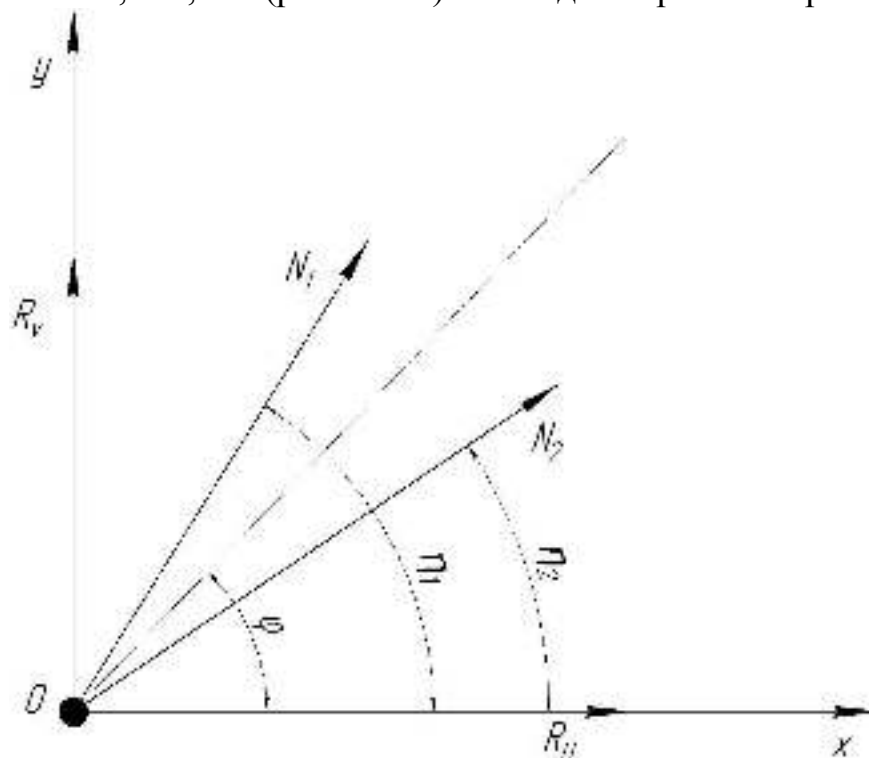


Рисунок 3.7.5 – Вузол корньовий частини вертикальної плоскої ферми

Складемо рівняння статички для вирізаного вузла (рис.3.7.5)

$$\begin{cases} \sum X = N_1 \cdot \cos \eta_1 + N_2 \cdot \cos \eta_2 + R_H = 0 \\ \sum Y = N_1 \cdot \sin \eta_1 + N_2 \cdot \sin \eta_2 + R_V = 0. \end{cases}$$

Звідки зусилля в поясних стрижнях дорівнюють

$$N_1 = \frac{-R_H - N_2 \cdot \cos \eta_2}{\cos \eta_1},$$

$$N_2 = \frac{R_V - R_H \cdot \operatorname{tg} \eta_1}{\cos \eta_2 \cdot \operatorname{tg} \eta_1 - \sin \eta_1}.$$

Для визначення зусиль в стрижнях плоских вертикальних ферм слід спочатку визначити плечі прикладання цих сил та кути розміщення сил і плечей. Так, згідно з рис.3.7.5 кути розміщення сил N_1 та N_2 дорівнюють, відповідно,

$$\eta_1 = \varphi + \psi \quad \text{та} \quad \eta_2 = \varphi - \psi.$$

Частина ферми, що знаходиться ліворуч від перетину 2-2, зображена на рис.3.7.6

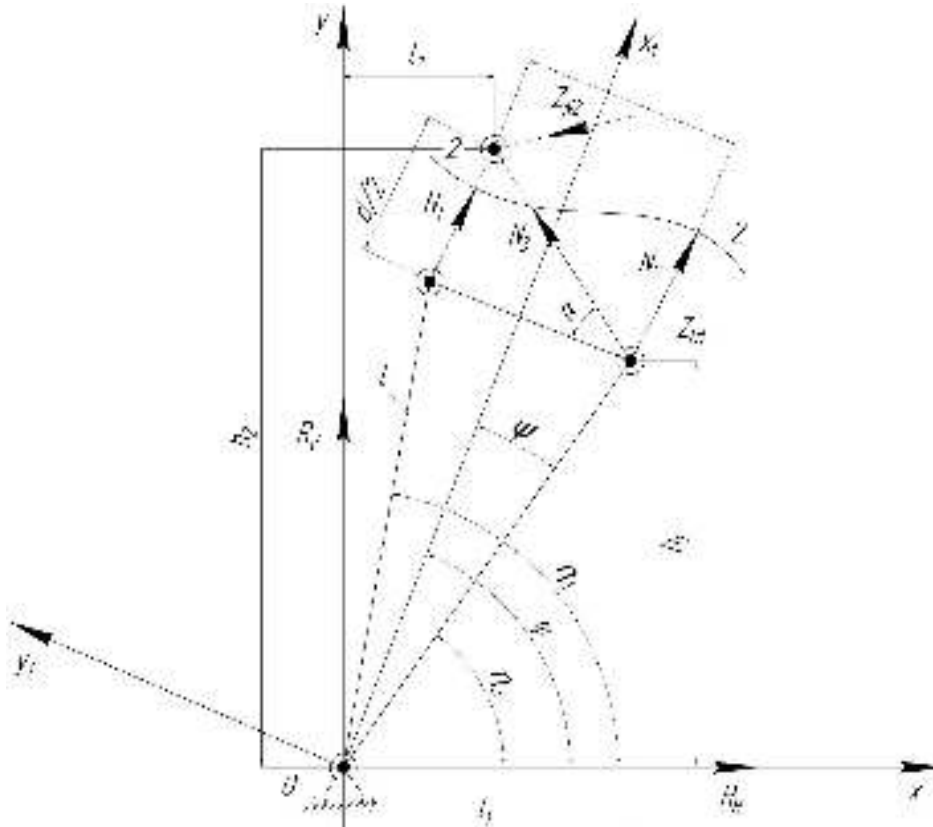


Рисунок 3.7.6 – Схема лівої частини вертикальної ферми від перетину 2-2

Зусилля в поясах N_1 та N_2 можна визначити через суми моментів всіх сил відносно точок Рітера r_{N_1} , r_{N_2} , а силу N_3 в розкосі ферми зручно визначити через суму проекцій всіх сил на вісь Y_1 .

$$\begin{cases} \sum M_{r_{N_1}} = N_1 \cdot a + R_V \cdot l_1 - R_H \cdot h_1 = 0 \\ \sum M_{r_{N_2}} = -N_2 \cdot a + R_V \cdot l_2 - R_H \cdot h_2 = 0. \end{cases}$$

Звідки можна визначити N_1 та N_2

$$N_1 = \frac{R_H \cdot h_1 - R_V \cdot l_1}{a},$$

$$N_2 = \frac{R_V \cdot l_2 - R_H \cdot h_2}{a}.$$

Зусилля в розкосі N_2 зручно визначити із рівняння суми проєкцій всіх сил на вісь Y_1

$$\sum Y_1 = N_2 \cdot \cos \alpha + R_V \cdot \cos \varphi - R_H \cdot \sin \varphi = 0.$$

Тоді

$$N_2 = \frac{R_H \cdot \sin \varphi - R_V \cdot \cos \varphi}{\cos \alpha}.$$

Розрахункова частина пласкої вертикальної ферми, що знаходиться ліворуч від перетину 3-3, приведена на рис.3.7.7. Зусилля в поясах N_1 та N_2 слід визначити із суми моментів всіх сил відносно відповідних точок Рітера.

$$\begin{cases} \sum M_{r_{N_1}} = N_1 \cdot a + R_V \cdot l_1 - R_H \cdot h_1 - P_{ec_1}(h_1 - h_{c_1}) - P_{ec_2}(h_1 - h_{c_2}) - P_{ec_3}(h_1 - h_{c_3}) - G_c \cdot l'_1 = 0 \\ \sum M_{r_{N_2}} = -N_2 \cdot a + R_V \cdot l_2 - R_H \cdot h_2 - P_{ec_1}(h_2 - h_{c_1}) - P_{ec_2}(h_2 - h_{c_2}) - P_{ec_3}(h_2 - h_{c_3}) + G_c \cdot l'_2 = 0 \end{cases}$$

Звідки можна визначити N_1 та N_2

$$N_1 = \frac{1}{a} \cdot [R_H \cdot h_1 - R_V \cdot l_1 + P_{ec_1}(h_1 - h_{c_1}) + P_{ec_2}(h_1 - h_{c_2}) + P_{ec_3}(h_1 - h_{c_3}) + G_c \cdot l'_1]$$

$$N_2 = \frac{1}{a} \cdot [R_V \cdot l_2 - R_H \cdot h_2 - P_{ec_1}(h_2 - h_{c_1}) - P_{ec_2}(h_2 - h_{c_2}) - P_{ec_3}(h_2 - h_{c_3}) + G_c \cdot l'_2]$$

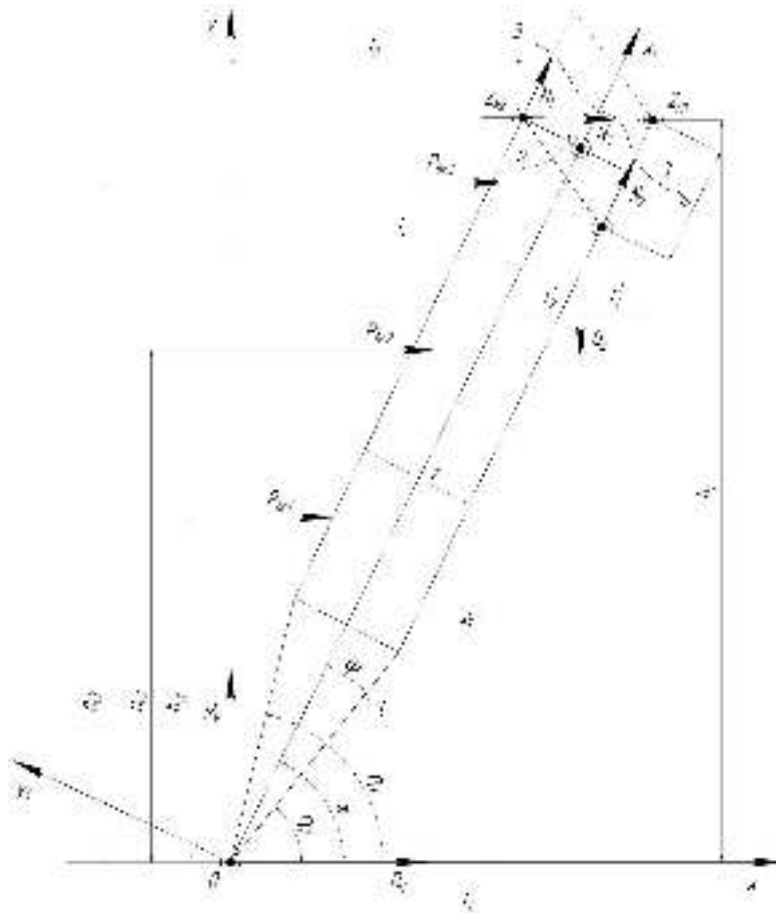


Рисунок 3.7.7 – Схема лівої частини вертикальної ферми від перетину 3-3

Зусилля в розкосі N_3 слід визначити із рівняння проєкцій всіх сил на вісь Y_1

$$\sum Y_1 = R_V \cdot \cos \varphi - R_H \cdot \sin \varphi - (P_{wc1} + P_{wc2} + P_{wc3}) \cdot \sin \varphi - G_c \cdot \cos \varphi - N_3 \cdot \cos \alpha = 0.$$

Звідки

$$N_3 = \frac{1}{\cos \alpha} \left[R_V \cdot \cos \varphi - R_H \cdot \sin \varphi - (P_{wc1} + P_{wc2} + P_{wc3}) \cdot \sin \varphi - G_c \cdot \cos \varphi \right]$$

Для визначення зусиль, що попали в перетин 4-4, зручніше розглядати рівновагу правої частини ферми (рис. 3.7.8).

Тоді рівняння сум моментів сил відносно точок Рітера матимуть наступний вигляд

$$\begin{cases} \sum M_{r_{N1}} = G_Q \cdot \left(\frac{d}{2} \cdot \cos \varphi + \frac{D}{2} \cdot \sin \varphi \right) + P_{ee} \cdot \left(\frac{d}{2} \cdot \sin \varphi - \frac{D}{2} \cdot \cos \varphi \right) - N_1 \cdot a - S_c \cdot l_p \cdot \cos \gamma - S_n \cdot (a + D) = 0 \\ \sum M_{r_{N2}} = G_Q \cdot \left(a + \frac{D}{2} \right) \cdot \sin \varphi + N_2 \cdot a - P_{ee} \cdot \left(a + \frac{D}{2} \right) \cdot \cos \varphi - S_n \cdot D = 0. \end{cases}$$

Сума проєкцій всіх сил на вісь Y_1 дорівнює

$$Y_1 = S_c \cdot \cos \delta - P_{\text{вв}} \cdot \sin \varphi - G_Q \cdot \cos \varphi - N_3 \cdot \cos \alpha = 0.$$

З попередніх рівнянь можна визначити сили N_1 , N_2 , N_3 для перетину ферми 4-4

$$N_1 = \frac{1}{a} \left[-G_Q \cdot \left(\frac{d}{2} \cdot \cos \varphi + \frac{D}{2} \cdot \sin \varphi \right) + P_{\text{вв}} \cdot \left(\frac{d}{2} \cdot \sin \varphi - \frac{D}{2} \cdot \cos \varphi \right) - S_c \cdot l_p \cdot \cos \gamma - S_n \cdot (a + D) \right],$$

$$N_2 = \frac{1}{a} \cdot \left[-G_Q \cdot \left(a + \frac{D}{2} \right) \cdot \sin \varphi + P_{\text{вв}} \cdot \left(a + \frac{D}{2} \right) \cdot \cos \varphi + S_n \cdot D \right],$$

$$N_3 = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot (S_c \cdot \cos \delta - P_{\text{вв}} \cdot \sin \varphi - G_Q \cdot \cos \varphi).$$

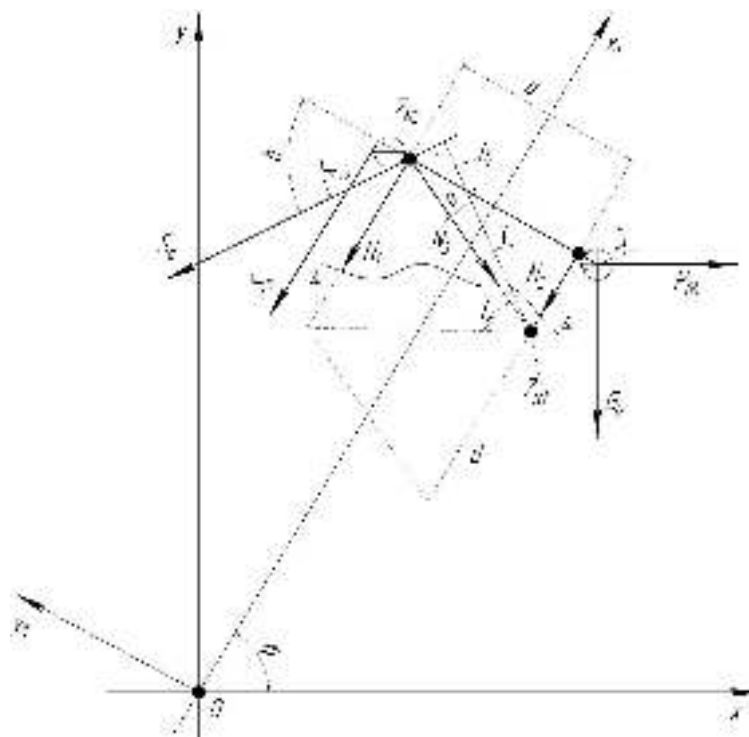


Рисунок 3.7.8 – Схема головної частини вертикальної ферми

Всі плечі l_i та h_i прикладання сил визначаються по аналогії з визначенням l_2 та h_2 (рис.3.7.7) для перетину 3-3 плоскої вертикальної ферми (рис.3.7.1а)

$$l_2 = l \cdot \cos \eta_2 + 13 \cdot d \cdot \cos \varphi_1 = 5,1 \cdot \cos 69,1^\circ + 13 \cdot 2 \cdot \cos 80,4^\circ = 6,17 \text{ м},$$

$$h_2 = l \cdot \sin \eta_2 + 13 \cdot d \cdot \sin \varphi_1 = 5,1 \cdot \sin 69,1^\circ + 13 \cdot 2 \cdot \sin 80,4^\circ = 30,4 \text{ м}.$$

Для головної частини ферми (рис. 3.7.8) плечі прикладання сил та кути їх розміщення слід визначати по наступним залежностям

$$\delta = 90^\circ - \varphi - \beta;$$

$$\gamma = 90^\circ - \delta - \alpha;$$

$$h_c = l_p \cdot \cos \gamma.$$

Плечі прикладання сил та кути їх розміщення для вертикальної ферми при різних комбінаціях зовнішніх навантажень зведені до табл. 3.7.7.

Таблиця 3.7.7 – Плечі прикладання сил та кути їх розміщення

Перетини ферми	Плечі прикладання сил, м					Кути розміщення, град			
	l_1	l_2	h_1	h_2	h_c	δ	γ	η_1	η_2
Комбінації навантажень 1-1, 2-1									
1-1								91,7	69,1
2-2	1,83	0,024	4,76	6,08				91,7	69,1
3-3	6,17	4,15	30,39	30,72				91,7	69,1
4-4					2,234	63,59	0,14		
Комбінації навантажень 1-2, 2-2									
1-1								35,8	13,2
2-2	4,97	5,05	1,16	3,39				35,8	13,2
3-3	28,63	26,89	11,82	13,23				35,8	13,2
4-4					2,238	28,91	2,35		

Зусилля в стрижнях плоскої горизонтальної ферми визначаються в кожному перетині за методом наскрізних перетинів за допомогою трьох рівнянь статики. Наприклад, для перетину 3-3 (рис.3.7.9) рівняння статики виглядають таким чином (комбінація навантажень 2.1).

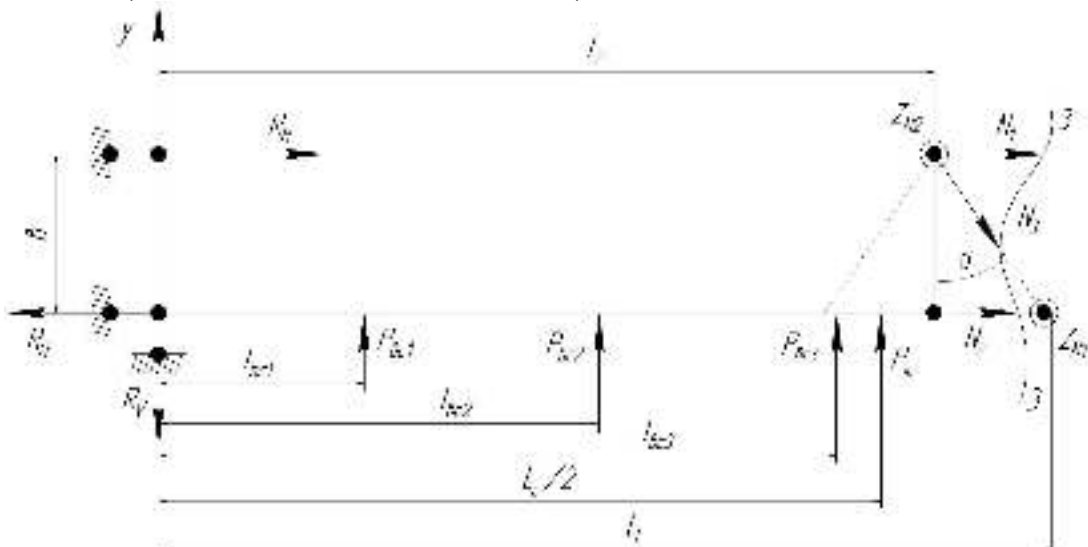


Рисунок 3.7.9 – Схема лівої частини горизонтальної ферми від перетину 3-3

$$\begin{cases} \sum M_{r_{N_1}} = R_H \cdot e - R_V \cdot l_1 + N_1 \cdot e + P_{ec_1} \cdot (l_1 - l_{ec_1}) + P_{ec_2} \cdot (l_1 - l_{ec_2}) + P_{ec_3} \cdot (l_1 - l_{ec_3}) + P_{ic} \cdot \left(l_1 - \frac{L_c}{2} \right) = 0 \\ \sum M_{r_{N_2}} = R_H \cdot e - R_V \cdot l_2 - N_2 \cdot e + P_{ec_1} \cdot (l_2 - l_{ec_1}) + P_{ec_2} \cdot (l_2 - l_{ec_2}) + P_{ec_3} \cdot (l_2 - l_{ec_3}) + P_{ic} \cdot \left(l_2 - \frac{L_c}{2} \right) = 0 \\ \sum Y = -R_V + P_{ec_1} + P_{ec_2} + P_{ec_3} + P_{ic} - N_3 \cdot \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

З отриманих рівнянь статички легко визначити сили N_1 , N_2 , N_3 . Таким же чином для перетинів 1-1, 2-2, 4-4 визначаються зусилля в стрижнях горизонтальної ферми стріли.

Числові значення зусиль, визначених рекомендованим способом, для стрижнів пласкої вертикальної та горизонтальної ферм в різних перетинах стріли і при різних комбінаціях зовнішніх навантажень зведені в табл.3.7.8.

Таблиця 3.7.8 – Розрахункові зусилля в стрижнях пласких ферм

Стрижні	Перетини	Зусилля в стрижнях при комбінаціях навантажень, кН					
		1.1	1.2	2.1	2.2	2.1*	2.2*
		Вертикальна ферма				Горизонтальна ферма	
N_1	1-1	-597,33	-307,86	-504,68	-299,33	∓ 798,86	∓ 680,12
	2-2	-589,33	-302,37	-497,8	-293,94	∓ 719,23	∓ 606,75
	3-3	-646,6	-297,37	-513,57	-374,66	∓ 328,57	∓ 242,32
	4-4	-358,97	-545,66	-286,01	-492,17	∓ 9,06	∓ 7,44
N_2	1-1	-525,35	-282,69	-458,83	-239,79	± 798,86	± 680,12
	2-2	-507,46	-273,25	-467,33	-227,98	± 703,31	± 592,07
	3-3	-307,31	-159,57	-269,55	-33,54	± 341,21	± 251,88
	4-4	-605,85	-41,65	-516,87	-37,55	0	0
N_3	2-2	-14,98	-7,8	-9,36	-15,1	∓ 35,59	∓ 32,79
	3-3	-19,56	-152,43	-19,97	-144,74	∓ 28,23	∓ 32,4
	4-4	+26,72	+155,94	+19,75	+146,97	± 20,25	± 16,35

* Верхній знак при зусиллях в стрижнях горизонтальної ферми відповідає приведеній на рис.3.7.3 схемі завантаження, нижній – схемі з протилежними зовнішніми силами, що відповідає зміні напрямку повертання стріли та дії вітру.

Для подальших розрахунків необхідно знати проекції зовнішніх навантажень на поздовжню і поперечну осі недеформованої стріли.

Проекції слід вирахувати по наступним рівнянням.

Проекція сили в стріловому поліспасті

$$S'_c = 2 \cdot S_c \cdot \cos(\varphi - \beta).$$

Проекція сили в підйомному канаті

$$S'_n = 2 \cdot S_n.$$

Проекція сили ваги піднятого вантажу

$$S'_Q = 2 \cdot G_Q \cdot \sin \varphi.$$

Таблиця 3.7.9 – Проекція зовнішніх сил на вісь стріли

Проекції сил	Значення проєкцій сил при комбінаціях навантажень, кН			
	1.1	1.2	2.1	2.2
S'_c	503,76	948,78	392,92	854,02
S'_Q	1109,94	93,29	944,65	79,39
S'_n	293,2	59,26	249,5	50,42
S	2210,58	1155,84	1897,12	1055,04
Q	26,82	13,94	16,76	27,02

Реакції в опорах пласкої ферми можна спроектувати на поздовжню X і поперечну Y осі стріли (рис.3.7.10) по рівнянню

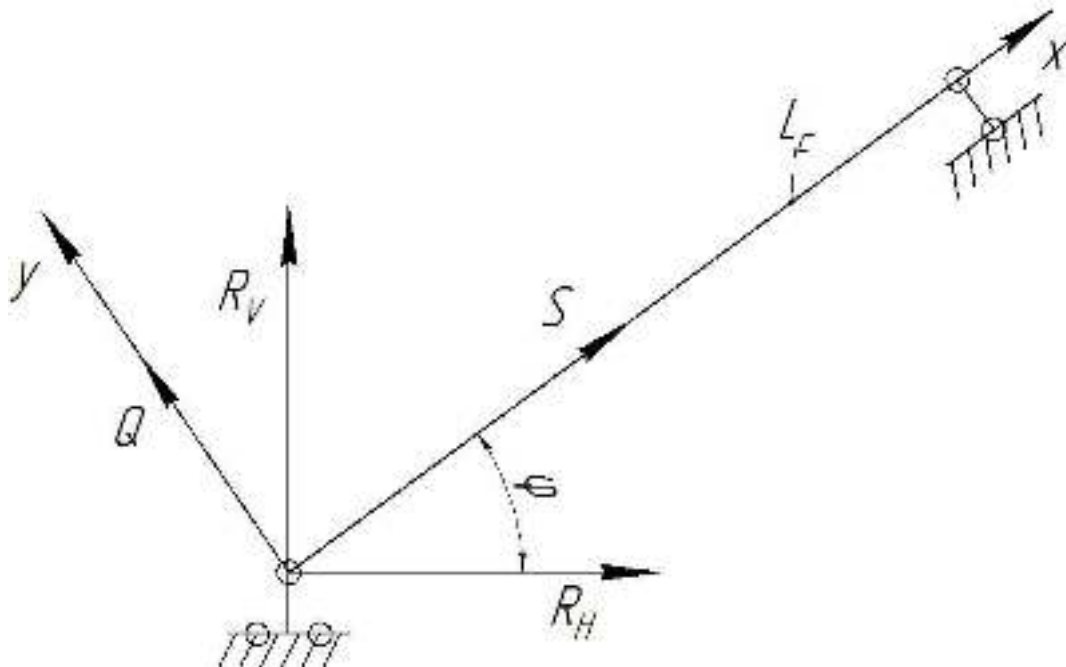


Рисунок 3.7.10 – Проекції реакцій опор на осі стріли

$$\begin{cases} S = R_V \cdot \sin \varphi + R_H \cdot \cos \varphi \\ Q = R_V \cdot \cos \varphi - R_H \cdot \sin \varphi \end{cases}$$

Результати розрахунків зведені до табл.3.7.9.

Стрілу крана розглядати треба як стиснуто-зігнутий складний стрижень, який під дією поперечних зовнішніх навантажень прогинається. Поперечними навантаженнями являються сили вітрового тиску, інерції, власної ваги стріли.

Осьові сили в стрілі, які виникають під дією зовнішніх експлуатаційних навантажень, на можливих прогинах стріли створюють додаткові моменти згину, які слід враховувати в розрахунках, так як вони в комплексі з експлуатаційними навантаженнями можуть привести до втрати стійкості стріли. Такий метод розрахунку металоконструкції стріли називається деформативним.

При перевірці міцності стріли за деформативним методом загальна стійкість гратчастих і інших конструкцій в цілому не перевіряється. Необхідно лише перевірити стійкість гілки пояса на довжині панелі.

Додатковий момент M_g , що діє на стрілу, складається (табл.3.7.10)

$$M_g = M_H + \Delta M,$$

де $M_H = S \cdot e$ - згинаючий момент від неточності виготовлення, кНм;

S - осьова сила в стрілі, кН;

$e = \frac{L_c}{800}$ - величина неточності (вигин), м;

$\Delta M = S \cdot \delta$ - деформативний згинаючий момент, що діє на стрілу в площині підвісу вантажу, кНм;

$\Delta M' = S'_c \cdot \delta_c + Q' \cdot \delta_Q$ - деформативний згинаючий момент, що діє на стрілу із площини підвісу вантажу, кНм;

S', Q' - проекції сили в стріловому та підйомному поліспахах на вісь недеформованої стріли, кН;

δ - прогин стріли в площині підвісу, м;

δ_c, δ_Q - прогини стріли із площини підвісу, м.

Деформація стріли не враховується, якщо:
в площині підвісу вантажу

$$S \leq 0,3 \frac{EJ_c}{L_c^2} = 0,3 \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,026}{60^2 \cdot 10^3} = 4,55 \cdot 10^4 H$$

і із площини підвісу вантажу

$$S \leq 0,1 \frac{EJ_c}{L_c^2} = 0,1 \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,026}{60^2 \cdot 10^3} = 1,96 \cdot 10^4 H.$$

Розрахункові поздовжні сили S в стрілі (табл.3.7.7) значно більші, ніж тестові, що свідчить про необхідність враховувати деформації стріли.

Прогини в стрілі в площині та із площини підвісу можна визначити, замінивши чотиригранну ферму на еквівалентну по жорсткості балку.

Тобто, для еквівалентної балки з достатньою точністю моменти інерції перетинів

$$J_x = J_y = 4F_1 \cdot \left(\frac{a}{2}\right)^2 = 0,00657 \cdot 2^2 = 0,0264 \text{ м}^4,$$

де F_1 - площа перетину поясних труб, м^2 ;
 $a = a = 2 \text{ м}$ - висота та ширина перетину стріли.
 Момент опору перетину стріли

$$W_x = W_y = \frac{J \cdot 2}{a + D} = \frac{0,0264 \cdot 2}{2 + 0,219} = 0,0238 \text{ м}^3.$$

Таблиця 3.7.10 – Додаткові згинаючі моменти в стрілі

Означення	Додаткові деформативні моменти згину в залежності від комбінацій навантаження							
	1.1	1.2	2.1	2.2	2.1		2.2	
	В площині підвісу середина стріли $\frac{L_c}{2}$				Із площини підвісу			
					в кінці L_c	в середині $\frac{L_c}{2}$	в кінці L_c	в середині $\frac{L_c}{2}$
$y, \text{м}$	0,057	0,233	0,0426	0,232	0,647	0,173	0,524	0,15
$\delta_Q, \text{м}$					0,647	0,474	0,524	0,375
$\delta_c, \text{м}$						0,031		0,15
$M_H, \text{кНм}$	165,79	86,62	142,28	79,13	142,28	99,59	79,13	55,39
$\Delta M, \text{кНм}$	126,0	269,31	80,81	244,76	772,6	578,28	41,6	176,78
$M_H + \Delta M, \text{кНм}$	291,79	355,93	223,09	323,89	914,88	677,87	121,2	232,17

Згідно рис.3.7.11 прогин стріли в площині підвісу в середній частині $y = \delta$.

Прогин стріли, або еквівалентної балки, зручно розрахувати за методом Верещагіна, використовуючи теорему про незалежність дії сил. Тобто, загальний прогин балки від дії комплексу зовнішніх поперечних сил дорівнює сумі прогинів в даній точці, викликаних кожною силою.

Прогини стріли в площині підвісу вантажу слід визначати посередині стріли, а прогини із площини підвісу – посередині і в кінці стріли.

Наприклад, визначимо прогин стріли в площині підвісу вантажу для комбінації навантажень, 1.2 (рис.3.7.11).

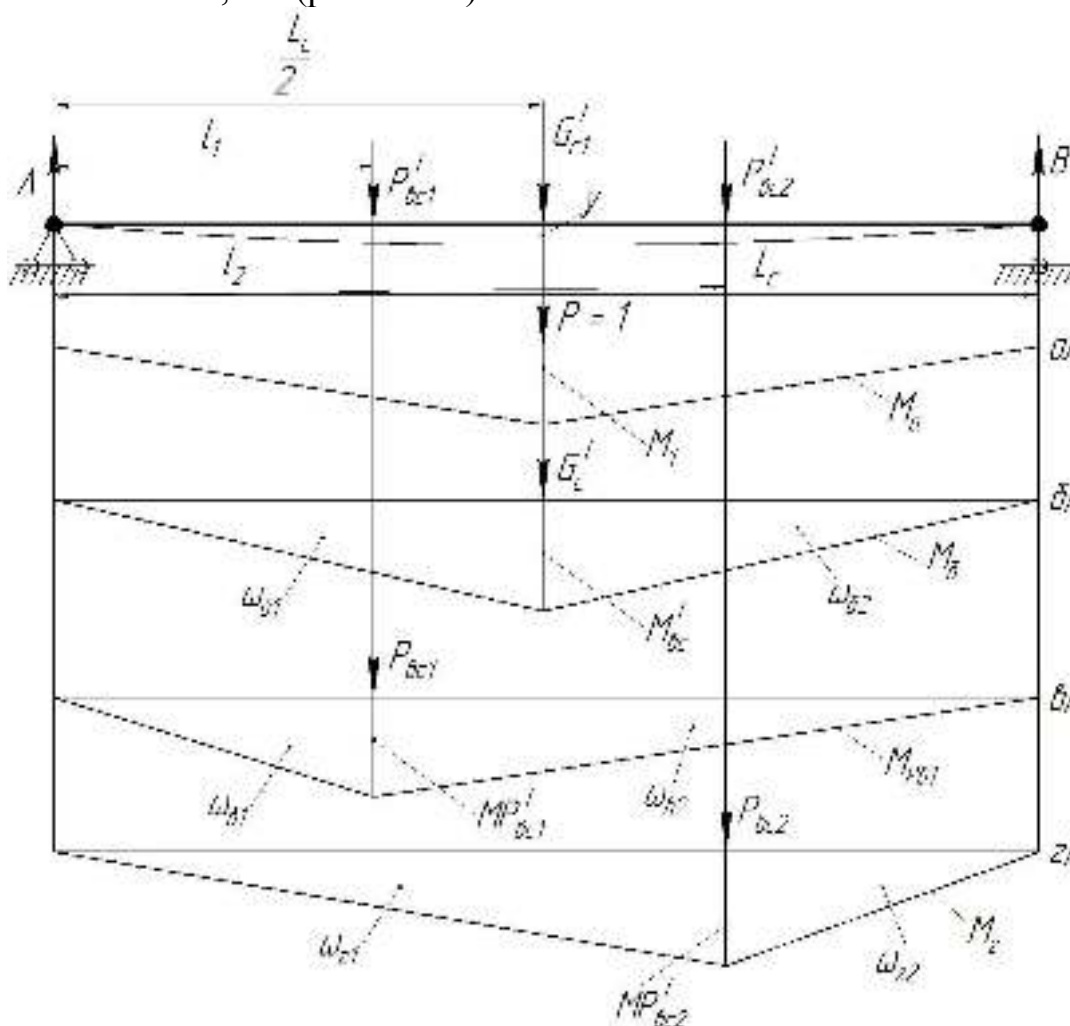


Рисунок 3.7.11 – Схема до визначення прогину стріли y

Проекції зовнішніх навантажень на вісь перпендикулярну до осі стріли дорівнюють

$$P'_{bc1} = P_{bc1} \cdot \sin \varphi_2 = 0,894 \cdot 0,41 = 0,366 \text{кН},$$

$$P'_{bc2} = P_{bc2} \cdot \sin \varphi_2 = 1,397 \cdot 0,41 = 0,573 \text{кН},$$

$$G'_c = G_c \cdot \cos \varphi_2 = 314,4 \cdot 0,91 = 286,1 \text{кН}.$$

Плечі $l_1 = 19,28 \text{м}$ та $l_2 = 43,38 \text{м}$ прикладання вітрових навантажень P'_{bc1} , P'_{bc2} визначаємо із табл.3.7.3.

Прогин y в середині стріли може бути визначений як сума прогинів середини від кожного зовнішнього навантаження.

$$y = y_{\delta_1} + y_{\delta_2} + y_{G_c} = 0,232 + 2,92 \cdot 10^{-4} + 4,46 \cdot 10^{-4} = 0,233 \text{ м.}$$

Прогин середини стріли від будь-якої поперечної сили можна визначити методом Верещагіна (перемноження епюр)

$$y = \frac{\omega \cdot y_c}{EJ},$$

де ω - площа епюри від зовнішнього навантаження;

y_c - ордината одиничної епюри, що лежить проти центра ваги епюри від зовнішньої сили.

Згідно рис.3.7.11

$$y_{G_c} = \frac{2 \cdot \omega_{\delta_1} \cdot y_{\delta_1}}{E \cdot J} = \frac{2 \cdot 64372,5 \cdot 10}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,0264} = 0,232 \text{ м;}$$

$$y_{\delta_1} = \frac{(\omega_{\delta_1} \cdot y_{\delta_1} + \omega_{\delta_2} \cdot y_{\delta_2}) \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,0264} = \frac{(46,17 \cdot 6,42 + 97,52 \cdot 13,57) \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,0264} = 2,92 \cdot 10^{-4} \text{ м;}$$

$$y_{\delta_2} = \frac{(\omega_{21} \cdot y_{c_{21}} + \omega_{22} \cdot y_{c_{22}}) \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,0264} = \frac{(149,23 \cdot 14,46 + 57,17 \cdot 5,54) \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,0264} = 4,46 \cdot 10^{-4} \text{ м.}$$

У вище приведених формулах слід брати площі епюр

$$\omega_{\delta_1} = \omega_{\delta_2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{L_c}{2} \cdot M'_{G_c} = \frac{60 \cdot 4291,5}{4} = 64372,5 \text{ кНм}^2;$$

$$\omega_{\delta_1} = \frac{1}{2} \cdot l_1 \cdot M'_{P_{ec1}} = \frac{1}{2} \cdot 19,28 \cdot 4,79 = 46,17;$$

$$\omega_{\delta_2} = \frac{1}{2} \cdot (L_c - l_1) \cdot M'_{P_{ec1}} = \frac{1}{2} \cdot (60 - 19,28) \cdot 4,79 = 97,52;$$

$$\omega_{2_2} = \frac{1}{2} \cdot l_2 \cdot M'_{P_{ec2}} = \frac{1}{2} \cdot 43,38 \cdot 6,88 = 149,23;$$

$$\omega_{2_2} = \frac{1}{2} \cdot (L_c - l_2) \cdot M'_{P_{ec2}} = \frac{1}{2} \cdot (60 - 43,38) \cdot 6,88 = 57,17;$$

де $M'_{G_c} = \frac{G'_c \cdot L_c}{4} = \frac{286,1 \cdot 60}{4} = 4291,5 \text{ кНм};$

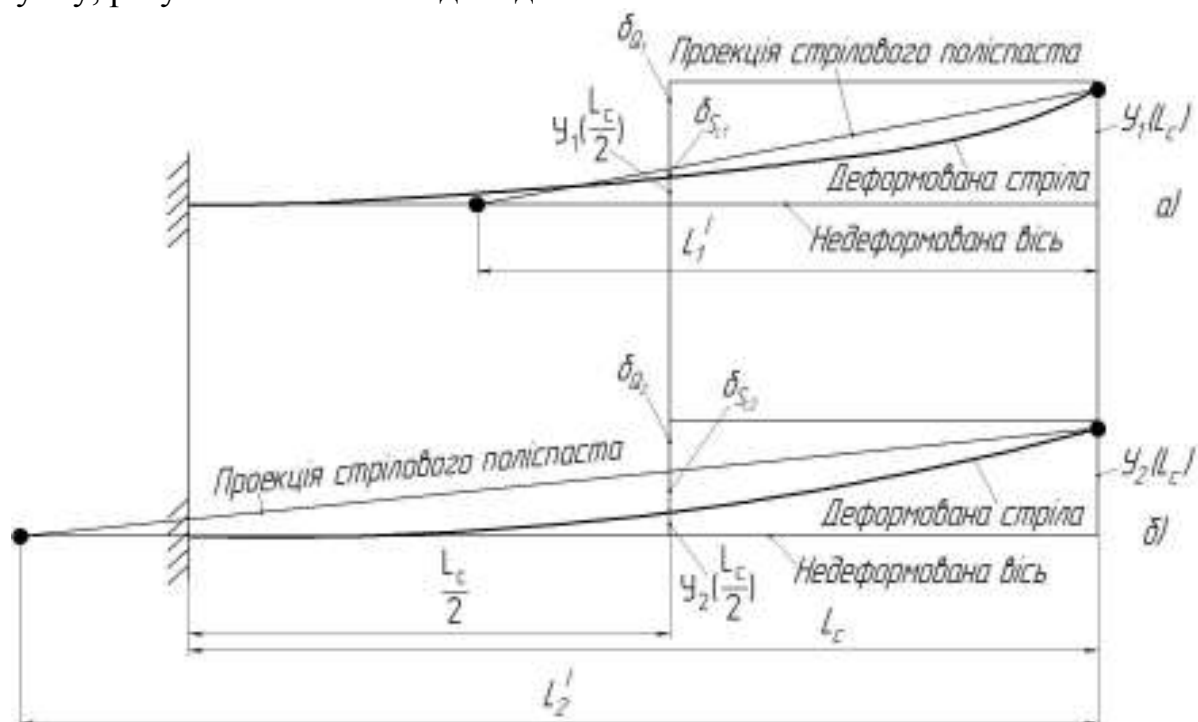
$$M'_{P_{ec1}} = P'_{ec1} \cdot \frac{(L_c - l_1) \cdot l_1}{L_c} = \frac{0,366 \cdot (60 - 19,28) \cdot 19,28}{60} = 4,79 \text{ кНм};$$

$$M'_{P_{ec2}} = P'_{ec2} \cdot \frac{(L_c - l_2) \cdot l_2}{L_c} = \frac{0,573 \cdot (60 - 43,38) \cdot 43,38}{60} = 6,88 \text{ кНм.}$$

Ординати одиничної епюри

$$\begin{aligned}
 y_{c_{\delta_1}} &= 10\text{ м} \\
 y_{c_{\delta_2}} &= 10\text{ м} \\
 y_{c_{\delta_1}} &= 6,42\text{ м} \\
 y_{c_{\delta_2}} &= 13,57\text{ м} \\
 y_{c_{21}} &= 14,46\text{ м} \\
 y_{c_{22}} &= 5,54\text{ м}
 \end{aligned}$$

Для всіх інших комбінацій прогини стріли визначаються аналогічно розрахунку, результати якого зведені до табл.3.7.10.



а – кут підйому стріли φ_1 ; б – кут підйому стріли φ_2

Рисунок 3.7.12 – Розрахункова схема для визначення прогинів стріли із площини підвісу

На рис.3.7.12 приведені проєкції в напрямку А (рис.3.7.2) деформованої із площини підвісу стріли на вісь недеформованої стріли. При цьому довжини проєкцій стрілового поліпасту

$$\begin{aligned}
 L'_1 &= L_c - L_{oc} \cdot \cos(45^\circ + 90^\circ - \varphi_1) = 60 - 28 \cdot \cos 54,6^\circ = 43,82\text{ м}, \\
 L'_2 &= L_c + L_{oc} \cdot \cos(45^\circ + \varphi_2) = 60 + 28 \cdot \cos 69,5^\circ = 69,8\text{ м}.
 \end{aligned}$$

При цьому слід визначати відповідні деформації

$$\delta_{s_c} = y \cdot (L_c) \cdot \frac{L'_c - \frac{L_c}{2}}{L'_c} - y \cdot \left(\frac{L_c}{2} \right),$$

$$\delta_Q = y \cdot (L_c) - y \cdot \left(\frac{L_c}{2} \right).$$

3.7.8 Розрахунок найбільших напружень в стрижнях стріли

Найбільші напруження в стрижнях стріли можна порахувати по загальному рівнянню

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_x + \sigma_y = \frac{N_g + N_z}{\varphi \cdot F} + \frac{M_{\partial g}}{W_x} + \frac{M_{\partial z}}{W_y},$$

де N_g, N_z - зусилля в стрижні, відповідно, вертикальної та горизонтальної пласкої ферми стріли (табл.3.7.8);

$M_{\partial g}, M_{\partial z}$ - додатковий деформативний згинаючий момент, відповідно, в площині та із площини підвісу вантажу (табл.3.7.10);

φ - коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутого стрижня;

F - площа поперечного перетину стрижня, m^2 ;

W_x, W_y - моменти опору поперечного перетину стріли, m^3 .

Фактичний коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутого стрижня для поясів та розкосів стріли вибирають із табл. Д.19.1 по гнучкості

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l}{r_{\min}},$$

де μ - коефіцієнт приведення довжини стрижня, що враховує умови закріплення стрижня.

Для поясів стріли приймають $\mu=1$. Довжина l дорівнює d - довжині панелі ферми.

Мінімальний радіус труби r_{\min} беремо із табл. Д.3.2.

Отже, для поясних труб $\lambda = \frac{1 \cdot 2}{7,4 \cdot 10^{-2}} = 27,02; \varphi = 0,912..$

Для розкосів ферм стріли коефіцієнт обираємо $\mu=0,83$ по табл. Д.19.1 в залежності від співвідношень

$$E_n = \frac{l_p}{r_{\min}} = \frac{2,24}{2,17} = 1,032;$$

$$k_n = \frac{I_n \cdot l_p}{I_p \cdot d} = \frac{3,598 \cdot 10^{-5} \cdot 2,24}{0,063 \cdot 10^{-5} \cdot 2} = 63,82 > 6.$$

Гнучкість для розкосу ферми

$$\lambda_p = \frac{\mu_p \cdot l_p}{r_{\min}} = \frac{0,83 \cdot 2,24}{2,17} = 85,68.$$

Згідно табл. Д.19.1 коефіцієнт $\varphi_p = 0,554$ для стиснутих розкосів ферми.

Слід пам'ятати, що прогин стріли в площині підвісу розвантажує нижні і завантажує верхні пояси стріли, а прогин із площини підвісу одночасно завантажує верхній та нижній пояси стріли, або розвантажує їх при протилежній дії сил інерції від повороту крана та напрямку дії вітру.

Результати розрахунків напружень в стрижнях стріли при різних комбінаціях зовнішніх навантажень наведені в табл.3.7.11.

Таблиця 3.7.11 – Максимальні напруження в стрижнях стріли

Стрижні	Перетини стріли	Напруження в стрижнях стріли при наступних комбінаціях навантажень, МПа			
		1.1	1.2	2.1	2.2
N_1	1-1	-97,03	-50,0	-250,36	-163,23
	2-2	-96,44	-53,92	-217,33	-151,3
	3-3	-117,35	-63,32	-174,82	-123,68
	4-4	-58,31	-88,64	-47,93	-81,16
N_2	1-1	-85,34	-45,92	-242,91	-154,54
	2-2	-81,81	-39,58	-208,72	-137,5
	3-3	-37,61	-10,91	-118,4	-42,48
	4-4	-98,42	-10,5	-83,96	-6,1
N_3	2-2	-20,68	-10,83	-62,43	-66,51
	3-3	-27,17	-211,7	-66,94	-246,02
	4-4	19,92	115,76	29,85	121,79

Як видно з табл.3.7.11 найбільші розрахункові напруження в стрижнях стріли дорівнюють

$$\sigma_1 = -250,36 \text{ МПа} \leq R_{\text{чр}}; \quad \sigma_2 = -242,91 \text{ МПа} \leq R_{\text{чр}}; \quad \sigma_3 = -246,02 \text{ МПа} \leq R_{\text{чр}}.$$

3.7.9 Розрахунок зварного шва

Довжина замкнутого шва (рис.3.7.13) при приварюванні необтиснутих трубчастих розкосів з фігурною обрізкою до поясних труб стріли визначаються за формулою

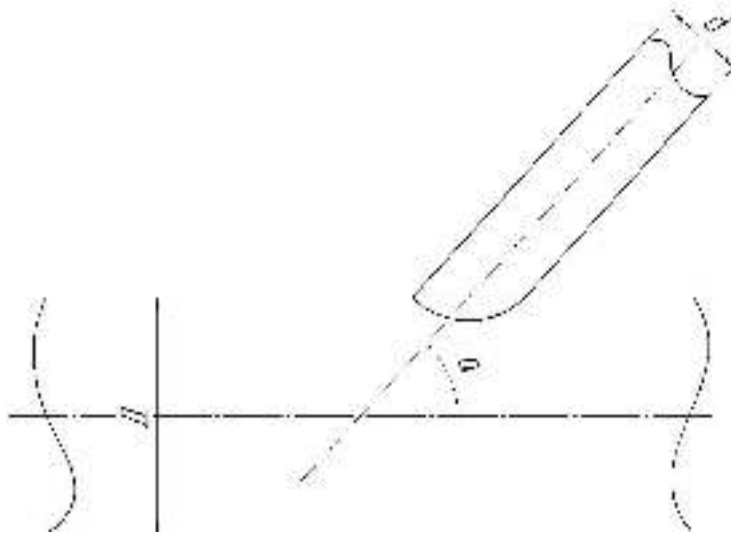


Рисунок 3.7.13 – Схема сварного шва

$$l_{\text{св}} = a + e + 3\sqrt{a^2 + e^2} = 0,076 + 0,034 + 3\sqrt{0,076^2 + 0,034^2} = 0,36 \text{ м.}$$

де $a = \frac{d}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{0,068}{2 \cdot 0,447} = 0,076;$

$$e = \frac{d \cdot \left[3 - \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right]}{3 \cdot \left[2 - \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right]} = \frac{0,068 \cdot \left[3 - \left(\frac{0,068}{0,219} \right)^2 \right]}{3 \cdot \left[2 - \left(\frac{0,068}{0,219} \right)^2 \right]} = 0,0345;$$

$$\tau_{\text{сп}} = \frac{N_2}{\beta \cdot \Delta \cdot l_{\text{св}}} = \frac{155 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 0,006 \cdot 0,36 \cdot 10^6} = 102,5 \text{ МПа} \leq [\tau_{\text{сп}}]$$

Приклад 3.8. Спроекувати металоконструкцію стріли балочного типу для баштового лісоперевантажувача



Вихідні дані

Кран призначений для перевантажування балансів на нижніх складах довгомірних лісоматеріалів.

Тип крана – баштовий з неповоротною баштою, з поворотним оголовником, стріла – балочного типу.

Вантажопідйомність крана – $Q_{\max} = 8\text{т}$, $Q_{\min} = 3,6\text{т}$;

Виліт – $L = 28\text{м}$;

Швидкості:

підйому вантажу – $V_n = 0,8\text{м/с}$;

обертання стріли – $n_s = 0,8\text{об/хв}$;

пересування візка – $V_v = 0,6\text{м/с}$,

Висота підйому вантажу – $H = 22\text{м}$;

База візка – $B = 1,2\text{м}$.

Вантажозахоплюючі пристрої – стропи, траверза, грейфер моторний для круглої деревини (балансів).

Температура експлуатації до $-t = -50^{\circ}\text{C}$.

Кратність підйомного поліпасти $-i = 2$.

Привід пересування візка – з канатною тягою.

Група режиму роботи крану – А4.

Башта – не обертається.

3.8.1 Вибір матеріалу

Зважаючи на те, що лісоперевантажувач призначений до роботи при температурі середовища до $t = -50^{\circ}\text{C}$ з досить інтенсивним режимом роботи А4, матеріалом для виготовлення стріли має бути високоякісна легована сталь. Для цього випадку добре підходить сталь 09Г2С-15 ГОСТ 19281. Характеристики сталі приведені в табл.3.8.1

Таблиця 3.8.1 – Механічні характеристики сталі

Сталь	Листовий прокат		Фасонний прокат	
	$\sigma_T, \text{МПа}$	$\sigma_{\sigma}, \text{МПа}$	$\sigma_T, \text{МПа}$	$\sigma_{\sigma}, \text{МПа}$
09Г2С-15 ГОСТ 19281	345	490	345	480

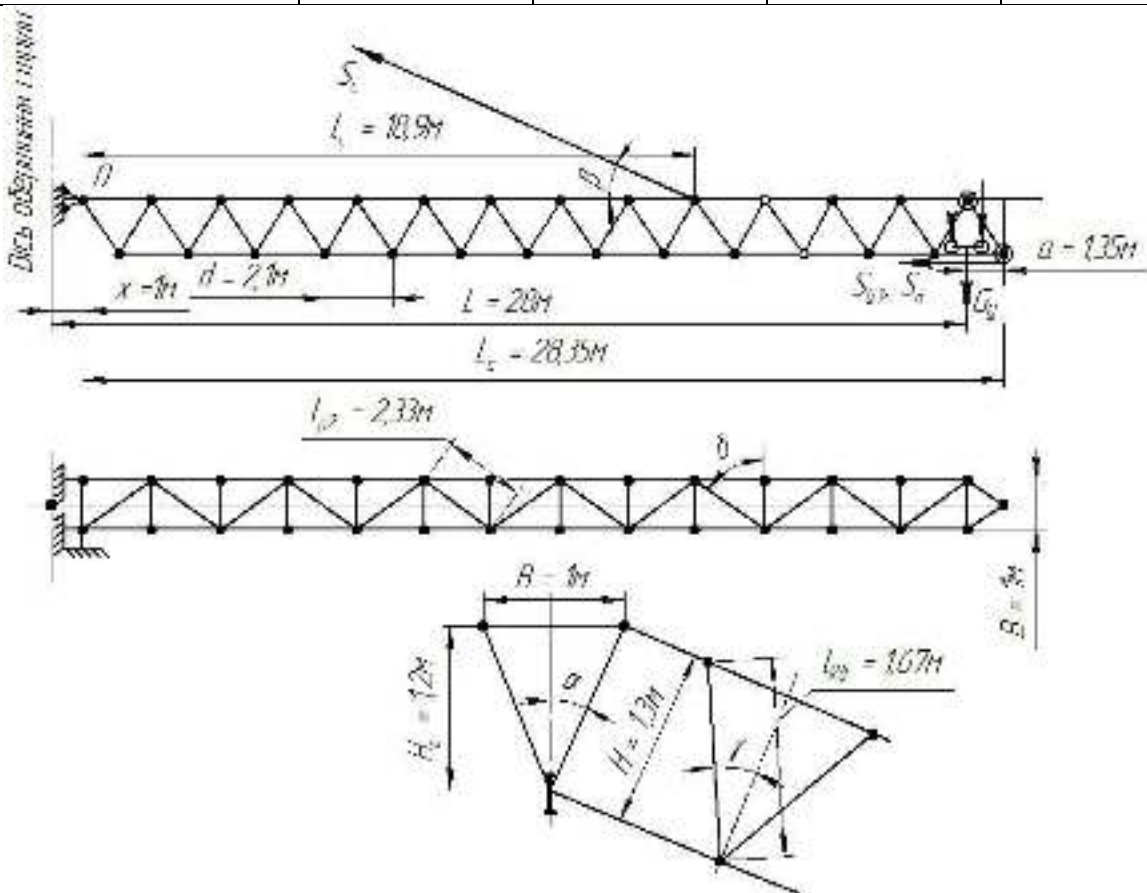


Рисунок 3.8.1 – Схема стріли

3.8.2 Вибір типу металоконструкції

Для роботи з круглим лісоматеріалом поширеною схемою лісоперевантажувача є баштовий кран з порталом.

Стріла балочного типу, виконана просторовою фермою трикутного перетину з вершиною вниз. Верхні пояси стрижні рекомендується виконати подвійними із кутиків, нижній пояс – із двотавра, а розкоси – одинарними із кутовників. З'єднання елементів ферми слід виконати зварюванням через косинці (рис.3.8.1).

По нижній полці двотавра пересувається за допомогою канатної тяги візок з вантажем. Башта є неповоротною, а повертається стрілова система з оголовником.

Рекомендованою схемою стріли, є конструкція, що зображена на рис. 3.8.1. На схемі приведені наступні конструктивні та розрахункові величини основних параметрів стріли. Як у прототипів висоту оголовка візьмемо $h_0 = 6\text{ м}$.

Відстань від вісі повертання стріли до шарніра корньової п'яти стріли приймаємо $x = 1\text{ м}$.

Висоту стріли згідно рекомендацій обираємо в межах $H_c = \frac{L}{22} = \frac{28}{22} = 1,27\text{ м}$.

Ширину стріли беремо $B = 1\text{ м}$.

Вісь вантажного візка при максимальному вильоті наближається до останнього вузла стріли на відстань

$$a = 1,35\text{ м}.$$

База візка рекомендується $B = 1,2\text{ м}$. Довжина стріли повинна бути $L_c = L - x + a = 28 - 1 + 1,35 = 28,35\text{ м}$.

Крок панелів вибираємо в межах $d = 1,4 \dots 2,5\text{ м}$. Приймаємо $d = 2,1\text{ м}$. Тоді кількість панелів на довжині стріли буде дорівнювати

$$n = \frac{L_c - 0,5d}{d} = \frac{28,35 - 0,5 \cdot 2,1}{2,1} = 13.$$

Обираємо ґратку для бокових ферм стріли трикутною, а для горизонтальної ферми – трикутною із стійками.

Стріловий поліспаст закріпимо за верхні пояси стріли на відстані l_c від корньового шарніра $l_c = 9 \cdot 2,1 = 18,9\text{ м}$.

Кут нахилу стрілового поліспасти складає

$$\beta = \arctg \frac{h_0}{x + l_1} = \arctg \frac{6}{1 + 18,9} = 16,78^\circ.$$

Кут при вершині трикутника поперечного перетину стріли дорівнює

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{e}{2 \cdot H_c} = \operatorname{arctg} \frac{1}{2 \cdot 1,2} = 22,6^\circ.$$

Висота бокової пласкої ферми складає

$$H = \frac{H_c}{\cos \alpha} = \frac{1,2}{\cos 22,6^\circ} = 1,3 \text{ м.}$$

Кут нахилу розкосів пласкої бокової ферми

$$\gamma = \operatorname{arctg} \frac{d}{2 \cdot H} = \operatorname{arctg} \frac{2,1}{2 \cdot 1,3} = 38,93^\circ.$$

Кут нахилу розкосів горизонтальної ферми

$$\delta = \operatorname{arctg} \frac{d}{e} = \operatorname{arctg} \frac{2,1}{1} = 64,54^\circ.$$

Довжина розкосу бокової ферми

$$l_{p_6} = \frac{H}{\cos \gamma} = \frac{1,3}{\cos 38,93^\circ} = 1,67 \text{ м.}$$

Довжина розкосу горизонтальної ферми

$$l_{p_2} = \frac{B}{\cos \delta} = \frac{1}{\cos 64,54^\circ} = 2,33 \text{ м.}$$

3.8.3 Комбінації навантажень

Рекомендуються наступні розрахункові комбінації навантажень.

Комбінація 2.1. Візок з максимальним навантаженням знаходиться посередині прогону стріли. Працює механізм повертання стріли і механізм підйому. На стрілу у вертикальному напрямку діє сила ваги візка, ваги піднятого вантажу та ваги гакової підвіски, сила власної ваги стріли.

В горизонтальній площині на стрілу діють сили тиску вітру на стрілу та піднятий вантаж, інерційні сили, які виникають в металокопструкції та у візку з вантажем при повертанні стріли.

Комбінація 2.2 Візок з мінімальним навантаженням знаходиться на максимальному вильоті стріли. Працюють механізм підйому та механізм повороту стріли. На металокопструкцію діють сили, аналогічні силам, що виникають від комбінації навантажень 2.1.

Крім перерахованих зусиль вздовж стріли діють сили від підйомного та тягового канатів, складова частина від сил в стріловому поліспасті.

3.8.4 Навантаження

3.8.4.1 Власна вага стріли

Для існуючих моделей кранів вздовжня вага стріл знаходиться в межах $q_c = 1,2 \dots 2,5 \frac{\kappa H}{м}$. Задаємось попередньою вагою стріли $q_{cn} = 1,5 \frac{\kappa H}{м}$.

Тоді розрахункова вздовжня вага стріли дорівнює

$$q_c = q_{cn} \cdot n_1 = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65 \frac{\kappa H}{м}$$

Сила ваги стріли $G_c = q_c \cdot L_c = 1,65 \cdot 28,35 = 46,77 \kappa H$.

3.8.4.2 Сила ваги вантажу

Сила ваги піднятого вантажу складає

$$G_{Q_1} = 9,8 \cdot Q_{\max} \cdot n_2 = 9,8 \cdot 8 \cdot 1,25 = 98 \kappa H;$$

$$G_{Q_2} = 9,8 \cdot Q_{\min} \cdot n_2 = 9,8 \cdot 3,6 \cdot 1,25 = 44,1 \kappa H,$$

де $n_1 = 1,1$ - коефіцієнт перевантаження по вазі металокопункції;

$n_2 = 1,25$ - коефіцієнт перевантаження по піднятому вантажу.

3.8.4.3 Сила тиску коліс завантаженого візка

Задаємось силою ваги чотирьохколісного візка з канатною тягою, який підвішується за допомогою чотирьох конічних коліс на нижній полиці двотавра нижнього поясу стріли

$$G_g = 9,8 \cdot m_g \cdot n_2 = 9,8 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 5,39 \kappa H.$$

Сила тиску на одне опорне колесо візка з вантажем дорівнює

$$N_1 = \frac{\varphi_d \cdot (G_{Q_1} + G_n) + G_g}{4} = \frac{1,1 \cdot (98 + 1,96) + 5,39}{4} = 28,84 \kappa H;$$

$$N_2 = \frac{\varphi_d \cdot (G_{Q_2} + G_n) + G_g}{4} = \frac{1,1 \cdot (44,1 + 1,96) + 5,39}{4} = 14,02 \kappa H;$$

де G_n - сила ваги гакової підвіски, кН;

$$G_n = 0,02 \cdot G_{Q_1} = 0,02 \cdot 98 = 1,96 \kappa H;$$

$\varphi_d = 1,1$ - коефіцієнт динамічності, з табл.(додаток) по швидкості підйому v_n .

$$P_g = P_{g_c} + P_{g_Q}$$

3.8.4.4 Вітрові навантаження

Вітрові навантаження робочого стану на стрілу та вантаж складаються із сили тиску вітру на стрілу та на піднятий вантаж.

Тиск вітру на стрілу можна обрахувати по рівнянню

$$P_{\rho_c} = \rho_c \cdot A_c = 405,76 \cdot 13,1 = 5,31 \text{кН},$$

де ρ_c - розрахунковий питомий тиск вітру на стрілу, МПа;
 A_c - навітряна площа стріли, м².

Розрахунковий питомий тиск вітру на стрілу дорівнює

$$\rho_c = \rho \cdot k \cdot c \cdot n_3 = 125 \cdot 1,43 \cdot 2,27 \cdot 1 = 405,76 \text{МПа},$$

де $\rho = 125 \text{МПа}$ - нормативний тиск вітру робочого стану на висоті 10 м над землею;

$k = 1,43$ - висотний коефіцієнт вітрового тиску, залежить від висоти розміщення стріли;

$c = 2,27$ - аеродинамічний коефіцієнт для тригранних ферм із кутівника;

$n_3 = 1$ - коефіцієнт перевантаження по вітровому тиску.

Визначимо навітряні площі стріли та піднятого вантажу.

Навітряну площу стріли визначимо по рівнянню

$$A_c = A'_c \cdot \psi = 32,76 \cdot 0,4 = 13,1 \text{м}^2,$$

де A'_c - площа проекції стріли на вертикальну площину, м²;

$\psi = 0,4$ - коефіцієнт заповнення навітряної площі стріли елементами металоконструкції.

Площа проекції стріли A'_c на вертикальну площину дорівнює

$$A'_c = \left(L_c - \frac{d}{2} \right) \cdot H = \left(28,35 - \frac{2,1}{2} \right) \cdot 1,2 = 32,76 \text{м}^2.$$

Поздовжній тиск вітру робочого стану на стрілу

$$q_{\rho_c} = \frac{P_{\rho_c}}{L_c} = \frac{5,31}{28,35} = 0,187 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Тиск вітру робочого стану на піднятий вантаж буде дорівнювати

$$P_{\rho_{Q_1}} = (A_{Q_1} + A_g) \cdot \rho_Q = (9,05 + 1,5) \cdot 214,5 = 2262,97 \text{Н};$$

$$P_{\rho_{Q_2}} = (A_{Q_2} + A_{\rho}) \cdot \rho_Q = (6,07 + 1,5) \cdot 214,5 = 1624,1H,$$

де A_{Q_1}, A_{Q_2} - навітряні площі піднятих вантажів, m^2 ;

A_{ρ} - навітряна площа візка, m^2 ;

ρ_Q - розрахунковий питомий тиск вітру на вантаж, Па.

Навітряні площі піднятих вантажів можна визначити за емпіричними рівняннями

$$A_{Q_1} = 3,2\sqrt{Q_1} = 3,2\sqrt{8} = 9,05m^2;$$

$$A_{Q_2} = 3,2\sqrt{Q_2} = 3,2\sqrt{3,6} = 6,07m^2.$$

Розрахунковий питомий тиск вітру робочого стану на піднятий вантаж

$$\rho_Q = \rho \cdot k \cdot c_Q \cdot n = 125 \cdot 1,43 \cdot 1,2 \cdot 1 = 214,5Pa,$$

де $c_Q = 1,2$ - коефіцієнт аеродинамічного тиску вітру на вантаж.

3.8.4.5 Сили інерції

Інерційні навантаження від повертання завантаженої стріли.

Сила інерції порожньої стріли при її повертанні

$$P_{i_c} = \frac{m_c \cdot \omega}{t_0} (x + 0,5 \cdot L_c) = \frac{4,77 \cdot 0,084}{5} \cdot (1 + 0,5 \cdot 28,35) = 1,22кН,$$

де $m_c = \frac{G_c}{g} = \frac{46,77}{9,8} = 4,77m$ - маса стріли;

$t_0 = 5c$ - прийнятий час розгону механізму повертання стріли;

$\omega = \frac{\pi \cdot n}{30} = \frac{3,14 \cdot 0,8}{30} = 0,084 \frac{1}{c}$ - кутова швидкість повертання стріли.

Розподілена сила інерції стріли при її обертанні

$$q_{i_c} = \frac{P_{i_c}}{L} = \frac{1,22}{28,35} = 0,043 \frac{кН}{м}.$$

Сила інерції вантажу та візка при обертанні стріли

$$P_{i_{Q_1}} = \frac{(Q_1 + m_n + m_{\rho}) \cdot \omega}{t_0} \cdot (x + a_3) = \frac{(8 + 0,16 + 0,5) \cdot 0,084 \cdot (1 + 9,45)}{5} = 1,52кН;$$

$$P_{i_{Q_2}} = \frac{(Q_2 + m_n + m_{\rho}) \cdot \omega}{t_0} \cdot L = \frac{(3,6 + 0,16 + 0,5) \cdot 0,084 \cdot 28}{5} = 2,0кН.$$

3.8.4.6 Приведені навантаження

Для того, щоб розглядати сили в стрижнях бокової пласкої ферми треба усі зовнішні навантаження, що діють на тригранну стрілу, привести до площини бокової та горизонтальної ферми.

Схема приведення зовнішніх навантажень на стрілу до пласких бокових та горизонтальних ферм дана на рис.3.8.2.

Приведені навантаження до бокових ферм:

Від тиску коліс завантаженого візка

$$N'_1 = \frac{2 \cdot N_1}{2 \cdot \cos \gamma} = \frac{2 \cdot 28,84}{2 \cdot \cos 38,93^\circ} = 36,97 \text{ кН};$$

$$N'_2 = \frac{2 \cdot N_2}{2 \cdot \cos \gamma} = \frac{2 \cdot 14,02}{2 \cdot \cos 39,93^\circ} = 19,97 \text{ кН}.$$

Від сили власної ваги стріли

$$q' = \frac{q_c}{2 \cdot \cos \gamma} = \frac{1,65}{2 \cdot \cos 38,93^\circ} = 1,06 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Від тиску вітру на стрілу

$$q'_{\text{в}} = \frac{q_{\text{в}c} \cdot \sin \alpha}{2} = \frac{0,187 \cdot \sin 38,93^\circ}{2} = 0,06 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

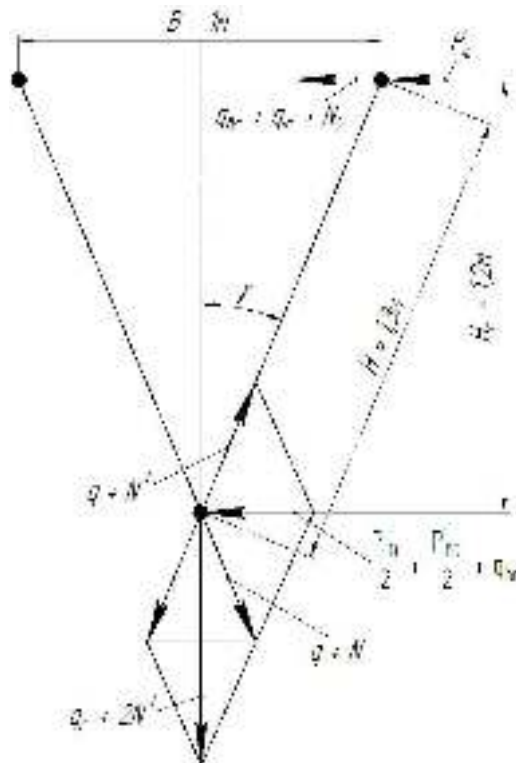


Рисунок 3.8.2 – Схема приведення зовнішніх навантажень

Від сили тиску вітру на візок з піднятим вантажем

$$P'_{e_{Q1}} = \frac{P_{e_{Q1}}}{2 \cdot 2} \cdot \sin \gamma = \frac{2,26}{2 \cdot 2} \cdot \sin 38,93^\circ = 0,36 \text{кН};$$

$$P'_{e_{Q2}} = \frac{P_{e_{Q2}}}{2 \cdot 2} \cdot \sin \gamma = \frac{1,62}{2 \cdot 2} \cdot \sin 38,93^\circ = 0,25 \text{кН}.$$

Від інерційних сил, що діють на візок з піднятим вантажем при повертанні стріли

$$P'_{i_{Q1}} = \frac{P_{i_{Q1}}}{2 \cdot 2} \cdot \sin \gamma = \frac{1,5}{2 \cdot 2} \cdot \sin 38,93^\circ = 0,24 \text{кН};$$

$$P'_{i_{Q2}} = \frac{P_{i_{Q2}}}{2 \cdot 2} \cdot \sin \gamma = \frac{2,0}{2 \cdot 2} \cdot \sin 38,93^\circ = 0,315 \text{кН}.$$

Приведені навантаження до горизонтальної ферми:

Від тиску вітру на стрілу

$$q_{e_s} = q_{e_c} = 0,187 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Від інерційних сил порожньої стріли при її повертанні

$$q_{e_c} = 0,043 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Від тиску коліс завантаженого візка в горизонтальному напрямку поперек стріли, який викликаний:

Тиском вітру на завантажений візок, приведений до однієї вісі візка

$$N_{e_{Q21}} = \frac{P_{e_{Q1}}}{2} = \frac{2,26}{2} = 1,13 \text{кН};$$

$$N_{e_{Q22}} = \frac{P_{e_{Q2}}}{2} = \frac{1,62}{2} = 0,81 \text{кН}.$$

Силами інерції завантаженого візка при повертанні стріли, приведеними до однієї вісі візка

$$N_{i21} = \frac{P_{i_{Q1}}}{2} = \frac{1,52}{2} = 0,76 \text{кН};$$

$$N_{i22} = \frac{P_{i_{Q2}}}{2} = \frac{2,0}{2} = 1 \text{кН}.$$

Поздовжні сили в підйомному канаті та канаті пересування візка сприймаються двотавром, по нижній полиці якого рухається візок з вантажем.

Зусилля в підйомному канаті

$$S_{n_1} = \frac{\varphi_g \cdot (G_{Q_1} + G_n)}{i \cdot \eta} = \frac{1,1(98 + 1,96)}{2 \cdot 0,91} = 60,42 \text{кН};$$

$$S_{n_2} = \frac{\varphi_g \cdot (G_{Q_2} + G_n)}{i \cdot \eta} = \frac{1,1(44,1 + 1,96)}{2 \cdot 0,91} = 27,84 \text{кН};$$

де $i = 2$ - кратність підйомного поліспасти;

$\eta = 0,91$ - ККД поліспасти, можна приймати в межах $0,9 \dots 0,92$.

Зусилля в тяговому канаті можна приймати в межах 2-4 кН. Візьмемо $S_T = 3 \text{кН}$.

Для визначення зусилля в стріловому поліспасті S_c слід скласти рівняння суми моментів зовнішніх сил відносно корньового шарніра стріли

$$\sum M_0 = \varphi \cdot N \cdot \frac{l}{2} + G_c \cdot \frac{L_c}{2} - S_c \cdot l \cdot \sin \beta = 0.$$

Звідки

$$S_{c_1} = \frac{4 \cdot N_1 \cdot \frac{l}{2} + G_c \cdot \frac{L_c}{2}}{l \cdot \sin \beta} = \frac{4 \cdot 28,84 \cdot \frac{18,9}{2} + 46,77 \cdot \frac{28,35}{2}}{18,9 \cdot \sin 16,78^\circ} = 320,96 \text{кН};$$

$$S_{c_2} = \frac{4 \cdot N_2 \cdot \frac{l}{2} + G_c \cdot \frac{L_c}{2}}{l \cdot \sin \beta} = \frac{4 \cdot 14,02 \cdot \frac{18,9}{2} + 46,77 \cdot \frac{28,35}{2}}{18,9 \cdot \sin 16,78^\circ} = 218,4 \text{кН},$$

де $\beta = 16,78^\circ$; $\cos \beta = 0,96$; $\sin \beta = 0,289$.

Горизонтальна складова від зусиль в стріловому поліспасті S_{c_2} сприймається кожною гілкою верхнього поясу стріли як стискуюче зусилля

$$S_{c_{c_1}} = \frac{1}{2} \cdot S_{c_2} \cdot \cos \beta;$$

$$S_{c_{c_1}} = \frac{1}{2} \cdot 218,4 \cdot \cos 16,78^\circ = 104,06 \text{кН};$$

3.8.5 Розрахунок зусиль в стрижнях стріли

Стріла виконана у вигляді тригранної просторової ферми. Вона завантажена стаціонарними та рухомими зовнішніми навантаженнями.

Необхідно тригранну ферму розбити на дві бокові та одну горизонтальну пласкі ферми. Кожна пласка ферма завантажена приведеними зовнішніми силами стаціонарними та рухомими.

Тому визначати зусилля в стрижнях пласких ферм слід за допомогою ліній впливу.

Розрахункова схема та лінії впливу для розрахункових стрижнів бокової пласкої ферми приведені на рис.3.8.3, а для стрижнів горизонтальної ферми на рис.3.8.4. На розрахунковій схемі бокової пласкої ферми (рис.3.8.3) розподілена сила q складається

$$q = q' + q'_{e_c} = 1,06 + 0,06 = 1,12 \frac{\kappa H}{m}.$$

Приведена сила тиску коліс N дорівнює

$$\begin{aligned} N &= N' + P'_{e_Q} + P'_{i_Q}; \\ N_1 &= 36,97 + 0,36 + 0,24 = 37,57 \kappa H; \\ N_2 &= 19,97 + 0,26 + 0,32 = 20,55 \kappa H. \end{aligned}$$

Розраховані по лініям впливу зусилля в стрижнях бокової пласкої ферми зведені до табл.3.8.2.

Розрахункова схема горизонтальної пласкої ферми та лінії впливу для стрижнів цієї ферми приведені на рис.3.8.4. На схемі приведені наступні зовнішні навантаження.

Розподілене навантаження

$$q = q_{e_c} + q_{i_c} = 0,187 + 0,043 = 0,24 \frac{\kappa H}{m}.$$

Сила тиску коліс

$$\begin{aligned} N &= N_{e_{Q_2}} + N_{i_{Q_2}}; \\ N_1 &= 1,13 + 0,76 = 1,89 \kappa H; \\ N_2 &= 0,81 + 1 = 1,81 \kappa H. \end{aligned}$$

Зусилля для стрижнів горизонтальної ферми зведені до табл.3.8.3.

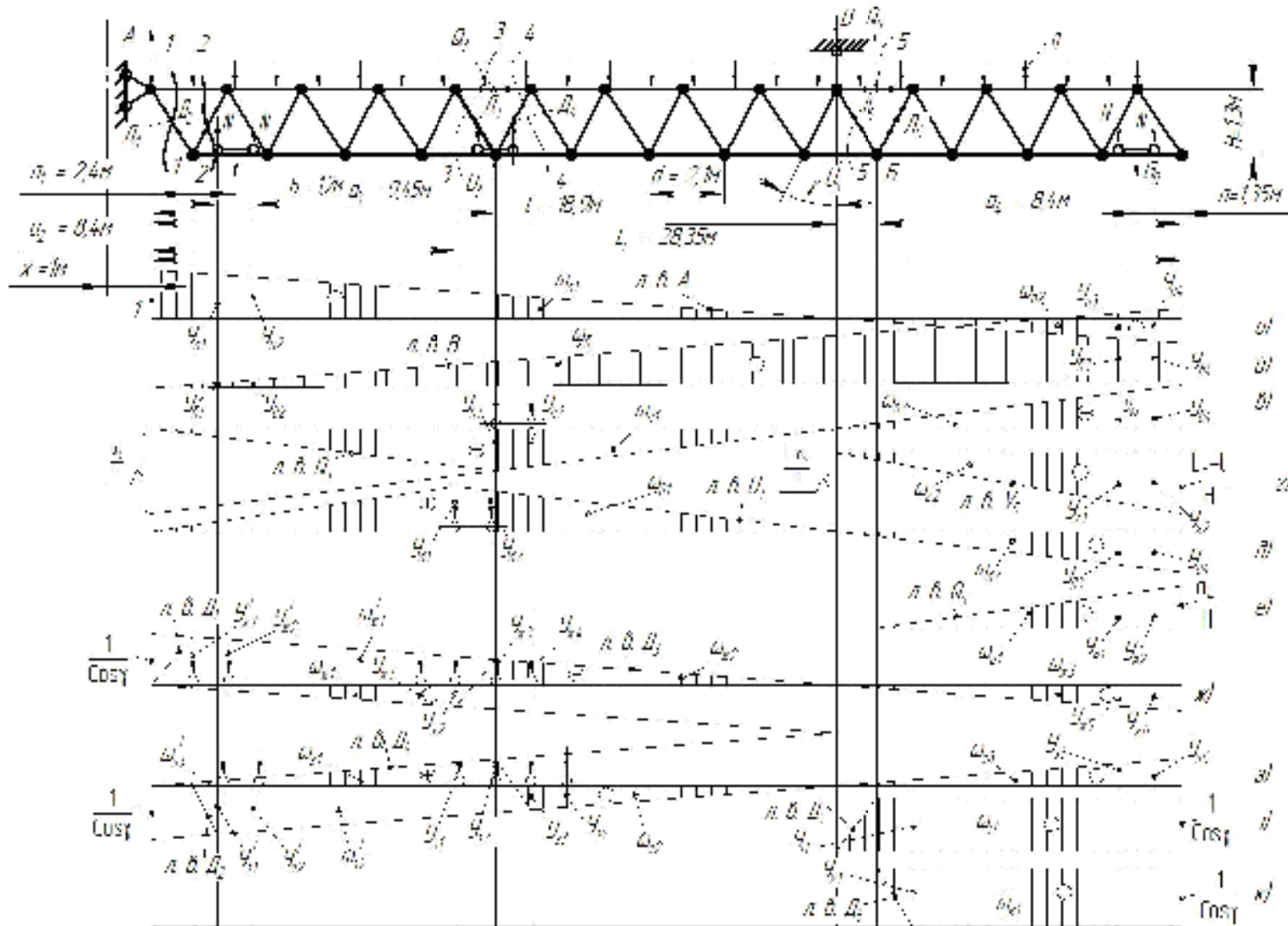


Рисунок 3.8.3 – Лінії впливу для стрижнів бокової ферми стріли

Таблиця 3.8.2 – Зусилля в стрижнях бокової ферми стріли

.В.	Ординати		Площі		Комбінація 2.1			Комбінація 2.2		
	y_i	Значення	ω_i	Значення	$N_i y_i$	$\omega_i q$	Σ	$N_i y_i$	$\omega_i q$	Σ
A а)	y_{a_1}	0,91	ω_{a_1}	9,45	34,18	10,58	73,68	-8,22	10,58	-9,73
	y_{a_2}	0,84		-2,36						
	y_{a_3}	-0,4	ω_{a_2}							
	y_{a_4}	-0,46								
B б)	y_{b_1}	0,09	ω_b	21,26	3,38	23,81	33,2	28,77	23,81	82,58
	y_{b_2}	0,16								
	y_{b_3}	1,4								
	y_{b_4}	1,46								
Q ₃ в)	y_{e_1}	-3,63	ω_{e_1}	-34,38	-136,38	-38,51	-275,11	59,39	-38,51	108,97
	y_{e_2}	-3,18		17,19						
	y_{e_3}	2,89	ω_{e_2}					68,84	19,25	
	y_{e_4}	3,35								
v ₅ г)	y_{z_1}	-5,76	ω_{z_1}	-34,3				-118,37	-38,42	-
	y_{z_2}	-6,68								
v ₃ д)	y_{d_1}	3,59	ω_{d_1}	33,94	134,88	38,01	275,26	-52,81	38,01	-93,24
	y_{d_2}	3,18		-15,27						
	y_{d_3}	-2,57	ω_{d_2}							
	y_{d_4}	-2,98								
Q ₅ е)	y_{e_1}	4,95	ω_{e_1}	27,13				101,72	30,39	252,94
	y_{e_2}	5,88						120,83		
D ₁ ж) [']	$y_{ж'_1}$	1,18	$\omega_{ж'_1}$	11,16	44,33	12,5	94,86	-10,27	12,5	-12,78
	$y_{ж'_2}$	1,1		-2,95						
	$y_{ж'_5}$	-0,5	$\omega_{ж'_3}$							
	$y_{ж'_6}$	-0,57								
D ₃ ж)	$y_{ж_1}$	-0,48	$\omega_{ж_1}$	-2,47	-18,83	-2,77	-41,28	-10,28	-2,77	-24,58
	$y_{ж_2}$	-0,55								
	$y_{ж_3}$	0,62	$\omega_{ж_2}$	-2,95	23,29	-3,3				
	$y_{ж_4}$	0,54						20,23		
	$y_{ж_5}$	-0,5	$\omega_{ж_3}$							
	$y_{ж_6}$	-0,57								

Продовження табл.3.8.2

D_2 з)'	y_{3_1}	-1,13	ω_{3_1} ω_{3_3}	-10,67 2,95	-42,45 -39,46	-11,95 3,3	-90,55	10,28 11,71	-11,95 3,3	13,35
	y_{3_2}	-1,04								
	y_{3_5}	0,5 0,57								
	y_{3_6}									
D_4 з)	y_{3_1}	0,54	ω_{3_1} ω_{3_2} ω_{3_3}	3,11 -2,36 2,95	20,28 23,28 -19,91 -18,03	3,48 -2,64 3,3	47,7 -33,84	10,27 11,71	3,48 -2,64 3,3	26,19
	y_{3_2}	0,62								
	y_{3_3}	-0,5								
	y_{3_4}	-0,4 0,5 0,57								
	y_{3_5}									
	y_{3_6}									
D_5 і)	y_{i_1}	1,29	ω_{i_1}	11,47				26,50 26,50	12,85	65,85
	y_{i_2}	1,29								
D_6 к)	y_{k_1}	-1,29	ω_{k_1}	-10,12				-26,50 -26,50	-11,33	-64,33
	y_{k_2}	-1,29								

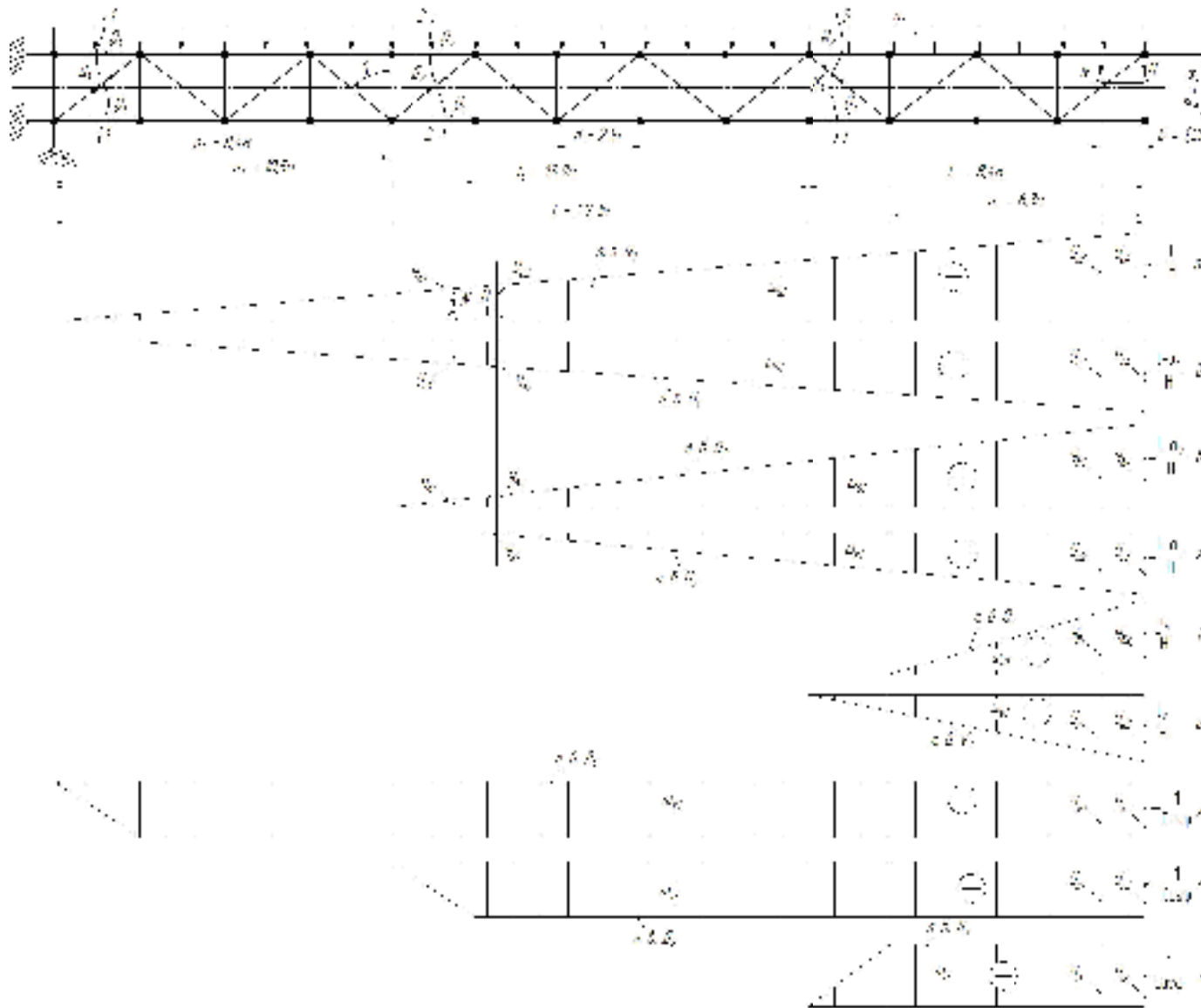


Рисунок 3.8.4 – Лінії впливу для стрижнів горизонтальної ферми

Таблиця 3.8.3 – Зусилля в стрижнях горизонтальної ферми

Л.в.	Ординати		Площі		Комбінація 2.1			Комбінація 2.2		
	y_i	значення	ω_i	значення	Ny_i	$q\omega_i$	Σ	Ny_i	$q\omega_i$	Σ
Q_1 а)	y_{a_1} y_{a_2} y_{a_3} y_{a_4}	9,9 11,1 26,1 27,3	ω_{a_1}	372,65	18,71 20,98	89,44	$\pm 129,13$	47,24 49,41	89,44	$\pm 186,09$
v_1 б)	y_{b_1} y_{b_2} y_{b_3} y_{b_4}	-7,8 -9,0 -24 -25,2	ω_{b_1}	-317,52	-14,74 -17,01	-76,2	$\mp 107,95$	-43,44 -45,61	-76,2	$\mp 165,25$
Q_2 в)	y_{e_1} y_{e_2} y_{e_3} y_{e_4}	1,5 2,7 17,7 18,9	ω_{e_1}	178,6	2,84 5,1	42,86	-50,80	32,04 34,21	42,86	$\pm 109,11$
v_2 г)	y_{z_1} y_{z_2} y_{z_3}	-0,6 -15,6 -16,8	ω_{z_1}	-141,12	-1,13	-33,87	$\mp 35,0$	-28,24 -30,41	-33,87	$\mp 92,52$
Q_3 д)	y_{d_1} y_{d_2}	5,1 6,3	ω_{d_1}	19,85				9,23 11,4	4,76	$\pm 25,39$
v_3 е)	y_{e_1} y_{e_2}	-7,2 -8,4	ω_{e_1}	-35,28				-13,03 -15,2	-8,47	$\mp 36,7$
D_1 ж)	$y_{ж_1}$ $y_{ж_2}$	-2,33 -2,33	$\omega_{ж_1}$	-61,16	-4,4 -4,4	-14,68	$\mp 23,48$	-4,22 -4,22	-14,68	$\mp 23,12$
D_2 з)	$y_{з_1}$ $y_{з_2}$	-2,33 -2,33	$\omega_{з_1}$	-41,59	-4,4 -4,4	-9,98	$\mp 18,78$	-4,22 -4,22	-9,98	$\mp 18,42$
D_3 і)	y_{i_1} y_{i_2}	2,33 2,33	ω_{i_1}	17,12				4,22 4,22	4,11	$\pm 12,55$

Примітка. В колонках для Σ (сумарних зусиль) нижні знаки перед числовими значеннями відповідають зміні напрямку вітрового тиску і реверсу механізму повертання стріли.

3.8.6 Максимальні зусилля в розрахункових стрижнях стріли

Максимальне зусилля в розрахунковому стрижні стріли буде дорівнювати зусиллям, що виникають в стрижні при одночасній дії зовнішніх навантажень в кожній комбінації.

В стрижнях верхнього поясу слід визначити суми розтягуючих зусиль в поясах бокової та горизонтальної ферм, те ж саме треба зробити із стискаючими силами.

Крім цього, для стрижнів верхнього поясу, що знаходяться в пролітній частині стріли, до отриманих сум зусиль треба додати стискаючі сили від горизонтальної складової сили в стріловому поліспасти.

Максимальні зусилля в нижньому поясі складаються із подвійних максимальних зусиль в нижньому поясі бокових ферм, плюс стискаючі зусилля в підйомному та тяговому канатах.

В нижньому поясі стріли приведені до плоских бокових ферм зусилля вітрового тиску взаємно компенсуються, тому дію цих сил при розрахунку нижнього поясу стріли не враховується. Також нижній пояс не сприймає горизонтальні поперечні сили.

В якості розрахункових сил в розкосах бокових ферм треба брати максимальні зусилля з табл.3.8.2, а для горизонтальної ферми – з табл.3.8.3.

Максимальні зусилля в розрахункових стрижнях стріли зведені до табл.3.8.4.

Таблиця 3.8.4 – Максимальні зусилля в розрахункових стрижнях стріли

Стрижень	Зусилля при комбінаціях навантажень, кН		Розрахункове зусилля, кН	
	2.1	2.2		
Верхній пояс, Q	Прогін стріли	$(-275,11) + (-50,8) + (-154,06) = -479,97$	$108,97 + 109,11 - 104,83 = 113,25$	-479,97
	Консоль стріли	-	$252,94 + 25,39 = 278,33$	278,33
Нижній пояс, ν	Прогін стріли	$2 \cdot 275,26 + \left(-\frac{1}{2} \cdot 60,42\right) + \left(-\frac{1}{2} \cdot 3\right) = 518,81$	$2 \cdot (-93,14) + \left(-\frac{1}{2} \cdot 27,84\right) + \left(-\frac{1}{2} \cdot 3\right) = -201,17$	-588,12
	Консоль стріли	-	$2 \cdot (-294,06) = -588,12$	518,81
Розкіс бокової ферми, D_6	94,86 -90,55	65,85 -64,33	94,86 -90,55	
Розкіс горизонтальної ферми, D_2	$\mp 23,48$	$\mp 23,12$	$\mp 23,48$	

3.8.7 Підбір перетинів стрижнів стріли

Верхні пояси та розкоси стріли виконуємо із кутовників, а нижній пояс – із двотавра.

Кутовники для верхнього поясу та розкосів вибираємо попередньо по мінімальній розрахунковій площі поперечного перетину. Так згідно табл.3.8.4, у верхньому поясі максимальні стискуючі зусилля - 479,97 кН визначатимуть площу поперечного перетину

$$F_{\min} = \frac{Q}{\varphi \cdot R \cdot m} = \frac{479,97}{0,8 \cdot 210 \cdot 0,8 \cdot 10^3} = 3,57 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Попередньо вибираємо для верхнього поясу два кутовника (рис.3.8.5) рівнополкових гарячекатаних $\angle 100 \times 100 \times 10$ ГОСТ 8509 з наступними характеристиками перетину: $F = 19,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$, $r = 3,05 \cdot 10^{-2} \text{ м}$, $I_x = I_y = 178,95 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$. Кутовник для розкосів бокової ферми повинен мати мінімальну площу

$$F_{\min} = \frac{D}{\varphi \cdot R \cdot m} = \frac{(-90,55)}{0,8 \cdot 210 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 5,99 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Обираємо кутовник $\angle 63 \times 63 \times 6$, $F = 7,28 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$, $i = 1,93 \cdot 10^{-2} \text{ м}$, $m = 5,72 \frac{\text{кГ}}{\text{м}}$. З такого ж кутовника виконаємо і розкоси горизонтальної ферми.

Аналогічно попереднім розрахункам задаємось коефіцієнтами $\varphi = 0,8$ - поздовжньої стійкості стиснутого стрижня та $m = 0,9$ - умов роботи елементів.

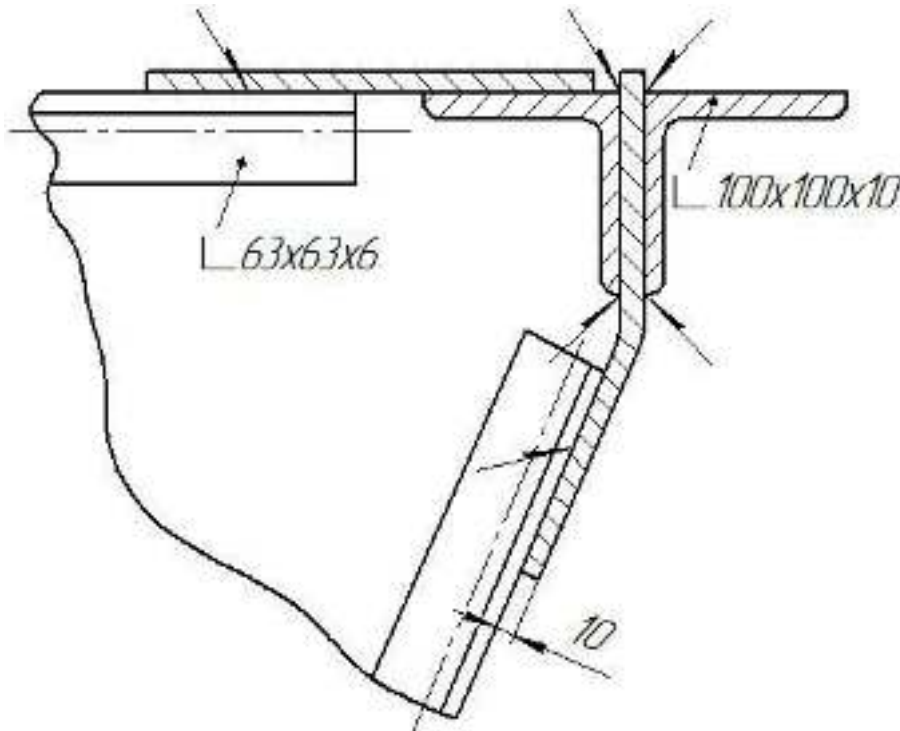


Рисунок 3.8.5 – Поперечний перетин верхнього поясу

Так як вантажний візок виконано підвісним, то для нижнього поясу із конструктивних міркувань вибираємо двотавр стальний гарячекатаний № 36 ГОСТ 8239 (рис.3.8.6) з наступними характеристиками перетину

$$F = 61,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, \quad I_x = 13380 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4, \\ i_x = 14,7 \cdot 10^{-2} \text{ м}, \quad I_y = 516,0 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4, \quad i_y = 2,89 \cdot 10^{-2} \text{ м}, \\ W_x = 743 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Далі слід перевірити на міцність роботу обраного сортаменту в якості стрижнів стріли.

Стрижні верхнього поясу

$$\sigma_1 = \frac{Q_{ст}}{\varphi \cdot F} = \frac{-479,97}{0,755 \cdot 2 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = |-165,55| \text{ МПа} < R; \\ \sigma_2 = \frac{Q_p}{F} = \frac{278,33}{2 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 72,48 \text{ МПа} < R.$$

Коефіцієнт $\varphi = 0,755$ обираємо з таблиці по гнучкості кутовника подвійного стрижня верхнього поясу в межах довжини панелі стріли $l = d = 2,1 \text{ м}$

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 2,1}{3,05 \cdot 10^{-2}} = 68,85,$$

де $r_{\min} = 3,05 \cdot 10^{-2} \text{ м}$ - радіус інерції кутовника стрижня верхнього поясу, із площини горизонтальної ферми.

Нижній пояс

$$\sigma_{cm} = \frac{v_{cm}}{\varphi \cdot F} = \frac{-588,12}{0,734 \cdot 61,9 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = |-129,44| \text{ МПа} < R; \\ \sigma_p = \frac{v_{cm}}{F} = \frac{518,81}{61,9 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 83,81 \text{ МПа} < R.$$

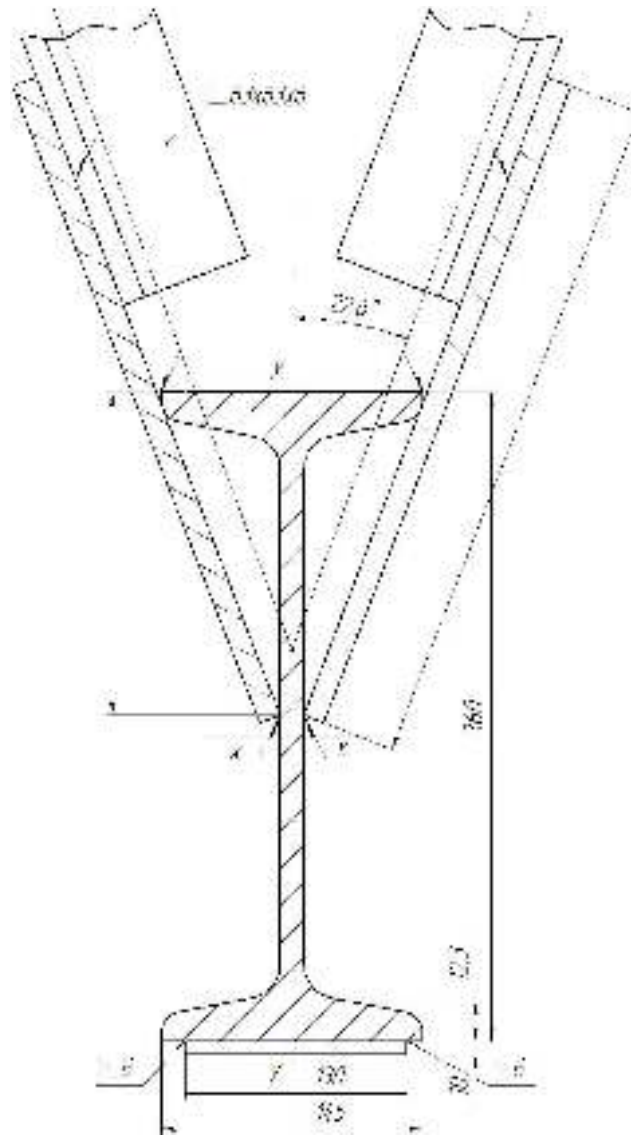


Рисунок 3.8.6 – Поперечний перетин нижнього поясу стріли

Коефіцієнт φ слід вибирати за табл.Д.19.1 по найбільшій гнучкості двотавра нижнього поясу в межах довжини панелі (із площини підвісу)

$$\lambda = \frac{l}{z_y} = \frac{2,1}{2,89 \cdot 10^{-2}} = 72,66.$$

Тоді $\varphi = 0,734$.

Розкоси бокової ферми

$$\sigma_{cm} = \frac{D_{cm}}{\varphi \cdot F} = \frac{-90,55}{0,707 \cdot 7,28 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = |-175,93| \text{ МПа} < R;$$

$$\sigma_p = \frac{D_p}{F} = \frac{94,86}{7,28 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 130,3 \text{ МПа} < R;$$

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_p}{r_{\min}} = \frac{0,894 \cdot 1,67}{1,93 \cdot 10^{-2}} = 77,4.$$

Коефіцієнт приведення довжини розкосу $\mu = 0,894$ вибираємо в залежності від співвідношення поздовжніх жорсткостей стрижнів верхнього поясу та розкосу

$$k_n = \frac{I_n \cdot l_p}{I_p \cdot d} = \frac{2 \cdot 178,95 \cdot 10^{-8} \cdot 1,67}{27,06 \cdot 10^{-8} \cdot 2,1} = 10,5,$$

при $\frac{l_p}{r_{\min}} = \frac{1,67}{1,93 \cdot 10^{-2}} = 86,52;$
 $\varphi = 0,707.$

Нижній пояс треба перевірити на згинаючий момент, що діє в межах довжини панелі ферми. Для цього треба побудувати лінію впливу M_{\max} для фрагменту нижнього поясу (рис.3.8.7), як балки на двох опорах.

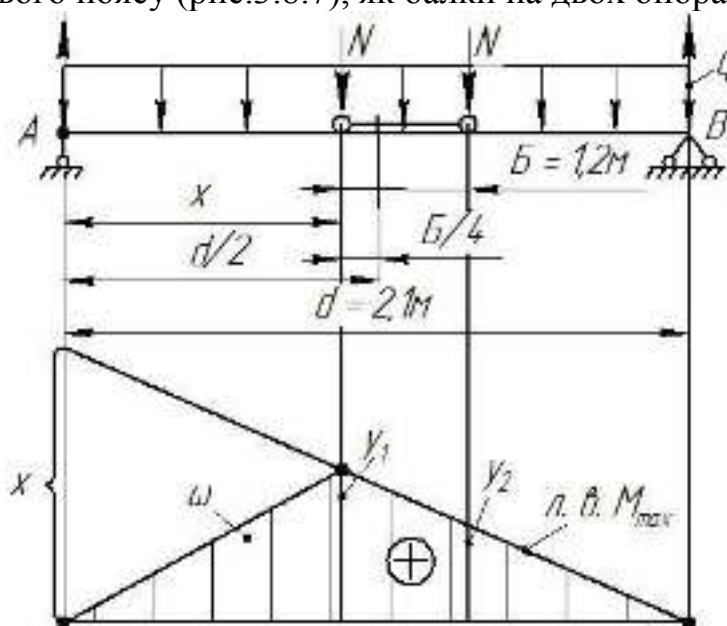


Рисунок 3.8.7 – Розрахункова схема та л.в. M_{\max} для фрагменту нижнього поясу

На розрахунковій схемі (рис.3.8.7) приведені наступні величини:

$$q = 0,476 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{поздовжня вага двотавра № 36};$$

$N = 2 \cdot N_1 = 2 \cdot 28,84 = 57,68 \text{кН}$ - сила тиску на одну вісь завантаженого візка за комбінацією 2.1.

Критичний перетин знаходиться на відстані $x = \frac{d}{2} - \frac{B}{4} = \frac{2,1}{2} - \frac{1,2}{4} = 0,75 \text{м}$ від лівої опори А балки.

Тоді

$$M_{\max} = q \cdot \omega + N(y_1 + y_2) = 0,476 \cdot 0,506 + 57,68 \cdot (0,48 + 0,054) = 31,04 \text{ кНм.}$$

У рівнянні приведені наступні величини л.в. M_{\max} :

$$\omega = \frac{1}{2} \cdot d \cdot y_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,1 \cdot 0,48 = 0,506 \text{ м}^2 \text{ - площа лінії впливу;}$$

$$y_1 = 0,48 \text{ м, } y_2 = 0,054 \text{ м - ординати лінії впливу.}$$

Напруження, викликані згином, в нижній площині полиці двотавра дорівнюють

$$\sigma_3 = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{31,04}{743 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3} = 41,78 \text{ МПа.}$$

Сумарне розтягуюче напруження в нижній полиці двотавра дорівнює $\sigma = \sigma_p + \sigma_3 = 83,8 + 41,78 = 125,59 \text{ МПа} < R$.

3.8.8 Перевірка нижньої полиці двотавра

З досвіду проектування подібних стріл відомо, що нижню полицю слід підсилити штабою товщиною $t_1 = 10 \text{ мм}$ та шириною $t_2 = 130 \text{ мм}$, для уникнення місцевої втрати стійкості.

Напруження місцевого згину нижньої полиці двотавра разом із штабою можна визначити за відомими рівняннями

$$\sigma_x = C_x \cdot \frac{N_1}{(t_1 + t_2)^2} = \frac{0,75 \cdot 28,84}{(0,01 + 0,013)^2 \cdot 10^3} = 40,86 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_y = C_y \cdot \frac{N_1}{(t_1 + t_2)^2} = \frac{1,1 \cdot 28,84}{(0,01 + 0,013)^2 \cdot 10^3} = 59,96 \text{ МПа,}$$

де C_x, C_y - коефіцієнти (додаток Д.20.1);

$N_1 = 28,84 \text{ кН}$ - найбільший тиск на одне колесо завантаженого електроталія.

Тоді, приведені напруження в нижній полиці двотавра з підсиленням дорівнюють

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + (\sigma_z + \sigma_y)^2} - \sigma_x(\sigma_z + \sigma_y) =$$

$$= \sqrt{40,86^2 + (125,59 + 59,96)^2} - 40,86(125,59 + 59,96) = 168,86 \text{ МПа} < R.$$

Отже, місцева стійкість нижньої полиці двотавра, підсиленої штабою забезпечена.

Приклад 3.9. Спроекувати балочну стрілу для баштового крана без оголовника



Вихідні дані

Виліт вантажу максимальний $L = 50\text{ м}$;

Максимальна вантажопідйомність $Q_{\text{max}} = 8\text{ т}$;

Вантажний момент $M_Q = 784\text{ кНм}$;

Вантажопідйомність на вильоті 50 м, $Q_{\text{max}} = 1,6\text{ т}$;

База візка $B_e = 1,25\text{ м}$;

Швидкості:

Підйому $v_n = 0,6 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

Пересування візка $v_s = 1 \frac{м}{с}$;

Обертання стріли $v_0 = 1 \frac{об}{хв}$;

Висота підйому $H = 32м$;

Група режиму роботи крана А3;

Башта крана не обертається;

Тиск вітру робочого стану $q_0 = 150МПа$;

Температура навколишнього середовища до $t = -20^{\circ}C$.

3.9.1 Вибір матеріалу

Кран призначений для роботи на будівництві житлових будинків, стадіонів, промислових споруд та інших цивільних об'єктів на території рівнинної України, де температура не опускається нижче $-20^{\circ}C$. Для виготовлення металоконструкції підійде сталь Ст3сп5 ГОСТ 380-90, механічні характеристики якої приведені в табл.3.9.1.

Таблиця 3.9.1 – Механічні характеристики сталі

Сталь	σ_T , МПа	σ_s , МПа	$[\sigma]_p$, МПа	R_{32} , МПа	R_p , МПа
Ст3сп5 ГОСТ 380-90	245-255	370-380	170	180	210

3.9.2 Вибір типу металоконструкції стріли

Останнім часом в кранобудуванні поширена концепція створення баштових кранів з поворотною стріловою частиною без оголовника і молотовидною стрілою консольного типу.

Подібні стрілові конструкції мають переваги у власній вазі, краще використовують висотний габарит крана, більше зручностей при монтажу, особливо, в приставному варіанті.

Найкраще такі конструкції стріл зарекомендували себе у вигляді тригранних трубчастих ферм. Приймаємо схему, приведену на рис. 3.9.1, в якій бокові ферми мають розкісну ґратку і виконані із зменшенням генеральної висоти на довжині вильоту, горизонтальна ферма – з трикутною ґраткою із стійками.

На основі аналізу існуючих подібних стріл призначимо основні геометричні розміри стріли та розрахуємо додаткові розміри та кути розміщення елементів стріли та ферми (рис. 3.9.1):

Довжина стріли $L_c = 49,92м$;

Висота стріли: основна частина $H_c = 2,27м$, кінцева частина $h_c = 1,12м$;

Ширина стріли $B = 2м$;

Крок панелі $d = 1,92м$;

Кількість панелів в стріли $n = 26$;

Висота бокової ферми $H = 2,5м$;

Кут нахилу бокових ферм $\beta = 23,58^{\circ}$;

Кут нахилу розкосів в боковій фермі $\alpha = 37,52^\circ$;

Кут нахилу розкосів в горизонтальній фермі $\alpha_1 = 43,83^\circ$;

Довжини: розкосу бокової ферми $l_{p_6} = 3,15 м$;

стійки бокової ферми $l_{c_6} = 2,5 м$;

розкосу горизонтальної ферми $l_{p_2} = 2,77 м$;

стійки горизонтальної ферми $l_{c_2} = 2 м$.

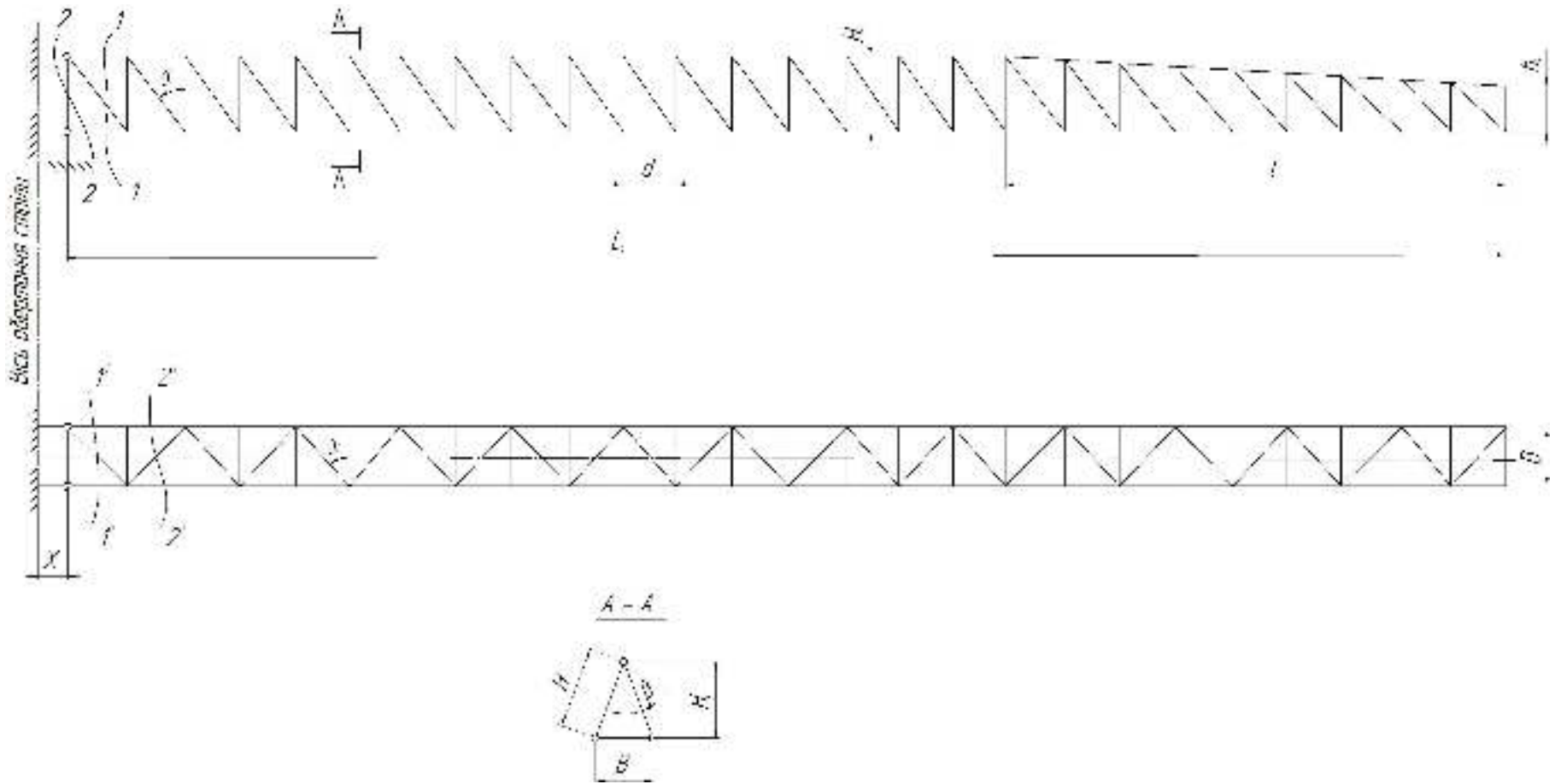


Рисунок 3.9.1 – Геометрична схема стріли

3.9.3 Розрахункові випадки та комбінації навантажень

Рекомендуються наступні розрахункові випадки та комбінації навантажень.

Випадок 1. Працює тільки механізм підйому. Вітер тисне упоперек на стрілу і на вантаж.

Комбінація 1.1

Візок з максимальним вантажем знаходиться на вильоті $L = 10\text{ м}$.

На бокові ферми стріли діють приведені сили власної ваги, ваги піднімаемого вантажу та гакової підвіски з коефіцієнтом динамічності, ваги візка, вітрового тиску, поздовжня сила від підйомного канату.

На стержні горизонтальної ферми діють сили вітрового тиску, приведені стискуючі сили від візка з вантажем та власної ваги стріли.

Комбінація 1.2

Візок з мінімальним вантажем знаходиться на максимальному вильоті $L = 50\text{ м}$.

На бокові і горизонтальну ферми стріли діють сили, аналогічні приведеним в комбінації 1.1.

Випадок 2. Механізм підйому не працює. Працюють механізми пересування візка та повертання стріли. Вітер тисне упоперек на стрілу і на вантаж.

Комбінація 2.1

Візок з піднятим максимальним вантажем знаходиться на вильоті $L = 10\text{ м}$.

На бокові ферми стріли діють приведені сили власної ваги, вага піднятого вантажу та гакової підвіски без коефіцієнта динамічності, ваги візка, вітрового тиску, інерційні навантаження від повороту стріли та візка з вантажем, поздовжні сили від канатів підйомного та пересування візка, інерційні сили прискорення візка з вантажем.

На горизонтальну ферму стріли діють сили тиску вітру, інерційні сили від повертання стріли і завантаженого візка, стискуючі приведені сили від візка з вантажем та власної ваги стріли.

Комбінація 2.2

Візок з піднятим мінімальним вантажем знаходиться на максимальному вильоті $L = 50\text{ м}$.

На бокові та горизонтальну ферми діють сили, аналогічні приведеним в комбінації 2.1.

3.9.4 Навантаження

3.9.4.1 Сила власної ваги пласкої бокової ферми

$$q_{c_1} = 1,107 \text{ кН} / \text{м} .$$

Розрахункові сили.

Власної ваги половини стріли

$$q_c = q_{c_1} \cdot k_1 = 1,107 \cdot 1,1 = 1,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}} .$$

Ваги вантажу

$$G_{Q_{\max}} = Q_{\max} \cdot g \cdot k_2 = 8 \cdot 9,8 \cdot 1,2 = 94,08 \text{кН},$$

$$G_{Q_{\min}} = Q_{\min} \cdot g \cdot k_2 = 1,6 \cdot 9,8 \cdot 1,2 = 18,82 \text{кН}.$$

Ваги візка

$$G_e = 0,05 \cdot G_{Q_{\max}} \cdot k_3 = 0,05 \cdot 94,08 \cdot 1,1 = 4,31 \text{кН}.$$

Коефіцієнти k_1, k_2, k_3 - рекомендовані коефіцієнти перевантажень відповідних сил.

Сила ваги гакової підвіски (вибирається за довідниковими даними по вантажопідйомності) $G_n = 0,85 \text{кН}$.

3.9.4.2 Сили тиску на ходові колеса: комбінація навантажень 1.1

$$N_1 = \frac{\psi(G_Q + G_n) + G_e}{4} = \frac{1,15(94,08 + 0,85) + 4,31}{4} = 28,37 \text{кН};$$

комбінація навантажень 1.2

$$N_1 = \frac{1,15(18,82 + 0,85) + 4,31}{4} = 6,73 \text{кН};$$

комбінація навантажень 2.1

$$N_1 = \frac{94,08 + 0,85 + 4,31}{4} = 24,81 \text{кН};$$

комбінація навантажень 2.2

$$N_1 = \frac{18,82 + 0,85 + 4,31}{4} = 5,99 \text{кН}.$$

3.9.4.3 Вітрові навантаження на стрілу з вантажем

$$P_{eH} = P_{e_c} + P_{e.g},$$

де P_{e_c} - сила тиску вітру робочого стану на стрілу;

$P_{e.g}$ - сила тиску вітру робочого стану на піднятий вантаж.

Сила тиску вітру робочого стану на стрілу

$$P_{e_c} = q_{e_c} \cdot F_{C_H} = 246,67 \cdot 39,66 = 9782,93H,$$

де $q_{e_c} = q_H \cdot k \cdot c \cdot k_4$ - розрахунковий питомий тиск вітру робочого стану на стрілу, Па;

$F_{C_H} = F_C \cdot \varphi$ - навітряна площа стріли, m^2 ;

$q_H = 125 Pa$ - нормативний питомий тиск вітру робочого стану на висоті 10 м;

$k = 1,43$ - висотний коефіцієнт;

$c = 1,38$ - аеродинамічний коефіцієнт для трубчастих тригранних ферм;

$k_4 = 1$ - коефіцієнт перевантажень по вітровому тиску робочого стану;

F_C - площа проекції контуру стріли на вертикаль, m^2 ;

$\varphi = 0,35$ - коефіцієнт заповнення ферми з труб;

F_e - навітряна площа вантажу, m^2 .

Розрахунковий питомий тиск вітру на стрілу

$$q_{e_c} = q_H \cdot k \cdot c \cdot n_4 = 125 \cdot 1,43 \cdot 1,38 \cdot 1 = 246,67 Pa.$$

Навітряна площа стріли

$$F_{C_H} = L_C \cdot H \cdot \varphi = 49,92 \cdot 2,27 \cdot 0,35 = 39,66 m^2.$$

Прогінна сила тиску вітру робочого стану на стрілу

$$q_{e_{c1}} = \frac{P_{e_c}}{L_c} = \frac{9782,93}{49,92} = 195,98 \frac{H}{m}.$$

Сила тиску вітру робочого стану на вантаж

$$\begin{cases} P_{e_{e_1}} = q_e \cdot F_{e_1} = 214,5 \cdot 9,05 = 1941,22H \\ P_{e_{e_2}} = q_e \cdot F_{e_2} = 214,5 \cdot 4,81 = 1031,74H, \end{cases}$$

де q_e - питома сила тиску вітру на вантаж, Па;

F_e - навітряна площа вантажу, m^2 .

Навітряну площу вантажу можна визначити по рівнянню

$$F_e = 3,2 \sqrt{Q}.$$

Тоді

$$\begin{cases} F_{\phi_1} = 3,2\sqrt{8} = 9,05\text{ м}^2 \\ F_{\phi_2} = 3,2\sqrt{1,6} = 4,81\text{ м}^2, \end{cases}$$

Питомий тиск вітру робочого стану на вантаж дорівнює

$$q_s = q_H \cdot k \cdot c \cdot k_4 = 125 \cdot 1,43 \cdot 1,2 \cdot 1 = 214,5\text{ Па},$$

де $c = 1,2$ - аеродинамічний коефіцієнт вантажу.

3.9.4.4 Інерційні навантаження від повертання стріли з вантажем

Дотична сила інерції ферми визначається за формулою

$$R_{i\phi} = \frac{m_c \cdot \omega}{t_0} (x + 0,5 \cdot L_c) = \frac{6,21 \cdot 0,105}{5} (1 + 0,5 \cdot 49,92) = 3,39\text{ кН},$$

де $x = 1\text{ м}$ - відстань корньового шарніра стріли від осі обертання;

m_c - приведена маса бокової ферми стріли, т;

ω - кутова швидкість повертання стріли, $\frac{1}{\text{с}}$;

$t = 5\text{ с}$ - час розгону приводу механізму обертання стріли.

Маса ферми дорівнює

$$m_c = \frac{q_c \cdot L_c}{g} = \frac{1,22 \cdot 49,92}{9,8} = 6,21\text{ т}.$$

Кутова швидкість стріли

$$\omega = \frac{\pi}{30} = \frac{3,14 \cdot 1}{30} = 0,105 \frac{1}{\text{с}}.$$

Розподілена сила інерції бокової ферми при повертанні стріли

$$q_{i\phi} = \frac{P_{i\phi}}{L_c} = \frac{3,39}{49,92} = 0,069 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Розподілена сила інерції тригранної стріли при її повертанні може скла-
дати

$$q_{ic} = 2 \cdot q_{i\phi} = 2 \cdot 0,069 = 0,138 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Сила інерції вантажу, візка та гакової підвіски при повертанні стріли

$$P_{i_0} = \frac{(G_0 + G_s + G_n) \cdot \omega}{9,8 \cdot t_0} \cdot L,$$

де L - виліт вантажу, м;

$t_0 = 5c$ - прийнятий час розгону механізму обертання стріли.

Для паспортних вантажопідйомностей сили інерції дорівнюють

$$\begin{cases} P_{i_{01}} = \frac{(94,08 + 4,31 + 0,85) \cdot 0,105}{9,8 \cdot 5} \cdot 10 = 2,13 \text{кН} \\ P_{i_{02}} = \frac{(18,82 + 4,31 + 0,85) \cdot 0,105}{9,8 \cdot 5} \cdot 50 = 2,57 \text{кН}. \end{cases}$$

Щоб перейти до розрахунку плоскої бокової ферми стріли необхідно здійснити приведення до плоскої ферми всіх силових факторів, які діють на стрілу крана при різних розрахункових комбінаціях.

Схема приведення зовнішніх навантажень до плоскої бокової ферми дана на рис.3.9.2.

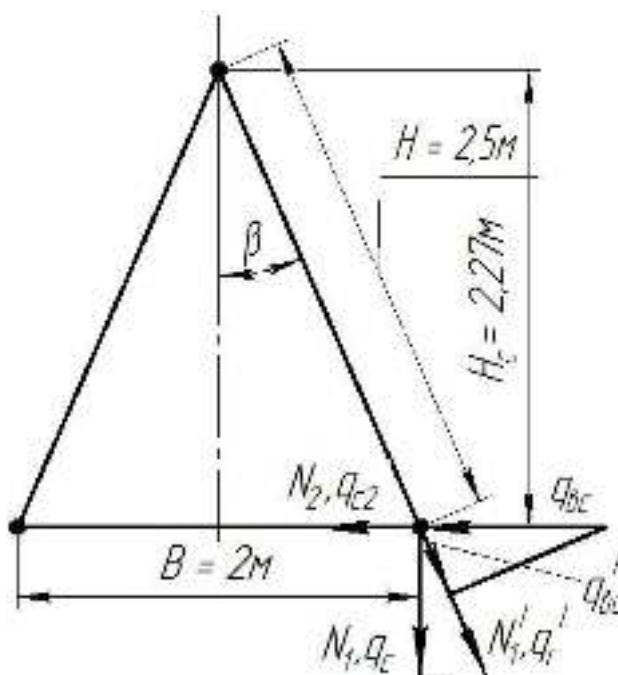


Рисунок 3.9.2 – Схема приведення навантажень до плоских ферм.

3.9.4.5 Приведені сили:

власної ваги стріли

$$q'_c = \frac{q_c}{\cos \beta} = \frac{1,22}{0,915} = 1,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

тиску вітру робочого стану

$$q'_g = q_{g,c_1} \cdot \sin \beta = 0,196 \cdot 0,4 = 0,0784 \frac{\kappa H}{м}$$

Сили інерції візка з вантажем при повертанні стріли

$$\begin{cases} P'_{i_{Q1}} = \frac{P_{i_{Q1}} \cdot \sin \beta}{4} = \frac{2,13 \cdot 0,4}{4} = 0,213 \kappa H \\ P'_{i_{Q2}} = \frac{P_{i_{Q2}} \cdot \sin \beta}{4} = \frac{2,57 \cdot 0,4}{4} = 0,257 \kappa H. \end{cases}$$

Сили тиску ходових коліс завантаженого візка
випадок 1

$$N'_1 = \frac{N_1}{\cos \beta} = \frac{28,37}{0,96} = 30,97 \kappa H, \quad N'_2 = \frac{N_2}{\cos \beta} = \frac{6,73}{0,96} = 7,35 \kappa H.$$

випадок 2

$$N'_1 = \frac{N_1}{\cos \beta} = \frac{24,81}{0,96} = 27,08 \kappa H, \quad N'_2 = \frac{N_2}{\cos \beta} = \frac{5,99}{0,96} = 6,54 \kappa H.$$

3.9.4.6 Сили інерції при пуску (гальмуванні) механізму пересування візка з вантажем

$$\begin{cases} P_{i(2,1)} = \frac{(G_{Q1} + G_g + G_n) \cdot v}{g \cdot t} = \frac{(94,48 + 4,31 + 0,85) \cdot 1}{9,8 \cdot 3} = 3,37 \kappa H \\ P_{i(2,2)} = \frac{(G_{Q2} + G_g + G_n) \cdot v}{g \cdot t} = \frac{(18,82 + 4,31 + 0,85) \cdot 1}{9,8 \cdot 3} = 0,82 \kappa H, \end{cases}$$

де $t = 3c$ - час розгону візка з вантажем.

3.9.4.7 Зусилля в канаті механізму пересування завантаженого візка можна прийняти в межах $S_{n,g} = 2...5 \kappa H$. Приймаємо $S_{n,g(2,1)} = 3 \kappa H$, $S_{n,g(2,2)} = 1,5 \kappa H$.

3.9.4.8 Зусилля в канаті механізму підйому визначається по відомим залежностям

$$S_{n,1} = \frac{y_d \cdot (G_{Q1} + G_n)}{a \cdot \eta} = \frac{1,15 \cdot (94,08 + 0,85)}{2 \cdot 0,91} = 59,98 \kappa H;$$

$$S_{n_{1,2}} = \frac{1,15 \cdot (18,82 + 0,85)}{2 \cdot 0,91} = 12,42 \text{кН};$$

$$S_{n_{2,1}} = \frac{94,08 + 0,85}{2 \cdot 0,91} = 52,15 \text{кН};$$

$$S_{n_{2,2}} = \frac{8,82 + 0,85}{2 \cdot 0,91} = 10,8 \text{кН}.$$

де $y_d = 1,15$ - коефіцієнт динамічності при підйомі;
 $i = 2$ - кратність підйомного поліспасти;
 $\eta = 0,91$ - ККД поліспасти.

3.9.4.9 Горизонтальна поперечна складова від сили тиску коліс візка з вантажем може бути визначена по залежності

$$P_z = N \cdot \operatorname{tg} \beta.$$

Комбінація 1.1

$$P_z = 28,37 \cdot 0,436 = 12,38 \text{кН}.$$

Комбінація 1.2

$$P_z = 6,37 \cdot 0,436 = 2,78 \text{кН}.$$

Комбінація 2.1

$$P_z = 24,81 \cdot 0,436 = 10,82 \text{кН}.$$

Комбінація 2.2

$$P_z = 5,99 \cdot 0,436 = 2,61 \text{кН}.$$

3.9.4.10 Горизонтальна складова від сили ваги бокових ферм (стиск нижньої горизонтальної ферми вагою бокових ферм)

$$q_{м.г.} = q_m \cdot \operatorname{tg} \beta = 1,22 \cdot 0,436 = 0,532 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Горизонтальні складові вище перерахованих стискуючих сил сприймаються горизонтальною фермою, а саме стійками та розкосами.

3.9.5 Визначення зусиль в стрижнях стріли

Для спрощення визначення зусиль в стрижнях тригранної стріли, тригранну ферму слід розбити на три плоскі ферми, дві бокові та одну горизонтальну.

Як видно з розділу 3.9.4 на стрілу діють стаціонарні та рухомі навантаження.

Тому зусилля в стрижнях бокових і горизонтальної ферм слід виконати за допомогою ліній впливу.

3.9.5.1 Розрахунок зусиль в стрижнях плоских ферм

Лінії впливу для стрижнів бокової ферми приведені на рис. 3.9.3, а розраховані по лініям впливу зусилля в поясах та розкосах бокової ферми зведені до табл.3.9.2. Лінії впливу для стрижнів горизонтальної ферми приведені на рис.3.9.4, а розраховані зусилля в стрижнях цієї ферми зведені до табл.3.9.3.

В табл.3.9.2 величина q складається із

$$q = q'_c + q'_e = 1,33 + 0,0784 = 1,4084 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

а в табл.3.9.3 величина q дорівнює

$$q = q_{m_2} + q_{e_c} + q_{i_c} = 0,532 + 0,196 + 0,138 = 0,866 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

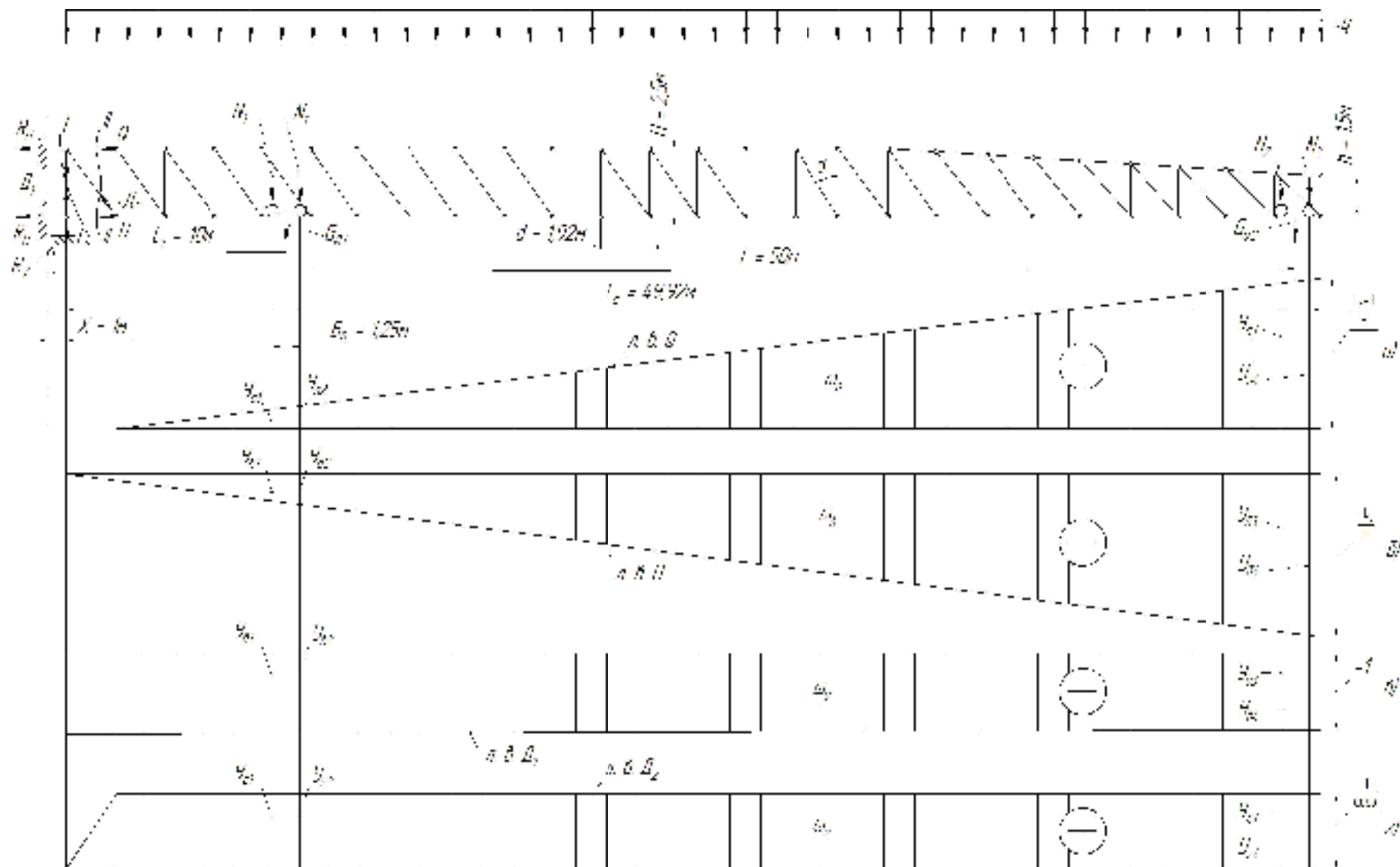


Рисунок 3.9.3 – Лінії впливу для бокової пласкої ферми

Таблиця 3.9.2 – Зусилля в стрижнях бокових ферм стріли

Лінії впливу, стрижень	Площі ліній впливу		$q \cdot \omega_i$, кН	Ординати ліній впливу		Зусилля в стрижнях бокових ферм при відповідних комбінаціях навантажень, кН								
	ω_i	Значення		y_i	Значення	1.1		1.2		2.1		2.2		
						$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	
Q - верхній пояс	ω_a	460,8	648,99	y_{a1}	2,58	79,90	824,28			69,92	802,37			
				y_{a2}	3,08	95,39				83,46				
				y_{a1}	18,66			137,15	926,38			122,04	895,81	
				y_{a2}	19,08			140,24				124,78		
U - нижній пояс	ω_b	-498,45	-702	y_{b1}	-3,35	-103,75	-924,98			-90,72	-896,8			
				y_{b2}	-3,85	-119,23				-104,08				
				y_{b1}	-19,35			-142,22	-990,12			-126,55	-958,37	
				y_{b2}	-19,85			-145,9				-129,82		
D ₁ - стійка	ω_d	-49,92	-70,3	y_{d1}	-1	-30,97	-132,24			-27,08	-125,9			
				y_{d2}	-1	-30,97				-27,08				
				y_{d1}	-1			-7,35	-85			-6,54	-83,38	
				y_{d2}	-1			-7,35				-6,54		
D ₂ - стійка	ω_e	61,68	86,86	y_{e1}	1,26	39,02	165,26			34,12	155,1			
				y_{e2}	1,26	39,02				34,12				
				y_{e1}	1,26			9,26	105,38			8,24	103,34	
				y_{e2}	1,26			9,26				8,24		

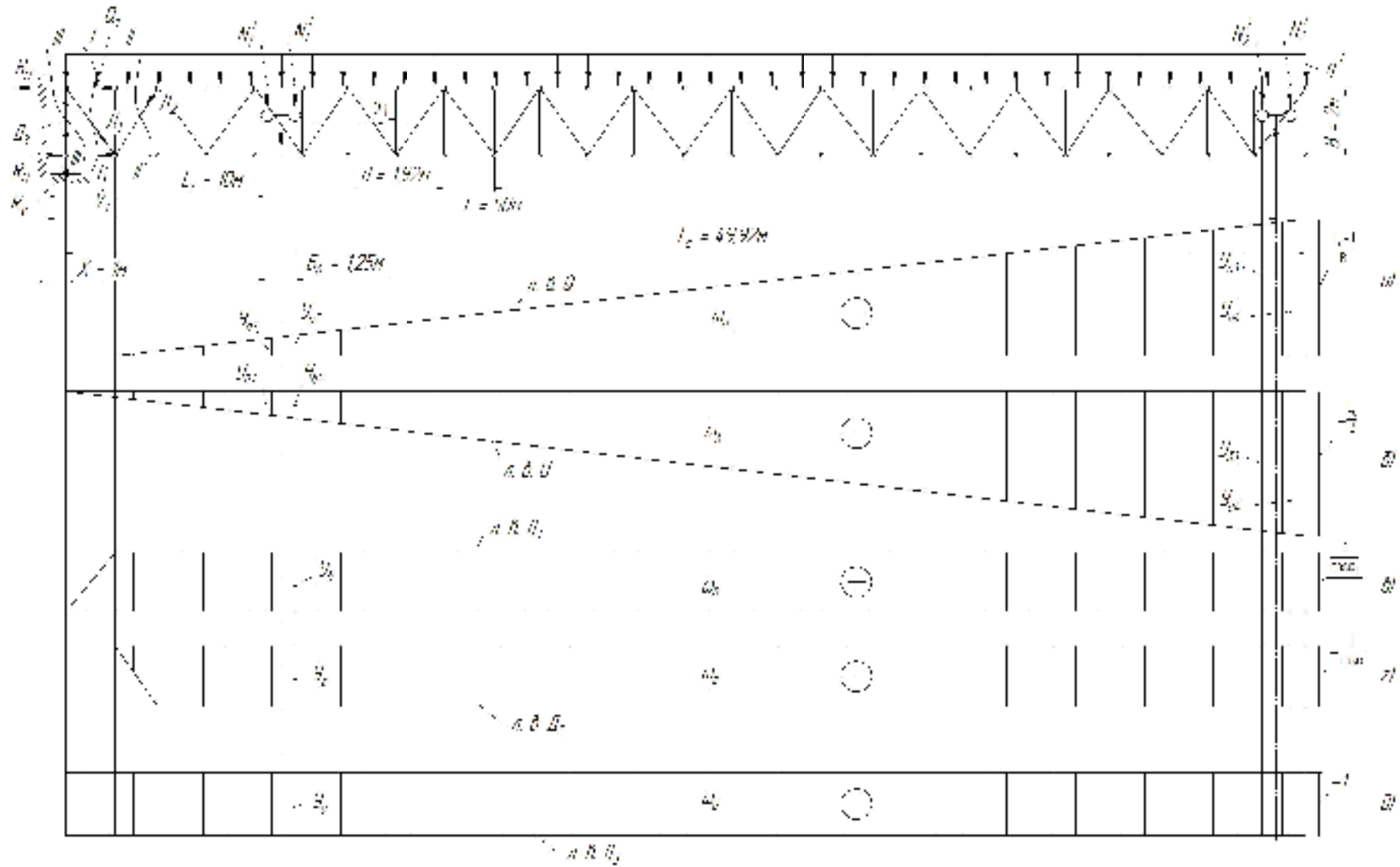


Рисунок 3.9.4 – Лінії впливу для горизонтальної ферми

Таблиця 3.9.3 – Зусилля в стрижнях горизонтальної ферми

Лінії впливу (стрижень)	Площі ліній впливу, м		$q \cdot a_1$, кН комб. 1.1,1.2	$q \cdot a_2$, кН комб. 2.1,2.2	Ординати ліній впливу		Зусилля в стрижнях бокових ферм при відповідних комбінаціях навантажень, кН							
	a_1	Значення			y_1	Значення	1.1		1.2		2.1		2.2	
							$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля	$N_i \cdot y_i$	Сумарне зусилля
Q верхній пояс	a_a	576	112,9	192,38	y_{a_1}	3,23	3,13	119,76			6,57	206,78		
					y_{a_2}	3,85	3,73				7,83			
					y_{a_1}	23,22			11,96	137,14			41,79	277,1
					y_{a_2}	23,85			12,28			42,93		
U нижній пояс	a_b	-623	122,11	-208,08	y_{b_1}	-4,19	-4,06	-130,83			-9,85	-227,72		
					y_{b_2}	-4,81	-4,66				-9,79			
					y_{b_1}	-24,18			-12,45	-147,34			-43,52	-296,26
					y_{b_2}	-24,18			-12,78			-44,66		
D_1 стійка	a_d	68,08	49,56	58,96	y_{d_1}	1,39	18,55	86,66			17,86	94,68		
					y_{d_2}	1,39	18,55				17,86			
					y_{d_1}	1,39			4,57	58,7			6,13	71,22
					y_{d_2}	1,39			4,57			6,13		
D_2 стійка	a_c	-65,41	-47,62	-56,64	y_{c_1}	-1,39	-18,55	-84,72			-17,86	-92,36		
					y_{c_2}	-1,39	-18,55				-17,86			
					y_{c_1}	-1,39			-4,57	-56,76			-6,13	-68,9
					y_{c_2}	-1,39			-4,57			-6,13		
D_3 стійка	a_e	-49,92	-36,34	-43,23	y_{e_1}	-1	-13,35	-63,04			-12,85	-68,93		
					y_{e_2}	-1	-13,35				-12,85			
					y_{e_1}	-1			-3,29	-49,92			-4,41	-52,05
					y_{e_2}	-1			-3,29			-4,41		

3.9.5.2 Розрахункові зусилля в стрижнях стріли

Зусилля у верхньому поясі тригранної ферми стріли (розтягу) буде дорівнювати подвійній силі Q_1 верхнього поясу бокової пласкої ферми, але без урахування інерційних та вітрових навантажень, так як ці сили взаємно урівноважуються у двох бокових фермах. Сили від тягового та підйомних канатів, а також інерційні навантаження від розгону (гальмування) візка з вантажем верхній пояс стріли не сприймає.

Зусилля в нижньому поясі бокової ферми (стиску) слід скласти із зусиллями горизонтальної ферми від роботи завантаженої стріли в горизонтальній площині. Крім того слід ще додати зусилля в тяговому і підйомному канатах і силу інерції розгону завантаженого візка. Зусилля в розкосах і стійках бокових ферм слід взяти із табл.3.9.2, а в розкосах та стійках горизонтальної ферми – з табл. 3.9.3.

Зусилля в стрижнях горизонтальної ферми можуть мати протилежні знаки, вказаним в табл.3.9.3, при реверсі обертання. Розрахункові зусилля в стрижнях стріли зведені до табл.3.9.4.

В якості приклада можна розрахувати максимальне зусилля в нижньому поясі стріли для комбінації навантажень 2.2. Максимальне зусилля в нижньому поясі стріли складається із стискуючих сил U_6 для бокової ферми (табл.3.9.2), стискуючих сил U_2 для горизонтальної ферми (табл.3.9.3), зусиль від підйомного та тягового канатів, інерційні сили від пуску та гальмування завантаженого візка.

$$U_{\max} = (-958,37) + (-296,26) + (-1,5) + (-10,8) + (-0,82) = -1267,75 \text{ кН}.$$

Таблиця 3.9.4. – Розрахункові зусилля в стрижнях стріли, кН

Стрижні	Комбінації навантажень			
	1.1	1.2	2.1	2.2
Верхній пояс Q	1648,56	1852,76	1604,74	1791,62
Нижній пояс U	-1115,79	-1127,28	-1183,04	-1267,75
Бокова ферма:				
розкіс D_2	165,26	105,38	155,1	103,34
стійка D_1	-132,24	-85	-125,9	-83,38
Горизонтальна ферма:				
розкіс D_1	±86,56	±58,7	±94,68	±71,22
розкіс D_2	∓84,72	∓56,76	∓92,36	∓68,9
стійка D_3	∓63,04	∓49,92	∓68,93	∓52,05

Примітка. В розкосах та стійках горизонтальної ферми зусилля можуть бути розтягуючими та стискуючими, в залежності від напрямку обертання стріли.

3.9.6 Вибір сортаменту для стрижнів стріли

Попередньо визначимо мінімальні значення площ поперечних перетинів розтягнутого поясу $F_{\min(p)}$, та стиснутих стрижнів нижнього поясу $F_{\min(c)}$, стиснутих та розтягнутих стійок і розкосів стріли

$$F_{\min(p)} \geq \frac{S}{m \cdot R},$$

$$F_{\min(c)} \geq \frac{S}{\varphi \cdot m \cdot R},$$

де $F_{\min(p)}, F_{\min(c)}$ - мінімальна площа поперечного перетину, відповідно, розтягнутого та стиснутого елемента, m^2 ;

φ - коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутого елемента;

m - коефіцієнт умов роботи стрижня;

S - розрахункове зусилля в стрижні, кН;

R - розрахунковий опір матеріалу стрижня, МПа.

Коефіцієнти умов роботи приймаємо для стрижнів: верхнього поясу $m = 0,8$; для нижнього поясу $m = 0,8$; для стійок та розкосів $m = 0,9$. Також попередньо приймаємо коефіцієнт втрати стійкості стрижнів: для нижнього поясу $\varphi = 0,7$; для стійок та розкосів $\varphi = 0,8$.

Для сталі СтЗсп5 розрахунковий опір

$$R = R_H \cdot k_0 = 235 \cdot 0,9 = 211,5 \text{ МПа.}$$

Приймаємо $R = 210 \text{ МПа}$ при розтягуванні-стиску стрижня.

Попередньо вибрані сортаменти елементів стріли повинні мати такі мінімальні площі поперечних перетинів:

верхній пояс Q

$$F_{\min} \geq \frac{1852,76}{0,8 \cdot 210 \cdot 10^3} = 0,01102 \text{ м}^2;$$

нижній пояс U

$$F_{\min} \geq \frac{1267,75}{0,8 \cdot 0,8 \cdot 210 \cdot 10^3} = 0,0108 \text{ м}^2;$$

розкіс бокової ферми D_2

$$F_{\min} \geq \frac{165,26}{0,9 \cdot 210 \cdot 10^3} = 8,74 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

стійка бокової ферми D_1

$$F_{\min} \geq \frac{132,24}{0,8 \cdot 0,9 \cdot 210 \cdot 10^3} = 8,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

розкоси горизонтальної ферми D_1, D_2

$$F_{\min_1} \geq \frac{94,68}{0,9 \cdot 210 \cdot 10^3} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$F_{\min_2} \geq \frac{92,36}{0,8 \cdot 0,9 \cdot 210 \cdot 10^3} = 6,10 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

стійка горизонтальної ферми D_3

$$F_{\min} \geq \frac{68,93}{0,8 \cdot 0,9 \cdot 210 \cdot 10^3} = 4,56 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Для верхнього поясу підходить труба гарячекатана безшовна $\text{Ø}245 \times 16$ ГОСТ 8732-78 з площею поперечного перетину $F = 0,0115 \text{ м}^2$.

Для нижнього поясу пропонується складний профіль із труби гарячекатаної безшовної $\text{Ø}219 \times 14$ ГОСТ 8732-78 та кутовника сталю гарячекатаного рівно полкового $\text{L} 100 \times 100 \times 14$ ГОСТ 8509-86 (рис.3.9.5).

Сумарна площа перетину вибраного нижнього поясу складає $F_H = 0,01164 \text{ м}^2$.

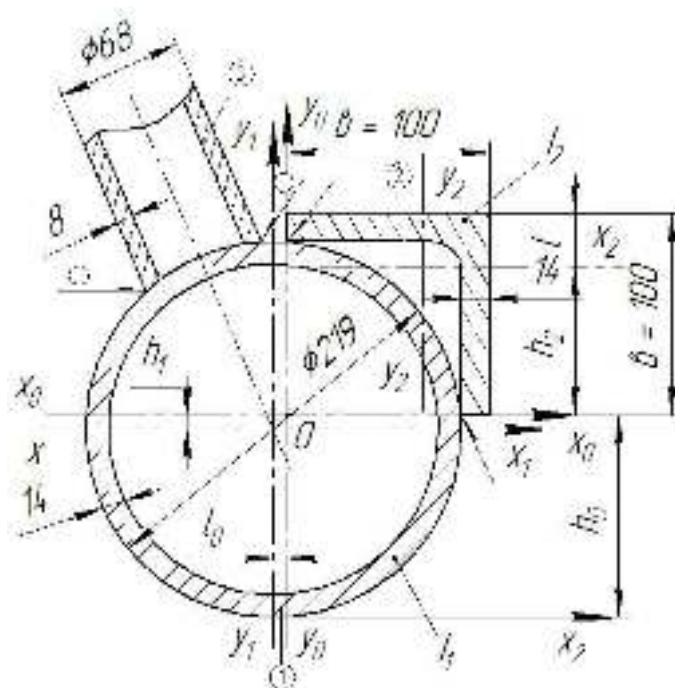


Рисунок 3.9.5 – Поперечний перетин нижнього поясу стріли

Стійку та розкіс бокової ферми слід виготовити із труби Ø68x8. Для горизонтальної ферми розкоси та стійки слід виготовити із труби Ø60x8 ГОСТ 8732-80.

Основні характеристики обраного сортаменту зведені до табл.3.9.5.

Таблиця 3.9.5 – Характеристики обраного сортаменту

Стрижень	Сортамент	Площа перетину $F, 10^{-4} \text{ м}^2$	Радіус інерції $i, 10^{-2} \text{ м}$	Момент інерції $J_x, 10^{-8} \text{ м}^4$	Момент опору $W_x, 10^{-6} \text{ м}^3$	Маса $m, \text{ кг/м}$
Верхній пояс	Труба гарячекатана безшовна Ø245x16 ГОСТ 8732-78	115,05	8,12	7578	618,6	90,36
Нижній пояс	Труба гарячекатана безшовна Ø219x14 ГОСТ 8732-80	90,1	7,26	4759	434,61	70,78
	Кутовник сталевий гарячекатаний рівнополковий 100x100x14 ГОСТ 8509-93	26,28	3	237,15	33,83	20,63
Розкоси та стійки бокової ферми	Труба гарячекатана Ø68x8 ГОСТ 8732-80	15,07	2,14	69	20,29	11,84
Розкоси та стійки горизонтальної ферми	Труба гарячекатана безшовна Ø60x8 ГОСТ 8732-80	13,07	1,86	45	15	10,26

Розрахунок поперечного перетину нижнього поясу стріли.

Положення центру згину складного перетину (рис.3.9.5) можна визначити із рівняння

$$h_0 = \frac{F_1 \cdot \frac{D}{2} + F_2 \left(\frac{D}{2} + h \right)}{F_1 + F_2} = \frac{90,1 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0,219}{2} + 26,28 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,219}{4} + 0,0908 \right)}{90,1 \cdot 10^{-4} + 26,28 \cdot 10^{-4}} = 0,13 \text{ м},$$

де F_1, F_2 - площі труби та кутовника, відповідно, м^2 ;

$h = 0,0908 \text{ м}$ - відстань між центрами ваги труби та кутовника в складному перетині нижнього поясу, м .

Розміщення центрів ваги труби та кутовника від центру згину всього перетину

$$h_1 = h_0 - \frac{D}{2} = 0,13 - \frac{0,219}{2} = 0,0205 \text{ м},$$

$$h_2 = h - h_1 = 0,0908 - 0,0205 = 0,0703 \text{ м}.$$

Моменти опору перетину нижнього поясу дорівнюють

$$W_{xH1} = \frac{J_{xH}}{h_0} = \frac{6,675 \cdot 10^{-5}}{0,13} = 5,135 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3,$$

$$W_{xH2} = \frac{J_{xH}}{h_2 + i} = \frac{6,675 \cdot 10^{-5}}{0,0703 + 0,03} = 6,655 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3,$$

де J_{xH} - момент інерції поперечного перетину нижнього поясу, м^4 .

$$J_{xH} = J_{yH} = J_1 + J_2 + F_1 \cdot h_1^2 + F_2 \cdot h_2^2 = 4,759 \cdot 10^{-5} + 0,237 \cdot 10^{-5} + 90,1 \cdot 10^{-4} \cdot 0,0205^2 + 26,28 \cdot 10^{-4} \cdot 0,0703^2 = 6,675 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

3.9.7 Розрахунок максимальних напружень в елементах стріли

З врахуванням характеристик прийнятого сортаменту необхідно визначити максимальні напруження в стрижнях стріли. Максимальні напруження: у верхньому поясі стріли

$$\sigma = \frac{Q}{F_g} = \frac{1852,76}{115,05 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 161,04 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 210 = 168 \text{ МПа};$$

в нижньому поясі

$$\sigma = \frac{U}{\varphi \cdot F_H} = \frac{-1267,75}{0,92 \cdot (90,1 + 26,28) \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = -118,4 \text{ МПа} < -0,8 \cdot 210 = -168 \text{ МПа},$$

де φ - коефіцієнт поздовжньої стійкості стиснутого нижнього поясу;

F_H - площа складеного поперечного перетину нижнього поясу, м^2 .

Фактичний коефіцієнт поздовжньої стійкості $\varphi = 0,92$ обираємо по гнучкості складеного стрижня нижнього поясу на довжині однієї панелі ферми

$$\lambda = \frac{\mu \cdot d}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 1,92}{0,064} = 30.$$

Коефіцієнт $\mu = 1$ приведення довжини панелі $d = 1,92 \text{ м}$ нижнього поясу. Мінімальний радіус інерції поперечного перетину нижнього поясу можна визначити (рис.3.9.5) по залежності

$$r_{\min} = \sqrt{\frac{J_{x_H}}{F_H}} = \sqrt{\frac{6,675 \cdot 10^{-5}}{116,4 \cdot 10^{-4}}} = 0,064 \text{ м},$$

де $J_{x_H} = J_{y_H}$ - осьові моменти інерції складеного поперечного перетину нижнього поясу стріли, м^4 .

Максимальні напруження в розкосах бокової ферми

$$\sigma = \frac{D_2}{F} = \frac{165,26}{15,07 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 109,66 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 210 = 189 \text{ МПа}.$$

Максимальні напруження в стійках бокової ферми

$$\sigma = \frac{D_1}{\varphi \cdot F} = \frac{-132,24}{0,59 \cdot 15,07 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = -148,72 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 210 = -189 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт $\varphi = 0,59$ для стійки бокової ферми по таблиці вибираємо згідно λ

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_c}{r_{\min}} = \frac{0,789 \cdot 2,5}{2,14 \cdot 10^{-2}} = 92,17.$$

Для $k_n = \frac{I_n \cdot l_c}{I_c \cdot d} = \frac{6,675 \cdot 10^{-5} \cdot 2,5}{0,069 \cdot 10^{-5} \cdot 1,92} = 125,96$ при $\frac{l_c}{r_{\min}} = \frac{2,5}{2,14 \cdot 10^{-2}} = 116,8$ з таблиці обираємо коефіцієнт приведення довжини стійки $\mu = 0,789$.

Розкоси горизонтальної ферми

$$\sigma = \frac{-94,68}{0,485 \cdot 13,07 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = -149,36 \text{ МПа} < -189 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт $\varphi = 0,485$ для розкосу горизонтальної ферми обираємо по такому ж алгоритму, як і для стійки бокової ферми.

Тобто

$$\lambda = \frac{0,735 \cdot 2,77}{1,86 \cdot 10^{-2}} = 109,46;$$

$$k_n = \frac{6,675 \cdot 10^{-5} \cdot 2,77}{0,045 \cdot 10^{-5} \cdot 1,92} = 214; \quad \frac{l}{r_{\min}} = \frac{2,77}{1,86 \cdot 10^{-2}} = 148,9;$$

$$\mu = 0,735.$$

Нижній пояс стріли слід перевірити на згин в межах однієї панелі від навантаженого візка. Пропонується згинаючий момент визначити по лінії впливу M_{1-1} для середини панелі (рис.3.9.6).

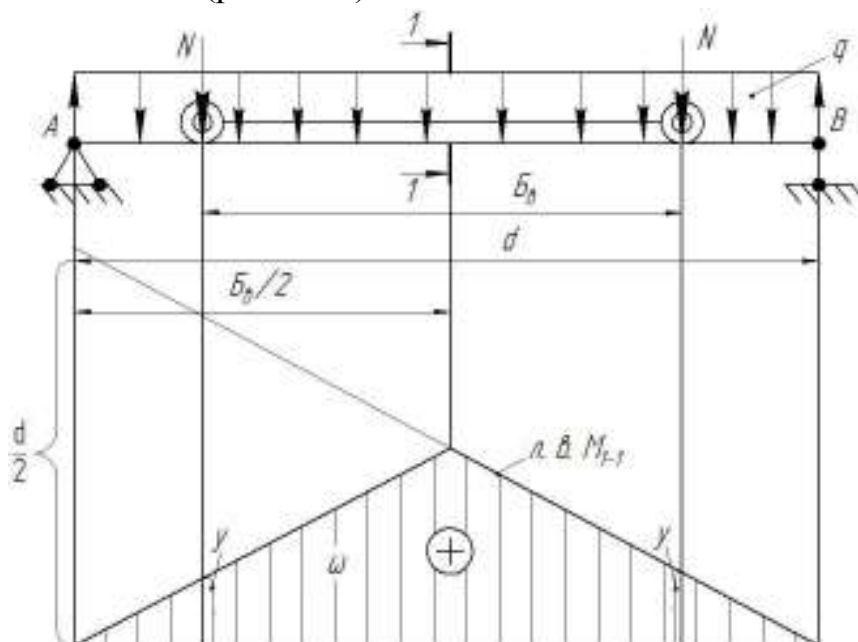


Рисунок 3.9.6 – Лінія впливу M для нижнього поясу стріли

В боковій фермі стріли

$$M_{1-1(\delta)} = 2 \cdot N \cdot y + \omega \cdot q = 2 \cdot 27,08 \cdot 0,168 + 1,408 \cdot 0,922 = 10,396 \text{ кНм}.$$

В горизонтальній фермі стріли

$$M_{1-1(\epsilon)} = 2 \cdot N_2 \cdot y + \omega \cdot q = 2 \cdot 2,035 \cdot 0,168 + 0,334 \cdot 0,922 = 0,992 \text{ кНм}.$$

Додаткові напруження в крайніх волокнах нижнього поясу стріли

$$\sigma_1 = \frac{M_{1-1(\delta)}}{W_{x_1}} + \frac{M_{1-1(\varepsilon)}}{W_{y_1}} = \frac{10,396}{5,135 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} + \frac{0,992}{5,135 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 22,13 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = \frac{M_{1-1(\delta)}}{W_{x_2}} + \frac{M_{1-1(\varepsilon)}}{W_{y_2}} = \frac{10,396}{6,655 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} + \frac{0,992}{6,655 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = -17,11 \text{ МПа}.$$

Вказані додаткові напруження слід додавати до напружень в нижньому поясі, викликаних дією сил власної ваги стріли, тиску вітру та сил інерції порожньої стріли при її повертанні, що суттєво менше чим напруження для вище розглянутих комбінацій навантажень стріли.

3.9.8 Розрахунок зварного шва приєднання розкосу бокової ферми до верхнього поясу

Максимальне зусилля в розкосі $D_{p(\delta)} = 165,26 \text{ кН}$. Коефіцієнт умов роботи $m = 0,9$. Розкоси виконано із труби $\varnothing 68 \times 8$ ГОСТ 8732-80. Призначаємо катет шва $k = 8 \text{ мм}$.

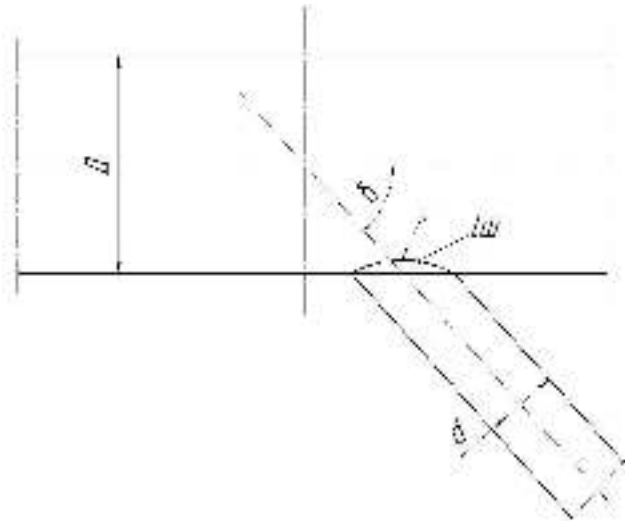


Рисунок 3.9.7 – Приєднання розкосу бокової ферми до верхнього поясу

Спрощено довжину зварного шва можна визначити (рис. 3.9.7)

$$l_w = \frac{\pi \cdot d}{\sin \delta} = \frac{3,14 \cdot 0,068}{0,793} = 0,27 \text{ м},$$

де $\delta = \frac{\pi}{2} - \alpha$.

Шви виконують ручним зварюванням. Напруження зрізу в зварному шві дорівнюють

$$\tau_{зв} = \frac{D_{p.\delta}}{\beta \cdot k \cdot l_w} = \frac{165,26}{0,7 \cdot 0,008 \cdot 0,27 \cdot 10^3} = 109,3 \text{ МПа} < 130 \cdot 1 \text{ МПа}.$$

Міцність зварний шов забезпечує.

ЛІТЕРАТУРА

1. Анурьев В.И. Справочник конструктора машиностроителя. В 3-х томах. М.: Машиностроение, 1982. Т.1, 782 с.; Т.2. 584 с.; Т.3. 576 с.
2. Богуславский П.Е. Металлические конструкции грузоподъемных машин и сооружений. – М.: Машгиз, 1961.
3. Вершинский А.В., Гохберг М.М., Семенов В.П. Строительная механика и металлические конструкции. – Л.: Машиностроение. 1984. – 232 .
4. Гохберг М.М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин. – Л.: Машиностроение, 1976. – 454 с.
5. Гнутые профили проката: Справочник / Под ред. И.С. Тришевского. – М.: Металлургия, 1980.
6. Левитин Б.С., Воронцов Г.А., Применение алюминиевых сплавов в крановых металлоконструкциях. – М.: Машиностроение, 1969.
7. Справочник по кранам, в 2-х т. / Под ред. Гохберга М.М. – М.: Машиностроение. 1988.
8. DIN 15018. Крани. Сталеві конструкції. Перевірка та аналіз.
9. ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93) Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент.
10. ДСТУ 2254-93 (ГОСТ 19771-93) Кутики сталеві гнуті рівнополічні. Сортамент.
11. ДСТУ 2484-94 Рейки кранові. Технічні умови.
12. ДСТУ 2651:2005 Сталь вуглецева звичайної якості. Марки.
13. ДСТУ 2658-94 Прокат чорних металів. Терміни та визначення дефектів поверхні.
14. ДСТУ 2825-94 Розрахунок та випробування на міцність. Терміни та визначення основних понять.
15. ДСТУ 2924-94 Прокат чорних металів. Терміни та визначення.
16. ДСТУ 3436-96 (ГОСТ 8240-97) Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент.
17. ДСТУ 3761.3-98 Зварювання та споріднені процеси. Зварювання металів: з'єднання та шви, технологія, матеріали та устаткування. Терміни та визначення.
18. ДСТУ 4484:2005/ГОСТ 535-2005 Прокат сортовий і фасований із сталі вуглецевої звичайної якості. Загальні технічні умови.
19. ДСТУ EN 1050:2003 Безпечність машин. Принципи оцінювання ризику.
20. ДСТУ pr EN 12937-2002 Безпечність машин. Технічні правила та вимоги до підйимально-транспортних засобів.
21. ДСТУ pr EN 13001-2:2001 Безпечність вантажопідйимальних кранів. Загальні положення конструювання. Частина 2. Вплив навантажень.
22. СОУ МПП 53.020-158:2006. Вантажопідйимальні крани, підйимальні пристрої і відповідне обладнання. Виготовлення. Загальні технічні вимоги.

- 23.ГОСТ 82-70 Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент.
- 24.ГОСТ 103-76 Полоса стальная горячекатаная. Сортамент.
- 25.ГОСТ 1451-77 Краны грузоподъемные. Нагрузка ветровая. Нормы и методы определения.
- 26.ГОСТ 3242-79 Соединения сварные. Методы контроля качества.
- 27.ГОСТ 4543-71 Прокат из легированной конструкционной стали. Технические условия.
- 28.ГОСТ 5264-80 Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
- 29.ГОСТ 8239-89 Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
- 30.ГОСТ 8510-86 Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент.
- 31.ГОСТ 8639-82 Трубы стальные квадратные. Сортамент.
- 32.ГОСТ 8713-79 Сварка под флюсом. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
- 33.ГОСТ 8731-74 Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические требования.
- 34.ГОСТ 8732-78 Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент.
- 35.ГОСТ 8734-75 Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные. Сортамент.
- 36.ГОСТ 10704-91 Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент.
- 37.ГОСТ 14637-89 Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия.
- 38.ГОСТ 14771-76 Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
- 39.ГОСТ 19281-89 Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия.
- 40.ГОСТ 19425-74 Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные. Сортамент.
- 41.ГОСТ 19903-74 Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.
- 42.ГОСТ 19904-90 Прокат листовой холоднокатаный. Сортамент.
- 43.ГОСТ 22356-77 Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические условия.
- 44.ГОСТ 26020-83 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
- 45.ГСТУ 3-063-2004 Підіймально-транспортні машини. Матеріали для зварних металевих конструкцій. Вимоги до вибору.
- 46.НПАОП 0.00-1.01-07 Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів. – К.: Основа, 2007. – 312 с.

47.ОСТ 24.090.72-83 Нормы расчета стальных конструкций мостовых и козловых кранов. 91 с.

48.ОСТ 36-72-82 Конструкции строительные стальные. Монтажные соединения на высокопрочных болтах. Типовой технологический процесс.

49.РТМ 24.090.62-81 Нормы расчета и проектирования стальных конструкций мостовых перегружателей и козловых кранов большой грузоподъемности.

50.РТМ 24.090.53-79 Краны грузоподъемные. Выносливость стальных конструкций. Метод расчета.

51.РТМ 24.090.32-77 Краны грузоподъемные. Строительные конструкции: Методы расчета.

52. РТМ 24.090.73-83 Краны мостовые и козловые. Методы расчета коробчатых пролетных балок на кручение.

53.РД 50-694-90 Надежность в технике. Вероятностный метод расчета на усталость сварных конструкций.

54.СТО 24.09-5821-01-93 Краны грузоподъемные промышленного назначения. Нормы и методы расчета элементов стальных конструкций.

55.СНиП III-18-75 Металлические конструкции. Промстальконструкция. М., 1975.

56.СНиП II-23-81 Нормы проектирования. Стальные конструкции. М., 1981.

57.СНиП 1-24-74 Нормы проектирования. Алюминиевые конструкции

58.ФЕМ 9.811 Section 11 Глава 3. Расчет напряжений в конструкциях. ПЗ-3. Проверка устойчивости конструкции на предмет деформации и изгиба.

59.ФЕМ 1.001 Издание 3, буклет 3. Правила проектирования грузоподъемных устройств. Расчет напряжений в металлоконструкциях. 1987.

60.DIN 15018 Стандарт ФРГ. Краны. Основные положения расчета несущих стальных конструкций.

Д – ДОДАТКИ
Д.1 - Механічні характеристики сталей

Таблиця Д.1.1 – Механічні характеристики найбільш поширених сталей
для виготовлення металоконструкцій кранів

Марка сталі	Механічні характеристики							
	σ_T , МПа	σ_g , МПа	$\sigma_{0;2,0}$, МПа	$\sigma_{0;2,5}$, МПа	$\sigma_{0;3,2}$, МПа	$\sigma_{-1;2,0}$, МПа	$\sigma_{-1;2,5}$, МПа	$\sigma_{-1;3,2}$, МПа
Ст3сп5	240	380	132	100	74,5	54,5	42,5	32
09Г2С ГОСТ 19282	330- 340	480- 500	169	121	97	69	53	41
10ХСНД ГОСТ 19282	400	520- 540	183	139	105	75	58	44

Д.2 – Труби сталеві безшовні холоднодеформовані (витяг з ГОСТ 8734)

Умовне позначення труби сталеві безшовної холоднодеформованої із зовнішнім діаметром 70 мм, товщиною стінки 2 мм, довжиною 1250 мм, зі сталі 20, з постачанням за хімічним складом та механічними якостями

Труба $\frac{70 \times 2 \times 1250 \text{ГОСТ}8734}{\text{В}20\text{ГОСТ}8734}$.

Сортамент передбачає наступні зовнішні діаметри труб, які рекомендуються для використання у металокопункціях ПТМ: 30, 32, 34, 35, 36, 38, 40, 42, 45, 48, 50, 51, 53, 54, 56, 57, 60, 63, 65, 68, 70, 73, 75, 76, 80, 83, 85, 89, 90, 95, 100, 102, 108, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 240, 250 мм.

Товщини стінок труб для виготовлення несучих металокопункцій ПТМ мають такі значення: 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 6.5, 7, 7.5, 8, 8.5, 9, 9.5, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 18, 20, 22, 24 мм.

Таблиця Д.2.1 – Співвідношення зовнішніх діаметрів та товщини стінок труб.

Діапазон зовнішніх діаметрів, мм	Діапазон товщин стінок, мм	Діапазон зовнішніх діаметрів, мм	Діапазон товщин стінок, мм
30-36	4-8		
38-42	4-9	100-108	4-18
45-48	4-10	110-160	4-22
50-95	4-12	170-250	4,5-24

Д.3 – Труби сталеві безшовні гарячедеформовані (витяг з ГОСТ 8732)

Умовне позначення труби сталеві безшовної гарячедеформованої із зовнішнім діаметром 70 мм, товщиною стінки 3,5 мм, довжиною 6000 мм, зі сталі Ст4, з постачанням по групі В та спокійною за розкисленням

Труба $\frac{70 \times 3,5 \times 6000 \text{ГОСТ}8732}{\text{ВСт}4\text{ГОСТ}8731}$.

Сортамент передбачає наступні зовнішні діаметри труб: 30, 31.8, 32, 33.7, 35, 38, 40, 42, 42.4, 44.5, 45, 48.3, 50, 51, 54, 57, 60, 60.3, 63.5, 152, 159, 165, 168, 178, 180, 194, 203, 219, 245, 273, 299, 324, 325, 351, 356, 377, 402, 406, 426, 450, 457, 480, 500, 530, 560, 600, 630, 720, 820 мм.

Товщини стінок мають такі значення: 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 17, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60, 63, 70, 75 мм.

Таблиця Д.3.1 – Співвідношення зовнішніх діаметрів та товщин стінок труб.

Діапазон зовнішніх діаметрів, мм	Діапазон товщин стінок, мм	Діапазон зовнішніх діаметрів, мм	Діапазон товщин стінок, мм
		203-219	6-50
25-50	2,5-8	245-273	7-50
51-76	3-8	299-356	8-75
82,5-102	3,5-22	377-402	9-75
104-133	4-28	406-457	20-75
140-159	4,5-36	480-530	25-75
165-194	5-45	560-820	30-75

Масу 1 м довжини труби можна вираховувати в кг за формулою

$$M = 0,02466 \times S(D_n - S),$$

де M - маса, кг;
 D_n - зовнішній діаметр, мм;
 S - товщина стінки, мм.

Таблиця Д.3.2 – Труби сталеві безшовні горячекатані

Діа-метр D_H , мм	То-вщи на стінки S , мм	Пло-ща пере-різу, $10^{-4} м^2$	Раді-ус інер-ції, $10^{-2} м^2$	Маса, кг/м	Діа-метр D_H , мм	То-вщи на стінки S , мм	Пло-ща пере-різу, $10^{-4} м^2$	Радіус інер-ції, $10^{-2} м^2$	Маса, кг/м
45	4	5,15	1,45	4,04	68	14	23,75	1,98	18,642
	5	6,28	1,42	4,93		16	26,15	1,93	0,52
50	4	5,78	1,64	4,54	70	6	12,06	2,28	9,47
	4,5	6,43	1,62	5,05		8	15,59	2,21	12,23
	5	7,07	1,60	5,55		10	18,85	2,15	14,80
	5,5	7,69	1,59	6,04		12	21,88	2,10	17,16
54	4	6,28	1,78	4,93	73	4	8,67	2,45	6,81
	5	7,69	1,74	6,04		5	10,69	2,41	8,38
	6	9,05	1,71	7,10		6	12,63	2,38	9,91
	7	10,33	1,68	8,11		8	16,33	2,32	12,82
	8	11,56	1,65	9,08		10	19,79	2,26	15,54
	9	12,72	1,63	9,99		12	23,01	2,20	18,05
	10	13,83	1,59	10,85		14	25,94	2,15	20,37
	11	14,85	1,57	14,85		16	28,66	2,10	22,49
57	4	6,66	1,88	5,23	83	4	9,92	2,82	7,79
	5	8,17	1,85	6,41		5	12,26	2,77	9,62
	6	9,62	1,82	7,55		6	14,52	2,74	11,39
	7	10,99	1,79	8,63		7	16,72	2,70	13,12
	8	12,32	1,76	9,67		8	18,86	2,67	14,80
	9	13,57	1,73	10,65		9	20,93	2,64	16,42
	10	14,76	1,68	10,65		10	22,95	2,61	18,00
	11	15,90	1,67	12,46		11	24,87	2,51	19,53
	12	16,98	1,65	13,32		12	26,75	2,55	21,01
60	4	7,04	1,99	5,52	89	4	10,68	3,01	8,38
	5	8,64	1,96	6,78		5	13,20	2,98	10,36
	6	10,18	1,92	7,99		6	15,65	2,95	12,28
	7	11,65	1,89	9,15		8	20,36	2,88	15,98
	8	13,07	1,86	10,26		10	24,83	2,82	19,48
	9	14,42	1,83	11,32		12	29,02	2,76	22,79
	10	15,72	1,81	12,33		14	33	2,70	25,89
	11	16,94	1,78	13,29		16	36,68	2,65	28,80
	12	18,10	1,75	14,21		18	40,16	2,59	31,52
	14	20,24	1,70	15,88		20	43,34	2,54	34,03

Продовження табл. Д.3.2

68	4	8,04	2,27	6,31	95	4	11,44	3,23	8,98
	5	9,89	2,24	7,77		5	14,43	3,19	11,10
	6	11,69	2,21	9,17		6	16,78	3,16	13,17
	7	13,41	2,17	10,53		7	19,35	3,12	15,19
	8	15,07	2,14	11,84		8	21,87	3,09	17,16
	9	16,69	2,11	13,10		9	24,31	3,06	19,09
	10	18,22	2,08	14,30		10	26,71	3,03	20,96
	11	19,69	2,05	15,46		12	31,30	2,97	24,56
95	12	21,12	2,03	16,57	14	35,62	2,91	27,97	
	16	39,73	2,86	31,17	12	38,46	3,64	30,19	
	17	41,66	2,83	32,70	14	43,97	3,57	34,53	
	18	43,57	2,80	34,18	16	49,26	3,52	38,67	
	20	47,10	2,75	36,99	20	59,09	3,40	46,36	
102	22	50,43	2,70	39,61	22	63,58	3,35	49,91	
	4	12,32	3,49	9,67	121	4	14,71	4,14	11,54
	5	15,24	3,44	11,96		5	18,23	4,11	14,30
	6	18,09	3,41	14,21		6	21,67	4,07	17,02
	7	20,88	3,37	16,40		7	25,07	4,04	19,68
	8	23,64	3,34	18,55		8	28,40	4,01	22,29
	9	26,30	3,31	20,64		10	34,36	3,95	27,37
	10	28,91	3,28	22,69		12	41,10	3,89	32,36
	11	31,44	3,24	24,69		14	47,05	3,82	36,94
	12	33,92	3,21	26,63		16	52,79	3,76	41,48
	14	38,72	3,16	30,38		17	55,58	3,73	43,60
	16	43,22	3,09	33,93		18	58,23	3,70	45,72
	17	45,38	3,07	35,64		20	63,48	3,65	49,82
	18	47,53	3,04	37,29		22	68,41	3,59	53,71
20	51,53	2,99	40,44	25		75,36	3,51	59,19	
22	55,27	2,94	43,40	28	81,85	3,44	64,22		

Продовження табл. Д.3.2

108	4	13,07	3,69	10,26	127	5	19,17	4,33	15,04
	5	16,19	3,56	12,70		6	22,81	4,29	17,90
	6	19,22	3,62	15,09		7	26,39	4,26	20,72
	7	22,21	3,58	17,44		8	29,91	4,22	23,43
	8	25,14	3,55	19,73		9	33,36	4,19	26,19
	9	28,00	3,52	21,97		10	36,75	4,15	28,85
	10	30,77	3,49	24,17		11	40,07	4,12	31,47
	11	33,52	3,46	26,31		12	43,38	4,10	34,03
	12	36,20	3,43	28,41		14	49,71	4,03	39,01
	14	41,33	3,36	32,45		16	55,79	3,97	43,80
	16	46,25	3,31	36,30		17	58,74	3,94	46,12
	17	48,62	3,28	38,15		18	61,62	3,91	48,39
	18	50,87	3,25	39,95		20	67,27	3,85	52,78
	20	55,31	3,19	43,40		22	72,59	3,80	56,97
	22	59,42	3,14	46,66		25	80,10	3,72	62,89
25	65,23	3,07	51,17	28	87,14	3,65	68,36		
28	70,40	3,00	55,24	30	91,45	3,59	71,76		
114	4	13,82	3,89	10,85	133	8	31,42	4,44	24,66
	5	17,12	3,86	13,44		10	38,65	4,37	30,33
	6	20,35	3,83	15,95		14	52,35	4,24	41,00
	7	23,54	3,80	18,47		18	65,06	4,12	51,65
	8	26,65	3,77	20,91		22	76,76	4,01	60,22
	9	29,69	3,73	23,31		25	84,82	3,93	66,59
	10	32,66	3,70	25,65		30	97,02	3,80	76,20
	11	35,61	3,67	27,94		32	101,48	3,75	79,71
140	6	25,26	4,75	19,83	159	8	37,96	5,35	29,79
	8	33,18	4,68	26,04		9	42,39	5,31	33,29
	10	40,84	4,62	32,06		10	46,80	5,29	36,75
	11	44,56	4,58	34,99		11	51,15	5,26	40,15
	12	48,24	4,55	37,88		12	55,45	5,22	43,50
	14	55,42	4,49	43,50		14	63,78	5,16	50,06
	16	62,35	4,43	48,93		16	77,05	5,09	56,43
	17	65,72	4,40	51,57		17	75,83	5,06	59,53
	18	68,96	4,36	54,16		18	79,75	5,03	62,59
	20	75,39	4,31	59,19		20	87,32	4,97	68,56
	22	81,57	4,25	64,02		22	94,73	4,91	74,33
	25	90,27	4,16	70,90		25	105,27	4,82	86,62
	28	95,83	4,11	77,34		28	115,27	4,75	90,46
	30	103,71	4,04	81,38		30	121,53	4,68	95,44
32	106,51	3,99	85,23	32	127,72	4,64	100,22		
36	117,54	3,90	92,23	36	139,18	4,54	109,20		

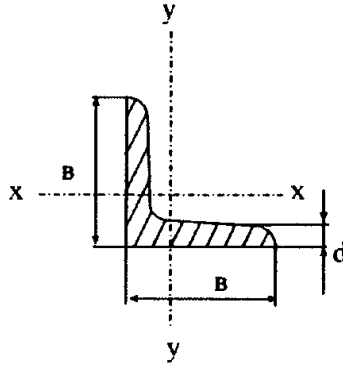
Продовження табл. Д.3.2

146	6	26,39	4,96	20,72	168	8	40,20	5,67	31,57
	8	34,68	4,89	27,23		10	49,61	5,60	38,97
	9	38,72	4,86	30,41		11	54,28	5,57	42,59
	10	42,75	4,83	33,54		12	58,84	5,54	46,17
	11	46,67	4,80	36,62		14	67,76	5,48	53,17
	12	50,63	4,76	39,96		16	76,42	5,41	59,98
	14	58,05	4,70	45,57		17	80,66	5,38	63,31
	16	65,32	4,64	51,30		18	84,84	5,35	66,50
	17	68,93	4,61	54,08		20	93,00	5,29	73,00
	18	72,41	4,57	56,82		22	100,30	5,23	79,21
	20	79,17	4,52	62,15		25	112,29	5,14	88,16
	22	85,87	4,46	64,28		30	129,99	5,00	102,10
	25	95,06	4,37	74,68		36	149,94	4,85	117,19
	30	109,79	4,24	85,82		40	160,87	4,75	126,27
36	124,34	4,09	97,66	45	173,85	4,64	136,50		
152	6	27,53	5,18	21,60	194	6	35,43	6,66	27,82
	8	36,18	5,11	28,41		7	41,13	6,62	31,28
	9	40,44	5,07	31,74		8	46,76	6,58	36,70
	10	44,60	5,00	35,02		9	52,33	6,56	41,06
	11	48,75	5,01	38,25		10	57,78	6,52	45,38
	12	52,78	4,97	41,43		11	63,22	6,48	49,64
	14	60,70	4,91	47,65		12	68,60	6,46	53,86
	16	68,38	4,85	53,66		14	79,18	6,39	62,15
	18	75,81	4,79	59,48		16	89,52	6,33	70,24
	20	82,90	4,72	65,11		17	94,49	6,29	74,21
	25	99,80	4,58	78,30		18	99,50	6,26	78,13
	30	115,04	4,46	90,26		20	109,34	6,20	85,28
	32	120,70	4,40	94,70		25	132,71	6,04	104,19
	36	131,17	4,30	102,99		30	154,50	5,90	121,33

Д.4 – Прокатна кутова рівнополічна сталь (витяг з ГОСТ 8509)

Умовне позначення кутника рівнополічного розміром 50×50×5, зі сталі Ст3 звичайної точності прокатки Б

Кутник $\frac{Б-50 \times 50 \times 5 \text{ ГОСТ } 8509}{Ст3 \text{ ГОСТ } 535}$.



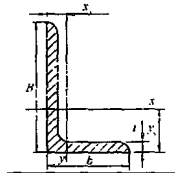
Таблиця Д.4.1 – Характеристики сортаменту кутника рівнополічного

Номер кутника	e , мм	d , мм	Площа поперечного різну, 10^{-4} м^2	i_x , 10^{-2} м	Маса 1 м, кг
4	40	5	3,79	1,20	2,97
4,5	45	5	4,29	1,37	3,37
5	50	5	4,80	1,53	3,77
5,6	56	5	5,41	1,72	4,25
7	70	5	6,86	2,16	5,38
		6	8,15	2,15	6,39
		7	9,42	2,14	7,39
		8	10,70	2,13	8,37
7,5	75	5	7,39	2,31	5,80
		6	8,78	2,30	6,89
		7	10,10	2,29	7,96
		8	11,50	2,28	9,02
		9	12,80	2,27	10,10
8	80	5,5	8,63	2,47	6,78
		6	9,38	2,47	7,36
		7	10,80	2,45	8,51
		8	12,30	2,44	9,65
9	90	6	10,60	2,78	8,33
		7	12,30	2,77	9,64
		8	13,90	2,76	10,90
		9	15,60	2,75	12,20

Продовження табл. Д.4.1

10	100	6,5	12,80	3,09	10,10
		7	13,80	3,08	10,80
		8	15,60	3,07	12,20
		10	19,20	3,05	15,10
		12	22,80	3,03	17,90
		14	26,30	3,00	20,60
		16	29,70	2,98	23,30
11	110	7	15,20	3,40	11,90
		8	17,20	3,39	13,50
12,5	125	8	19,7	3,87	15,5
		9	22,0	3,86	17,3
		10	24,3	3,85	19,1
		12	29,9	3,82	22,7
		14	33,4	3,80	26,2
		16	37,8	3,78	29,6
14	140	9	24,7	4,34	19,4
		10	27,3	4,33	21,5
		12	32,5	4,31	25,5
16	160	10	31,4	4,96	24,7
		11	34,4	4,95	27,0
		12	37,4	4,94	29,4
		14	43,3	4,92	34,0
		16	49,1	4,89	38,5
		18	54,8	4,87	43,0
		20	60,4	4,85	47,4
18	180	11	38,8	5,60	30,5
		12	42,2	5,59	33,1
20	200	12	47,1	6,22	37,0
		13	50,9	6,21	39,9
		14	54,6	6,20	42,8
		16	62,0	6,17	48,7
		20	76,5	6,12	60,1
		25	94,3	6,06	74,0
		30	111,5	6,00	87,6

Д.5 – Кутова нерівнополична сталь (витяг з ГОСТ 8510)



B - ширина більшої полиці, мм

b - ширина меншої полиці, мм

t - товщина полиці, мм

Умовне позначення кутника розмірами 125×80×10 зі сталі СтЗсп звичайної точності прокатки

Кутник $\frac{B - 125 \times 80 \times 10}{СтЗсп} \frac{ГОСТ8510}{ГОСТ535}$

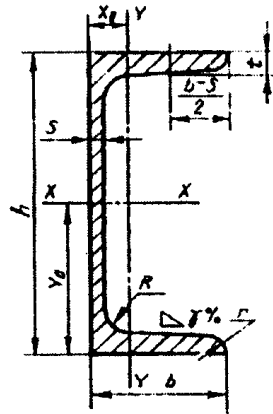
Таблиця Д.5.1 – Характеристики сортаменту кутника нерівнополичного

Номер профілю	B , мм	b , мм	t , мм	Площа перерізу, 10^{-4} м^2	I_x , 10^{-8} м^4	i_x , 10^{-2} м	I_y , 10^{-8} м^4	i_y , 10^{-2} м	X_0 , 10^{-2} м	Y_0 , 10^{-2} м
6,3/4	63	40	5	4,98	19,9	2,00	6,26	1,12	0,95	2,08
			6	5,90	23,3	1,99	7,28	1,11	0,99	2,12
			8	7,68	29,6	1,96	9,15	1,09	1,07	2,20
7/4,5	70	45	4,5	5,07	25,3	2,23	8,25	1,28	1,03	2,25
			5	5,59	27,8	2,23	9,05	1,27	1,05	2,28
7,5/5	75	50	5	6,11	34,8	2,39	12,5	1,43	1,17	2,39
			6	7,25	40,9	2,38	14,5	1,42	1,21	2,44
			8	9,47	52,4	2,35	18,5	1,40	1,29	2,52
9/5,6	90	56	5,5	7,86	65,3	2,88	19,7	1,58	1,26	2,92
			6	8,54	70,6	2,88	21,2	1,58	1,29	2,95
			8	11,20	90,9	2,85	27,1	1,56	1,36	3,04
10/6,3	100	63	6	9,59	98,3	3,20	30,6	1,79	1,42	3,23
			7	11,10	113,0	3,19	35,0	1,78	1,46	3,28
			8	12,00	127,0	3,18	39,2	1,77	1,50	3,32
			10	15,50	154,0	3,15	47,1	1,75	1,58	3,40
11/7	110	70	6,5	11,4	142,0	3,53	45,6	2,00	1,58	3,55
			7	12,3	152,0	3,52	48,7	1,99	1,60	3,57
			8	13,9	172,0	3,51	54,6	1,98	1,64	3,61
12,5/8	125	80	7	14,1	227,0	4,01	73,7	2,29	1,80	4,01
			8	16,0	256,0	4,00	83,0	2,28	1,84	4,05
			10	19,7	312,0	3,98	100	2,26	1,92	4,14
			12	23,4	365,0	3,95	117	2,24	2,00	4,22
14/9	140	90	8	18,0	364,0	4,49	120	2,58	2,03	4,49
			10	22,2	444,0	4,47	146	2,56	2,12	4,58

Продовження табл. Д.5.1

16/10	160	100	9	22,9	606,0	5,15	186	2,85	2,23	5,19
			10	25,3	667,0	5,13	204	2,84	2,28	5,23
			12	30,0	784,0	5,11	239	2,82	2,36	5,32
			14	34,7	897,0	5,08	272	2,80	2,43	5,40
18/11	180	110	10	28,3	952,0	5,80	276	3,12	2,44	5,88
			12	33,7	1123	5,77	324	3,10	2,52	5,97
20/12,5	200	125	11	34,9	1449	6,45	446	3,58	2,79	6,50
			12	37,9	1568	6,43	482	3,57	2,83	6,54
			14	43,9	1801	6,41	551	3,54	2,91	6,62
			16	49,8	2026	6,31	617	3,52	2,99	6,71
25/16	250	160	12	48,3	3147	8,07	1032	4,62	3,58	7,97
			16	63,6	4091	8,02	1333	4,58	3,69	8,14

Д.6 – Швелери (витяг з ГОСТ 5267)

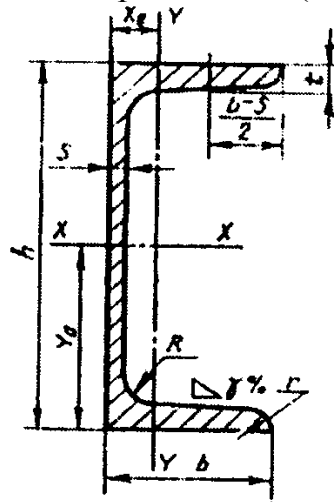


Умовне позначення швелера номер 20В із сталі Ст3
 Швелер $\frac{20ВГОСТ5267.1}{Ст3ГОСТ535}$.

Таблиця Д.6.1 – Характеристики сортаменту швелерів

Номер швелера	Виміри, мм						Площа поверхневого профілю, 10^{-4} м^2	Маса 1 м, кг	Моменти інерції та радіуси для осей					
	h	b	t	r	R	γ			I_{x-x} 10^{-8} м^4	W_{x-x} 10^{-4} м^3	i_{x-x} 10^{-2} м	I_{y-y} 10^{-8} м^4	W_{y-y} 10^{-4} м^3	i_{y-y} 10^{-2} м
14В	140	60	8,0	9,5	9,5	5,0	21,30	16,72	609,10	89,01	5,25	61,02	14,09	1,69
16В	160	100	8,0	10,5	10,5	5,0	24,04	25,73	1291,01	199,0	7,25	305,40	45,58	3,00
20В	200	75	7,0	11,0	11,0	5,5	28,83	22,63	1780,37	198,04	7,88	128,84	24,15	2,51
20В-1	200	75	9,0	11,0	11,0	5,5	32,83	25,77	1913,71	191,37	7,64	143,63	25,88	2,09
20В-2	200	100	8,0	11,0	11,0	5,5	36,58	28,71	2360,88	236,05	8,03	327,33	40,30	2,99
26В	260	90	10,0	15,0	15,0	7,5	50,60	39,72	5130,83	394,68	10,07	348,18	52,62	2,60
30В	300	85	7,5	13,5	13,5	7,0	43,88	34,44	6045,43	403,03	11,74	266,94	41,41	2,44
30В-1	300	89	9,5	13,5	13,5	7,0	49,88	39,15	6493,43	433,03	11,41	288,98	43,93	2,41
30В-2	300	89	11,5	13,5	13,5	7,0	55,88	43,86	6945,04	463,03	11,13	315,35	46,20	2,38

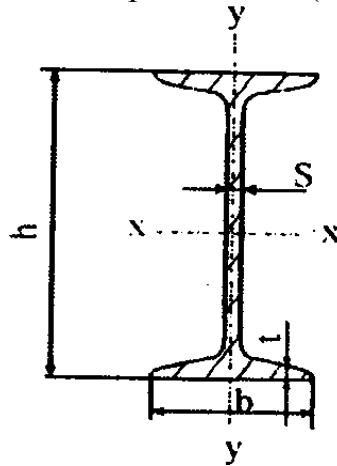
Д.7 – Швелери сталеві гарячекатані (витяг з ГОСТ 8240)



Таблиця Д.7.1 – Характеристики сортаменту швелерів

Номер швелера	Розміри, мм						Площа поверхневого шару, 10^{-4} м^2	Маса 1 м, кг	Добіркові величини для осей					
									I_{x1}	W_{x1}	i_{x1}	I_{y1}	W_{y1}	i_{y1}
									10^{-8} м^4	10^{-4} м^3	10^{-2} м	10^{-8} м^4	10^{-4} м^3	10^{-2} м
5	50	32	4,4	9,0	6,0	2,5	6,16	4,84	33,8	9,1	1,92	5,61	2,75	0,954
6,5	65	36	4,4	9,2	6,0	2,5	7,51	5,90	40,6	15,0	2,54	8,70	3,68	1,080
8	80	40	4,5	9,4	6,5	2,5	8,98	7,05	49,4	22,4	3,16	12,80	4,75	1,190
10	100	46	4,5	9,6	7,01	3,0	10,9	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	6,46	1,370
12	120	52	4,8	9,8	7,5	3,0	13,3	10,4	304,0	50,6	4,78	31,20	8,52	1,530
14	140	58	4,8	8,1	8,0	3,0	15,6	12,3	491,0	70,2	5,60	45,40	11,00	1,700
14а	140	62	4,9	8,7	8,0	3,0	17,0	13,3	545,0	77,8	5,66	57,50	13,30	1,840
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747,0	93,4	6,42	63,30	15,80	1,840
16а	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,5	15,3	823,0	103,0	6,49	78,80	16,40	2,010
18	180	70	5,1	8,7	8,0	3,5	20,7	16,3	1090,0	121,0	7,24	86,00	17,00	2,040
18а	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,2	17,4	1190,0	132,0	7,32	105,00	20,00	2,180
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,4	18,4	1520,0	152,0	8,07	113,00	20,50	2,200
20а	200	80	5,2	9,7	9,5	4,0	25,2	19,8	1670,0	167,0	8,15	139,00	24,20	2,350
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,7	21,0	2110,0	192,0	8,89	151,00	25,10	2,370
22а	220	87	5,4	10,2	10,0	4,0	28,8	22,6	2330,0	212,0	8,99	187,00	30,00	2,550
24	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,6	24,0	2900,0	242,0	9,73	208,00	31,60	2,600
24а	240	95	5,6	10,7	10,5	4,0	32,9	25,8	3180,0	265,0	9,84	254,00	37,20	2,780
27	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,2	27,7	4160,0	308,0	10,90	362,00	39,50	2,730
30	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,5	31,8	5810,0	387,0	12,00	327,00	45,60	2,840
33	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,5	36,5	7980,0	484,0	13,10	410,00	51,80	2,970
36	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,4	41,9	10820,0	601,0	14,30	513,00	61,70	3,100
40	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,5	48,3	15220,0	761,0	15,70	642,00	75,40	3,230

Д.8 – Двотаври сталеві гарячекатані (витяг з ГОСТ 8239)



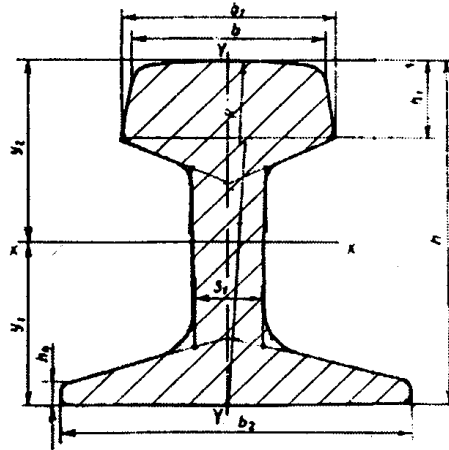
Умовне позначення двотаврової балки номер 33 із сталі Ст3

Двотавр $\frac{33\text{ГОСТ}8239}{\text{Ст}3\text{ГОСТ}535}$.

Таблиця Д.8.1 – Характеристики сортаменту двотаврових балок

Номер двотавра	Розміри, мм				Площа поперечного перерізу, 10^{-4} м^2	Маса 1 м, кг	I_x , 10^{-8} м^4	W_x , 10^{-4} м^3	i_x , 10^{-2} м	S_x , 10^{-4} м^3
	h	b	s	t						
10	100	55	4,5	7,2	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0
12	120	64	4,8	7,3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7
14	140	73	4,9	7,5	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8
16	160	81	5,0	7,8	20,2	15,9	873	109,0	6,57	62,3
18	180	90	5,1	8,1	23,4	18,4	1290	143,0	7,42	81,4
20	200	100	5,2	8,4	26,8	21,0	1840	184,0	8,28	104,0
22	220	110	5,4	8,7	30,6	24,0	2550	232,0	9,13	131,0
24	240	115	5,6	9,5	34,8	27,3	3460	289,0	9,97	163,0
27	270	125	6,0	9,8	40,2	31,5	5010	371,0	11,20	210,0
30	300	135	6,5	10,2	46,5	36,5	7080	472,0	12,30	268,0
33	330	140	7,0	11,2	53,8	42,2	9840	597,0	13,50	339,0
36	360	145	7,5	12,3	61,9	48,6	13380	743,0	14,70	423,0
40	400	155	8,3	13,0	72,6	57,0	19062	953,0	16,20	545,0
45	450	160	9,0	14,2	84,7	66,5	27696	1231,0	18,10	708,0
50	500	170	10,0	15,2	100,0	78,5	39727	1589,0	19,90	919,0
55	550	180	11,0	16,5	118,0	92,6	55962	2035,0	21,80	1181,0
60	600	190	12,0	17,8	138,0	108	76806	2560,0	23,60	1491,0

Д.9 – Рейки кранові (витяг з ГОСТ 4221)



Умовне позначення кранової рейки з номінальною шириною головки
 $b = 100\text{мм}$

Рейка КР 100 ГОСТ 4121

Таблиця Д.9.1 – Розмірний ряд рейок

Типи	b	b_1	b_2	S	h	h_1	h_2	R
КР70-Л	70,0	75,6	120,0	21,0	120,0	28,0	9,0	400,0
КР80	80,0	87,0	130,0	32,0	130,0	35,0	-	400,0
КР100	100,0	108,0	150,0	38,0	150,0	40,0	-	450,0
КР120	120,0	129,0	170,0	44,0	170,0	45,0	-	500,0
КР140	140,0	150,0	170,0	60,0	170,0	50,0	-	700,0

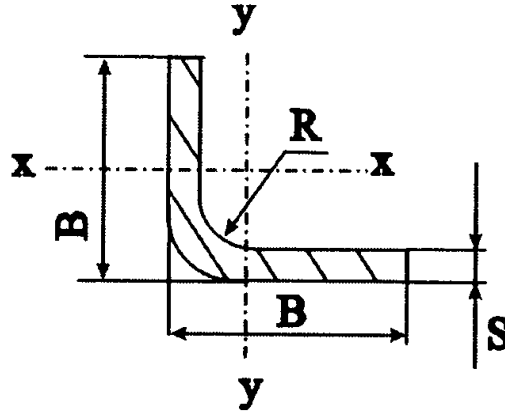
Таблиця Д.9.2 – Характеристики сортаменту рейок

Типи рейок	Площа поперечного перерізу рейки, 10^{-4}м^2	Відстань до центра ваги, 10^{-2}м		I_x , 10^{-8}м^4	$W_1 = \frac{I_x}{y_1}$, 10^{-6}м^2	$W_2 = \frac{I_x}{y_2}$, 10^{-6}м^2	Маса 1 м рейки, кг
		Y_1	Y_2				
КР70-Л	60,47	5,7	6,3	1055	183,91	168,64	47,47
КР80	81,84	6,5	6,5	1523	233,37	233,34	64,24
КР100	113,44	7,6	7,4	2805	367,86	380,72	89,05
КР120	150,69	8,7	8,3	4794	551,92	576,92	118,29
КР140	187,24	8,7	8,2	5528	632,07	670,09	146,98

Д.10 – Кутники сталеві гнуті рівнополічні (витяг з ГОСТ 19771)

Умовне позначення кутника сталевого рівнополічного з розмірами 120×120×6, зі сталі В Ст3 сп

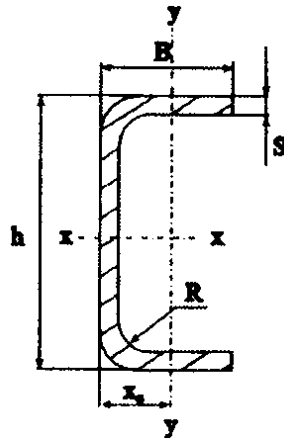
Кутник $\frac{120 \times 120 \times 6 \text{ ГОСТ } 1977}{\text{ВСт3спГОСТ11474}}$



Таблиця Д.10.1 – Характеристики сортаменту кутника

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, 10^{-4} м^2	i_x , 10^{-2} м	Маса 1 м, кг
b , мм	d , мм			
80	5	7,55	2,51	5,92
100	5	9,55	3,16	7,49
	6	11,33	3,15	8,89
120	5	11,55	3,80	9,06
	6	13,78	3,79	10,78
160	5	12,55	5,09	12,20
	6	18,53	5,08	14,55
	7	21,53	5,07	16,90

Д.11 – Швелери сталеві гнуті рівнополічні (витяг з ГОСТ 8278)



Умовні позначення швелера гнутого рівнополічного з висотою 100 мм, шириною 50 мм і товщиною 6 мм

Швелер $\frac{100 \times 50 \times 6 \text{ГОСТ} 8278}{\text{Ст}3\text{спГОСТ} 11474}$.

Таблиця Д.11.1 – Характеристики сортаменту швелерів

Розміри, мм				Площа поперечного перерізу, 10^{-4} м^2	x-x				y-y			Маса 1 м, кг
h	b	s	R		$I_x, 10^{-8} \text{ м}^4$	$W_x, 10^{-6} \text{ м}^3$	$i_x, 10^{-2} \text{ м}$	$S_x, 10^{-8} \text{ м}^4$	$I_y, 10^{-8} \text{ м}^4$	$W_y, 10^{-6} \text{ м}^3$	$i_y, 10^{-2} \text{ м}$	
78	46	6	14	8,60	72,93	18,70	2,91	14,49	17,18	5,75	1,41	6,75
80	60	6	14	10,40	100,66	25,17	3,11	15,04	36,99	9,72	1,89	8,17
100	50	7	18	11,73	156,52	31,30	3,65	20,13	26,84	8,07	1,51	9,21
120	60	6	14	12,98	265,77	44,29	4,55	26,64	44,06	10,59	1,85	10,05
120	90	7	18	18,79	428,06	71,34	4,77	41,53	154,45	26,45	2,87	14,75
120	105	8	20	23,47	543	90,61	4,81	52,89	262,65	39,80	3,35	18,43
130	135	8	20	29,07	834,22	28,34	5,36	73,57	546,18	65,35	4,33	22,82
160	60	6	14	15,20	533,32	66,66	5,92	40,64	48,92	11,11	1,79	11,93
160	75	8	20	21,87	787,44	98,43	6,00	59,73	115,44	22,07	2,30	17,17
160	120	6	14	22,40	960,43	120,05	6,55	68,36	338,38	42,17	3,89	17,59
160	160	6	14	27,20	1245,1	155,65	6,77	86,84	742,04	72,35	5,22	21,36

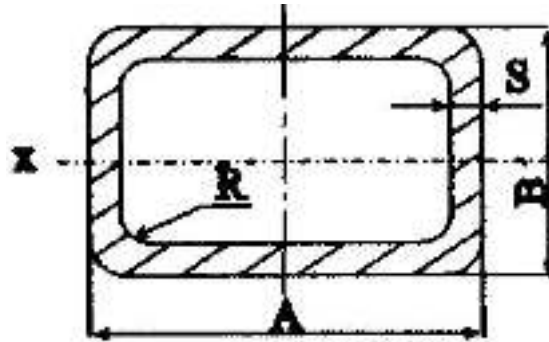
Продовження табл. Д.11.1

Розміри, мм				Площа поперечного перерізу, 10^{-4} м^2	x-x				y-y			Маса 1 м, кг
h	b	S	R		$I_x, 10^{-8} \text{ м}^4$	$W_x, 10^{-6} \text{ м}^3$	$i_x, 10^{-2} \text{ м}$	$S_x, 10^{-8} \text{ м}^4$	$I_y, 10^{-8} \text{ м}^4$	$W_y, 10^{-6} \text{ м}^3$	$i_y, 10^{-2} \text{ м}$	
170	70	6	14	17,00	699,18	62,25	6,41	49,44	77,37	15,16	2,13	13,35
180	70	6	14	17,60	802,37	79,15	6,25	53,77	78,86	15,29	2,12	13,82
180	70	7	18	20,13	895,65	99,52	6,67	60,67	89,12	17,50	2,10	15,80
180	80	6	14	18,80	893,23	99,25	6,89	58,99	114,93	19,82	2,47	14,76
180	80	8	20	24,27	1107,95	123,11	6,76	74,50	145,09	25,58	2,44	19,05
180	100	6	14	21,20	1074,96	119,44	7,12	69,43	214,06	30,46	3,18	16,64
180	130	8	20	32,27	1700,06	188,90	7,26	108,90	563,65	65,19	4,18	25,33
200	80	6	14	20,00	1148,38	114,84	7,58	68,69	119,05	20,14	2,44	15,70
200	100	6	14	22,40	1374,27	137,43	7,83	80,33	222,20	30,99	3,15	17,59
200	160	8	20	38,67	2611,10	261,11	8,22	148,48	1040,1	98,54	5,19	30,36
206	75	6	14	19,76	1172,61	113,85	7,70	68,72	100,14	17,83	2,25	15,52
250	60	6	14	20,60	1609,27	128,74	8,84	80,93	55,77	11,76	1,65	16,17
250	90	8	20	31,47	2705,51	216,44	9,27	131,56	227,26	33,91	2,69	24,71
250	125	6	14	28,40	2770,46	221,64	9,88	128,51	444,78	49,15	3,96	22,30
270	100	7	18	30,63	3164,20	234,38	10,16	140,66	279,91	37,28	3,02	24,04
280	60	6	14	22,40	2142,56	153,04	9,78	97,06	57,34	11,89	1,60	17,58
300	80	6	14	26,00	3072,29	204,82	10,82	137,45	134,00	21,19	2,27	20,41
310	100	6	14	29,00	3885,79	250,70	11,57	151,02	255,01	32,92	2,97	22,77

Д.12 – Труби сталеві прямокутні (витяг з ГОСТ 8645)

Умовне позначення труби із зовнішніми розмірами $A = 40$ мм, $B = 25$ мм, з товщиною стінки 3 мм, довжиною, кратною 1250 мм, із сталі марки В 10 ГОСТ 13663-68.

Труба $\frac{40 \times 3 \times 1250 \text{ ГОСТ } 8645}{\text{В10 ГОСТ } 13663}$.



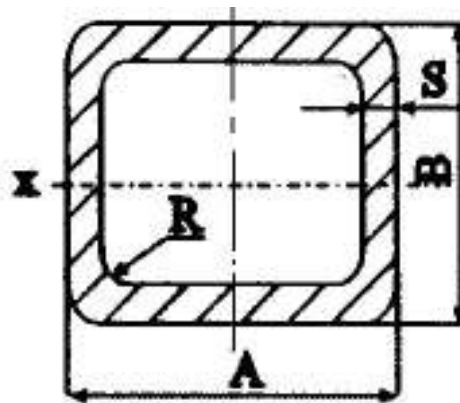
Таблиця Д.12.1 – Характеристики сортаменту труб

A	B	s	Площа перетину 10^{-4} м^2	Маса 1 м, кг	Момент інерції, 10^{-8} м^4		Момент опору, 10^{-6} м^3	
					I_x	I_y	W_x	W_y
1	2	3	4	5	6	7	8	9
70	30	6	10,56	8,29	12,93	56,48	8,62	16,13
	40	6	11,76	9,23	26,72	68,80	13,36	19,65
	50	6	12,96	10,17	46,39	81,13	18,55	23,18
80	60	6	15,36	12,05	81,33	130,2	27,11	32,55
		7	17,64	13,84	90,46	145,7	30,15	36,44
90	40	6	14,16	11,11	33,73	132,2	16,86	29,39
		7	16,24	12,74	36,86	147,8	18,43	32,86
	60	6	16,56	12,99	90,11	174,6	30,03	38,81
		7	19,04	14,94	100,3	196,2	33,45	43,60
100	40	6	15,36	12,05	37,23	174,3	18,61	34,86
		7	17,64	13,84	40,73	195,5	20,36	39,10
	50	6	16,56	12,99	63,92	200,8	25,57	40,17
		7	19,04	14,94	70,72	225,8	28,29	45,16
	70	6	18,96	14,88	142,7	253,9	40,78	50,79
		7	21,84	17,14	159,9	286,5	45,70	57,30
110	50	6	17,76	13,94	69,77	256,5	27,90	46,64
		7	20,44	16,04	77,25	289,1	30,90	52,57
	60	6	18,96	14,88	107,6	289,0	35,89	52,54
		7	21,84	17,14	120,1	326,3	40,04	59,33

Продовження табл. Д.12.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
120	60	6	20,16	15,82	116,4	360,1	38,82	60,01
		7	23,24	18,24	130,0	407,4	43,33	67,90
		8	26,24	20,59	142,1	451,5	47,39	75,25
	80	6	22,56	17,71	229,0	438,1	57,25	73,0
		7	26,04	20,44	258,0	496,9	64,51	89,82
		8	29,44	23,11	284,4	552,0	71,20	91,02
140	80	6	24,96	19,59	261,9	640,9	65,48	91,56
		7	28,84	22,63	295,4	729,1	73,86	104,1
		8	32,64	25,62	326,4	812,4	81,61	116,0
	120	6	29,76	23,36	672,3	856,5	112,0	122,3
		7	34,44	27,03	765,4	977	127,5	139,5
		8	39,04	30,64	853,6	1091	142,2	155,9
150	80	9	43,56	34,19	937,1	1200	156,1	171,5
		6	26,16	20,53	278,4	760,7	69,60	101,4
		7	30,24	23,73	314,1	866,4	78,54	115,5
		8	34,24	26,87	347,2	966,7	86,81	128,8
		9	38,16	29,95	377,8	1061	94,45	141,5
	100	10	42,0	32,97	406,0	1151	101,5	153,5
		6	28,56	22,42	466,3	885,2	93,25	118,0
		7	33,04	25,93	529,1	1009	105,8	134,6
		8	37,44	29,39	588,1	1128	117,6	150,4
		9	41,76	32,78	643,1	1240	128,6	165,4
180	80	10	46,0	36,11	695,3	1347	139,0	179,7
		7	34,44	27,03	370,2	1372	90,57	152,4
		8	39,04	30,64	409,7	1535	102,4	170,6
		9	43,56	34,19	446,2	1691	111,5	187,9
		10	48,0	37,68	480,0	1839	120,0	204,4
	100	12	56,64	44,46	539,6	2116	134,9	235,1
		8	42,24	33,15	689,9	1772	137,9	196,9
		9	47,16	37,02	755,6	1954	151,1	217,1
		10	52,0	40,82	817,3	2129	163,4	236,5
	150	12	61,44	48,23	929,3	2455	185,8	272,8
		8	50,24	39,43	1774	2364	236,5	262,7
		9	56,16	44,08	1957	2613	261,0	290,3
10		62,0	48,67	2133	2852	284,4	316,9	
		12	73,44	57,65	2462	3303	328,2	367,0

Д.13 – Труби квадратні (витяг з ГОСТ 8221)



Умовне позначення труби з розмірами 40×40×3 із сталі В 10

Труба $\frac{40 \times 40 \times 3 \text{ГОСТ} 8221}{\text{В10ГОСТ} 13663}$

Таблиця Д.13.1 – Сортамент труб

A	B	S	Площа перетину 10^{-4} м^2	Маса 1 м, кг	Момент інерції, 10^{-8} м^4	Момент опору, 10^{-6} м^3
					$I_x = I_y$	$W_x = W_y$
1	2	3	4	5	6	7
50	50	5,0	8,36	6,56	27,04	10,82
60	60	5,0	10,36	8,13	50,49	16,83
70	70	5,0	12,36	9,70	84,63	24,18
80	80	5,0	14,36	11,3	131,44	32,86
		6,0	16,83	13,2	149,18	37,29
		6,3	17,21	13,5	148,51	37,13
90	90	5,0	16,36	12,8	192,93	42,87
		6,0	19,23	15,1	220,48	49,00
		6,3	19,73	15,5	221,13	49,14
100	100	5,0	18,36	14,4	271,10	54,22
		6,0	21,63	17,0	311,47	62,29
		6,3	22,25	17,5	314,17	62,83
		7,1	24,65	19,4	340,13	68,03
		8,0	27,24	21,4	365,94	73,19
10,0	32,57	25,6	411,08	82,22		
110	110	5,0	20,36	16,0	367,95	66,90
		6,0	24,03	18,9	424,57	77,19
		6,3	22,4	19,4	430,14	78,21

Продовження табл. Д.13.1

1	2	3	4	5	6	7
120	120	5,0	22,36	17,6	485,47	80,91
		5,6	24,82	19,5	532,25	88,71
		6,0	26,43	20,8	562,16	93,69
		6,3	27,29	21,4	571,55	95,26
		7,1	30,33	23,8	623,30	103,88
		8,0	33,64	26,4	676,88	112,81
		8,8	36,48	28,6	719,88	119,98
		10,0	40,57	31,8	776,81	129,47
140	140	5,0	26,36	20,7	790,56	112,94
		5,6	29,30	23,0	869,55	124,22
		6,0	31,23	24,5	920,43	131,49
		6,3	32,23	25,4	940,82	134,40
		7,1	36,01	28,3	1031,40	147,34
		8,0	40,04	31,4	1126,77	160,97
		8,8	43,52	34,2	1205,03	172,15
		10,0	48,57	38,1	1311,67	187,38
150	150	5,0	28,36	22,3	982,12	130,95
		6,0	33,63	26,4	1145,91	152,79
		6,3	34,85	27,4	1173,71	156,49
		7,1	38,85	30,5	1289,35	171,91
		8,0	43,24	34,0	1411,83	188,24
		8,8	47,04	36,9	1513,12	201,75
		10,0	52,57	41,3	1652,53	220,34
		12,5	62,04	48,7	1817,44	242,33
160	160	5,0	30,36	23,8	1202,36	150,29
		6,0	36,03	28,3	1405,48	175,69
		6,3	37,37	29,3	1442,13	180,27
		7,1	41,69	32,7	1587,01	198,38
		8,0	46,44	36,5	1741,23	217,65
		8,0	50,56	39,7	1869,59	233,70
		10,0	56,57	44,4	2047,67	255,96
		12,0	64,86	50,9	2224,36	278,05
	12,5	67,04	52,6	2275,04	284,38	

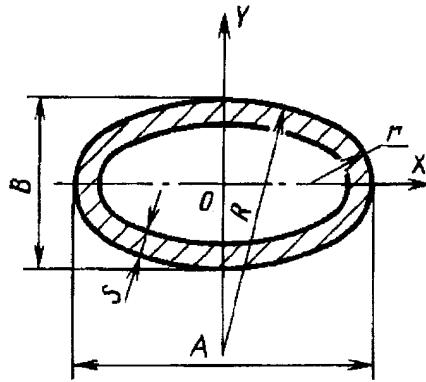
Продовження табл. Д.13.1

1	2	3	4	5	6	7
180	180	5,0	34,36	27,0	1736,87	192,99
		6,0	40,83	32,1	2036,52	226,28
		6,3	42,41	33,3	2095,65	232,85
		7,1	47,37	37,2	2312,84	256,98
		8,0	52,84	41,5	2545,86	282,87
		8,8	57,60	45,2	2741,73	304,64
		10,0	64,57	50,7	3016,80	335,20
		12,0	74,46	58,5	3322,19	369,13
		12,5	77,04	60,5	3406,43	378,49
200	200	5,0	38,36	30,1	2410,09	241,01
		6,0	45,63	35,8	2832,75	283,27
		6,3	47,45	37,3	2921,53	292,15
		7,1	53,05	41,6	3231,60	323,16
		8,0	59,24	46,5	3566,25	356,63
		8,8	64,64	50,8	3849,59	384,96
		10,0	72,57	57,0	4251,06	425,11
		12,0	84,06	66,0	4730,22	473,02
		12,5	87,04	68,3	4859,42	485,94
220	220	6,0	50,43	39,6	3813,36	346,67
		6,3	52,49	41,2	3939,93	358,18
		7,1	58,73	46,1	4366,03	396,91
		8,0	65,64	51,5	4828,01	438,91
		8,8	71,68	56,3	5221,35	474,67
		10,0	80,57	63,2	5782,46	525,68
		12,0	93,66	73,5	6486,85	589,71
		12,5	97,04	76,2	6673,98	606,73
		250	250	6,0	57,63	45,2
6,3	60,05			47,1	5872,62	469,81
7,1	67,25			52,8	6521,74	521,74
8,0	75,24			59,1	7229,20	578,34
8,8	82,24			64,6	7835,39	626,83
10,0	92,57			72,7	8706,67	696,53
12,0	108,06			84,8	9859,42	788,75
12,5	112,04			88,0	10161,00	812,91

Продовження табл. Д.13.1

1	2	3	4	5	6	7
260	260	6,0	60,03	47,1	6404,54	492,66
		6,3	62,57	49,1	6634,95	510,38
		7,1	70,09	55,0	7372,75	567,13
		8,0	78,44	61,6	8178,02	629,08
		8,8	85,76	67,3	8869,18	682,24
		10,0	96,57	75,8	9864,65	758,82
		12,0	104,37	81,9	10479,00	805,82
		12,5	117,04	91,9	11548,00	88,30
300	300	6,0	69,63	54,7	9963,67	664,24
		6,3	72,65	57,0	10342,00	689,47
		7,1	81,45	63,9	11514,00	767,65
		8,0	91,24	71,6	12801,00	853,38
		8,8	99,84	78,4	13902,00	927,37
		10,0	112,57	88,4	15519,00	1034,62
		12,0	132,06	104	17767,00	1184,49
		12,5	137,04	108	18348,00	1223,21

Д.14 – Труби сталеві овальні (витяг з ГОСТ 8642)



Таблиця Д.14.1 – Сортамент овальних труб

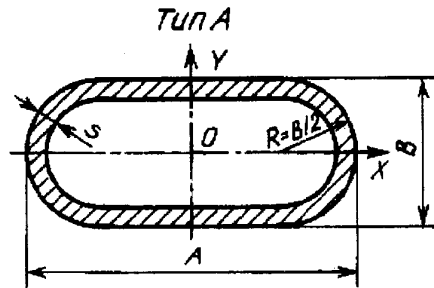
A	B	s	R	r	Площа перетину, см ²	Маса 1 м, кг	Момент інерції, 10 ⁻⁸ м ⁴		Момент опору, 10 ⁻⁶ м ³	
							I _x	I _y	W _x	W _y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
40	20	2,0	36,18	6,91	1,830	1,480	0,866	2,790	0,866	1,40
42	32	2,0	25,90	13,40	2,21	1,740	2,660	4,150	1,660	1,980
45	20	2,0	45,70	6,63	2,01	1,58	0,972	3,85	0,972	1,71
	22	2,0	41,60	7,54	2,06	1,610	1,210	4,01	1,090	1,780
	25	2,0	36,79	9,00	2,13	1,670	1,61	4,28	1,290	1,90
	28	2,0	33,12	10,06	2,21	1,730	2,09	4,55	1,490	2,02
50	25	2,0	45,22	8,64	2,32	1,820	1,780	5,66	1,420	2,26
	28	2,0	40,57	10,11	2,38	1,870	2,30	5,99	1,640	2,39
	32	2,0	35,87	12,27	2,49	1,95	3,11	6,44	1,94	2,58
	36	2,0	32,35	14,66	2,60	2,64	4,06	6,92	2,25	2,76
52	20	2,0	61,08	6,35	2,28	1,78	1,12	5,72	1,12	2,20
	25	2,0	48,86	8,51	2,39	1,87	1,85	6,28	1,480	2,41
55	32	2,0	43,06	11,75	2,67	2,09	3,40	8,24	2,12	2,99
		2,5			3,29	2,59	4,07	9,88	2,54	3,62
	40	2,0	35,28	16,38	2,88	2,26	5,61	9,38	2,80	3,41
		2,5			3,56	2,79	6,77	11,38	3,38	4,14
60	32	2,0	51,00	11,33	2,85	2,23	3,69	10,34	2,30	3,44
		2,5			3,52	2,76	4,42	12,54	2,70	4,15
65	36	2,0	53,30	12,94	3,13	2,46	5,16	13,52	2,87	4,16
		2,5			3,87	3,04	6,21	16,44	3,45	5,06
70	36	2,0	61,61	12,53	3,31	2,60	5,54	16,40	3,07	4,68
		2,5			4,10	3,22	6,67	19,99	3,70	5,71
75	40	2,0	63,75	14,66	3,59	2,82	7,45	20,68	3,72	5,51
		2,5			4,45	3,49	9,00	25,24	4,50	6,73

Продовження табл. Д.14.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
80	40	2,0	72,36	13,81	3,78	2,96	7,92	24,48	3,96	6,12
		2,5			4,68	3,68	9,58	29,92	4,79	7,48
85	40	2,0	81,57	13,52	3,96	3,11	8,40	28,72	4,20	6,75
		2,5			4,92	3,86	10,16	35,14	5,08	8,26
	50	2,0	65,88	18,45	4,21	3,30	15,65	31,99	5,44	7,52
		2,5			5,22	4,10	16,60	39,19	6,64	9,22
90	32	2,0	114,56	9,95	3,98	3,12	5,48	30,73	3,42	6,82
		2,5			4,94	3,87	6,58	37,59	4,11	8,35

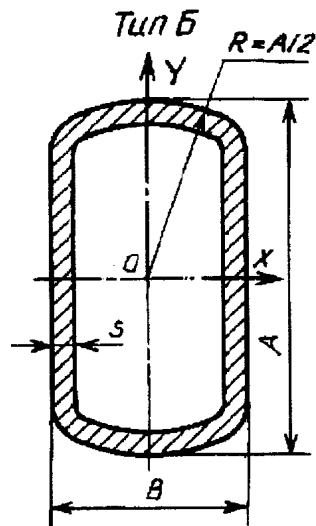
Труба $\frac{90 \times 32 \times 2,5 \times 6000 \text{ГОСТ}8642}{\text{В10ГОСТ13663}}$.

Д.15 – Труби сталеві плоскоовальні (витяг з ГОСТ 8644)



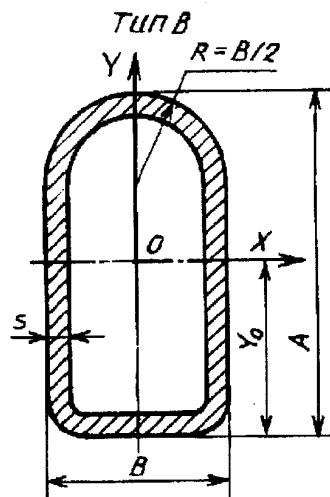
Таблиця Д.15.1 – Сортамент труб типу А

A	B	s	Площа перетину, см ²	Маса 1 м, кг	Момент інерції, 10 ⁻⁸ м ⁴		Момент опору, 10 ⁻⁶ м ³	
					I _x	I _y	W _x	W _y
40	20	2,0	1,93	1,52	1,114	3,16	1,114	1,58
45	16	2,0	2,04	1,60	0,792	4,03	0,990	1,79
50	25	2,0	2,45	1,92	2,29	6,39	1,83	2,56
55	16	2,0	2,44	1,92	0,99	7,08	1,24	2,57
60	20	2,0	2,73	2,14	1,77	9,72	1,77	3,24
	25	2,0	2,85	2,23	2,82	10,53	2,26	3,51
	32	2,0	3,005	2,36	4,65	11,6	2,91	3,87
65	32	2,0	3,20	2,52	5,10	14,40	3,19	4,43
70	36	2,0	3,50	2,74	7,03	18,45	3,91	5,27
75	25	2,0	3,45	2,70	3,61	19,46	2,89	5,19
		2,5	4,27	3,35	4,31	23,73	3,45	6,33
80	40	2,0	3,99	3,13	10,10	27,56	5,05	6,89
		2,5	4,95	3,88	12,24	33,72	6,12	8,43
85	28	2,0	3,91	3,07	5,25	28,55	3,75	6,72
		2,5	4,85	3,81	6,29	34,92	4,49	8,22
90	32	2,0	4,20	3,30	7,36	34,93	4,60	7,76
		2,5	5,22	4,10	8,86	42,79	5,54	9,51
Труби спеціальних розмірів								
42,0	26,5	5,0	4,93	3,87	3,88	8,04	2,93	3,83
46,0	30,	6,0	6,44	5,06	6,28	1,24	4,19	5,39



Таблиця Д.15.2 – Сортумент труб типу Б

A	B	s	Площа перетину, см^2	Маса 1 м, кг	Момент інерції, 10^{-8} м^4		Момент опору, 10^{-6} м^3	
					I_x	I_y	W_x	W_y
40	20	2,0	2,08	1,63	3,75	1,29	1,87	1,29
		2,5	2,55	2,01	4,49	1,51	2,24	1,51
50	20	2,0	2,51	1,97	6,99	1,65	2,80	1,65
		2,5	3,09	2,43	8,43	1,93	3,37	1,93
60	25	2,0	3,07	2,41	12,56	3,24	4,19	3,59
		2,5	3,79	2,97	15,24	3,85	5,08	3,08
		3,0	4,50	3,53	17,76	4,39	5,92	3,52
80	60	2,0	4,70	3,69	36,56	25,76	9,14	8,59
		2,5	5,83	4,60	44,83	31,49	11,21	10,49
		3,0	6,95	5,46	52,80	36,95	13,19	12,32
		3,5	8,05	6,32	60,39	42,15	15,09	14,05

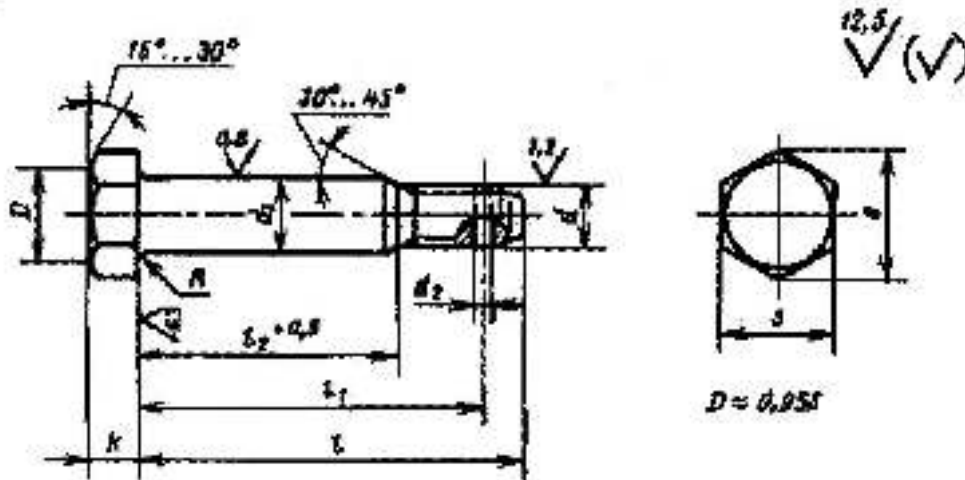


Таблиця Д.15.3 – Сортамент труб типу В

А	В	s	Площа перетину, см ²	y ₀	Маса 1 м, кг	Момент інерції, 10 ⁻⁸ м ⁴		Момент опору, 10 ⁻⁶ м ³	
						I _x	I _y	W _x	W _y
40	25	2,0	2,243	18,16	1,760	4,259	2,09	1,950	1,67
		2,5	2,759	18,19	2,165	5,111	2,48	2,344	1,98
45	18	2,0	2,223	21,09	1,745	4,879	1,14	2,040	1,26
		2,5	2,734	21,12	2,146	5,854	1,32	2,452	1,47
50	25	2,0	2,643	23,06	2,074	7,613	2,62	2,826	2,10
		2,5	3,259	23,10	2,558	9,191	3,12	3,416	2,49

Труба А $\frac{50 \times 25 \times 2 \times 1500 \text{крГОСТ}8644}{В10\text{ГОСТ}13663}$.

Д.16 – Болти з шестигранною голівкою класа точності А для отворів з-під розвертки (витяг з ГОСТ 7817) (відповідає СТ СЭВ 4730-84)



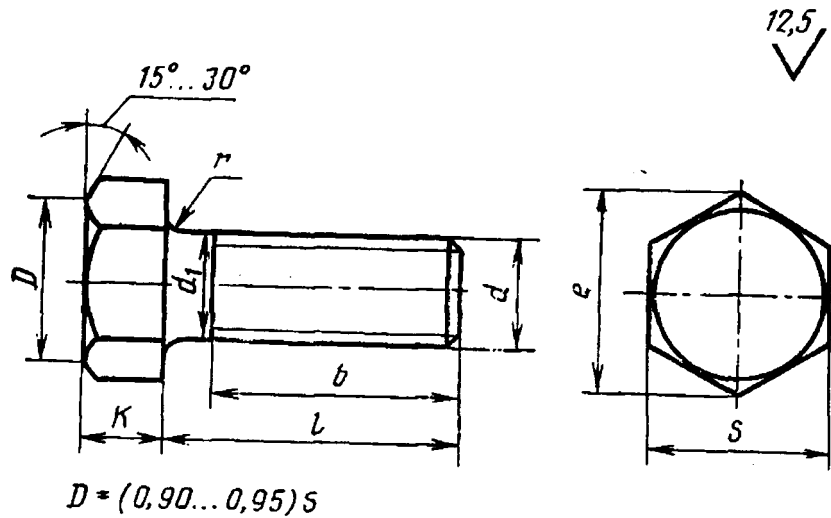
Умовне позначення болта виконання 1 з діаметром різі $d=12\text{мм}$, з крупним кроком, з полем допуску $6g$, довжиною 60мм , класа міцності 10.9, із сталі 40Х, з цинковим покриттям товщиною 6мкм хромуванням

Болт $M12-6g.60.109.40X.016$ ГОСТ 7817

Таблиця Д.16.1 – Довжина болта $l=20..80\text{мм}$, через 5мм ; $l=80..300\text{мм}$, через 10мм

Номінальний діаметр різі d , мм	6	8	10	12	16	20	24	30	36	42	48	
Крок різі, мм	крупний	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
	дрібний	-	1	1,25		1,5		2		3		
Діаметр стрижня d_1 , мм	7	9	11	13	17	21	25	32	38	44	50	
Висота голівки k , мм	4,0	5,5	7,0	8,0	10	13	15	19	23	26	30	
Розмір "під ключ" s , мм	10	12	14	17	22	27	32	41	50	60	70	
Діаметр отвору d_2 , мм	1,6	2,0	2,5	3,2	4,0		5	6,3		8,0		

Д.17 – Болти високоміцні (витяг з ГОСТ 22353)



Умовне позначення високоміцного болта діаметром різі $d = 20\text{мм}$, полем допуску 6g, довжиною $l = 100\text{мм}$, з найменшим $\sigma_s = 1100\text{МПа}$, кліматичного виконання ХЛ

Болт М20–6g.100.100ХЛ1 ГОСТ 22353

Таблиця Д.17.1 – Номінальна довжина стрижня $l = 40...300\text{мм}$ при $d = 16...48\text{мм}$

Номінальний діаметр різі d , мм	16	20	24	30	36	42	48
Крок різі, мм	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Діаметр стрижня d_1 , мм	16	20	24	30	36	42	48
Розмір "під ключ" s , мм	27	32	41	46	55	65	75
Висота голівки K , мм	12,0	14,0	17,0	19,0	23,0	26,0	30,0

Д.18 – Приведення довжини стрижнів ферми

Таблиця Д.18.1 – Коефіцієнти приведення довжини

	Значення μ при відношенні $E_n = l_p / r_{\min}$						
E_n	80	100	120	140	160	180	200
$K_n \leq 2$	0,98	0,89	0,83	0,77	0,74	0,72	0,70
$K_n \geq 6$	0,92	0,84	0,78	0,74	0,70	0,70	0,70

Примітка. l_p і r_{\min} - довжина і радіус інерції розкосу, м.

Д.19 – Стійкість поздовжньостиснутих стрижнів

Таблиця Д.19.1 – Коефіцієнт поздовжнього згину φ центрально стиснутих стрижнів

Гнучкість λ	Сталь		Гнучкість λ	Сталь	
	Вуглецева	Низьколегована		Вуглецева	Низьколегована
0	1,00	1,08	120	0,42	0,32
40	0,89	0,87	130	0,36	0,28
50	0,85	0,82	140	0,32	0,24
60	0,80	0,77	150	0,28	0,21
70	0,75	0,69	160	0,24	0,19
80	0,69	0,60	180	0,20	0,15
90	0,61	0,52	200	0,16	0,12
100	0,54	0,45	220	0,14	0,10
110	0,48	0,38			

Таблиця Д.19.2 – Межова гнучкість елементів металокопструкції

Елементи металокопструкції	Стиск	Розтяг
Пояси головних ферм	120	150
Однострижневі копструкції стріл, колон, мачт	120-150	150-180
Інші стрижні головних ферм і пояси допоміжних ферм	150	200-250
Всі інші стрижні	200-250	250-350

Д.20 – Місцева стійкість нижніх полиць двотаврових балок

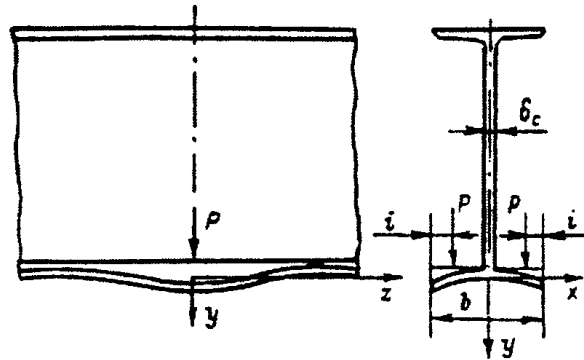
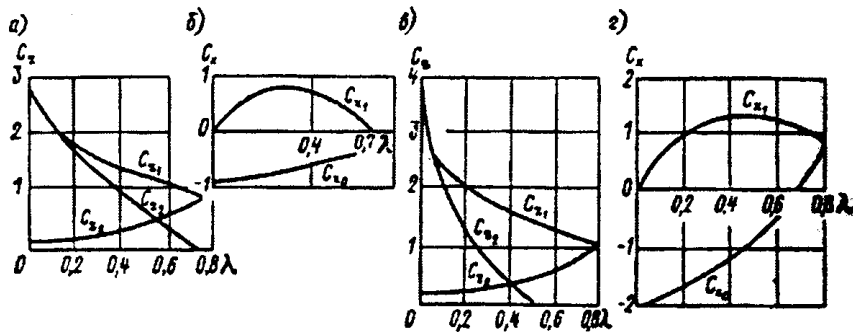


Рисунок Д.20.1 – Деформація нижньої полиці балки під впливом місцевого згину

Рисунок Д.20.2 – Значення коефіцієнтів c_z і c_x при нахилених (а, б) та горизонтальних (в, г) полицях двотаврів

$$\sigma_z = c_z P / t^2;$$

$$\sigma_x = \mp c_x P / t^2;$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + (\sigma_3 + \sigma_z)^2} - \sigma_x (\sigma_3 + \sigma_z);$$

$$\lambda = \frac{2i}{(b - \delta_c)}.$$

Д.21 – Затухання коливань металоконструкцій

Таблиця Д.21.1 – Середні значення логарифмічного декременту коливань γ основного тону

№	Об'єкти коливань	γ
1	Коробчасті кранові мости	0,05...0,12
2	Металоконструкції козлових кранів	0,10...0,22
3	Металоконструкції стрілових пристроїв порталних кранів	0,05
4	Металоконструкції порталів порталних кранів (з опорно-поворотним пристроєм, ходовими візками та підкрановою колією)	0,35...0,45

Примітка. Для кранових мостів з достатньою точністю можна брати $\gamma = 5,5 \cdot 10^{-3} / \tau^2$, де τ - період власних коливань моста з візком без вантажу, розміщеного в середині прогону, с.

Д.22 – Вітровий тиск на металоко́нструкції (витяг з ГОСТ 1451)

Таблиця Д.22.1 – Динамічний тиск (швидкісний напір) вітру q на висоті до 10 м над поверхнею землі (води) в залежності від призначення кранів для робочого стану

Крани	Швидкість вітру, м/с	Динамічний тиск, Па
Будівельні, монтажні, для полігонів залізобетонних виробів, штучних вантажів, а також стрілові самохідні загального призначення	14,0	125
Усіх типів, встановлених у річкових та морських портах	20,0	250
Встановлені на об'єктах, виключаючих можливість перерви в роботі	28,5	500

Таблиця Д.22.2 – Виправний коефіцієнт k залежності від висоти над поверхнею землі (води)

Висота над поверхнею землі, м	10	20	40	60	100	200	350 і вище
Коефіцієнт k	1,00	1,25	1,55	1,75	2,10	2,60	3,10

Таблиця Д.22.3 – Коефіцієнт c аеродинамічної сили

Тип конструкції	c	
Балки з виступаючими поясами та зовнішніми ребрами, пласкі ферми з прямокутних профілів	1,4-1,6	
Коробчасті конструкції з гладкими зовнішніми поверхнями, прямокутні кабіни, противаги, канати, вантаж, понтони	1,2	
Конструкції з труб в залежності від параметру qkd^2, H , де d - діаметр труби, м	до 5	1,2
	від 5 до 8	1,0
	від 8 до 15	0,7
	від 15 до 25	0,5
	від 25 до 100	0,6
від 100 до 1000	0,7	

Д.23 – Нормативні прогини металоконструкцій вантажопідійомних кранів

Таблиця Д.23.1 – Нормативні прогини металоконструкцій мостових кранів

Конструктивні особливості	Група режиму ГОСТ 25546				
	1К	2К-3К	4К-5К	6К-7К	8К
Кабіна відсутня	1/400	1/500	1/500	1/700	-
Кабіна на краю моста	1/400	1/500	1/600	1/800	1/900
Кабіна в центрі моста або на візку	1/400	1/600	1/800	1/1000	1/1000

Таблиця Д.23.2 – Нормативні прогини металоконструкцій козлових кранів

Конструктивні особливості		Група режиму ГОСТ 25546			
		1К	2К-3К	4К-5К	6К-7К
З обома жорсткими опорами	Проліт L	1/400	1/500	1/600	1/800
	Консоль L_k	1/150	1/150	1/200	1/300
З жорсткою та гнучкою опорами	Проліт L	1/500	1/600	1/800	1/1000
	Консоль L_k	1/150	1/200	1/250	1/350

ДЛЯ ПОДАТОК

Навчальне видання

**Леонід Максимович МАРТОВИЦЬКИЙ
Василь Іванович ГЛУШКО**

КУРСОВЕ ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ

Навчальний посібник

Текст публікується в авторській редакції.

Видавець:

ТОВ «Видавництво „Кругозір“»
(директор *Володимир Миколайович Систеров*)

Адреса редакції:

Україна, 69035, м. Запоріжжя,
Соборний просп., д. 158, оф. 248.
тел. (061) 270-78-76, моб. (066) 541-41-01
krugozor.zp@ukr.net

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
до державного реєстру видавців, виготівників
і розповсюджувачів видавничої продукції
серія ДК № 4798 від 27.11.2014 р.

Підписано до друку 12.10.2016. Формат 60x84/8. Папір офсетний № 1.
Гарнітура «Times New Roman». Друк цифровий. Ум. друк. арк. 48,59.
Друк. арк. відбиток 14 577,75. Наклад 300 прим. Замовлення № 8313/10.2016-А.

Макет віддрукований: Copy Art
(Фізична особа-підприємець А.А. Москвін)

Україна, 69035, м. Запоріжжя,
Соборний просп., д. 109, оф.204
тел.: +38 (095) 908-28-56

copyartzp@gmail.com

copyart.com.ua

ISBN 978-617-7353-26-2