

В. Д. СВЕРДЛОВ, В. О. ПОПОВ



**МЕТАЛЕВІ
БАШТОВІ
СПОРУДИ
З ВИСОКИМ
СТУПЕНЕМ
СПИВОСНОСТІ
НЕСУЧИХ
ЕЛЕМЕНТІВ**



Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

В. Д. Свердлов, В. О. Попов

**МЕТАЛЕВІ БАШТОВІ СПОРУДИ
З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ
СПІВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Монографія

**УНІВЕРСУМ-Вінниця
2005**

УДК 624.042.4
М 54

Рецензенти:

доктор технічних наук, професор, академік Академії будівництва України, зав. кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури **В.О. Пермяков**

доктор технічних наук, професор, зав. кафедри МБА Вінницького національного технічного університету **І.Н. Дудар**

Рекомендовано до видання Вченою радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 8 від 31.03.2005 р.)

М54 Свєрдлов В.Д., Попов В.О.

Металеві баштові споруди з високим ступенем співосності несучих елементів. Монографія – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2005. – 147 с.

ISBN 966-641-134-2

У монографії викладені результати теоретичних та експериментальних досліджень з розрахунку, конструювання, технології виготовлення металевих баштових споруд, що використовуються для атракціонів. Приведені приклади конструктивних вирішень основних складових частин. Запропоновані загальні рекомендації для проектування таких конструкцій, виходячи з багаторічного досвіду світових виробників атракціонів та власних напрацювань авторів.

Для працівників науково-дослідних, проектних, виробничих організацій, студентів і аспірантів будівельних спеціальностей.

УДК 624.042.4

ISBN 966-641-134-2

© В. Свєрдлов, В. Попов, 2005

ЗМІСТ

ВСТУП	6
Розділ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАШТОВІ СПОРУДИ .	9
1.1. Характеристика типів баштових споруд	9
1.2. Сфера застосування. Історичний екскурс	11
1.2.1. Ейфелева вежа	11
1.2.2. Київська телевізійна вежа	14
1.2.3. Історія вітчизняного та зарубіжного баштобудування .	17
1.3. Світовий “Клуб телевеж”	22
1.4. Конструктивні рішення, технологія виготовлення. Шляхи удосконалення	25
1.5. Баштові споруди з високим ступенем співосності несучих елементів	27
Висновки	31
Література	32
Розділ 2. РОЗРАХУНОК БАШТОВИХ СПОРУД РЕГУЛЯРНОЇ БУДОВИ З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ СПІВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ	33
2.1. Основи розрахунку	33
2.2. Вихідні дані. Загальні рекомендації	34
2.2.1. Рекомендації з компонування	35
2.2.2. Рекомендації зі збору навантажень	37
2.3. Збір навантажень	38
2.3.1. Навантаження від власної ваги та ваги крижаної кірки .	38
2.3.2. Вітрове навантаження	42
2.3.4. Сейсмічні впливи	52
2.3.5. Розрахунок на стійкість від перекидання	53
2.4. Попередній розрахунок. Корегування перерізів елементів .	55
2.4.1. Перевірка за напруженням у найбільш небезпечному перерізі	56
2.4.2. Корегування діючих зусиль	57
2.4.3. Перевірка за допустимими деформаціями усієї споруди	57
2.4.4. Перевірка за допустимими деформаціями несучих труб	58
2.4.5. Динамічний вплив на споруду	62
2.4.6. Скореговані перерізи	63
2.4.7. Інші навантаження на споруду	63
2.5. Остаточний розрахунок	65
2.5.1. Аналіз розрахунків, виконаних на ПК “Lira 9.0”	65
Висновки	66

Література	67
Розділ 3. КОНСТРУЮВАННЯ БАШТОВИХ СПОРУД З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ СПІВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ	69
3.1. Загальне конструктивне вирішення веж	69
3.1.1. Типи перерізів веж	69
3.1.2. Конфігурація стовбура	71
3.1.3. Конструктивне вирішення веж-атракціонів	74
3.2. Типи перерізів елементів	76
3.3. Конструктивне вирішення діафрагм	78
3.4. Конструктивне вирішення решітки	79
3.5. Вузли з'єднання основних несучих елементів (міжсекційні стики)	81
3.5.1. Влаштування нероз'ємних з'єднань секцій	81
3.5.2. Влаштування з'єднань на фланцях	82
3.5.3. Влаштування з'єднань на втулках	84
3.5.4. Влаштування з'єднань на спеціальній муфті	84
3.5.5. Влаштування комбінованого з'єднання	87
3.6. Конструктивне вирішення безфундаментних споруд	89
Висновки	89
Література	90
Розділ 4. ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ТА ВЛАШТУВАННЯ БАШТОВИХ СПОРУД З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ СПІВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ	91
4.1. Технологія виготовлення	91
4.1.1. Підготовка металу	91
4.1.2. Виготовлення деталей	98
4.1.3. Складання та зварювання конструктивних елементів	104
4.1.4. Антикоровісний захист конструкції	111
4.1.5. Відвантаження конструкції	112
4.2. Методи контролю	115
4.2.1. Контроль правильності зведення	115
4.2.2. Контроль з'єднань, виконаних за допомогою зварювання	117
4.2.3. Контроль якості виконання отворів	118
4.3. Технологія зведення	120
4.3.1. Монтаж споруд з окремих елементів	120
4.3.2. Монтаж попередньо зібраних споруд	128
Висновки	130
Література	131

ДОДАТКИ	132
Додаток А Світові виробники веж-атракціонів	132
Додаток Б Конструктивне вирішення рухомого обладнання	133
Додаток В Конструктивне вирішення платформи атракціону “Магнетик-XXL” висотою 50 м.	134
Додаток Г Загальний вигляд атракціону “Шторм”	135
Додаток Д Конструктивне вирішення стандартного міжсекційного фланцевого з’єднання веж	136
Додаток Е Конструктивне вирішення стандартного з’єднання елементів решітки до несучих стійок	137
Додаток Ж Деформації споруди від оціночних значень навантажень (вибірка)	138
Додаток З Деформації в елементах “Оглядової вежі”	139

ВСТУП

Людство протягом свого історичного існування прагнуло наблизитися до неба, відчутти смак висоти, польоту. Свої прагнення цивілізації втілювали у архітектурних шедеврах – висотних спорудах, серед яких особливою грандіозністю вирізнялися вежі. Згадаємо Єгипетські піраміди, Пізанську, Ейфелеву, Останкинську, Київську вежі...

Біля 100 років тому започаткувався унікальний клас веж (атракціонів), функціональним призначенням яких були розваги.

Сучасні вежі-атракціони дарують людям цю радість, об'єднують їх, дають молоді змогу відчутти впевненість у собі. Особливо важливе місце займають атракціони у житті дитини. Вони є однією зі складових його вільного часу, дарують їй радість [1]. У світовій індустрії розваг виділяють два потужних типи розважальних веж: “Free fall towers” (вежі вільного падіння) та “Survey towers” (оглядові вежі). Найбільш потужними та відомими виробниками атракціонних веж є SBL (Китай); Senyo Kogyo (Японія); ITPS, Putt-Putt Golf, Premier Rides, S&S Power Inc. (США); S&MC, Zierer GmbH, Maurer shone (Німеччина); Zamperla, Preston&Barbieri (Італія); HVH (Великобританія); Bear GmbH (Швейцарія); “Компанія Мир” (Росія); “Завод Аналог” (Україна) [2]. Ці споруди об'єднує спільна ознака – наявність рухомого обладнання (посадкової площадки), що рухається вздовж несучого стовбура.

Побачити простір на багато кілометрів дають змогу атракціони типу “Оглядова вежа”. Посадкова площадка цього атракціону повільно рухається вздовж стовбура вежі, а по ній здійснюють коловий рух сидіння з пасажирами. Потім площадка повільно опускається.

Смак польоту дозволяють відчутти спеціальні атракціони “Free fall towers”. Баштова споруда таких атракціонів є напрямною для ковзного обладнання, що рухається з великою швидкістю. Спочатку посадкова площадка повільно піднімається догори споруди. У верхній точці підйому вона починає вільно падати та на певній розрахунковій позначці уповільнює швидкість падіння за рахунок відповідної системи гальмування. Для “Free fall towers” висотою біля 50 м максимальна швидкість падіння ковзного обладнання сягає 80 км/год. Вирізняють і “стріляючі” вежі. У таких атракціонах площадки, що знаходиться у нижній частині споруди, надається реактивний імпульс. Площадка стрімко злітає догори. Потім атракціон діє як “Free fall tower”.

Через наявність вищезгаданих ознак по всій висоті таких класичної призматичної вежі необхідно створити певні прямолінійні напрямні – рейки. Однак введення додаткових елементів у конструкцію значно збільшує загальну вагу споруди. Виникла проблема

додаткових навантажень від ваги рейок, крижаної кірки, збільшення парусності споруди. Приблизно одночасно італійськими та англійськими виробниками атракціонів було запропоновано використати основні несучі стояки вежі в якості напрямних рейок.

Головним “конкурентом” баштових споруд є щогли. Останні по витратах металу економічніші за башти (при висоті біля 150 м вартість щогл на 20 – 30% менша вартості башт). Однак вони мають численні недоліки. Це, насамперед, постійний контроль за натягом розтяжок, значна площа забудови, велика небезпека з боку розтяжок для літаків, більш трудомістка технологія зведення та менша архітектурна виразність споруди. Тому в забудованій смузі, біля аеродромів та у індустрії розваг необхідно використовувати вежі.

У порівнянні з країнами Західної Європи, Японії, Північної Америки індустрія розваг на теренах України та колишнього СРСР розвинена недостатньо [1, 3]. Однак на теренах СНД в середині 90-х років минулого століття з’явилися два потужні виробники атракціонних веж – “Компанія Мир” (Москва, Російська Федерація) та “Завод Аналог” (Вінниця, Україна). Ці два підприємства виробляють біля 20 веж-атракціонів на рік, що складає 60% від усього пострадянського ринку [3].

Оскільки такий тип баштових споруд є новим та невивченим у порівнянні з класичними вежами, постає необхідність у фундаментальних наукових дослідженнях, у створенні нормативної бази для таких споруд, у викладенні рекомендацій щодо конструктивного вирішення. Нагальність вивчення обумовлена ще й тим, що атракціони відвідують численні любителі екстремальних відчуттів. Наприклад, вежу вільного падіння “Стела” (завод “Аналог”), збудовану у м. Чернівці, щорічно відвідує більше 20 тисяч людей. Руйнування, скажімо, висотних веж для ліній електропередач, що є набагато більш вивченими – ніщо у порівнянні з загибеллю однієї людини під час аварійних ситуацій в металевій конструкції атракціону.

Ще однією ознакою веж-атракціонів є їхня мобільність, тобто спостерігається світова тенденція до створення безфундаментних веж, які за незначний проміжок часу необхідно демонтувати, перевезти на нове місце та змонтувати знову. Тому постає проблема у знаходженні вдалих конструктивних рішень для забезпечення збірності – розбірності конструкції.

Окремою проблемою є необхідність “самомонтажу” вежі без додаткових підйомних механізмів. Ця необхідність виникла через те, що вежі-атракціони часто влаштовують на узбережжі та у курортній зоні, тобто там, де відсутні підйомні крани. До цього прагнуть найбільш досвідчені та потужні світові виробники

веж такі як Zamperla, Preston&Barbieri (Італія), S&S Power Inc. (США) та інші.

Осягнути ці та багато інших запитань неможливо у межах монографії, однак ця книга покликана узагальнити знання про вежі, технологію їх виготовлення та зведення, найбільш вдалі конструктивні рішення, навести приклад розрахунку типового атракціону-вежі, вказати майбутнім дослідникам напрямки щодо пошуків удосконалень.

Розділ 1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАШТОВІ СПОРУДИ

1.1. Характеристика типів баштових споруд

Вежами (баштовими спорудами) називають висотні просторові споруди, що закріплені на жорсткому фундаменті чи опірній платформі, стовбур якої працює як консоль.

Вежі бувають суцільними і наскрізними. Їх висота перевищує розміри в плані більше ніж у 5...8 разів і досягає в окремих випадках 500...600 м [1, 2, 14]. Іноді для естетичних потреб наскрізні вежі закривають обшивкою. Такі вежі застосовують для монументів та пам'ятників (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Пам'ятник Петру I у Москві

Суцільні металеві вежі виготовляють з труб та зварених листових коробів. Ці вежі використовуються виключно рідко у зв'язку зі збільшенням парусності конструкції та величезними перевитратами матеріалу у порівнянні з наскрізними металевими вежами.

Однак, часто будуються залізобетонні суцільні вежі (рис. 1.2). Як раз найбільшими у світі є залізобетонна вежа у Торонто (Канада) та Останкінська вежа (Москва, Російська федерація).

Металеві наскрізні вежі виготовляють з трубчастих елементів, кутиків, двотаврів, швелерів, складених перерізів, з'єднаних за допомогою зварювання чи на роз'ємному кріпленні. За кількістю граней вежі поділяються на тригранні, чотиригранні, п'ятигранні, шестигранні, багатогранні, складної конфігурації.

За конфігурацією стовбура – призматичні, пірамідальна, комбінована (зі зламами граней).

За конфігурацією решітки – з трикутною, ромбічною, хрестовою, хрестово-ромбічною та іншими решітками.

Докладніше кожний тип веж, переваги та недоліки конструкції, буде описаний у розділі 3.



а)



б)

Рис. 1.2. Найвищі вежі у світі:

а – Останкінська вежа [14] (540,74 м);

б – вежа у Торонто (555 м)

1.2. Сфера застосування. Історичний екскурс

На сьогодні металеві баштові споруди застосовуються у багатьох галузях народного господарства. Це насамперед опори телекомунікаційних антен, метеорологічні спостережувальні конструкції, підтримуючі конструкції для заводських витяжних труб, індустрія розваг, каркаси до монументальних споруд та архітектурних прикрас.

Для правильного розуміння напрямку розвитку таких конструкцій необхідно зупинитися на історії створення найвідоміших баштових споруд.

1.2.1. Ейфелева вежа

Символ Парижа і Франції, знаменита Ейфелева вежа (рис.1.3) була зведена у 1889 р. для Всесвітньої виставки та до 100-ліття Французької революції. Спорудження найбільшої в світі металевої вежі було покликано продемонструвати технічну могутність та економічне процвітання Франції.

У 1886 р. уряд оголосив конкурс на створення 300-метрової металевої вежі. На конкурс було представлено 700 проектів. Переміг проект відомого інженера-будівельника Гюстава Ейфеля, що створював мости і металеві конструкції, серед яких залізний каркас для американської статуї Свободи — шедевр французького скульптора Бертольдї.

Вежа була зведена у рекордно короткі терміни — за 2 роки і 2 місяці. Ейфель власноруч виконав креслення окремих частин у натуральну величину. Споруда складається з 15 тисяч деталей, з'єднаних між собою 2,5 мільйонами заклепок. До 1931 р. вона була найбільшою спорудою у світі. Загальна вага металевої конструкції сягає 7300 тон. Якщо помістити вежу у циліндр з повітрям, то її вага (разом з кам'яною кладкою) буде меншою за вагу повітря, обмеженого циліндром. Вежа складається з 15000 зварених металевих деталей.

Головними співробітниками Г. Ейфеля були інженери М. Кешлен і Е. Нуге, що підготували креслення, і архітектор Совестр, що створив декоративне оформлення. Спочатку вежа була задумана як тимчасова споруда: її планували розібрати до 1909 г.

Не зважаючи на це, зведення на берегах Сени висотної металевої конструкції багато сучасників зустріли скептично. З протестами виступали такі маститі діячі французької культури, як Олександр Дюма - син, композитор Шарль Гуно, поети Верлен і Леконт де Біль, Мопассан, архітектор Ш. Гарньє, автор Паризької опери та інші. Вони прагнули відмінити будівництво цього “жахливого скелета, непотрібної і жажливої споруди пана Ейфеля”. А жителі сусіднього

кварталу подали в муніципалітет скаргу, обурюючись замахом на красу міста.

Але вже через декілька років, довівши силу технічного прогресу та затвердивши архітектуру майбутнього 20 століття, вежа повністю злилася з образом міста, ставши його символом. Її образ з'являється у творах Аполлінера и Кокто, на полотнах Пікасо, Дюфі, Утрилло. До цього ж вежа оказалась и корисною для роботи метеорологів, біологів, астрономів. На ній проводились дослід з аеродинаміки. У 1904 р. на її верхівці вперше була встановлена антена для радіотелеграфного зв'язку. У результаті наукові заслуги врятували вежу від руйнування. У теперішній час з допомогою Ейфелевої вежі здійснюється радіо - та телевізійний зв'язок, тут знаходиться маяк, лабораторія повітряних попереджень та метеорологічна станція. Вежа має майданчики, на які можна підніматися на ліфтах чи по сходах: перший майданчик — на висоті 57 м, другий — на висоті 115 м и третій — на висоті 276 м. Три ліфти, що розташовані у східній західній и північній опорах, піднімають відвідувачів на першу та другу площадки.

Сходи знаходяться у південній опорі. З другого майданчика ліфт, створений у 1983 р., піднімається на третю площадку. Машинне приміщення гідравлічних ліфтів (1899 рік) розташоване у підвалах під східною і західною опорами (відкриті для відвідувачів). В хорошу погоду з її верхнього оглядового майданчика відкривається чудова панорама Парижа радіусом у 60 км. На цьому поверсі знаходиться кабінет-музей Гюстава Ейфеля, у якому дві воскові фігури зображають зустріч Ейфеля с Едісоном. У підніжжя вежі встановлений бронзовий бюст знаменитого інженера роботи Бурделя. Для технічного обслуговування вежі створена спеціальна фірма.

31 грудня 1985 р. була введена в дію нова система ілюмінації вежі. Тепер всередині самої вежі встановлену 292 прожектори, що обладнані натрієвими лампами по 100 ват кожна. Їх направлене догори світло підкреслює легкість і виразність конструкції і робить її схожою на ажурний ювелірний виріб. Нове освітлення не тільки ефективніше, але і вдвічі економічніше за попереднє: у 1985 р. освітлення вежі коштувало 2,3 мільйони франків, а у 1986 р. — усього лише в 1 мільйон. Автором цієї системи освітлення є П. Бідо — спеціаліст з оформлення спектаклів "Звук і світло" у замках Луари.

Вежа Ейфеля стала одним із символів промислової революції. Новими будівельними матеріалами стали скло та метал.



а)



б)



в)



г)



д)

Рис. 1.3. Послідовність монтажу Ейфелевої вежі

1.2.2. Київська телевізійна вежа

Родоначалником вітчизняного баштового будівництва є УкрНДПСК. Україна починала активно зростати “догори” ще на початку минулого століття, однак найбільш бурхливим було будівництво веж у “Епоху Шимановського-старшого” [9].



Рис. 1.4. Київська телевізійна вежа

У [9] описуються найбільш визначальні “кроки по вертикалі” УкрНДПСК:

- 1947 р. – проект водонапірної вежі у Білій Церкві (проект №103),
- 1948 р. – копр шахти 160 (проект №116),
- 1950 р. – елінг заводу №45 (проект №235),
- 1951 р. – перший проект Київської телевежі,
- 1955 р. – 83,5 метрова вежа (проект №529),
- 1956 р. – велика кількість проектів і найбільший – проект московського телецентру №710 висотою 550 м...
- Далі – Київська телевежа (рис. 1.4).

Старожили нашої столиці пам'ятають, що у 1951 р. на Хрещатику, 26 було побудовано телерадіоцентр, а відразу за ним, на пагорбі, — 180-метрова вежа.

Спочатку вона передавала одну програму, а з 1962 р., коли на тій тригранній вежі змонтували ще одну антену, першим в Україні Київський телецентр почав транслювати чорно-білі передачі по двох каналах. «Стара» київська телевізійна вежа прослужила більше двох десятиліть.

Коли в 70-і роки телебачення стало кольоровим і збільшилася кількість програм, тій вежі важко було справлятися з новими обов'язками. Хвилі від неї розходилися тільки на 50 — 60 кілометрів, сигнал був слабким. Та й небезпечно утримувати в центрі міста таку конструкцію: крижані бурульки, падаючи взимку з такої висоти, могли травмувати перехожих, а приймально-передавальні параболи могло здути поривом вітру, як це було у Запоріжжі. А головне, потрібно було розширити зону прийому телепрограм з Києва. От і вирішило московське керівництво, що час вже і Києву отримати нову телевежу. Виділені тоді ж кошти для будівництва сучасного апаратно-студійного комплексу «переадресували» на інший, більш престижний об'єкт: у результаті АСК по вул. Мельникова, 42 дотепер не готовий. Саме тоді і згодився для зведення нашої «висотки» відхилений за 10 років перед цим загальносоюзним журі конкурсний проект Останкінської телевежі.

Почнемо з основи — фундаменту. Дотепер з гори, що за телецентром на Хрещатику, 26, (там, де нині пролягає вулиця Бориса Грінченка), стирчить масивна основа фундаменту першої київської телевежі. При висоті нижче 200 м і вазі в 200 т для неї вирили надзвичайно глибокий котлован і заклали там три 19-метрових бетонних фундаменти (окремо для кожної сторони сталевого тригранника). І ось парадокс: через двадцять років під нову телевежу на Сирці (висотою 380 м і вагою 2,5 тис. т) заклали усього лише 6-метровий фундамент. І як бачимо, вежа три десятиліття міцно тримається!

Сирецька телевізійна вежа росла вгору не так, як інші величезні вежі. Вперше у світовій практиці для таких високих споруд була застосована технологія підрощування. Якщо раніше монтаж виконували класичним нарощуванням, то на київській телевежі вирішили спочатку піднімати задалегідь змонтовану верхівку над землею, підкладаючи під неї все нові і нові частини. Це дозволило скласти ще на землі багато елементів конструкції.

Ще один цікавий момент «штурму неба». Вежа створювалася як суцільна зварена. Проектувальники уперше для таких високих споруд відмовилися від фланців і вузлових косинців для з'єднання труб. Це дозволило зменшити вагу вежі майже на 20 відсотків (тобто на півтисячі тон). Вага металоконструкції склала 2793 т. Умовно споруду можна поділити на такі частини: антенна частина, шахта ліфтів, зага-

льний стовбур, стовбур антени “Алтай”, верхню і нижню технічні будівлі та базу [9].

А зараз прийшов час назвати батьків телевежі в Києві. Її сконструювали співробітники Українського науково-дослідного інституту «Проектстальконструкція» у співробітництві із вченими Інституту електрозварювання ім. Патона. Лауреатами державної премії стали головний інженер проекту О.І. Шумицький, начальник відділу висотних конструкцій І.Г. Затуловський, головний спеціаліст ОВК О.І. Калиничев, ведучий інженер – А.М. Соломенко. Як бачимо, і в київському небі видно оригінальний почерк знаменитого «патонівського шва».

Виконання робіт з підйому конструкції здійснював трест «Укрмонтажміськбуд». А перший крок верхівки телевежі в піднебесся прийшлися на квітневі дні 1971 р. Синхронно включилися могутні домкрати, стрілка на шкалі повільно поповзла вгору, відраховуючи перші міліметри шляху вже готової сталевій конструкції вагою в 1200 т. Синхронно почали підтягуватися чотири гігантські «ноги», з'єднані шарнірно з вежею вагою 170 т кожна. На 100 міліметрів виросла тоді вежа — її «ноги» «пройшли» по землі по 22 міліметра кожна. А всього їм потрібно було пройти 45 метрів — щоб назавжди стати на масивні фундаменти. Угорі підставку охопив сталевий «пояс» шириною 24 м і з'єднувальні шарніри. Так від землі відірвалася та частина вежі, що знаходиться зараз на позначці 240 м. А київська телевежа продовжувала зростати. Кожна секція, що підставлялася знизу, мала довжину 8 м. Методом підрощування догори підняли і п'ять секцій антен, і шахти ліфта. Перший «крок» телевежі в небо дорівнював усього 90 см — середньому кроку людини. Але крок за кроком уся 380-метрова конструкція пройшла цей шлях, добре вписавшись у Київський пейзаж.

Нарешті в середині серпня 1973 р. новонароджена Київська телевежа подала свій голос в ефірі. Якийсь час вона працювала паралельно зі старою вежею на Хрещатику. Згодом перша вежа, що прослужила 22 роки, була демонтована. Телевежа на Сирці дозволила покрити сигналом величезну площу — більше 100 км від Києва. Вона стала другою у колишньому СРСР спорудою (після Останкінської телевежі), розрахованою на трансляцію п'яти телепрограм. Відразу ж почалася передача трьох (двох ЦТ і української). У 1981 р. «ожив» четвертий передавач на 30-му частотному каналі в дециметровому діапазоні хвиль (до речі, подібну частоту останкінські зв'язківці не могли задіяти ще майже десять років). 30-й канал планувався для трансляції спеціальної київської програми.

1.2.3. Історія вітчизняного та зарубіжного баштобудування

“Бабусею” Київської вежі [9] була перша у колишньому СРСР



Рис. 1.5. Вежа Шухова

радіо-телевежа Шухова (рис. 1.5). Однак першим оригінальним проектом вітчизняного баштобудування слід вважати водонапірну вежу гіперболоїдного типу, представлену вперше у 1896 році на ярмарку у Нижньому Новгороді.

У 1922 р. в Москві на Шаболовці зводиться найпотужніша для того часу (~12 кВт) лампова радіотрансляційна станція. В якості опори для антени була використана запроєктована В.Г. Шуховим башта висотою 150 м (в подальшому вона була надбудована до 165 м) у вигляді гіперболоїду обертання. Аналогічна вежа зберіглася дотепер і на Кубані (рис. 1.6). У цей же період будуються радіотрансляційні центри у Москві, Ленінграді, Нижньому Новгороді, хоча пріоритети віддаються щоглам.

У 1930 р. під керівництвом Шухова розроблені проекти стандартних водонапірних веж, що узагальнив досвід будування Астраханського, Феодосійського та Черкаського водопроводів.

У 20 роках ХХ ст. з'явилися перші теоретичні роботи по баштобудуванню та щоглобудуванню (С.Я. Турлигін, С.К. Баксаков). Основна увага в них приділялася дерев'яним баштам та щоглам.



Рис. 1.6. Кубанська вежа

З 1935 р. проектні та пов'язані з ними експериментальні роботи, інженерні вишукування та розробки ведуться в проектній конторі Стальконструкція, засноване на базі бюро В.Г. Шухова.

За період з 1946 по 1950 рр. були виконані розробки трьох основних типів щогл.

В зарубіжній практиці для встановлення телевізійного обладнання будуються як башти так і щогли. Застосування щогл більш поширене в країнах СНД, США, Чехії, Словаччині, Нідерландах, Бельгії. В таких країнах як Франція, Німеччина, Англія переважно будуються башти,

причому більше з залізобетону (перша така вежа висотою 210 м була збудована у 1955 р. в Штудгарті) (рис. 1.7).

Проблемами удосконалення просторових металевих конструкцій займаються на Україні УкрНДІ "Проекстальконструкція", Дніпропетровський інститут ПСК, вузи КНУБА, ДДАБіА, Львівська Політехніка, ВНТУ, Рівненська академія будівництва ... та їх вчені В.О. Пермяков, О.О. Нілов, О.В. Шимановський, І.М. Лебедич, О.І. Шумицький, В.М. Гордєєв, О.І. Оглобля, С.М. Кондра, М.П. Кондра, М.А. Микитаренко, В.А. Микитаренко, Є.М. Бабич та інші.

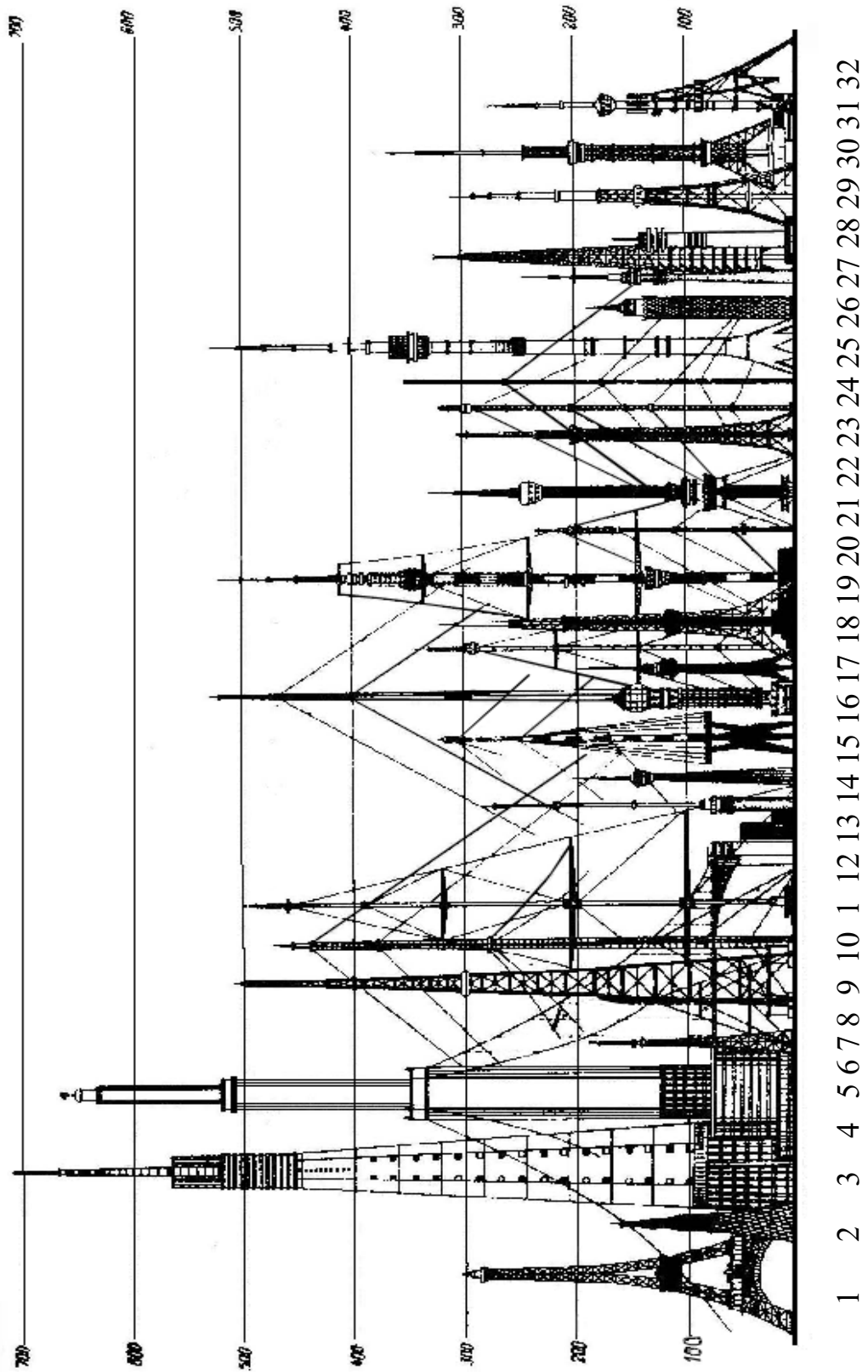


Рис. 1.7. Загальний вигляд висотних споруд, що застосовуються у різних країнах

1 – вежа Ейфеля (Франція) – 312 м; 2 – вежа Шухова – 160 м; 3 – вежа Монеля – 707 м, проект 1930 р.; 4 – Будинок зв'язку – 604 м, проект 1937 р.; 5 – типова телевізійна вежа – 192 м; 6 – щогла з реями – 192 м; 7 – вежа для телезв'язку – 500 м, проект 1946 р.; 8 – типова телевізійна щогла – 192 м; 9 – щогла в Міссурі – 480 м; 10 – щогла для Московського телецентру – 530 м, проект 1956 р.; 11 – щогла в Нідерландах 370 м; 12 – вежа у Штудгарті – 214 м; 13 – щогла в Чехословаччині – 301 м; 14 – вежа для антен в Лондоні – 180 м; 15 – щогла для антен в Колумбусі – 530 м; 16 – вежа в Белграді – 199 м; 17 – щогла у Вінниці – 350 м; 18 – щогла в Токіо – 333 м; 19 – щогла для Московського телецентру – 550 м, проект 1962 р.; 20 – типова телевізійна щогла – 235 м; 21 – щогла для Белграду (Сербія) – 330 м, проект 1963 р.; 22 – вежа в Санкт-Петербурзі – 310 м; 23 – метеорологічна щогла в Обнинську – 310 м; 24 – типові щогли (Могилів, Слонім, Вушачи) – 350 м; 25 – вежа у Москві – 533 м; 26 – вежа в Каїрі – 180 м; 27 – вежа в Гамбурзі – 270 м; 28 – вежа в Мілуокі – 329 м; 29 – вежа в Нідерландах – 165 м; 30 – вежа в Єревані – 300 м; 31 – вежа в Києві – 372 м; 32 – вежа в Тбілісі – 270 м

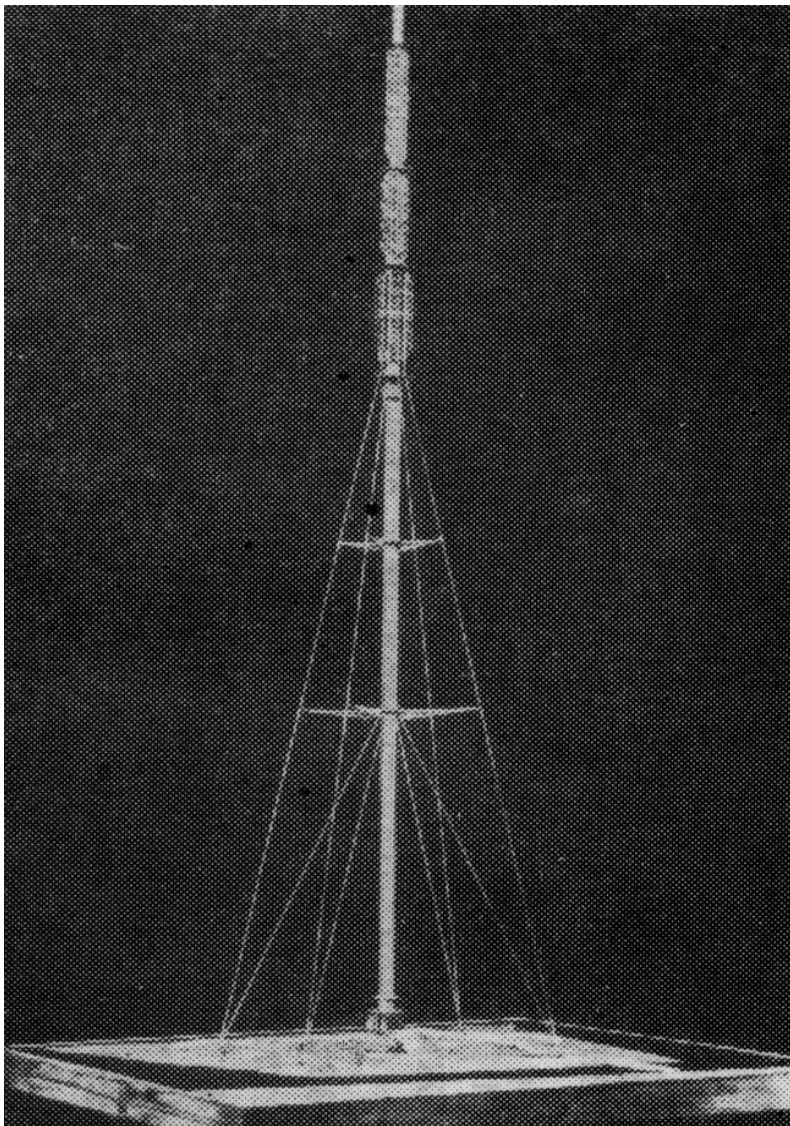


Рис. 1.7. Проект опори Ленінградського телецентру у вигляді щогли з реями та круто розташованими розтяжками

Аналіз численних варіантів Московського телевізійного центра, що був проведений в Проектстальконструкція у 1955 – 1960 рр. довів, що вартість залізобетонної вежі в три рази перевищує вартість щогли з круто встановленими розтяжками (рис. 1.7) і більш ніж в два рази перевищує вартість металевих веж.

Техніко-економічне порівняння башти та щогли з круто встановленими розтяжками приводиться у табл. 1.1 [3].

Таблиця 1.1

Техніко-економічне порівняння башт та щогл
з круто поставленими розтяжками

Найменування	Опора висотою 310 м	
	вежа	щогла з реями та круто встановленими розтяжками
Вага металу, т:		
Стовбур		115
Розтяжки		100
Закладна частина	-	30
Стовбур ліфта		25
Всього:		670
Об'єм фундаментів, м ³ :		
Центральних		210
Анкерних		330
Всього:	2000	540
Вартість, у.о.	1,00	0,35

Однак, виходячи з численних позитивних ознак баштових споруд та з недоліків щогл, перевагу у багатьох випадках віддають вежам. Щогли, наприклад, важко розмістити у міській забудованій смузі, поблизу ЛЕП, біля аеродромів. Вежі є більш архітектурно виразними.

1.3. Світовий «Клуб телевеж»

А Останкінська телевежа (рис. 1.8)? Чи довго вона простоїть? Крім принципу «неваляшки» — «ваньки-встаньки», у неї є ще один секрет міцності. Тут на допомогу конструкторам прийшов винахід, ще до війни зроблений юним техніком із Дніпропетровська Сергієм Волковим. Якось раз він намагався скомпонувати башточку зі звичайних котушок від ниток, але вона розвалювалася. Тоді він крізь отвори в котушках пропустив нитку і туго її натягнув.



Рис. 1.8. Останкінська телевежа

Хлопчику за цей винахід дали авторське посвідчення, премію, і з тих пір подібний принцип використовується при спорудженні веж. Отож, московську телевежу, немов у міцній запряжці, утримують 149 сталевих канатів товщиною в 38 міліметрів кожний. Ці канати, у свою чергу, сплетені з 259 проводів діаметром 1,8 міліметра кожний. Розривне зусилля одного такого канату — 70 тон!

Останкінську телевежу ввели в дію в 1967 р., але вона продовжувала рости. І її висоту коректувала не тільки людина. На неї впливають і добові зміни температур. Наприклад, улітку вежа «підростає» на 100 міліметрів; навіть удень вона трохи вища, ніж уночі. До речі, за перші півтора десятка років її фундамент осів усього на 58 міліметрів.

А яка ж абсолютно точна висота Останкінської телевежі? Як уже відзначався, її біограф К. Барикін навіть свою книгу назвав « $h = 533$ », хоча на її сторінках привів більш точні дані — 533 м 30 см. Утім, пізніше верхівку вежі замінили, змонтувавши сталевий флагшток для встановлення радянського червоного прапора «вище планети всієї». Так Останкінська телевежа підросла ще на кілька метрів. Вирішили довідатися її дійсну висоту. Здавалося б, що складного: узяти лазерні далекоміри, направити від землі промінь лазера на верхню позначку і будуть точні дані. Але верхівка вежі не стоїть на місці. Максимальне відхилення антени 4 м при швидкості вітру — 30 м/с. Геодезисти вирішили взяти... просто лінійку і прикласти її до вежі. «Лінійкою» служила спеціальна 100-метрова гнучка сталева стрічка для високоточних вимірів. Вежу обміряли ззовні, потім зсередини — по стовбуру. Причому ці процедури повторили двічі: перший раз, коли на вулиці було 15 градусів, а вдруге — при 7 градусах. Потім у чорнові дані вносилися виправлення, адже в усьому світі еталонні виміри ведуться при температурі 20 градусів. Перепад температури на один градус дає зміна висоти Останкінської вежі на 5,7 міліметра, а на всьому стовбурі вежі було встановлено біля трьохсот температурних датчиків! І от з'ясувалося, що висота Останкінської телевежі складає 540 метрів 74 міліметра.

Під час відкриття вежі 4 листопада 1967 р. вона була найвищою у світі і зберігала це лідерство до 2 квітня 1975 року, поки в Торонто не була введена в дію телевежа висотою 555,34 м. Ця залізобетонна конструкція була зведена за два роки. Ресторан на 416 місць крутиться на висоті 347,5 м. Вона потрапила в «Книгу рекордів Гіннеса» у розряд «Вежі». Там же приводиться і такий цікавий факт. Найвищою конструкцією у світі є варшавська радіощогла, сконструйована Яном Полаком. Її висота складає 646,38 м, а вага — 550 т. Щогла настільки висока, що будь-який предмет, кинутий з її верхівки, досягає максимальної швидкості ще до удару об землю.

Однак Останкінській телевежі намагалися повернути першість відносно «росту». У пресі промайнуло повідомлення, що на ній повинні бути встановлені нові передавальні антени, після чого вона «підросте» ще на 20 м і досягне 560 м, випередивши канадську вежу на чотири-п'ять метрів. Та й французи планували вибудувати на паризькій окраїні Дефанс телевежу висотою більш 600 м.

До речі, на честь 100-літнього ювілею Ейфеля вежі був створений всесвітній «Клуб телевеж», у який приймаються подібні спорудження висотою більш трьохсот метрів. Їх там зараз біля двох десятків. І хоча по висоті Київська телевежа є серед них сьома, вона туди не потрапить. Справа в тім, що однією з умов членства в клубі є організація регулярних екскурсій на вежу і наявність у піднебессі висотного ресторану. Саме ці дві обставини і «не погрожують» Сирецькій телевежі. Адже, було б аморально влаштовувати на ній ресторани гульбища, коли поруч — сумно відомий Бабин Яр, а навколо — кілька цвинтарів, у т.ч. діюче військове. Що ж стосується екскурсій на вежу, то вид з неї відкривається дійсно вражаючий: у сонячний день видні Вишгород і гребля Київської ГЕС, а в протилежній стороні — шпиль павільйонів Національного виставочного центра. Але масові відвідування київського «телегулівера» неможливі: для безпеки подібної екскурсійної справи потрібно, щоб на вежі діяли як мінімум три-чотири просторих пасажирських ліфти, а у нас — тільки один швидкісний (правда, є ще маленький — технічного призначення). Тому в тій частині вежі, де повинний був знаходитися ресторан «Сьоме небо» (на нашій вежі це такий широкий червоний «пасок» метрів двісті над землею), на Київській телевізійній вежі розміщені апаратні передавачі. І там, на найвищому в Україні робочому місці, цілодобово чергує зміна радіоінженерів.

1.4. Конструктивні рішення. Шляхи удосконалення

У зв'язку з необхідністю забезпечення потреб у радіомовленні та телебаченні, у 40-60 роках ХХ століття у колишньому СРСР була проведена потужна та кропітка робота вибору та обґрунтуванню масових веж висотою до 200 м. Аналіз вітчизняного та зарубіжного досвіду, а також дослідження моделей у аеродинамічних тунелях довели, що найбільш суттєвим фактором, що впливає на економічність висотних споруд є аеродинамічний коефіцієнт, оскільки напруження від вітрового навантаження складає близько 90% від сумарного. Був прийнятий напрямок на використання трубчастих перерізів елементів та ефективних фланцевих з'єднань [9]. Проектні та науково-дослідні організації підготували велику кількість типових рішень баштових споруд.

На даний момент можна окреслити такі основні шляхи вдосконалення баштових споруд:

- зменшення матеріалоємності [3, 8];
- стандартизація деталей та марок веж [9, 10];
- взаємна заміність секцій [9, 10];
- зменшення витрат праці на монтаж та виготовлення конструкції;
- зменшення питомої ваги транспортних витрат у загальній вартості конструкції;
- розробка нових алгоритмів аналізу напружено-деформованого стану споруд баштового типу [6];
- розробка рекомендацій до існуючих нормативних документів з приводу конструювання баштових призматичних споруд [1 - 8];
- зменшення об'єму бетонних та земляних робіт при виготовленні фундаментів;
- використання ефективних та високотехнологічних профілів для елементів наскрізних веж;
- використання ефективних алюмінієвих сплавів.

Окрім того з [3 - 11], можна зробити висновок, що не достатньо широко вивчені питання транспортування секцій башт, вдосконалення потребують міжсекційні вузлові з'єднання, монтаж баштових споруд в умовах паркових зон та узбережжя. Не вивченими залишаються конструкції, стовбур яких використовують як направляюча для ковзного обладнання [3 - 10].

Конструктивне вирішення веж з високим ступенем співосності несучих елементів тісно пов'язана з їх призначенням. Ця споруда, насамперед, є напрямною для відповідного рухомого

технологічного обладнання. Розглянемо загальні риси, що притаманні переважній більшості таких веж.

Основними шляхами удосконалення конструктивних рішень є, насамперед пошук максимально технологічної у виготовленні та мінімально металоємної конструкції. Для виконання цих двох вимог сформулюємо найбільш перспективні напрямки пошуку:

- влаштування металоконструкцій з використанням трубчастих елементів з найкращими аеродинамічними характеристиками;
- влаштування розкісної системи з попередньо напружених елементів для раціонального розподілу напружень по довжині стовбура;
- влаштування підпірок в нижній частині вежі;
- мінімальна кількість робіт на будівельному майданчику;
- використання ефективних з'єднань, виконаних за допомогою зварювання.

1.5. Баштові споруди з високим ступенем співосності несучих елементів

На даний момент у світі широко застосовуються вежі з високим ступенем співосності несучих труб. Стовбур таких конструкцій виконує функцію напямної поверхні для ковзного обладнання. Такий тип конструкції в Україні з'явився нещодавно, головним чином в індустрії розваг [3]. Однак цей тип конструкцій має майбутнє і в інших галузях народного господарства, а саме: у підйомниках, кранах, оглядових конструкціях [5] тощо.

Світовим лідером у галузі виробництва веж – атракціонів є американська компанія S&S power inc. Найбільшою за критерієм об'ємів реалізації у Європі є італійська компанія Antonio Zamperla.

Несучі конструкції таких веж різноманітні за своєю висотою та формою. Через те, що вежі з ковзним обладнанням найчастіше встановлюють у зоні відпочинку, величезне значення має такий параметр як архітектурна виразність. Тому сучасні виробники таких споруд поряд із безпекою піклуються саме про естетичність своїх баштових виробів.

Вітчизняні атракціони суттєво поступаються закордонним у кількох суттєвих параметрах. Це, насамперед, підготовка поверхні металоконструкції під фарбування, якість лакофарбових матеріалів, оздоблення споруди полімерними композитами та ілюмінація [1, 3, 11]. Водночас якість металу та зварювальні роботи іноді переважає зарубіжні.

Як вже згадувалося, у світовій індустрії розваг виділяють два потужних типи розважальних веж: “Free fall towers” (вежі вільного падіння) та “Survey towers” (оглядові вежі). Найвищою розважальною вежею у Азії є вежа Океанічного парку розваг (Тяньцзін, Китай) висотою 72 м. Найвищою такою спорудою у Америці є комплекс з чотирьох веж Multi-tower complex, створений S&S inc. у відомому парку розваг Disney Land, США. Висота цього комплексу складає 91,4 м. Найвищою у Європі є гравітаційна вежа GT 107, створена потужною італійською фірмою Mozer rides. Її висота перевищує 110 м.

Оглядові вежі, зазвичай, мають висоту більше 40 м та служать для катання більше 10 осіб. Такі вежі використовують для панорамного огляду місцевості. Це замітники атракціонів типу “Колесо огляду”, вони є значно менш металоємними та більш компактними у порівнянні з останніми.

Більш різноманітними за габаритами та вантажопідйомністю є вежі вільного падіння. У світовому атракціонному бізнесі прийнято виділяти три підкласи таких споруд: дитячі, сімейні, екстремальні.

Добірка електронних адрес виробників веж-атракціонів по усьому світі приведені у додатку А. На сайтах цих виробників можна детально ознайомитися з продукцією, цінами та навіть у режимі on-line подати замовлення на відповідний атракціон.

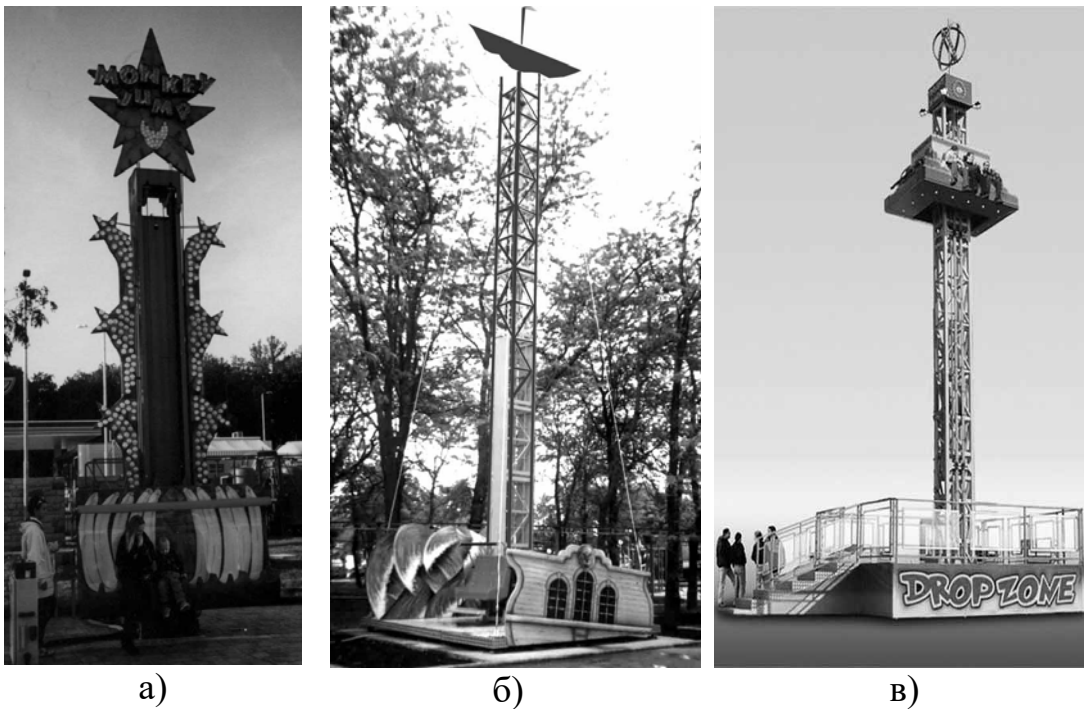


Рис. 1.9. Варіант веж з ковзним обладнанням висотою до 20 м: а – “Monkey-Jump”, Preston&Barbieri, Italy (7,6 м); б - “Шторм”, Завод Аналог, Україна (15,2 м); в – “Drope Zone”, Preston&Barbieri, Italy (16 м)

Дитячі вежі вільного падіння (висотою до 20 м). Ці споруди (рис. 1.9) характеризуються цікавими формами стовбура, основи, рухомого обладнання. Цей підклас веж орієнтований на дітей віком до 14 років. Кількість посадкових місць – до 10, найчастіше – 4. Ціновий діапазон таких виробів – від 25 до 200 тис.у.о. [3]. Ціна в основному залежить від виробника, принципу дії та декоративного оздоблення. Найдешевшими у світі є Українські атракціони. Скажімо, дитячий атракціон “Шторм” (рис.1.4.1 б) коштує 48,4 тис.у.о., водночас аналогічний російський – 80 тис.у.о., італійський – 130 тис.у.о.

Сімейні вежі мають висоту від 20 до 40 м (рис. 1.10). Це найпопулярніший підклас веж орієнтований як на дітей, так і на дорослих. Сімейні вежі приносять виробникам найбільший прибуток. Зарубіжні

виробники при виготовленні таких конструкцій роблять ставку на освітлення та оздоблення. Наприклад, на італійській вежі “Sky-Drop” загальна потужність кабаконових ліхтарів складає 50 кВт.

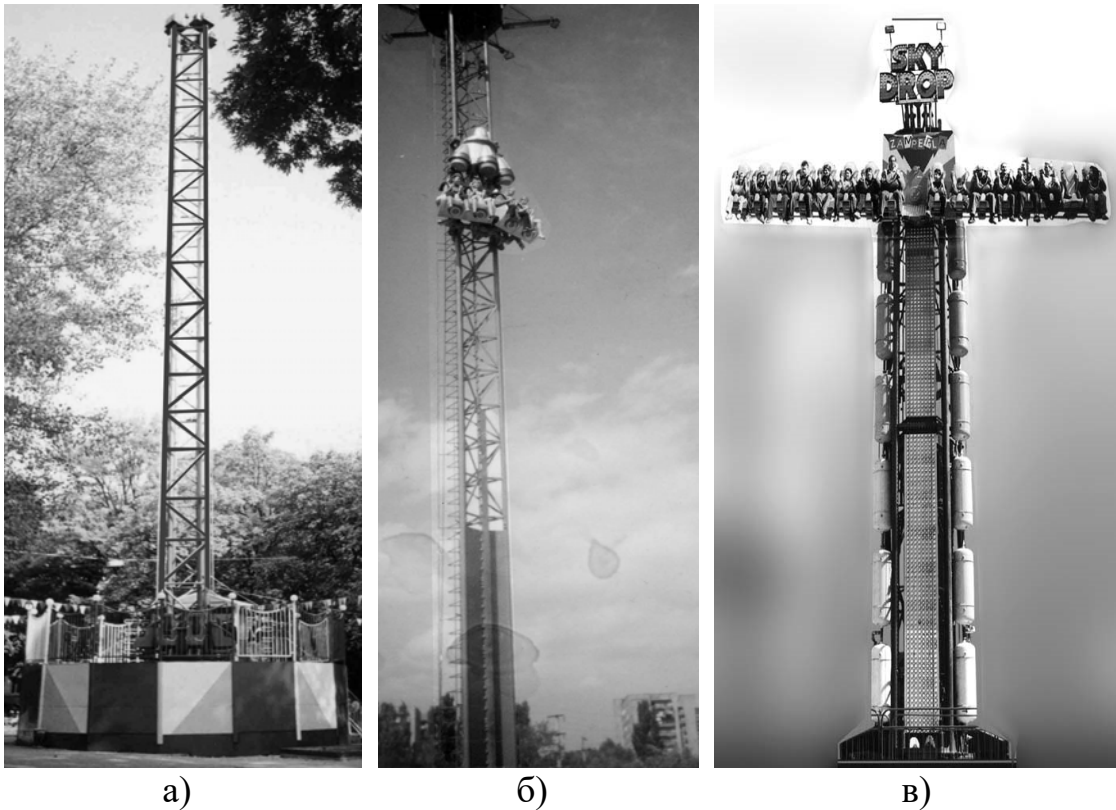


Рис. 1.10. Варіант веж з ковзним обладнанням висотою від 20 до 40 м: а - “Стела”, Завод Аналог, Україна (33,6 м); б – “Astro-Drop”, Компанія Мир, Росія (26 м); в – “Sky-Drop”, Zamperla, Italy (22 м)

Ціна сімейної вежі коливається від 110 до 800 тис.у.о.

Екстремальні вежі вільного падіння мають висоту від 40 до 150 м (рис. 1.11). Це найбільш престижний та дорогий клас веж. Ціновий діапазон таких виробів складає 400 – 2000 тис.у.о. Лише біля десятка фірм з усього світу мають технології по виготовленню та зведенню таких споруд. По серійному будівництву таких гігантів спеціалізуються три основні виробники: S&S Power Inc. (США), Zamperla (Італія) та Moser rides (Італія). Для таких виробників як Mourer soehne (Німеччина) виробництво атракціонних веж є побічною гілкою. Основним напрямком роботи таких фірм є класичні баштові металоконструкції.

В усьому світі прийнято розраховувати такі конструкції за стандартами DIN 4112, ASTM standards тощо.

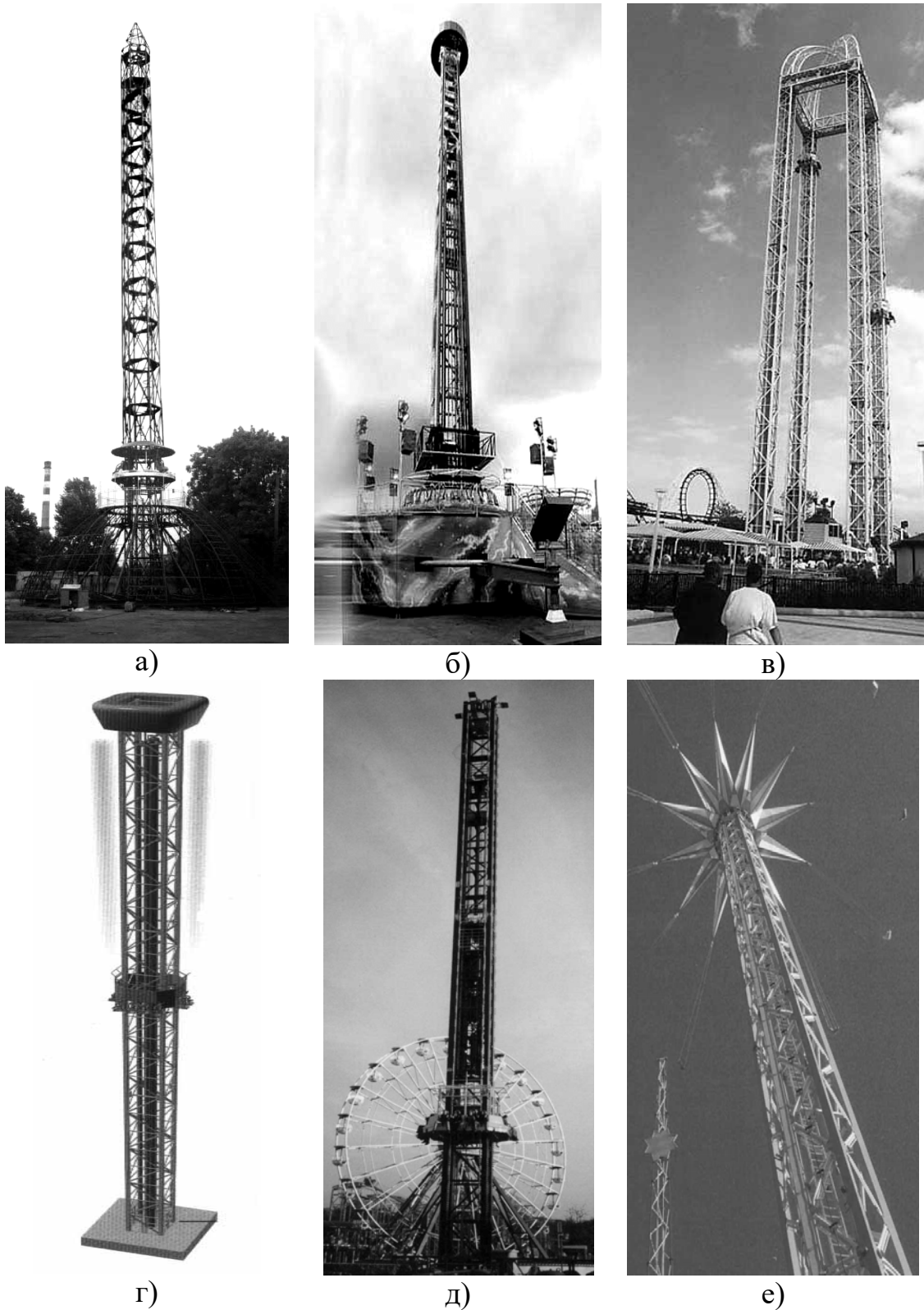


Рис.1.11. Варіант веж висотою від 40 до 150м: а – “Magnetik-XXL”, Завод Аналог, Україна (50 м); б – “Drop Tower”, Zamperla, Italy (45 м); в – “Multi-tower complex”, S&S Power Inc., США (92 м), г – “Turbo drop” S&S Power Inc., США (57 м); д – “Space Shot”, Zamperla, Italy, (60 м); е – “Star flyer”, Australia (70 м)

Висновки

Атракціони-вежі на сьогодні отримали велику популярність у індустрії розваг усього світу, включаючи і Україну. Підприємці паркового бізнесу у великих містах та курортній зоні охоче купують ці споруди. Тому значно збільшився попит на ці конструкції на теренах СНД.

Однак на даний момент попит на споруди випереджає наукові напрацювання у цій галузі. Немає достатньої кількості нормативних документів, методик розрахунку та конструювання даних споруд. Будівництво атракціонів у колишньому СРСР (НПО "Атракціон" м. Єйськ) йшло по хибному шляху закладання величезних невикористаних коефіцієнтів запасу міцності, що збільшувало металоємкість виробів та робило продукцію конкурентно не спроможною.

Отже, з огляду на вищезгадане, можна зробити висновок, що науковцям України у галузі баштобудування необхідно ретельно дослідити ці конструкції, використовуючи власний та закордонний досвід [1 - 13], підготувати нормативну базу – відповідні технічні умови, які потім узагальнити у відповідному Державному стандарті.

Результати наукових досліджень будуть допомагати сучасним підприємцям України випускати якісні та безпечні вежі-атракціони та значно економити кошти на виготовленні металоконструкцій таких споруд.

Література

- 1.
2. Shi Bao Lai Amusement Equipment Co. Official catalog. China – 47 p.
- 3.
4. Inter Park. March 2004 – Derbyshire, UK – 26 p.
5. Inter Park. April 2003 – Derbyshire, UK – 34 p.
6. Inter Park. September 2003 – Derbyshire, UK – 34 p.
7. Games&Parks. July/August 2000 – Padova – Italy – 154 p.
8. Games&Parks. July/August 2003 – Padova – Italy – 122 p.
- 9.
10. Металеві конструкції. Підручник. Частина 1 / В. Сverdlov, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263 с.
11. Kirmes&Park Revue. N81, April 2004, Australia – 87 p.
12. Fly High. By James Loper, Keith Almoney, and Timothy Fredrick. Civil engineering magazine. December 2003. www.pubs.asce.org/ceonline/newce.html.
13. Safety: towards European standards. Games&Parks. July / August 2003 – Padova Italy – p.66.
- 14.

Розділ 2

РОЗРАХУНОК БАШТОВИХ СПОРУД РЕГУЛЯРНОЇ БУДОВИ З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ СПІВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ

2.1. Основи розрахунку

Основи розрахунку веж приведені у [3, 4, 7 - 22].

Вежу розбивають по висоті на окремі ділянки, у межах яких конструкція та перерізи елементів приймаються однаковими. При висоті веж до 50 м рекомендується призначати 4...6 ділянок, при висоті до 120 м – 6...10. Вежі-атракціони на даний момент не будують вище 120 м. Послідовно розраховують усі ділянки, починаючи з верхньої вручну та з допомогою програмних комплексів типу Lira 9.0, SCAD... При розрахунку вручну значення згинальних моментів знаходять на рівнях низу кожної ділянки. Поздовжні сили визначають та корегують, враховуючи підібрані перерізи елементів, тобто власну вагу споруди.

Після попереднього розрахунку необхідно виконати корегування перерізів елементів для забезпечення їх міцності та стійкості, а також необхідних вимог нормативних документів, щодо споруди вцілому.

Розрахунок ведуть за двома групами граничних станів за методикою, приведеною у [2, 3, 7, 22]. Окрім цього для веж-атракціонів враховують вагу технологічного обладнання та вагу пасажирів з відповідними коефіцієнтами запасу.

Для безфундаментних систем слід виконати перевірочний розрахунок на стійкість споруди від перекидання.

Для комбіновані системи, тобто вежі з підпірками, необхідно врахувати також спільну роботу двох різних конструкцій, використавши умови спільних деформацій. Точки прикріплення підпірок (підкосів) отримають переміщення аналогічні до переміщень з точками на стовбурі вежі. Основні функціональні залежності по розрахунку таких споруд приведені у [22, с. 115 - 117].

При розрахунку та рішенні технологічних задач необхідно враховувати теорію напружено-деформованого стану металу [23]. У цій науковій праці професором В.А. Огородніковим не тільки викладені основи теорії деформівності металу без руйнування, але й приведені приклади розв'язку оригінальних технологічних задач.

2.2. Вихідні дані. Загальні рекомендації

Як приклад розглянуто баштову споруду регулярної будови з високою ступінню співосності несучих елементів, висотою 45 м, що необхідно звести у м. Махачкала (рис. 2.1). Тип місцевості – А, район будівництва за вітровим навантаженням – V, за товщиною крижаної кірки – II. Баштова споруда використовується у якості оглядової вежі. Площадка з дванадцятьма пасажирами рухається вздовж стовбура споруди. Конструкція вежі є безфундаментною на жорсткій опірній металевій платформі.

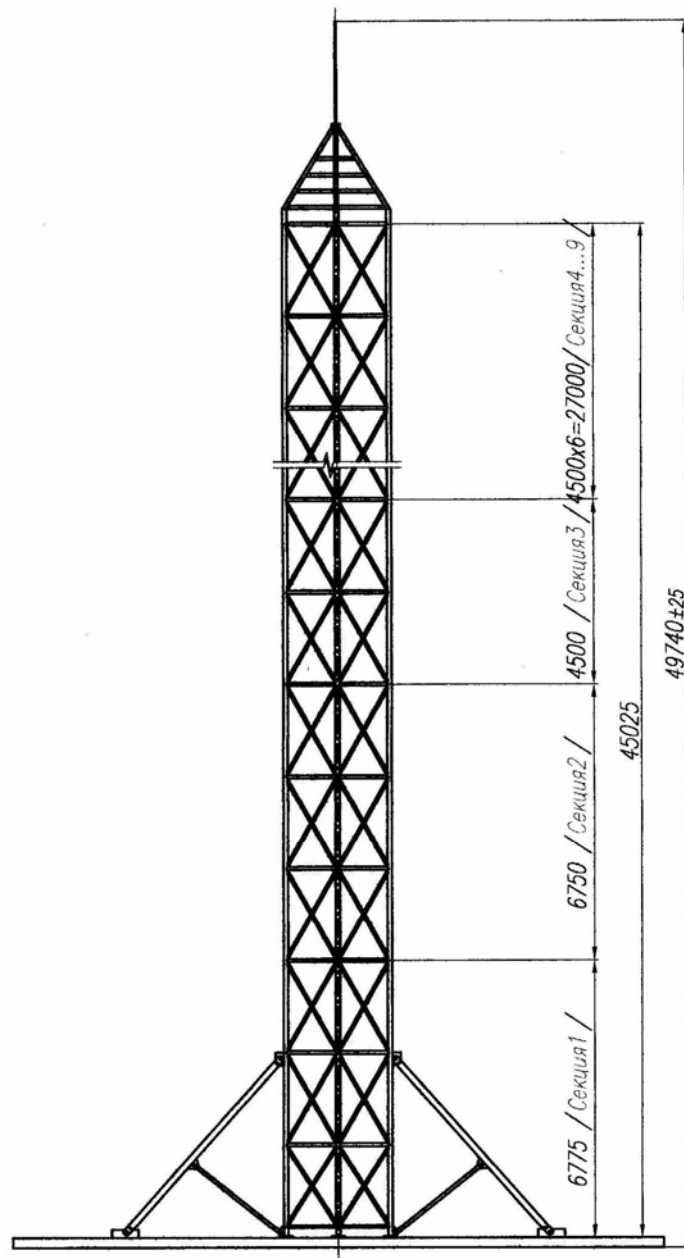


Рис. 2.1. Конструктивне вирішення шестигранної вежі з підпірками

2.2.1. Рекомендації по компоунуванню

Загальна висота споруди – 45 м. Обираємо шестигранний переріз з міркувань архітектурної виразності та через те, що шестигранна форма башти дозволяє їй значно ефективніше опиратися крутильним та дотичним силам у порівнянні з прямокутними та трикутними.

Рекомендована ширина бази вежі [8, с. 716; 12] призначається в межах $\frac{1}{6} \div \frac{1}{15}$ від загальної висоти. Тобто

$$\left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{15}\right) \cdot 45000 = (7500 \div 3000) \text{ мм.}$$

Але цю рекомендацію важко виконати для вежі-атракціону у зв'язку з технологічними особливостями. Справа у тому, що металоконструкція ковзного обладнання внутрішнім діаметром більше 3 м для забезпечення просторової жорсткості та міцності повинна важити біля 5 т. Зовнішній переріз призначається з конструктивних міркувань та є незмінним по висоті. Його діаметр складає 2400 мм в осях. Тому для підсилення вежі були використані підпірки, що зображені на загальному виді споруди. Зовнішній переріз вежі є незмінним та складає 2400 мм в осях.

З метою зниження вітрового тиску рекомендовано використовувати трубчасті перерізи, що зменшують вищезгадане навантаження на 30-50% у порівнянні з кутковими [4, 8, 9, 12, 22].

Основними типами решітки для баштових споруд є хрестова чи ромбічна. Для даної споруди використана хрестова решітка, що забезпечує найбільшу просторову жорсткість конструкції [8]. Відсутність рекомендованого попереднього напруження обумовлена необхідністю влаштування на решітці додаткового обладнання.

Найчастіше при конструюванні висотних споруд використовують фланцеві з'єднання та з'єднання, виконані з допомогою зварювання. З'єднання з допомогою зварювання виконують у заводських умовах; фланцеві – на будівельному майданчику. Це відповідає напрямку щодо зменшення питомих працевитрат при зведенні споруди (дивись додаток Д і додаток Е).

Споруда виконана з окремих секцій. Дві нижні секції довжиною порядку 6,8 м, усі інші – по 4,5 м виходячи з умов транспортабельності та максимального завантаження монтажних пристроїв, а також з вимог безвідходного виробництва.

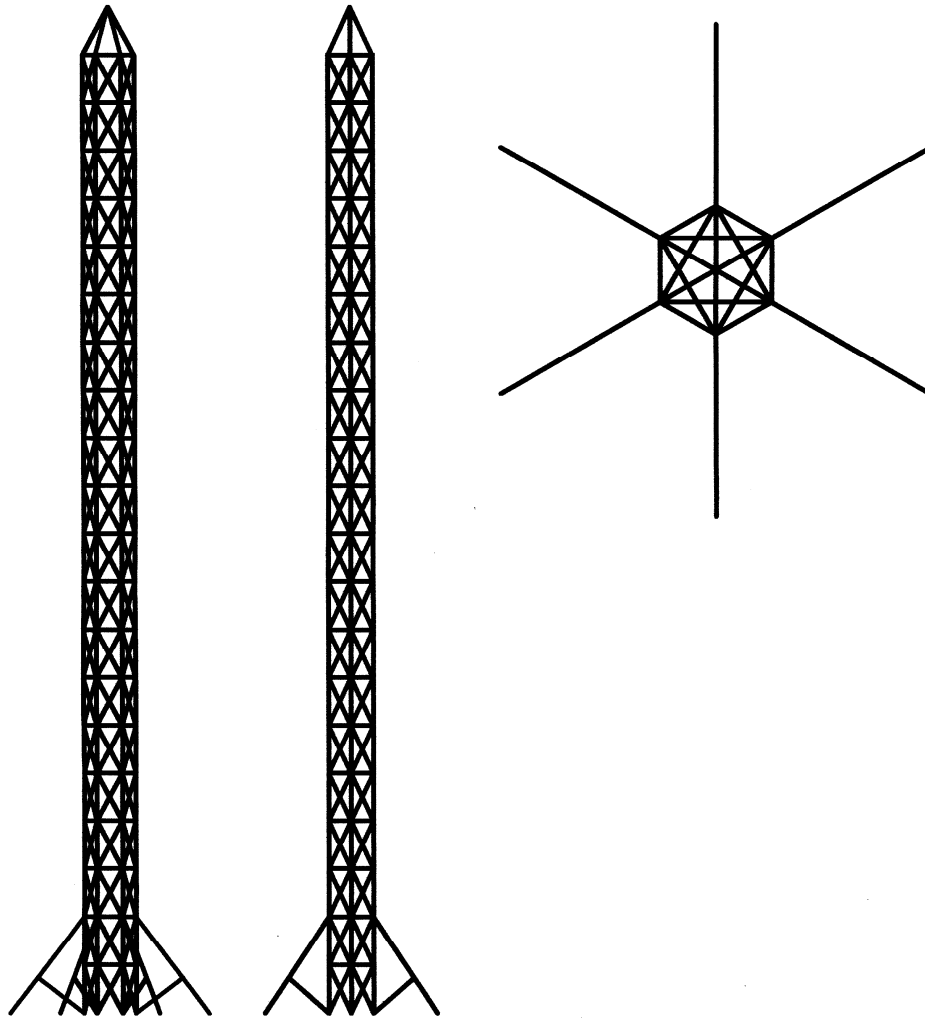


Рис. 2.1а. Розрахункова схема вежі висотою 45 м

Оскільки конструкція виконана без попереднього напруження, то навантаження початкового натягу відсутнє.

Необхідно виконати розрахунок за основними комбінаціями, за якими підібрати перерізи несучих елементів, а вже потім – перевірити конструкцію за додатковими та особливими комбінаціями.

Особливу увагу слід приділити сейсмічному впливу, через те, що конструкція будується у сейсмонебезпечній зоні [5].

Також необхідно виконати розрахунок вежі від перекидання.

2.2.2. Рекомендації по збору навантажень

На баштову споруду атракціону-вежі діє сукупність різноманітних статичних та динамічних навантажень. Згідно з [8] найчастіше зустрічаються комбінації навантажень, що приведені у табл. 1.1 з відповідними коефіцієнтами поєднання.

Таблиця 1.1

Розрахункові комбінації навантажень для баштових споруд

Вид навантажень	Комбінації навантажень						
	основні		додаткові		особливі		
	а	б	а	б	а	б	в
Власна вага	1	1	1	1	1	1	1
Початковий натяг.	1	1	1	1	1	1	1
Вітрове навантаження .	1	0,25	1	1	1	0,25	-
Ожеледиця.	-	1	-	-	-	1	-
Снігове навантаження .	1	-	1	1	1	-	1
Сейсмічний вплив.	-	-	-	-	-	-	1
Температурний вплив. .	-	1*	1	-	1	1*	1
Монтажні навантаження	-	-	-	1	-	-	-
Коефіцієнт поєднання	1		0,9		0,8		

* Температурний вплив, що відповідає ожеледиці

Для вежі-атракціону визначальним є навантаження від дії вітру.

Для висотної просторової конструкції “Оглядова вежа”, що виконана з трубчастих профілів можна не враховувати снігового навантаження у зв’язку з малою питомою площею, що покривається снігом.

Розрахункова середня погонна вага типової баштової споруди при висоті до 200 м повинна складати біля 0,2 - 0,5 т/м [6, 7, 8]. Для нашої споруди – 0,265 т/м. Значна економія металу досягнута за рахунок введення додаткових підпірок в базисну частину споруди.

Під час розрахунку стовбура несучу платформу відкидаємо та вважаємо, що вежа приєднана до бази нескінченної жорсткості (див. рис. 2.1, рис. 2.1а).

2.3. Збір навантажень

2.3.1. Навантаження від власної ваги та ваги крижаної кірки

Навантаження на конструкцію вздовж осі oz будемо розглядати як суму навантажень від власної ваги елементів та крижаної кірки, що утворюється взимку на поверхні металевих елементів “Оглядової вежі”.

А) Навантаження від власної ваги

Конструкція влаштована з елементів трубчастого гарячекатаного профілю, виконаних із Сталі 20, з характеристиками, поданими в табл. 2.2:

Таблиця 2.2

№ п/п	Геометричні характеристики, мм	Вага 1 п. м., кг
1	Ø102, Δ10	22,545
2	Ø102, Δ7	16,296
3	Ø102, Δ6,5	15,212
4	Ø102, Δ6	14,115
5	Ø76, Δ6	10,292
6	Ø56, Δ6	7,499

Перерізи несучих стійок розподіляємо відповідно до епюри вітрових навантажень на конструкцію. Перші 8 чарунок висотою 2250 мм, вагою по 6549 Н мають за несучі труби Ø102, Δ10; наступні 4 чарунки - Ø102, Δ7 вагою по 5705 Н; наступні 4 чарунки - Ø102, Δ6,5 вагою по 5559 Н; наступні 4 чарунки - Ø102, Δ6 вагою по 5411 Н.

Для оціночного розрахунку замінимо розподілене по висоті навантаження від власної ваги зосередженим у центрі мас споруди. Загальна вага несучого стовбура $P_{ств} = 119,08 \text{ кН}$. Центр мас стовбура знаходиться на позначці $z_{ств} = 17,184 \text{ м}$.

Сумарна вага технологічного устаткування (електродвигуни, редуктори, гальмівні пристрої, блоки, сидіння, несучі рами, горищний купол): $P \approx 20 \text{ кН}$. З пасажирами $P \approx 30 \text{ кН}$. Ця зосереджена сила прикладена у точці на осі споруди на висоті $z_p \approx 40 \text{ м}$. У випадку нерівномірного завантаження (пасажирів знаходяться тільки на одному півколі) максимальний ексцентриситет зусилля P складатиме $\varepsilon_p \approx 0,227 \text{ м}$ (див. рис.2.2 і 2.2а).

$$\varepsilon_p \approx \frac{2 \cdot 80 \cdot (0,472 + 1,290 + 1,756)}{6 \cdot 80 + 2000} = 0,227 \text{ м}.$$

Б) Навантаження від крижаної кірки

Район будівництва за товщиною крижаної кірки вибрано II. Нормативне значення поверхневого навантаження крижаної кірки (для елементів круглого перерізу з \emptyset , більшим за 70 мм):

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g, \quad (2.1)$$

де k – коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки крижаної кірки по висоті; b – товщина стінки крижаної кірки (що перевищується 1 раз на 5 років), на елементах з круговим перерізом \emptyset 10 мм, розташованих на висоті 10 м від поверхні землі; μ_2 – коефіцієнт, що враховує відсоток покриття поверхні елемента крижаною кіркою; ρ – густина криги, г/см³; g – прискорення вільного падіння, м/с².

Підставляємо дані:

$$g = 9,81 \text{ м/с}^2; \rho = 0,9 \text{ г/см}^3; \mu_2 = 0,6; b = 5 \text{ мм} - \text{для II району,}$$

1 м. п. конструкції має площу: $S_{1.m.n.} = 5,059 \text{ м}^2$.

$$k_{45} = k_{30} + \frac{k_{50} - k_{30}}{50 - 30} \cdot (45 - 30) \quad (2.2)$$

$$k_{45} = 1,4 + \frac{1,6 - 1,4}{50 - 30} \cdot (45 - 30) = 1,55.$$

Залежність розподілу погонного навантаження i , Н/м (враховуючи сумарну поверхню трубчастих перерізів) від висоти подана в табл. 2.3):

Таблиця 2.3

Залежність розподілу погонного навантаження від висоти

Висота над поверхнею землі z , м	Коефіцієнт k	i' , Па	i , Н/м
5	0,8	21,19	107,19
10	1,0	26,49	133,98
20	1,2	31,79	160,78
30	1,4	37,09	187,58
45	1,55	41,06	207,67
50	1,6	42,38	214,37

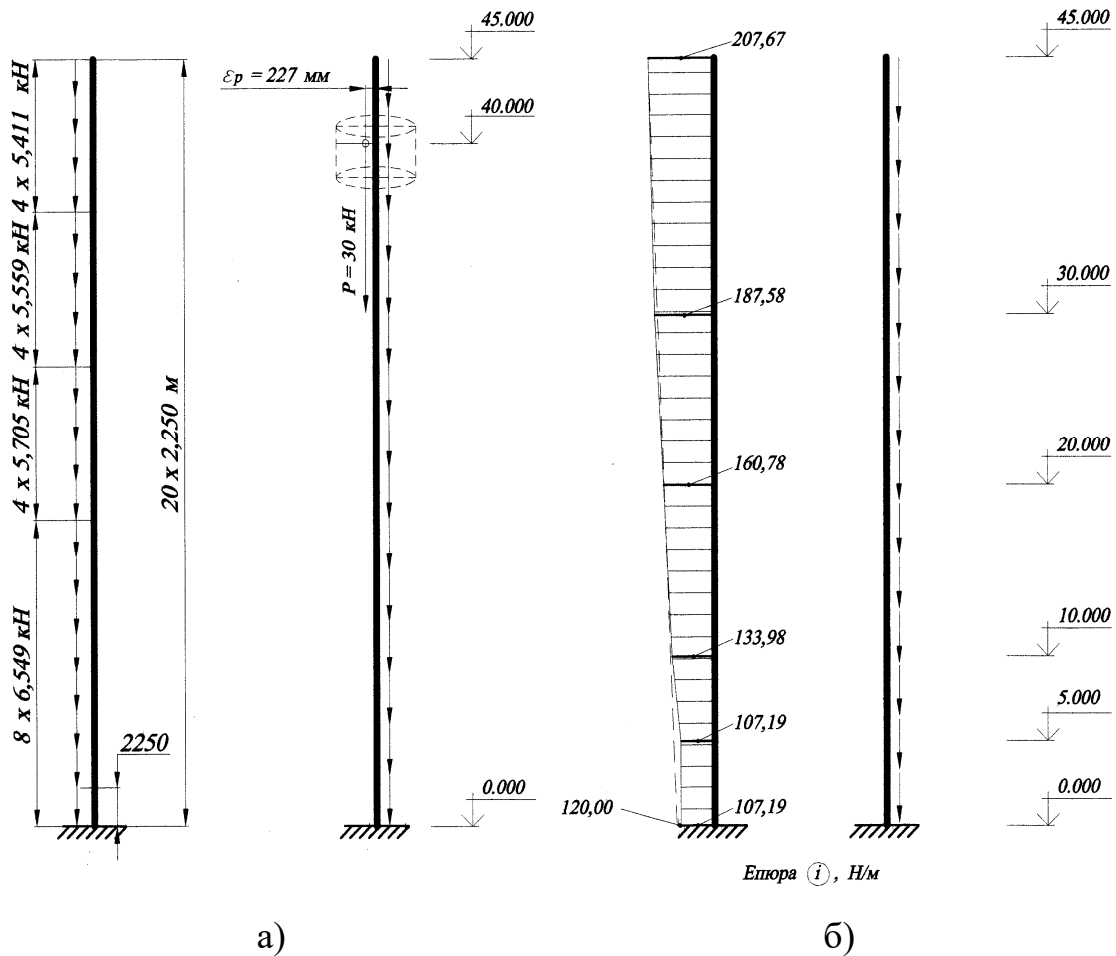


Рис. 2.2. Завантаження конструкції:

а – власною вагою та вагою платформи, б – крижаною кіркою

Коефіцієнт надійності по навантаженню ожеледицею приймаємо таким: $\gamma_f = 1,3$ [1].

Завантаження розрахункової схеми навантаженням від крижаної кірки схематично зображено на рис.2.2. З достатнім ступенем точності можна замінити отриману ламану епюру трапецеїдальною (зображена пунктирною лінією).

Оглядова платформа не вкривається ожеледицею через те, що вкрита захисним полімерним шаром.

Для оціночного розрахунку знайдемо рівнодійну нерівномірно розподіленого навантаження ожеледиці та її точку прикладання. За допомогою програмного комплексу AutoCAD 2002, були одержані наступні результати.

Рівнодійна $F^{p_o} = 7,319$ кН прикладена до споруди в точці, що знаходиться на висоті $z^{p_o} = 25,08$ м.

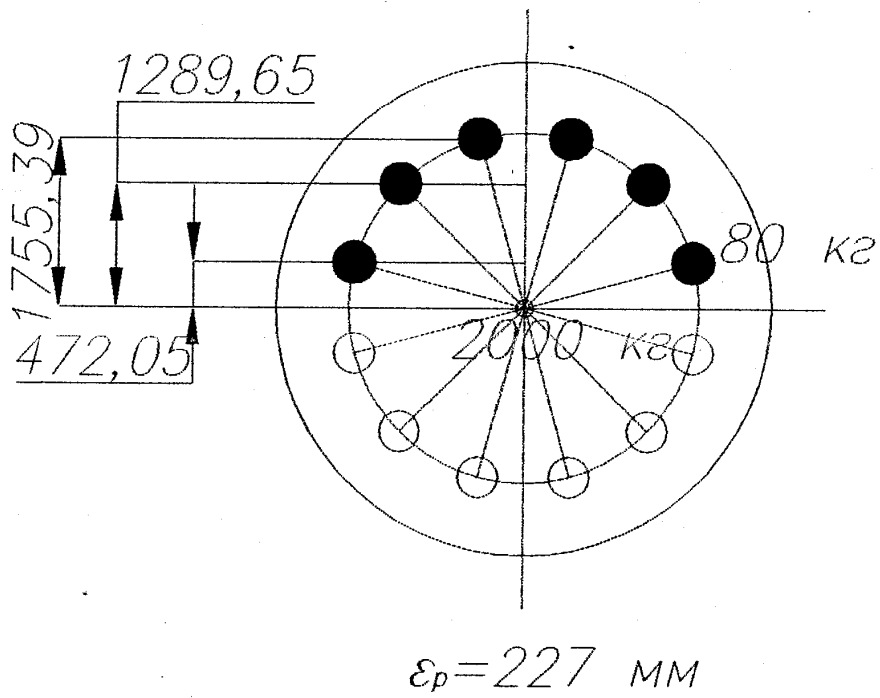
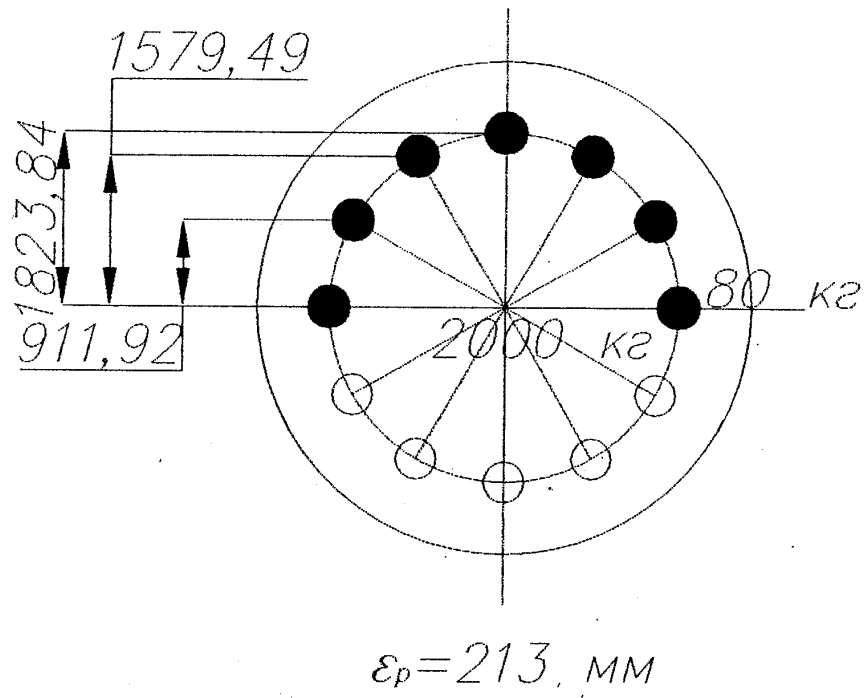


Рис. 2.2а. Схема до визначення ексцентриситету прикладання ваги платформи

2.3.2. Вітрове навантаження

Вітрове навантаження розглядаємо як сукупність нормальних тисків w_x , w_y , обумовлених загальним опором споруди в напрямку осей x , y , та умовно прикладених до проекції споруди на площину, ортогональну відповідній осі.

Вітрове навантаження слід визначати як суму середньої та пульсаційної складових, оскільки висота споруди дорівнює від 40 до 50 м (у розглянутому випадку – 45 м) та має незначні (порядку 2,5 м) розміри у плані [5].

2.3.2.1. Статична складова вітрового навантаження

Статичну складову вітрового навантаження обчислимо як суму силової складової, що виникає внаслідок дії вітру на несучу конструкцію та силової складової, що виникає внаслідок дії вітру на оглядову платформу [1 – 8].

А) Дія на несучий стовбур не вкритий крижаною кіркою

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження w_m на висоті z над поверхнею землі визначимо за формулою

$$w_m = w_0 \cdot k \cdot c, \quad (2.3)$$

де w_0 – нормативне значення вітрового тиску; k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті; c – аеродинамічний коефіцієнт.

Відповідно [5, табл. 5] нормативне значення вітрового тиску $w_0 = 0,60$ кПа (для V району за вітровим навантаженням). Коефіцієнти, що враховують зміну вітрового тиску по висоті для типу місцевості А приведені у табл. 2.4. Інтерполяцією визначаємо значення коефіцієнта k на висоті $h = 45$ м – позначка верху споруди.

$$k_{45} = k_{40} + \frac{k_{60} - k_{40}}{60 - 40} \cdot (45 - 40), \quad (2.4)$$
$$k_{45} = 1,5 + \frac{1,7 - 1,5}{60 - 40} \cdot (45 - 40) = 1,55.$$

Таблиця 2.4

Коефіцієнти, що враховують зміну вітрового тиску по висоті

Висота z , м	Коефіцієнт k для типу місцевості А
≤ 5	0,75
10	1,0
20	1,25
40	1,5
45	1,55
60	1,7

Розрахунок ведеться тільки для лобового напрямку вітру через те, що лобова площа перерізу споруди значно більша за діагональну.

Визначимо аеродинамічний коефіцієнт c_t .

$$c_t = c_{t\infty} \cdot k \quad (2.5)$$

$$c_{t\infty} = c_x \cdot (1 + \eta) \cdot k_1 \quad (2.6)$$

$$Re = 0,88 \cdot d \cdot \sqrt{w_0 \cdot k(z) \cdot \gamma_f} \cdot 10^5, \quad (2.7)$$

де d – середній діаметр трубчастих елементів, z – висота верхівки вежі.

$$d = 0,076 \text{ м}, \quad \gamma_f = 1,4,$$

$$Re_{32,2}^{\max} = 0,88 \cdot 0,102 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 1,55 \cdot 1,4} \cdot 10^5 \approx 10242 \ll 4 \cdot 10^5.$$

$\Delta = 0,001 \text{ м}$ – абразивність поверхні металевих споруд [5].

Тоді показники будуть дорівнювати $\frac{\Delta}{d} = \frac{0,001}{0,102} = 10^{-2}$,

$\frac{b}{h} = \frac{2,502 \text{ м}}{2,155 \text{ м}} = 1,161$, $A_k = 5,63 \text{ м}^2$ – площа поверхні одного сегмента

просторової стержневої конструкції, $\sum A_i = 1,93 \text{ м}^2$ – площа всіх трубчастих елементів у проекції на вертикальну площину симетрії конструкції одного сегмента.

$$\varphi = \frac{\sum A_i}{A_k} = \frac{1,93}{5,63} \approx 0,343, \text{ тому: } \eta = 0,595 \text{ [5].}$$

$k_1 = 1,0$ – для лобового напрямку вітру.

$$c_x = \frac{1}{A_k} \cdot \sum c_{xi} \cdot A_i, \quad (2.8)$$

Оскільки $c_{xi} = 1,2$ [50], отримуємо

$$c_x = \frac{c_{xi}}{A_k} \cdot \sum A_i \quad (2.9)$$

$$c_x = \frac{1,2}{5,63} \cdot 1,93 = 0,412.$$

Отже, $c_{t\infty} = 0,412 \cdot (1 + 0,595) \cdot 1,0 = 0,658$.

Підставляємо отримані значення у формулу 2.3 та отримуємо значення розподіленого вітрового навантаження на споруду на відповідній висоті, що приведені у табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Залежність розподіленого вітрового навантаження
на споруду, не вкриту кригою, від висоти

Висота z , м	Коефіцієнт k , тип місцевості А	c_t	Середня скла- дова w_m , кПа	Розподілене навантаження $w_m \cdot b$, кН/м
0	0,75	0,494	0,223	0,556
5	0,75	0,494	0,223	0,556
10	1,00	0,658	0,395	0,988
20	1,25	0,823	0,617	1,544
40	1,50	0,987	0,889	2,223
45	1,55	1,020	0,949	2,374

Статична складова вітрового навантаження при лобовому напрямку вітру зображена на рис. 2.3. З достатнім ступенем точності можна замінити криволінійну залежність трапецеїдальною.

Дана фігура була отримана з умови \approx рівності крутильних моментів відносно бази та рівнодійної у дійсної та розрахункової схеми завантаження (AutoCAD 2004).

Для оціночного розрахунку знайдемо рівнодійну нерівномірно розподіленого вітрового навантаження та її точку прикладання. За допомогою програмного комплексу AutoCAD 2004, були одержані такі результати.

Рівнодійна $F^P_\sigma = 68,463 \text{ кН}$ прикладена до споруди в точці, що знаходиться на висоті $z^P_\sigma = 27,356 \text{ м}$.

Коефіцієнт надійності по навантаженню вітром приймаємо таким $\gamma_f = 1,4$ [5].

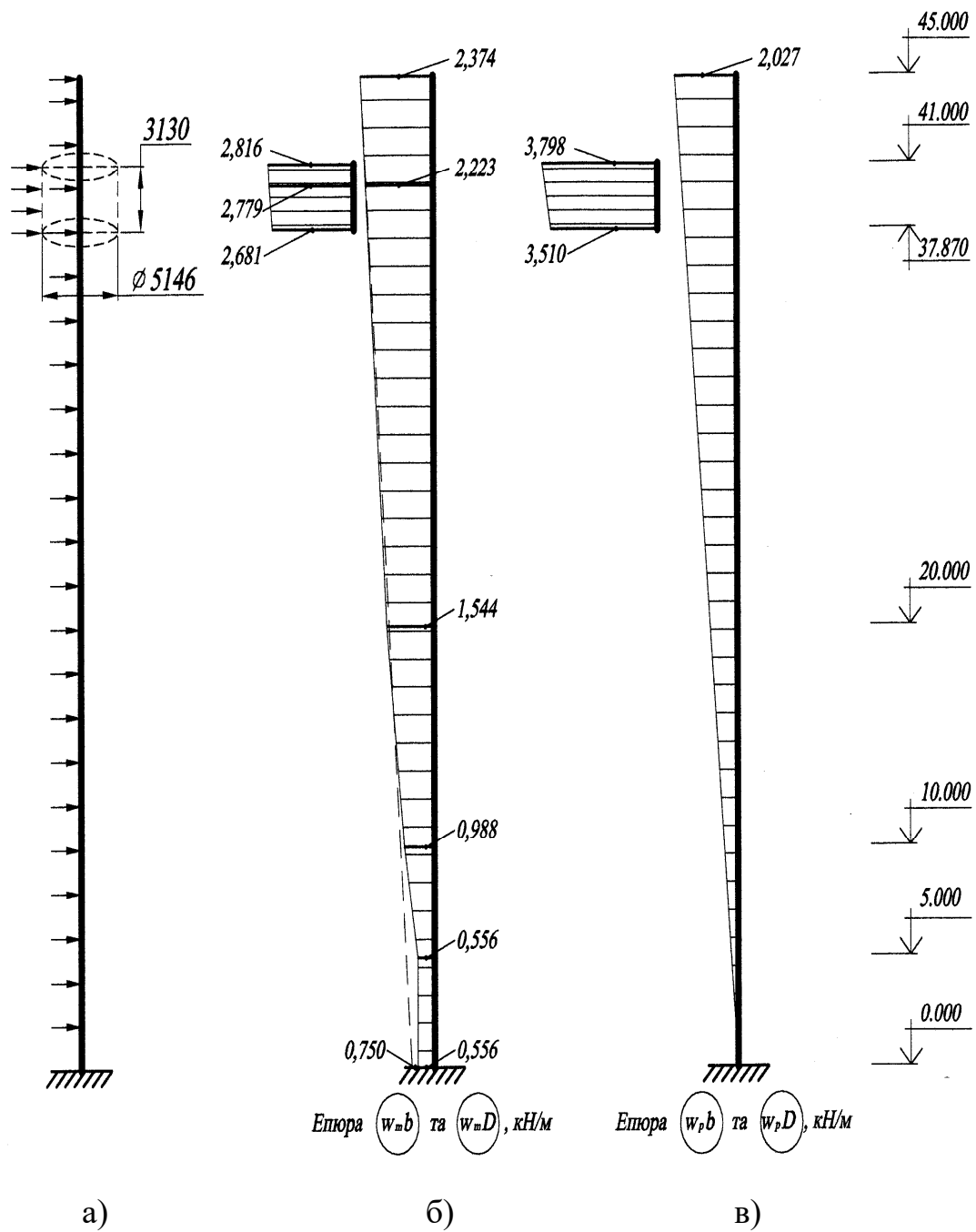


Рис. 2.3. Дія на споруду вітрового навантаження:
 а – схема прикладання зусилля,
 б – статична складова,
 в – пульсацій на складова.

Б) Дія вітру на несучий стовбур вкритий крижаною кіркою

Виконуємо розрахунок, аналогічний попередньому за винятком того, що тиск вітру на вкриту крижаною кіркою споруду приймається 25% від w_0 [5, с. 13, п. 7.4]. Тоді $w_0 = 0,60 \cdot 0,25 = 0,15$ кПа.

Товщина стінки крижаної кірки змінюється з висотою від 4 до 8 мм. Середня товщина дорівнюватиме: $s \approx 6,5$ мм (обчислено чисельно за допомогою MathCAD2000).

$$\frac{\Delta}{d+s} = \frac{0,001}{0,102+0,0065} \approx 10^{-2}, \quad \frac{b}{h} = \frac{2,515 \text{ м}}{2,155 \text{ м}} = 1,167, \quad A_k = 5,66 \text{ м}^2 -$$

площа поверхні одного сегмента просторової стержневої конструкції, що обледеніла; $\sum A_i = 2,09 \text{ м}^2$ – площа всіх трубчастих елементів з крижаною кіркою у проекції на вертикальну площину симетрії конструкції одного сегмента.

$$\varphi = \frac{\sum_i A_i}{A_k} = \frac{2,09}{5,66} \approx 0,370, \text{ тому: } \eta = 0,550 \text{ [5].}$$

$k_1 = 1,0$ – для лобового напрямку вітру.

$$c_x = \frac{1,2}{5,66} \cdot 2,09 = 0,443.$$

Отже, $c_{t\infty} = 0,443 \cdot (1 + 0,550) \cdot 1,0 = 0,687$.

Таблиця 2.6

Залежність розподіленого вітрового навантаження на споруду, вкриту кригою, від висоти

Висота z , м	Коефіцієнт k , тип місцевості А	c_t	Середня складова w_m , кПа	Розподілене навантаження $w_m \cdot b$, кН/м
0	0,75	0,516	0,058	0,146
5	0,75	0,516	0,058	0,146
10	1,00	0,687	0,103	0,259
20	1,25	0,859	0,161	0,405
40	1,50	1,031	0,232	0,584
45	1,55	1,065	0,248	0,623

Порівнюючи дані таблиці 2.5 та 2.6 робимо висновок: навантаження від вітру є на порядок більшими при необледенілому стовбурі, навіть враховуючи вагу криги (таблиця 2.5). Отже за розрахунковий приймаємо необледенілий варіант завантаження конструкції.

Коефіцієнт надійності навантаження від вітру приймаємо таким: $\gamma_f = 1,4$ [5].

В) Дія вітру на оглядову платформу

Найбільш невідповідним з точки зору впливу вітру на споруду є розташування оглядової платформи у своїй максимальній позначці. Складний профіль перерізу цієї платформи можна наближено замінити циліндричною поверхнею (додаток Б). Її більш значний профіль пояснюється турбулентними завихреннями повітряних мас у зв'язку з обертовим рухом платформи.

Обчислимо навантаження на споруду від дії вітру на несучу платформу у вигляді циліндра висотою 3,130 м та $\varnothing 5,146$ м, що знаходиться на позначці 41 м до верха платформи.

Коефіцієнти, що враховують зміну вітрового тиску по висоті для типу місцевості А наведені у таблиці 2.7. Інтерполяцією визначаємо значення коефіцієнта k на висоті $h = 41$ м – позначка верху платформи та $h = 37,87$ м – позначка низу платформи.

$$k_{41} = k_{40} + \frac{k_{60} - k_{40}}{60 - 40} \cdot (41 - 40), \quad (2.10)$$

$$k_{41} = 1,5 + \frac{1,7 - 1,5}{60 - 40} \cdot (41 - 40) = 1,51.$$

$$k_{37,87} = k_{20} + \frac{k_{40} - k_{20}}{40 - 20} \cdot (37,87 - 20), \quad (2.11)$$

$$k_{41} = 1,25 + \frac{1,5 - 1,25}{40 - 20} \cdot (37,87 - 20) = 1,473.$$

Визначимо аеродинамічний коефіцієнт c_x (таблиця 3.3).

$$c_x = k \cdot c_{x\infty} \quad (2.12)$$

Коефіцієнт $c_{x\infty}$ визначаємо за графіком [1, с. 31, п. 14]. Для цього додатково необхідно обчислити число Рейнольдса

$$Re = 0,88 \cdot D \cdot \sqrt{w_0 \cdot k(z) \cdot \gamma_f} \cdot 10^5, \quad (2.13)$$

де $D = 5,146$ м – діаметр платформи, $z = 41$ м – висота верхівки платформи.

$$Re_{41}^{\max} = 0,88 \cdot 5,146 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 1,51 \cdot 1,4} \cdot 10^5 \approx 5,2 \cdot 10^5.$$

$\Delta = 0,001$ м – абразивність поверхні металевих споруд [5, с. 31, п.14].

Тоді показник $\frac{\Delta}{D} = \frac{0,001}{5,146} = 2 \cdot 10^{-4}$. За графіком [5, с. 31, п. 14] коефі-

цієнт $c_{x\infty} = 0,4$.

Таблиця 2.7

Залежність розподіленого вітрового навантаження
на оглядову платформу від висоти

Висота z , м	Коефіцієнт k , тип місцевості А	c_x	Середня скла- дова w_m , кПа	Розподілене на- вантаження $w_m \cdot D$, кН/м
37,87	1,473	0,590	0,521	2,681
40	1,50	0,600	0,540	2,779
41	1,51	0,604	0,548	2,816

Для оціночного розрахунку знайдемо рівнодійну нерівномірно розподіленого вітрового навантаження та її точку прикладання. За допомогою програмного комплексу AutoCAD 2002, були одержані такі результати.

Рівнодійна $F^{nl}_e = 8,594$ кН прикладена до споруди в точці, що знаходиться на висоті $z^{nl}_e = 39,446$ м.

Коефіцієнт надійності по навантаженню вітром приймаємо таким: $\gamma_f = 1,4$ [5].

2.3.2.2. Пульсаційна складова вітрового навантаження

Нормативне значення пульсаційної складової вітрового навантаження w_p на висоті z визначаємо за формулою (2.14) [5], оскільки споруда висотна, має приблизно постійну по висоті жорсткість, масу, розміри в плані.

$$w_p = 1,4 \cdot \frac{z}{h} \cdot \xi \cdot w_{ph}, \quad (2.14)$$

де w_{ph} – нормативне значення пульсаційної складової вітрового навантаження на висоті $h = 45$ м верху споруди.

$$w_{ph} = w_m \cdot \zeta \cdot v \quad (2.15)$$

Для типу місцевості А та висоти споруди $h = 45$ м коефіцієнт пульсації тиску повітря ζ_{45} дорівнюватиме [5]:

$$\zeta_{45} = \zeta_{40} + \frac{\zeta_{60} - \zeta_{40}}{60 - 40} \cdot (45 - 40), \quad (2.16)$$

$$\zeta_{45} = 0,62 + \frac{0,58 - 0,62}{60 - 40} \cdot (45 - 40) = 0,61.$$

Логарифмічний декримент коливаний для конструкції $\delta = 0,15$.

Параметр ε визначимо за формулою

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma_f \cdot w_0}}{940 \cdot f_1} \quad (2.17)$$

Відповідно до рекомендацій [8, с 712], період власних коливань для вежі може бути наближено обчислений за формулою,

$$T_1 \approx 1,41 \cdot \sqrt{\frac{3+k}{2+k}} \cdot f_{стат}, \quad (2.18)$$

де $k = \frac{g_H}{g_e} = \frac{2910 \text{ Н}}{2405 \text{ Н}} = 1,21$ - відношення погонної ваги верхньої та

нижньої частини вежі; $f_{стат} = 576 \text{ мм}$ (див. додаток 14) - статичний прогин верхньої частини вежі від власної ваги, прикладеної як горизонтальне навантаження (обчислено на ПК "Lira 9.0" або на ПК "Міраж").

$$T_1 \approx 1,41 \cdot \sqrt{\frac{3+1,21}{2+1,21}} \cdot 0,576 = 1,25 \text{ с}.$$

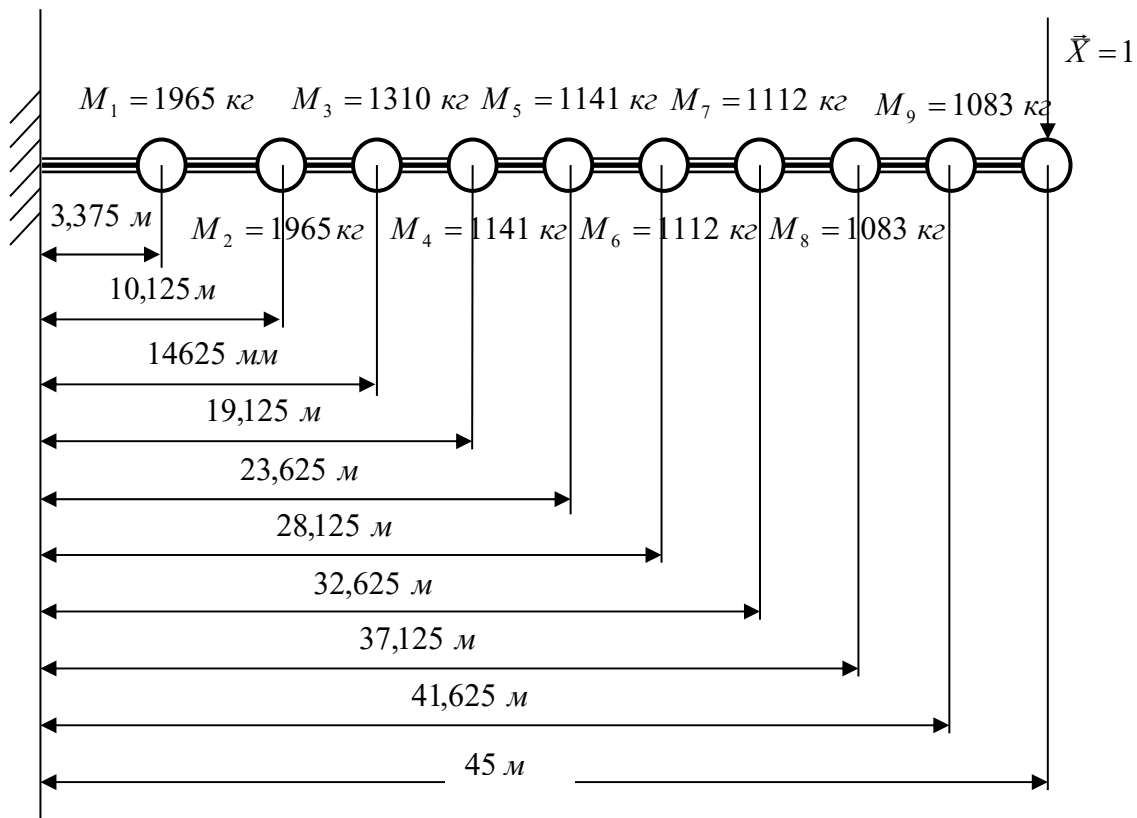


Рис. 2.4. Розрахункова схема для визначення періоду власних коливань споруди за першою формою

Наближено період власних коливань по основному тону (по першій формі) можна також визначити за формулою 2.18а,

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\sum_{j=1}^r \frac{M_j \cdot z_j^2}{z_r}}, \quad (2.18a)$$

де z_j – ординати пружної лінії консольного стержня від дії поперечної одиничної сили, прикладеної на кінці;

z_r – ординати пружної лінії консольного стержня від дії поперечної одиничної сили, на верхівці вежі.

Значення z_j та z_r визначаємо чисельно з допомогою програмного комплексу Lira 9.0. Одиничне навантаження прикладаємо до верху споруди. Результати розрахунку зведені у табл. 2.7а.

Таблиця 2.7а

j	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$z_j \cdot 10^{-7}$	-1	35	88	161	255	366	493	633	781
$M_j, \text{кг}$	1965	1965	1310	1141	1141	1112	1112	1083	1083

Період коливань по першій формі для вежі:

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{10^{-7}}{975} \cdot \sqrt{1965 \cdot ((-1)^2 + 35^2) + 1310 \cdot 88^2 + 1141 \cdot (161^2 + 255^2) + 1112 \cdot (366^2 + 493^2) + 1083 \cdot (633^2 + 781^2)}} = 2,5 \text{ с}$$

Для подальшого розрахунку приймаємо меншу величину $T_1 = 1,25 \text{ с}$.

$$f_1 = \frac{2\pi}{T_1} = \frac{2 \cdot \pi}{1,25} = 4,98 \text{ Гц}. \quad (2.19)$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{1,4 \cdot 0,6}}{940 \cdot 4,98} = 1,96 \cdot 10^{-4}.$$

Звідки по [5, рис. 2] $\xi = 1,22$.

Граничне значення частоти власних коливань, при якому допускається не враховувати сили інерції, що виникають при коливаннях по відповідній власній формі для V вітрового району [5, табл. 8],

$$f_1^{\max} = 5,0 \text{ Гц}.$$

Оскільки перша частота власних коливань менша за f_1^{\max} , інерційні сили при розрахунку не враховуємо. Коефіцієнт просторової кореляції ν визначимо, виходячи з параметрів ρ і χ .

Для навітряної частини споруди $\rho = 2,502 \text{ м}$; $\chi = 45 \text{ м}$. Інтерполюючи маємо: $\nu = 0,801$.

Для бічної частини споруди $\rho = 2,180 \cdot 0,4 = 0,872 \text{ м}$; $\chi = 45 \text{ м}$.
Інтерполюючи маємо: $\nu = 0,807$.

Для горищної частини споруди $\rho = 2,502 \text{ м}$; $\chi = 2,180 \text{ м}$.
Екстраполюючи маємо: $\nu = 0,925$.

У зв'язку з малими розмірами будівлі в плані, визначимо значення пульсаційної складової тільки для навітряної частини.

$$w_{p45} = 0,949 \cdot 0,61 \cdot 0,801 = 0,464 \text{ кПа}.$$

$$w_p = 1,4 \cdot \frac{z}{45} \cdot 1,22 \cdot 0,464 = 0,018 \cdot z \text{ кПа}.$$

Таблиця 2.8

Залежність розподіленого пульсаційного вітрового навантаження
(динамічна складова) на стовбур

Висота z, м	Пульсацій не навантаження $w_p, \text{кПа}$	Розподілене навантаження $w_p \cdot b, \text{кН/м}$
0	0	0
45	0,81	2,027

На платформу діятиме складова, наведена у табл. 2.9.

Таблиця 2.9

Залежність розподіленого пульсаційного вітрового навантаження
(динамічна складова) на платформу

Висота z, м	Пульсацій не навантаження $w_p, \text{кПа}$	Розподілене навантаження $w_p \cdot D, \text{кН/м}$
37,87	0,682	3,510
41	0,738	3,798

Пульсаційна складова вітрового навантаження зображена на рис. 2.3.

Для оціночного розрахунку знайдемо рівнодійну рівномірно розподіленого вітрового навантаження (динамічна складова) та її точку прикладання. За допомогою програмного комплексу AutoCAD 2002, були одержані такі результати.

Рівнодійна $F^P_{\text{вд}} = 45,608 \text{ кН}$ прикладена до споруди в точці, що знаходиться на висоті $z^P_{\text{вд}} = 30 \text{ м}$.

Рівнодійна від платформи $F^{nl}_{\text{вд}} = 11,437 \text{ кН}$ прикладена до споруди в точці, що знаходиться на висоті $z^{nl}_{\text{вд}} = 39,456 \text{ м}$. Завантаження конструкції вітровим впливом зображено на рис. 2.3.

2.3.4. Сейсмічні впливи

Докладна методика розрахунку вежі під дією сейсмічних впливів приведена у [21].

Атракціон-вежа знаходиться у сейсмонебезпечній зоні з рівнем сейсмічності для м. Махачкали 8 балів. Приймаємо, що атракціон розташований на дрібних пісках середньої вологості. По таблиці 1* [21] сейсмічність будівельного майданчику складатиме 8 балів. Через те, що вежа-атракціон належить до класу особливо важливих споруд, розрахункова сейсмічність (табл. 5 [21]) складатиме 9 балів. Згідно п. 2.2 та 2.3 необхідно враховувати дію сейсмічного впливу на споруду в горизонтальному та вертикальному напрямках. Через те, що період першого тону коливань вежі $T_1 = 1,25$ с, згідно п. 2.9 [21] необхідно враховувати не менше трьох форм власних коливань.

Приведемо приклад розрахунку споруди по першому тону коливань з врахуванням дії тільки горизонтального сейсмічного навантаження. Розрахунок за іншими тонами та на вертикальний вплив виконується аналогічно.

Розрахункове сейсмічне навантаження у вибраному напрямку згідно [21] обчислюється за формулою (2.20).

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot S_{0ik}, \quad (2.20)$$

де $K_1 = 1$ – коефіцієнт, що враховує допустимі руйнування споруди. У нашому варіанті – не допускається. Приймається по табл. 3 [21];

$K_2 = 1$ – коефіцієнт, що враховує конструктивне вирішення споруди. У нашому випадку – вежі. Приймається по таблиці 4 [21];

$S_{0ik} = S_{01k}$ - значення сейсмічного навантаження для i -го тону власних коливань, що визначається за формулою (2.21).

$$S_{0ik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_w \cdot n_{ik}, \quad (2.21)$$

де $A = 0,4$ – коефіцієнт для розрахункової сейсмічності у 9 балів;

$$\beta_i = \beta_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1,25} = 0,8 \text{ – коефіцієнт динамічності для } i\text{-го}$$

(першого) тону власних коливань. Приймається по п. 2.6* [21];

$K_w = 1,5$ – коефіцієнт для веж, що приймається по таблиці 6 [21];

Q_k – вага споруди, що належить k -й розрахунковій точці (див. рис. 2.2);

$n_{ik} = n_{1k}$ – коефіцієнт, що залежить від форми деформацій будівлі при його власних коливаннях по i -му тону власних коливань та

від місця розташування навантаження. Визначається за формулою (2.22).

$$n_{ik} = \frac{X_i(x_k) \cdot \sum_{j=1}^n Q_j \cdot X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot X_i^2(x_j)}, \quad (2.22)$$

де $X_i(x_k)$ і $X_i(x_j)$ – зміщення споруди при власних коливаннях по i -му тону власних коливань у розглянутій точці k та у всіх точках j , де прийнято зосереджувати маси вежі, згідно розрахункової схеми (дивись рис. 2.4). Ці зміщення знаходять чисельно або з допомогою програмних комплексів типу Lira 9.0. Q_j - зосереджена вага, що належить j -й точці (див. рис. 2.4).

Узагальнена формула для знаходження розрахункового сейсмічного навантаження набуде вигляду (2.23):

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_w \cdot Q_k \cdot \frac{X_i(x_k) \cdot \sum_{j=1}^n Q_j \cdot X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot X_i^2(x_j)}. \quad (2.23)$$

Після підставлення усіх коефіцієнтів для першого тону власних коливань та враховуючи тільки горизонтальну дію сейсмічного впливу отримуємо:

$$S_{ik} = 0,48 \cdot Q_k \cdot \frac{X_i(x_k) \cdot \sum_{j=1}^n Q_j \cdot X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot X_i^2(x_j)}. \quad (2.24)$$

За цією залежністю легко визначаємо розрахункове сейсмічне навантаження. Його вектор прикладаємо до відповідних зосереджених мас у горизонтальному напрямку.

2.3.5. Розрахунок на стійкість споруди від перекидання

Принцип розрахунку базується на припущенні, що споруда не перекинеться навколо відповідної осі перекидання, якщо корисний момент навколо цієї осі, створений власною вагою споруди буде більший за максимальний момент перекидання (див. рис. 2.5).

Максимальний момент перекидання, що створюється максимальним вітровим навантаженням, розраховується за формулою (2.29). Умова стійкості споруди від перекидання набуде вигляду (2.25):

$$P \cdot R > M_{A-A}, \quad (2.25)$$

звідки:

$$P > \frac{M_{A-A}}{R}. \quad (2.26)$$

Згідно додатку В маємо $R \approx 7,5 \text{ м}$. Обчислюємо необхідну вагу споруди за формулою (2.26): $P > \frac{4031,7 \text{ кН} \cdot \text{м}}{7,5 \text{ м}} = 538 \text{ кН}$. Отже, маса

вежі разом із основою та обладнанням повинна бути більшою за 54 т.

Загальна вага стовбура – близько 12 т, вага технологічного устаткування – близько 5 т, вага платформи – близько 15 т. Додаткові 22 т влаштовуємо з допомогою баласту, який вкладаємо на платформу та надійно фіксуємо. У якості баласту можна використати наприклад, фундаментні блоки або мішки з піском.

Отже стійкість споруди від перекидання при дії вітрового навантаження забезпечена.

Аналогічний розрахунок на перекидання необхідно робити для сейсмічного впливу на споруду.

При розрахунку необхідно врахувати, що перекидання може відбуватися не навколо осі O_1 , що лежить на габариті платформи, а в іншому місці, ближче до центральної осі споруди. Це відбувається через випори ґрунту у зв'язку із збільшенням тиску на нього. Але розгляд такої задачі виходить за межі цієї монографії.

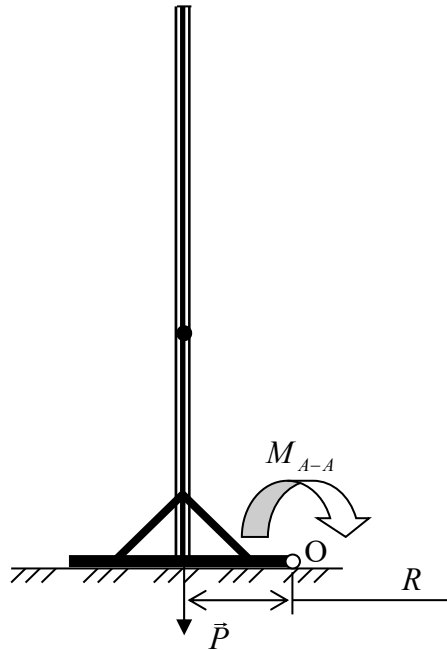


Рис. 2.5. Розрахункова схема до перекидання

платформи, а в іншому місці, ближче до центральної осі споруди. Це відбувається через випори ґрунту у зв'язку із збільшенням тиску на нього. Але розгляд такої задачі виходить за межі цієї монографії.

2.4. Попередній розрахунок. Корегування перерізів елементів

Оціночні величини навантажень, що були обчислені, схематично зображені на рис. 2.6. Найбільш значні напруження виникнуть у розрахунковому перерізі А-А.

Нормальне зусилля в перерізі А-А:

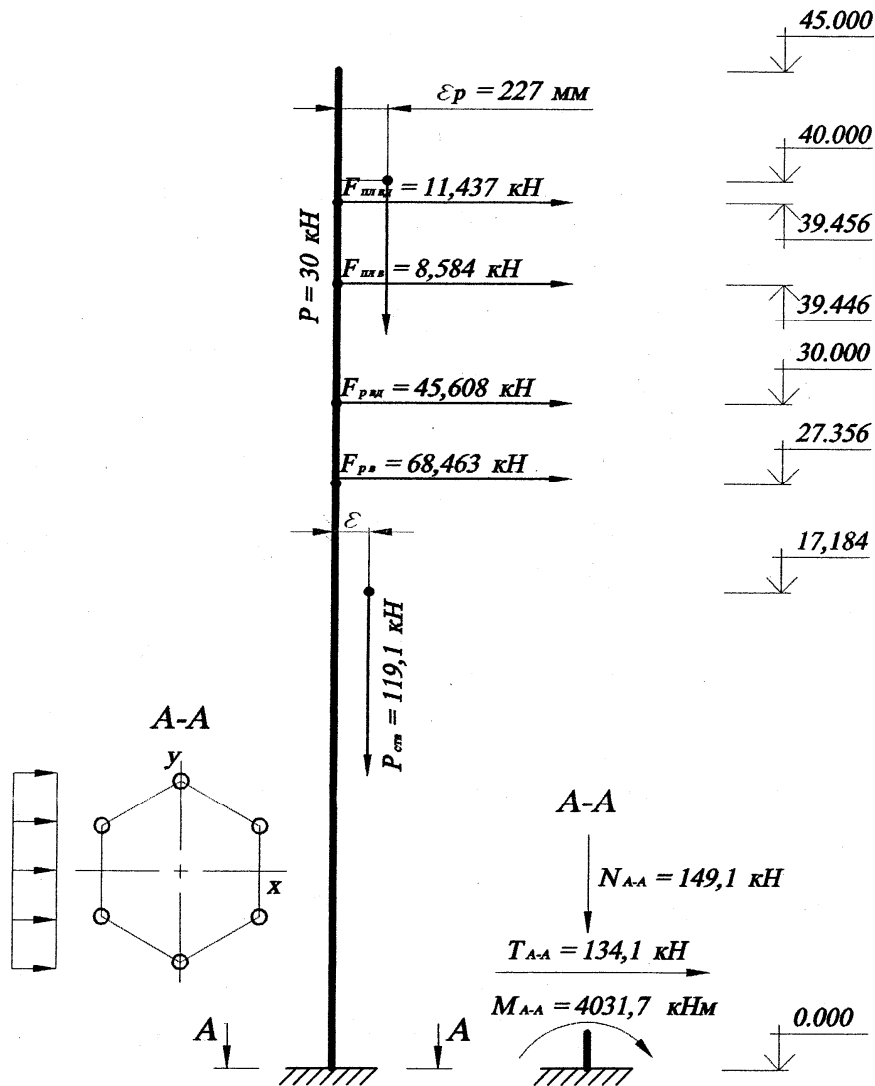


Рис. 2.6. Схема прикладання оціночних навантажень до споруди

$$N_{A-A} = P_{cm} + P, \quad (2.27)$$

$$N_{A-A} = 119,1 + 30 = 149,1 \text{ кН}.$$

Тангенціальне зусилля в перерізі А-А:

$$T_{A-A} = F_{\text{вл}}^{nl} + F_{\text{вд}}^P + F_{\text{в}}^{nl} + F_{\text{в}}^P, \quad (2.28)$$

$$T_{A-A} = 11,437 + 45,608 + 8,584 + 68,463 = 134,1 \text{ кН}.$$

Згинальний момент в перерізі А-А:

$$M_{A-A} = F^{nl}_{\epsilon\delta} \cdot z^{nl}_{\epsilon\delta} + F^P_{\epsilon\delta} \cdot z^P_{\epsilon\delta} + \\ + F^{nl}_{\epsilon} \cdot z^{nl}_{\epsilon} + F^P_{\epsilon} \cdot z^P_{\epsilon} + P \cdot \epsilon_p + P_{cm\epsilon} \cdot \epsilon \quad (2.29)$$

ϵ – ексцентриситет, що виникає в наслідок деформації споруди.
В ідеалі $\epsilon \approx 0$.

$$M_{A-A} = 11,437 \cdot 39,456 + 45,608 \cdot 30 + 8,584 \cdot 39,446 + \\ + 68,463 \cdot 27,356 + 30 \cdot 0,227 = 4031,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

На рис. 2.6 також зображена найбільш не вигідна орієнтація перерізу з точки зору вітрового навантаження та сукупного опору перерізу згинаючому моменту.

Площа несучих труб в перерізі А-А:

$$A_{A-A} = 6 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 10,2^2}{4} - \frac{\pi \cdot (10,2 - 2 \cdot 1,0)^2}{4} \right) = 173,41 \text{ см}^2.$$

Момент інерції труб в перерізі А-А відносно ou (рис. 4.1):

$$I_{yi} = I_0 + A_{A-A} \cdot X_i^2 \quad (2.23)$$

$$I^{A-A}_y = \sum_{i=1}^6 I_{iy}, \quad (2.24)$$

$$I^{A-A}_y = 26055734 \text{ см}^4.$$

$$W_y = I^{A-A}_y / X_{\max}, \quad (2.25)$$

$$W_y = 26055734 / 103,9 = 250721 \text{ см}^3.$$

2.4.1. Перевірка за напруженнями у найбільш небезпечному перерізі

Напруження в перерізі А-А (ІІІ теорія міцності):

$$\sigma_{екв} = \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2} \quad (2.26)$$

$$\sigma = \frac{N_{A-A}}{A_{A-A}} + \frac{M_{A-A}}{W_y} \quad (2.27)$$

$$\sigma = \frac{149,1 \text{ кН}}{173,41 \text{ см}^2} + \frac{403170 \text{ кН} \cdot \text{см}}{250721 \text{ см}^3} = 2,468 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 24,68 \text{ МПа}.$$

За формулою Журавського

$$\tau = \frac{T_{A-A} \cdot S_y}{b_x \cdot I_y} \quad (2.28)$$

$$\tau = \frac{134,1 \text{ кН} \cdot 6007 \text{ см}^3}{103,9 \text{ см} \cdot 26055734 \text{ см}^4} = 3 \cdot 10^{-4} \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{екв} = \sqrt{24,68^2 + 4 \cdot (3 \cdot 10^{-3})^2} \approx 24,7 \text{ МПа}.$$

Допустимі напруження для Ст. 20: $[\sigma] \leq 240 \text{ МПа}$.

Коефіцієнт запасу $k = \frac{[\sigma]}{\sigma_{екв}} = \frac{240}{24,7} = 9,7$ - достатній.

2.4.2. Корегування діючих зусиль

Проведемо корегування напружень через появу ексцентриситету прикладання власної ваги та зміщення оглядової платформи.

Зміщення від вертикалі точки прикладання центра мас знайдемо інтерполяцією (додаток 15). $\Delta_{49} = 106,8 \text{ мм}$; $\Delta_{55} = 137,8 \text{ мм}$.

$$\varepsilon = \Delta_{49} + \frac{\Delta_{55} - \Delta_{49}}{18 - 15,75} \cdot (17,184 - 15,75) \quad (2.29)$$

$$\varepsilon = 106,8 + \frac{137,8 - 106,8}{18 - 15,75} \cdot (17,184 - 15,75) = 126,6 \text{ мм}.$$

$$\varepsilon_p = 227 + 503 = 730 \text{ мм}.$$

$$M_{A-A} = 11,437 \cdot 39,456 + 45,608 \cdot 30 + 8,584 \cdot 39,446 + 68,463 \cdot 27,356 + 30 \cdot 0,730 + 119,1 \cdot 0,127 = 4048,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приріст моментів склав усього $\delta = \frac{4048,4 - 4031,7}{4031,7} \cdot 100\% = 0,42\%$.

Тому, маючи великий запас міцності ($k = 9,7$) перерахунок можна не робити.

Остаточний підбір перерізів елементів несучої конструкції виконаємо у підпункті 2.4.4.

2.4.3. Перевірка за допустимими деформаціями усії споруди.

Верхівка башти під дією розрахункових навантажень не повинна відхилятися від вертикалі на величину, більшу за $\frac{1}{100}$ від загальної висоти споруди [6, 7; 8].

$$\text{Тобто } [\Delta] \approx \frac{1}{100} \cdot 45000 \text{ мм} = 450 \text{ мм}.$$

Аналізуючи результати оціночного розрахунку ПК “Ліра” (додаток Ж), отримуємо такі результати.

Зміщення верха споруди складає: $\Delta_{\max} = 604,74 \text{ мм}$. $\Delta_{\max} > [\Delta]$. Тому експлуатація атракціону при сильному поривчастому чи ураганному вітрі обмежена. Це необхідно передбачити в умовах експлу-

тації виробу. При відсутності технологічного навантаження з боку оглядової платформи деформація верха споруди становитиме: $\Delta_{\max} = 459,34 \text{ мм} > [\Delta] = 450 \text{ мм}$ (див. додаток 15).

Отже, умова стійкості споруди за умови незавантаження її технологічно у випадку складних метеорологічних умов не забезпечена. Перевірку деформацій споруди проведемо після корегування перерізів конструкції у пункті 2.5.

2.4.4. Перевірка за допустимими деформаціями несучих труб

А) Несучі стійки.

Максимальні навантаження в несучих трубах $\text{Ø}102, \Delta 10$ виникнуть у елементі №18 (дивись рис. 2.7а).
 $N_{\max} = N_{18} = -65,428 \text{ т} \approx -655 \text{ кН}$.

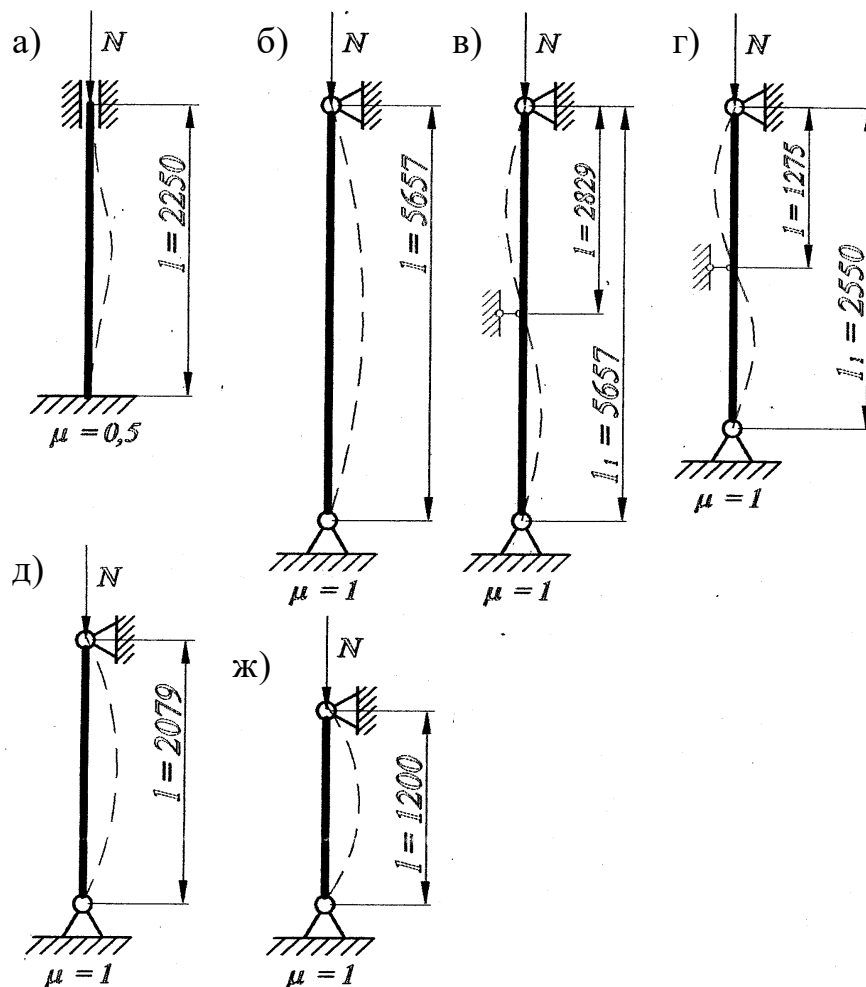


Рис. 2.7. Розрахункові схеми стрижневих елементів вежі:
 а – елемент несучого стовбура, б – несуча підпірка, в – несуча підпірка після введення підкосу, г – елемент діафрагми, д – елемент зв'язків, ж – внутрішній зв'язок

Елемент довжиною 2250 мм піддається стискаючому навантаженню.

$$\frac{N}{A \cdot \varphi} < R_y \cdot \gamma_c \quad (2.30)$$

$$R_y = [\sigma] = 240 \text{ МПа}; \gamma_c = 1 \text{ [18]}.$$

Максимальне зусилля, що витримає труба $\varnothing 102, \Delta 10$ [17] становитиме

$$[N] = R_y \cdot \gamma_c \cdot A \cdot \varphi \quad (2.31)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (2.32)$$

$$i = \sqrt{\frac{309,4 \text{ см}^4}{28,9 \text{ см}^2}} = 3,272 \text{ см}.$$

$$\lambda = \frac{l \cdot \mu}{i}, \quad (2.33)$$

$$\lambda = \frac{225,0 \cdot 0,5}{3,272} = 34,39.$$

Інтерполюючи, знаходимо $\varphi(\lambda = 34,39) = 0,915$ [18].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 28,9 \text{ см}^2 \cdot 0,915 = 634,6 \text{ кН}.$$

Оскільки $[N] = 634,6 \text{ кН} < N_{\max} = 655 \text{ кН}$, необхідно збільшити товщину стінки несучої труби $\varnothing 102$ з $\Delta 10$ до $\Delta 12$. Тоді:

$$i = \sqrt{\frac{349,6 \text{ см}^4}{33,9 \text{ см}^2}} = 3,211 \text{ см}, \quad \lambda = \frac{225,0 \cdot 0,5}{3,211} = 35,05.$$

Інтерполюючи, знаходимо $\varphi(\lambda = 35,05) = 0,912$ [14].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 33,9 \text{ см}^2 \cdot 0,912 = 742,0 \text{ кН}.$$

Оскільки $[N] = 742,0 \text{ кН} > N_{\max} = 655 \text{ кН}$, умову виконано.

Для труби $\varnothing 102, \Delta 7$:

$$i = \sqrt{\frac{236,9 \text{ см}^4}{20,89 \text{ см}^2}} = 3,36 \text{ см}, \quad \lambda = \frac{225,0 \cdot 0,5}{3,36} = 33,5.$$

Інтерполюючи, знаходимо $\varphi(\lambda = 33,1) = 0,918$ [14].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 20,89 \text{ см}^2 \cdot 0,918 = 460 \text{ кН}.$$

Для труби $\varnothing 102, \Delta 6$:

$$i = \sqrt{\frac{209,2 \text{ см}^4}{18,09 \text{ см}^2}} = 3,40 \text{ см}, \quad \lambda = \frac{225,0 \cdot 0,5}{3,4} = 33,1.$$

Інтерполюючи, знаходимо $\varphi(\lambda = 33,1) = 0,919$ [14].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 18,09 \text{ см}^2 \cdot 0,919 = 398 \text{ кН}.$$

Наближений розподіл зусиль у несучих стержнях по висоті ферми приведений на рис. 2.8. Розбивку на секції виконують, виходячи з умов транспортування та монтажу (дивись рис. 2.8).

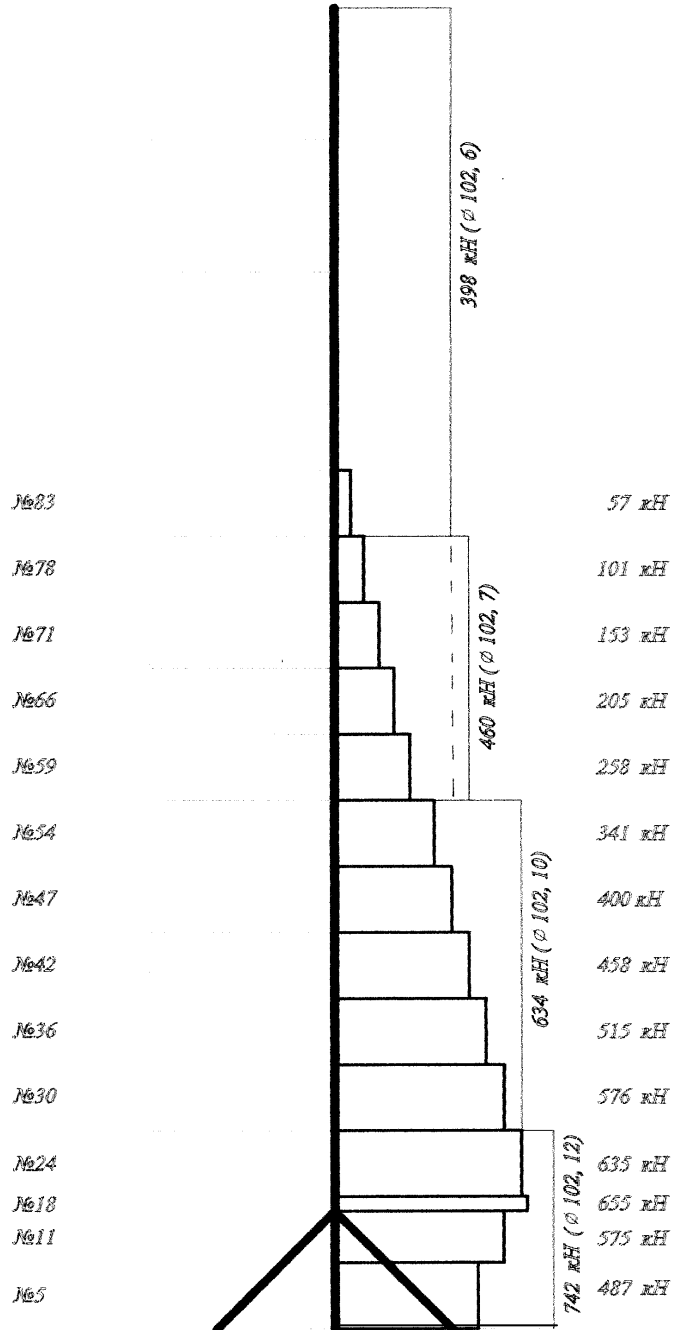


Рис. 2.8. Епіюра нормальних зусиль у несучих стійках вежі.

Б) Несучі підпірки

Підпірки мають характеристики: $\varnothing 102$, $\Delta 10$, $l = 5657$ мм, зображені на рис. 2.7б.

$$i = \sqrt{\frac{309,4 \text{ см}^4}{28,9 \text{ см}^2}} = 3,272 \text{ см}; \lambda = \frac{565,7 \cdot 1,0}{3,272} = 172,89.$$

Це більше за $\lambda_{\max} = 120$.

Великий вільний проліт підпірки можна значно зменшити, влаштувавши розкісну систему (додаток 2). Розрахунковий проліт зменшується вдвічі.

Тому $\lambda = \frac{(565,7/2) \cdot 1,0}{3,272} = 86,5$; знаходимо $\varphi(\lambda = 86,5) = 0,637$ [14].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 28,9 \text{ см}^2 \cdot 0,637 = 441 \text{ кН}.$$

Порівнюючи $[N]$ з даними розрахунку на ПК “Ліра 9.0” ($N_{\max} = N_{492} = -17,085 \text{ т} \approx -171 \text{ кН}$), робимо висновок, що вказаний переріз задовольняє вимоги міцності та стійкості.

В) Діафрагми

Діафрагми виконані з труб $\varnothing 76$, $\Delta 6$ у вигляді правильних гексагонів. Довжина елемента діафрагми $l = 1200$ мм (рис. 2.7г).

$$i = \sqrt{\frac{81,41 \text{ см}^4}{13,19 \text{ см}^2}} = 2,484 \text{ см}; \lambda = \frac{120 \cdot 1,0}{2,484} = 48,31,$$

$\varphi(\lambda = 48,31) = 0,859$ [18].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 13,19 \text{ см}^2 \cdot 0,859 = 271 \text{ кН}.$$

Порівнюючи $[N]$ з даними розрахунку на ПК “Ліра 9.0” ($N_{\max} = N_{128} = -9,9 \text{ т} \approx -99 \text{ кН}$), робимо висновок, що вказаний переріз задовольняє вимоги міцності та стійкості.

Г) Зв’язки

Зв’язки виконані з елементів трубчастого перерізу $\varnothing 57$, $\Delta 6$. Фактично вони є не несучими елементами та введені для забезпечення просторової жорсткості конструкції. Найбільша довжина в’язі $l_1 = 2550$ мм. Розрахункова довжина (дивись рис. 2.7д) становитиме $l = 1275$ мм.

$$i = \sqrt{\frac{31,68 \text{ см}^4}{9,61 \text{ см}^2}} = 1,816 \text{ см}, \lambda = \frac{127,5 \cdot 1,0}{1,816} = 70,2,$$

$\varphi(\lambda = 70,2) = 0,754$ [14].

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 9,61 \text{ см}^2 \cdot 0,754 = 173 \text{ кН}.$$

Зусилля у зв'язках не перевищують

$$N_{\max} = N_{257} = -12,4 \text{ т} \approx -124 \text{ кН} - \text{стискаючі та}$$

$N_{\max} = N_{290} = -13,3 \text{ т} \approx -133 \text{ кН}$ - розтягуючі. Умова міцності та стійкості для зв'язків забезпечена.

Д) Внутрішні зв'язки

Внутрішні зв'язки виконані з елементів трубчастого перерізу Ø57, Δ6. Фактично вони є ненесучими елементами та введені для забезпечення просторової жорсткості конструкції. Найбільша довжина внутрішньої в'язі $l = 2079 \text{ мм}$.

Максимальне зусилля у внутрішніх в'язях становитиме лише величину $N_{\max} = N_{504} = +5,611 \text{ т} \approx +57 \text{ кН}$ (див. рис. 2.7ж).

$$i = \sqrt{\frac{31,68 \text{ см}^4}{9,61 \text{ см}^2}} = 1,816 \text{ см}, \quad \lambda = \frac{207,9 \cdot 1,0}{1,816} = 115 < \lambda_{\max} = 120, [14].$$

$$[N] = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1 \cdot 9,61 \text{ см}^2 = 230 \text{ кН}.$$

Умову міцності виконано.

2.4.5. Динамічний вплив на споруду

Оціночний розрахунок, виконаний у четвертому розділі, дає можливість оцінити напруження та деформації споруди (базуючись на даних, отриманих за допомогою ПК "Ліра 9.0", дивись додаток Ж і З). Але на споруду діють динамічні навантаження, що викликають коливання споруди. Такими навантаженнями є динамічна складова вітрового тиску та зусилля викликані рухом оглядової платформи по несучому стовбурі.

Оглядова платформа здійснює складний поступально-обертовий рух навколо несучого стовбура. Її поступальна швидкість $V \approx \frac{45 \text{ м}}{5 \text{ хв}} = 0,20 \frac{\text{м}}{\text{с}} \approx 0$. Тому кінетична енергія поступального руху є незначною. Нею у порівнянні з енергією дії вітру можна знехтувати. Достатньо лише розглянути завантаження споруди при найбільш не вигідному розташуванні платформи – у крайньому верхньому положенні.

Обертальний рух характеризується робочою кутовою швидкістю $\omega \approx 1 \text{ об/хв} = 2 \cdot \pi / 60 = 0,028 \text{ рад/с} \approx 0$ та кутовим прискоренням, що виникає внаслідок розгону та гальмування обертової вежі. Оскільки розгін та гальмування виконується поступово, плавно, із запобіган-

ням ривків, зусиллями, що виникають у споруді від руху платформи можна знехтувати.

У випадках, зазначених у [24] динамічні впливи на споруду з боку рухомого обладнання можуть бути значно більшими і ними вже не можна буде нехтувати. У [24] детально викладена методика розрахунку такого впливу на висотну прецезіонну вежу-атракціон.

2.4.6. Скореговані перерізи

А) Власна вага

В результаті аналізу напружено-деформованого стану споруди, було виконане корегування перерізів несучого стовбура “Оглядової вежі”, виходячи з раціональності розподілу маси, технологічності, забезпечення міцності та стійкості (рис. 2.8).

Таблиця 2.10

Характеристики несучих елементів

№ п/п	Геометричні характеристики, мм	Вага 1 п. м., кг
1	Ø102, Δ12	26,465
2	Ø102, Δ10	22,545
3	Ø102, Δ7	16,296
4	Ø102, Δ6	14,115
5	Ø76, Δ6	10,292
6	Ø56, Δ6	7,499

Перерізи несучих конструкцій розподіляємо відповідно до епюри навантажень на конструкцію. Перші 3 чарунки - Ø102, Δ12 вагою по 7078 Н, наступні 5 чарунок висотою 2250 мм, вагою по 6549 Н мають за несучі труби Ø102, Δ10; наступні 4 чарунки - Ø102, Δ7 вагою по 5705 Н, наступні 8 чарунок - Ø102, Δ6 вагою по 5411 Н.

Для оціночного розрахунку замінимо розподілене по висоті навантаження від власної ваги зосередженим у центрі мас. Загальна вага несучого стовбура $P_{ств} = 120,08 \text{ кН}$. Центр мас стовбура: $z_{ств} = 15,667 \text{ м}$.

2.4.7. Інші навантаження на споруду

Інші навантаження на споруду не змінять своєї величини через те, що зовнішні перерізи труб не зазнали змін. Частота коливань споруди по першому тону також змінилася незначно.

Завантаження схеми основною комбінацією зусиль приведене на рис. 2.9.

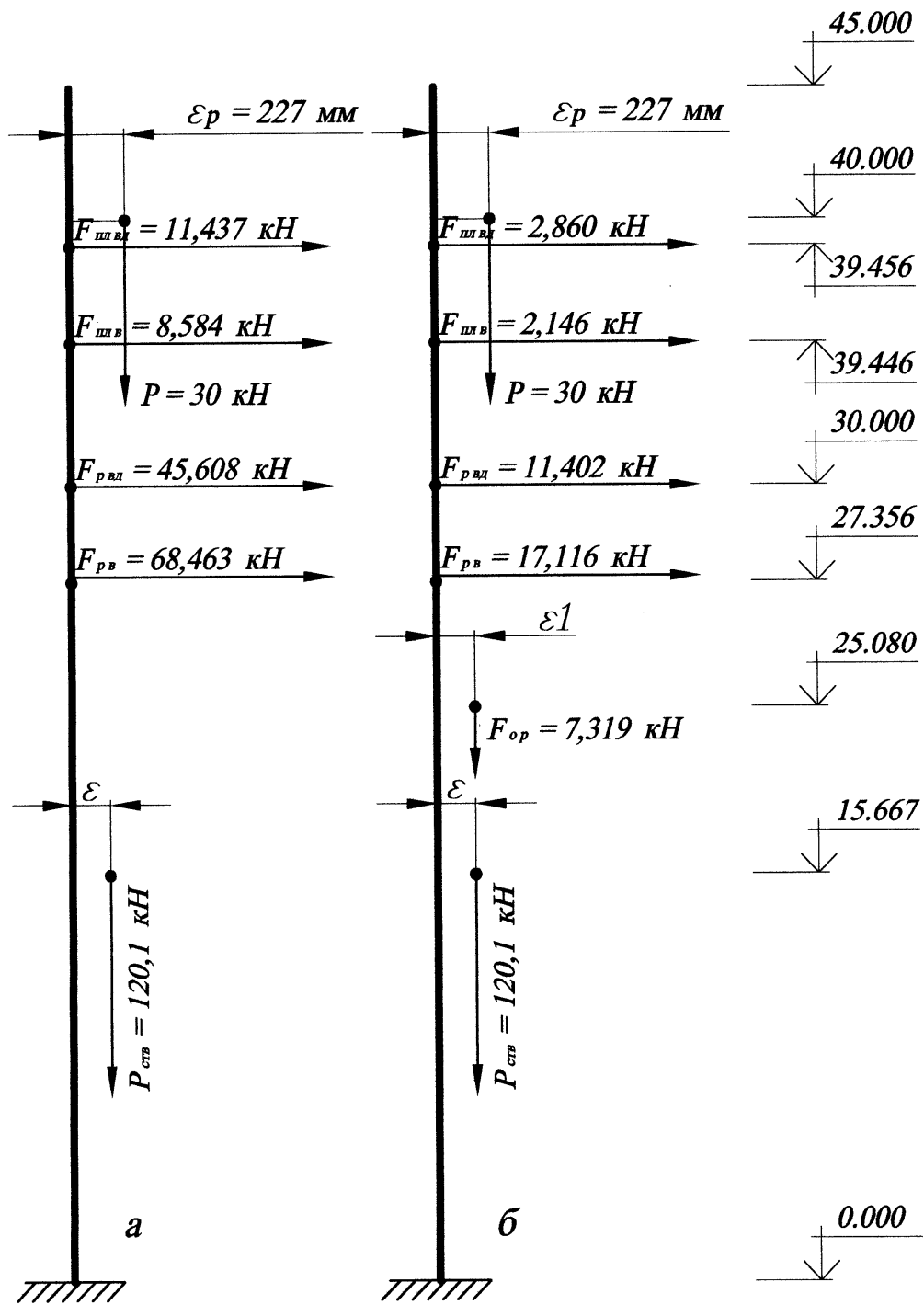


Рис. 2.9. Завантаження конструкції за основною комбінацією зусиль:
а- по типу а, б – по типу б (див. табл. 2.1)

2.5. Остаточний розрахунок.

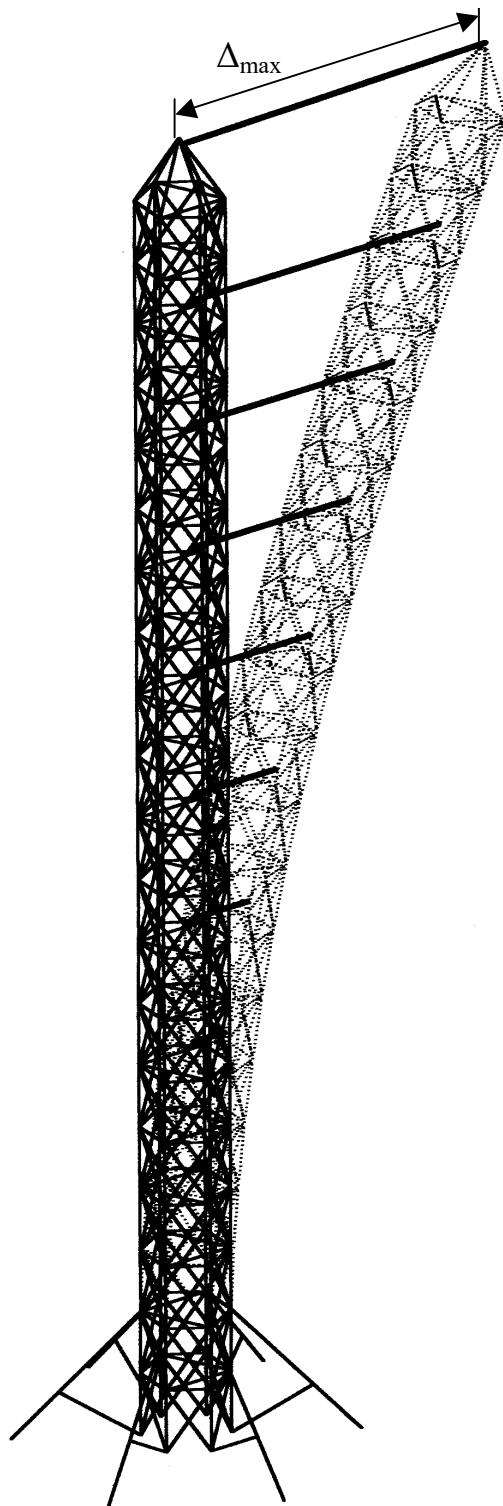


Рис. 2.10. 3-D моделювання деформацій споруди під дією найбільш невідгідних навантажень. Відносний масштаб деформацій – 20:1.

Під час остаточного розрахунку за допомогою відповідного програмного комплексу, наприклад “Lira 9.0”, виконують остаточну перевірку несучої здатності споруди за двома групами граничних станів.

2.5.1. Аналіз розрахунку, виконаний на ПК “Lira 9.0”.

Результати остаточного розрахунку конструкції показали, що максимальні деформації спостерігаються при завантаженні конструкції за основною схемою (тип 1). Максимальні деформації (дивись додаток 3) склали $\Delta_{\max} = 576,93 \text{ мм}$ (при піднятій оглядовій платформі). Оскільки $\Delta_{\max} = 576,93 \text{ мм} > > [\Delta] = 450 \text{ мм}$,

можна зробити висновок про недопустимість використання конструкції за призначенням в складних метеорологічних умовах.

Для опущеної платформи максимальні деформації складуть лише величину $\Delta_{\max} = 435,91 \text{ мм} < < [\Delta] = 450 \text{ мм}$

Експлуатація дозволяється.

Перевірка елементів за двома групами граничних станів також дала позитивний результат.

Отже, загальний розрахунок споруди за основними комбінаціями навантажень можна вважати завершеним. Розрахунок за іншими комбінаціями виконують аналогічно.

Наступним кроком є проектування вузлових з'єднань, тобто конструювання. Під час цього процесу необхідно виконувати розрахунок відповідного вузла додатково. Методика розрахунку роз'ємних та нероз'ємних з'єднань детально описана у [1, 2, 6 - 22].

Висновки

Розрахунок веж-атракціонів за всіма комбінаціями зусиль є обов'язковим. Через високу відповідальність споруди рекомендується вводити коефіцієнти запасу, запропоновані у [25].

Алгоритм розрахунку веж включає наступні необхідні операції:

- геометрична побудова споруди, виходячи з призначення та відповідних рекомендацій (компонування);
- збір навантажень в залежності від місця побудови;
- числовий розрахунок споруди;
- корегування (при необхідності) призначених перерізів елементів;
- остаточний розрахунок.

Розрахунок веж-атракціонів слід виконувати на стандартних програмних комплексах типу Lira 9.0, SCAD тощо. Результати розрахунків слід проконтролювати оціночним розрахунком "вручну". Особливу увагу слід приділити правильному математичному моделюванню навантажень від рухомого обладнання та розрахунку на перекидання безфундаментних споруд за методикою, викладеною у [24].

Література

1. Свердлов В.Д., Сіянов О.І. Спеціальні металеві конструкції. Частина 1. Навчальний посібник. – Вінниця: ВДГУ, 2002. – 54 с.
2. Свердлов В.Д., Жарко Л.О. Металеві конструкції. Частина 1. Спец. курс. УНІВЕРСУМ – Вінниця, 1998. – 144 с.
3. Металеві конструкції. Підручник. Частина 1 / В. Свердлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263 с.
- 4.
- 5.
- 6.
- 7.
- 8.
- 9.
- 10.
- 11.
- 12.
13. Свердлов В.Д., Жарко Л.О. Металеві конструкції. Частина 2. – Вінниця: УНІВЕРСУМ - Вінниця, 1998. – 144 с.
- 14.
- 15.
- 16.
17. Середюк В.Ф. Проектування металевих конструкцій одноповерхових виробничих будівель (частина 1): Навчальний посібник. – Вінниця: ВДГУ, 1995.–120 с.

18. Середюк І.П., Середюк В.Ф. Проектування металевих конструкцій одноповерхових виробничих будівель (частина 2): Навчальний посібник. – Вінниця: ВДТУ, 1996. – 142 с.

19.

–

20.

21.

22.

23.

24. Свердлов В.Д., Попов В.О. Моделювання нестандартного навантаження на висотну просторову стрижневу конструкцію. Вісник ВПІ. №3/2004. с.7 – 11.

25.

Розділ 3
КОНСТРУЮВАННЯ БАШТОВИХ СПОРУД З
ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ СПІВОСНОСТІ НЕСУЧИХ
ЕЛЕМЕНТІВ

Конструктивне вирішення веж з високим ступенем співосності несучих елементів тісно пов'язане з їх призначенням. Це споруди, насамперед, напрямні для відповідного рухомого технологічного обладнання. Розглянемо загальні риси, що характерні переважній більшості таких веж. В якості прикладу детально зупинимося на конструктивному вирішенні шестигранної, пересувної, безфундаментної вежі висотою 50 м, що служить як несуча споруда для атракціону вільного падіння.

3.1. Загальне конструктивне вирішення веж

3.1.1. Типи перерізів веж

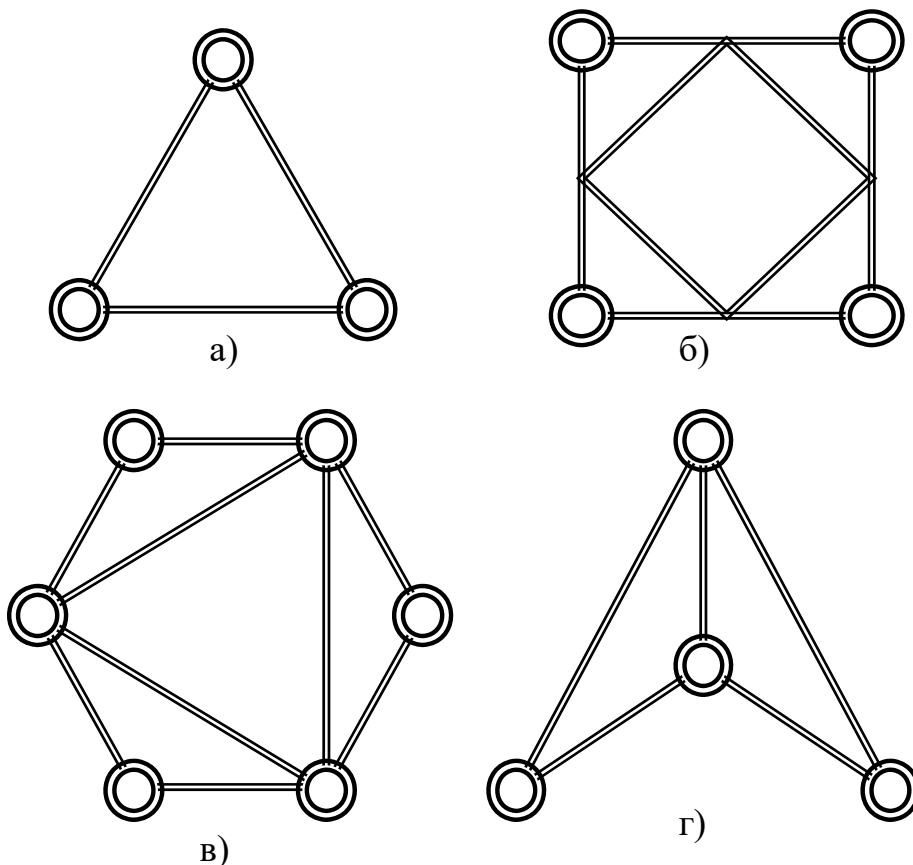


Рис. 3.1. Конструктивні рішення зовнішнього перерізу веж: а – тригранні, б – чотиригранні, в – багатогранні, г – складного перерізу

Як вже згадувалося у розділі 1 за кількістю граней вежі класифікують таким чином – тригранні, чотиригранні, багатогранні, складного перерізу (рис. 3.1 а - д).

Найбільше розповсюдження в світі отримали чотиригранні вежі. Їх використовують майже усі зарубіжні та вітчизняні виробники веж.

Тригранні вежі (рис. 3.1 а) у порівнянні з чотиригранними використовуються рідше, хоча вони мають багато позитивних рис. Це, насамперед, менша металоємність та менша кількість елементів.

Тригранна форма є геометрично незмінною, тому у порівнянні з чотиригранними вежами відпадає необхідність влаштовувати жорсткі діафрагми. Тригранні вежі мають меншу чутливість до нерівномірності осідання фундаментів. Недоліками таких веж є те, що грані розташовані під кутом 60° , тому немає змоги влаштовувати пояси із звичайних кутиків та комбінованих хрестових перерізів. Ускладнені вузли з'єднань елементів. Тригранна вежа при погляді на неї з певного ракурсу здається асиметричною, а зблизька – падаючою. Тому такий параметр, як архітектурна виразність у тригранних веж поступається чотиригранним.

Багатогранні вежі (рис. 3.1 в) суттєво поступаються чотиригранним і тригранним за показниками конструктивної складності та технології виготовлення окремих елементів та вузлів. Багатогранні вежі мають також більшу кількість елементів. За витратами металу багатогранні вежі можуть бути більш економічними у випадку великої висоти (більше 150 м). До позитивних рис багатогранних веж слід віднести кращу архітектурну виразність, кращий спротив крутильним коливанням, що виникають від дії вітру, подібність до кола, що дає змогу влаштовувати обертальне обладнання, що рухається вздовж несучого стовбура.

Вежі складного перерізу влаштовують для унікальних архітектурних споруд – монументів, пам'ятників та у випадку технологічної необхідності. Для прикладу вежа, переріз якої зображений на (рис. 3.1 г), використовується при будівництві атракціонів. Порожнина біля одної з граней використовується для влаштування реактивної шини, що служить для створення гальмівного зусилля при взаємодії з магнітом рухомого обладнання.

Відомі випадки, коли, вежа на різних позначках має різну геометричну форму перерізу (наприклад нижня частина вежі – шестигранна, а верхня – тригранна).

Багатогранні вежі та вежі із складним перерізом використовуються виключно рідко.

3.1.2. Конфігурація стовбура

Основні конфігурації стовбурів веж зображені на рис. 3.2.

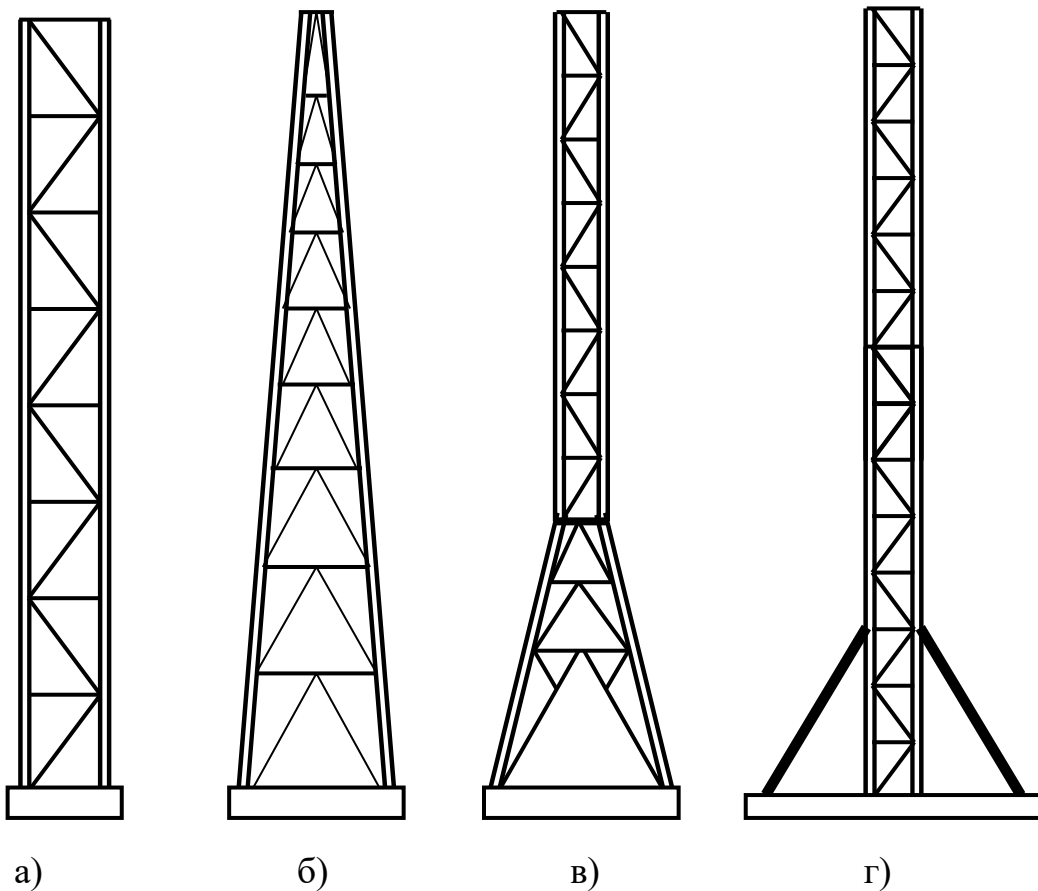


Рис. 3.2. Конфігурації стовбурів веж: а – призматична, б – пірамідальні, в – зі зламами граней, г – комбінована споруда з підпірками

Призматичні вежі (рис. 3.2 а) застосовуються при невеликих висотах, у випадку, коли по зовнішній поверхні вежі ковзає технологічне обладнання, при великих осьових зусиллях, що діють з горищної частини (водонапірні вежі). У призматичних вежах є певна нераціональність – еюра згинальних моментів не співпадає з формою вежі.

До переваг таких конструкцій належать:

- простота у виготовленні та монтажі,
- незначна кількість типорозмірів деталей,
- можливість влаштування рухомого обладнання вздовж стовбура.

До недоліків:

- перевитрати матеріалу,
- нераціональний розподіл металу,
- слабка архітектурна виразність.

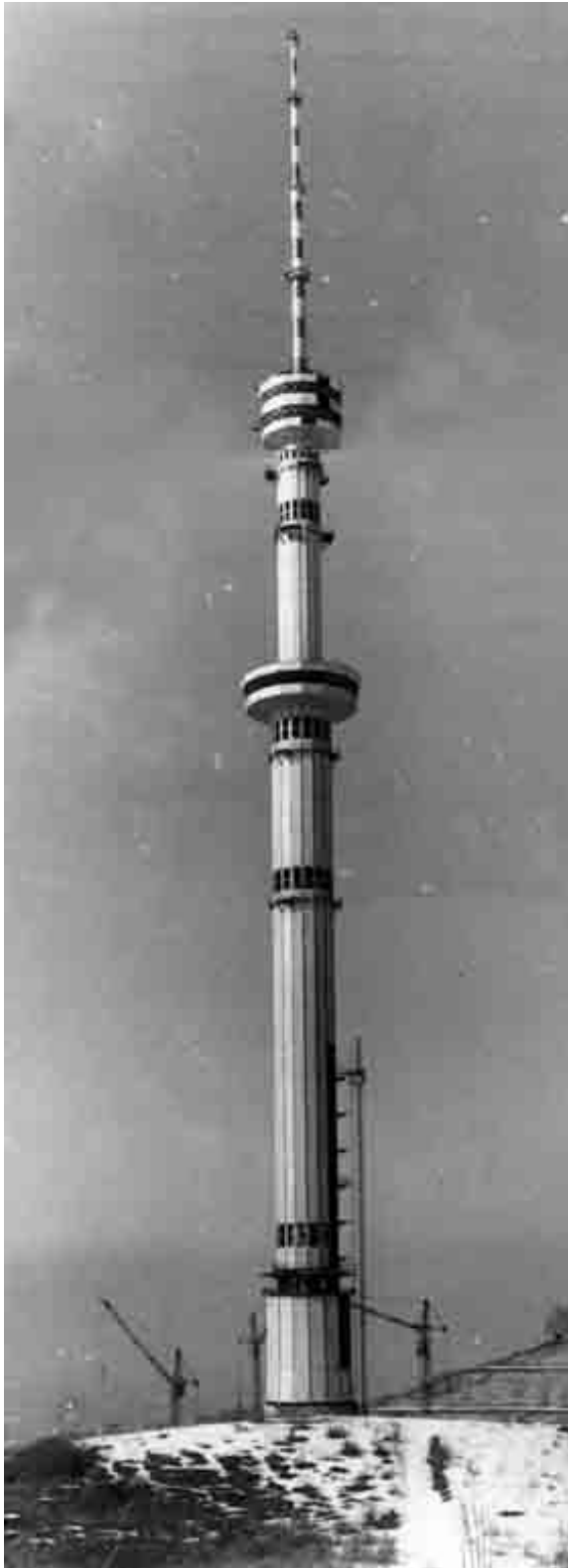


Рис. 3.3. Вежа у Алма-Аті

Пірамідальні вежі (рис. 3.2 б) частково зберігають позитивні технологічні риси призматичних та мають більш раціональний розподіл металу по висоті. До недоліків слід віднести малу повторюваність елементів решітки, що призводить до великої кількості їх типорозмірів. Пірамідальні вежі використовуються при великій висоті конструкції.

Вежі зі зламами граней (рис. 3.2 в) складаються з однієї або декількох пірамідальних частин та призматичної верхівки. З допомогою зламів граней легко досягти раціональної конфігурації споруди відповідно до величини згинальних моментів від вітрового навантаження. Злами граней також підвищують архітектурну виразність конструкції. Однак ці вежі мають істотні недоліки. Складним за виготовленням виявляється вузол, в якому відбувається злам граней. Ця складність значно збільшує витрати праці на влаштування з'єднання. Злам граней можна влаштувати шляхом комбінації декількох призматичних веж різного розміру (рис. 3.3).

Комбіновані вежі (рис. 3.2 г) являють собою конструкції, що складаються з призматичного стовбура, що підкріплений декількома підпірками. Така конструкція дещо споріднює їх з щоглами.

Монументальні вежі – каркаси під архітектурно-художні пам'ятники (рис. 3.4). Конфігурація таких веж залежить від конфігурації відповідного монумента. Прикладом монументальних споруд з баштовим каркасом служить “Батьківщина-Мати” (Київ, Україна), “Петро I” (Москва, Російська Федерація).



а)

б)

в)

Рис. 3.4. Монументальні вежі: а – Петро I, Москва (94 м); б – Батьківщина-Мати, Київ (80 м); в – Статуя Свободи, Нью-Йорк (46 м)

3.1.3. Конструктивне вирішення веж-атракціонів

Вежі з високим ступенем співосності несучих елементів у своїй переважній більшості належать до класу призматичних веж [4]. Основні елементи вежі з ковзним обладнанням зображені на рис. 3.5.

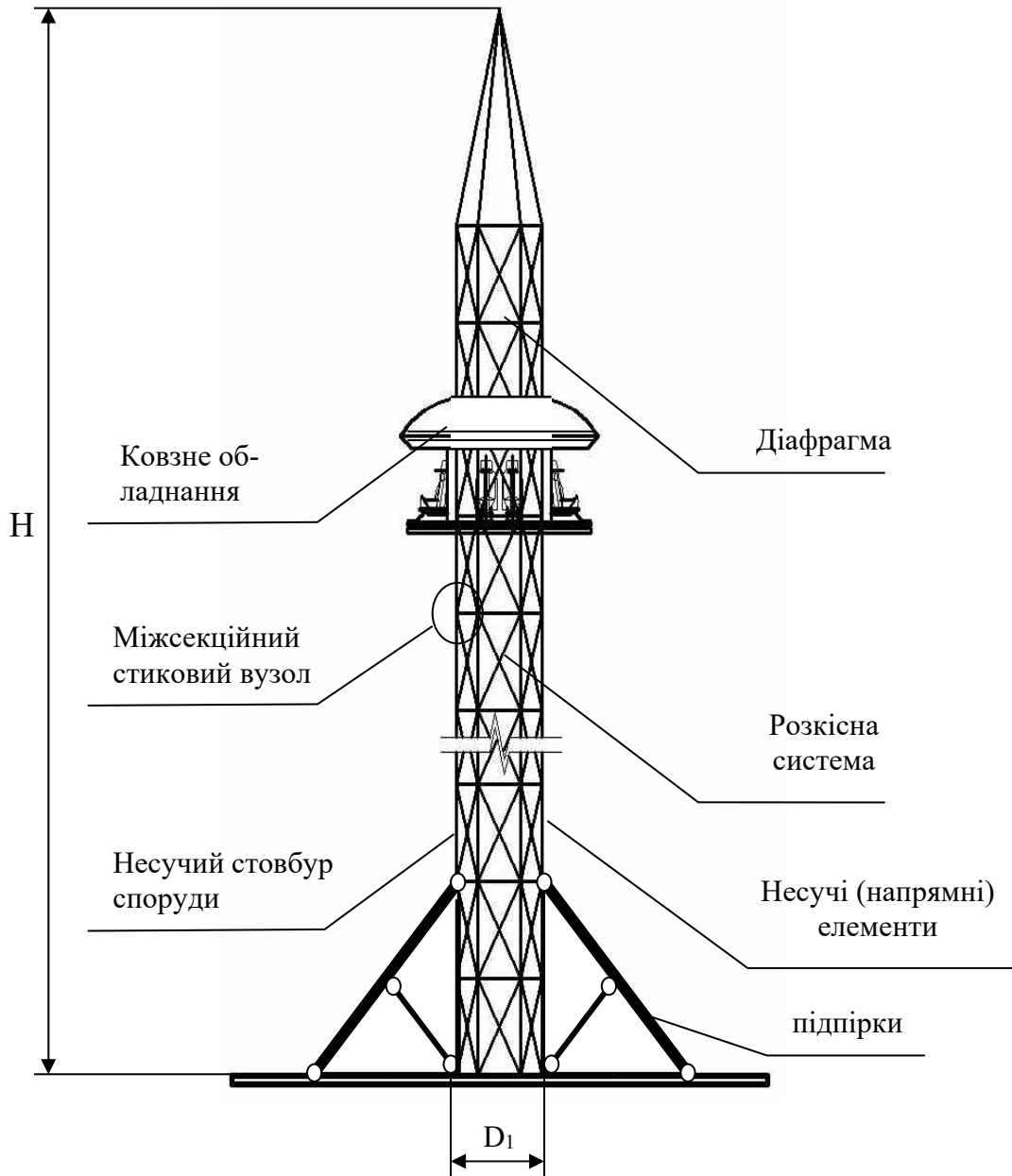


Рис. 3.5. Вежа з ковзним обладнанням

Вежі-атракціони складаються з наступних основних конструктивних частин – фундаменту (або несучої платформи), несучого стовбура, системи підпірок, ковзного обладнання, приводу.

Фундаменти та підготовка ґрунтів під фундаменти веж-атракціонів проектуються згідно [5, 6]. Однак безфундаментні вежі такі як “Аттракцион – башня с прямолинейным подъемом до 50 м” ТУ У 13326217.004 – 2001, що не потребують влаштування додаткового фундаменту комплектуються додатковою платформою з опірними п’ятами. Типове конструктивне вирішення металевої опірної рами під безфундаментну вежу-атракціон приведено у додатку В.

Несучий стовбур вежі-атракціону проектується згідно таких самих норм, як і звичайні вежі, тобто за рекомендаціями джерел [3, 4, 5, 6]. Однак при проектуванні необхідно враховувати вимоги [1]. Основними конструктивними елементами несучого стовбура є: несучі стійки, діафрагми, розкісна система, горищна частина.

Додаткові підпірки надають стовбуру вежі більшої просторової жорсткості. Зазвичай для вільного кінця підпірок влаштовують свій власний фундамент або приєднують до спільної несучої платформи. Несучі підпірки можуть влаштовуватися або з гнучких елементів – тросів з використанням попереднього напруження, або з круглих чи прямокутних труб, швелерів, таврів, двотаврів, кутиків, складених перерізів, елементи яких з’єднані з допомогою зварювання.

Ковзне обладнання являє собою ліфтову конструкцію, що рухається вздовж несучого стовбура за рахунок приводу. Конструювання рухомого обладнання ведеться згідно розрахункових зусиль з використанням нормативної документації [1, 7]. Типове конструктивне вирішення рухомого обладнання приведене у додатку Б. До каркасу ковзного обладнання приєднуються сидіння для пасажирів, що обладнують системою фіксації пасажирів (дугами безпеки та додатковими автомобільними пасками).

3.2. Типи перерізів елементів

Матеріали та прокат, що використовуються для несучих конструкцій металевих веж, детально описані у [9].

Несучі елементи веж з високим ступенем співосності несучих елементів на даний момент у переважній більшості виконуються з круглих та прямокутних труб. Лише в окремих випадках та при незначній висоті вежі використовують кутикові та комбіновані (хрестові, коробчаті) перерізи несучих елементів (рис. 3.5).

Круглі труби мають істотну перевагу у порівнянні з прямокутними через свої високі аеродинамічні характеристики.

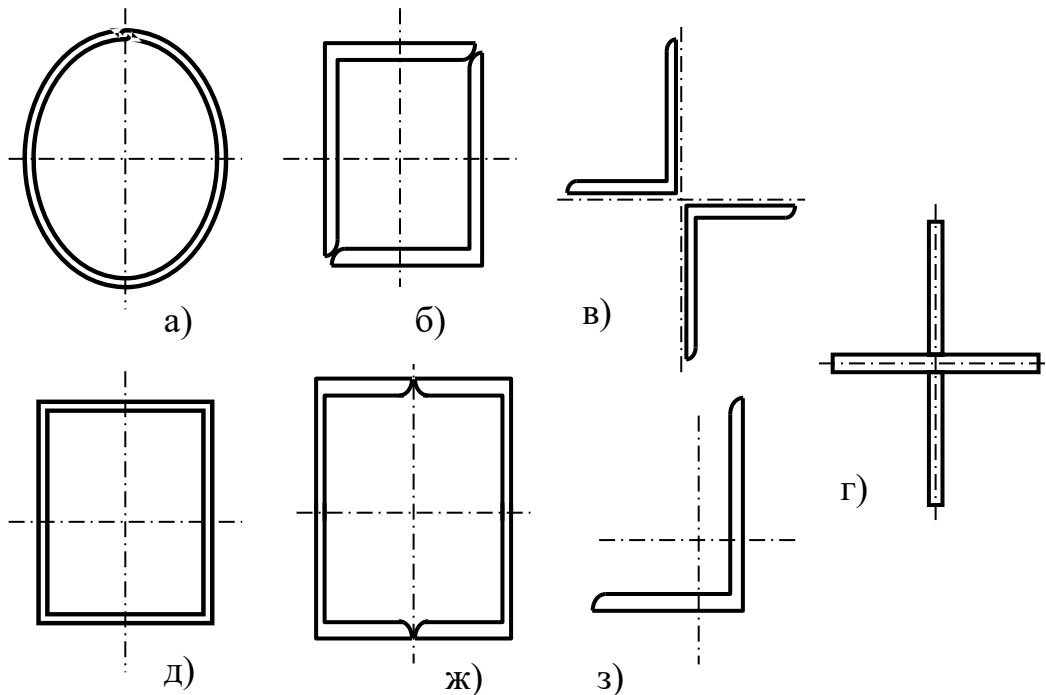


Рис. 3.5. Типи перерізів елементів веж: а – кругла труба; б, ж – коробчатий профіль; в, г – хрестовий профіль; д – прямокутна труба

Окрім цього круглі труби значно більш корозійно стійкі у порівнянні з іншими профілями та мають симетричну стійкість. Тому для веж висотою більше 40 м слід віддавати перевагу саме круглим трубам.

Водночас, влаштування примикання елементів решітки до круглої труби потребує значних витрат праці та складних фрезерувальних операцій. Це є суттєвим недоліком круглих труб.

Прямокутні труби набагато більш технологічні у обробці. У більшості випадків виготовлення вежі з прямокутними несучими трубами з точки зору витрат праці вигідніше на 20-30%.

Майже всі зарубіжні виробники веж-атракціонів комбінують прямокутні та круглі труби у своїх виробках таким чином: основні несучі стійки виконують з прямокутних труб, а елементи решітки – з круглих труб. Це конструктивне рішення пов'язане з суттєвим зменшенням працевитрат на виготовлення деталей та збір конструкції.

Основним обмеженням на використання прямокутних труб вітчизняними проектувальниками веж було те, що вони мають невеликий максимальний переріз та товщину стінки у порівнянні з круглими трубами. На Україні максимальний переріз прямокутні труби, що серійно виробляють, є розміром 120x120x6 мм. По спеціальному замовленню можуть відкатати труби 120x120 мм з товщиною стінки до 10 мм. Російські виробники серійно виготовляють гнуті прямокутні труби перерізом до 300x300 мм з товщиною стінки до 14 мм. Західноєвропейські та китайські фірми-виробники металевого прокату пропонують прямокутні труби ще більшого розміру. Однак ціна таких труб та транспортні витрати значно вищі за вітчизняні (див. табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Порівняння середньої вартості прямокутних труб,
виготовлених з металу однієї марки, станом на березень 2005 року

Вартість* 1 тони прямокутних труб, грн.			
Україна	Росія	Китай	Західна Європа
3 950	4 200	6 400	7 600

*(без врахування транспортних витрат)

До недоліків прямокутних труб слід віднести також меншу місцеву стійкість стінки (грані) у порівнянні з круглими трубами. Грань прямокутної труби фактично є площиною, а місцевий елемент круглої труби є більш жорсткою аркою. Тому при використанні для наскрізних металевих веж прямокутних труб у якості основних несучих елементів необхідно обов'язково враховувати можливість місцевих деформацій граней труб на ділянках примикання до них елементів діафрагм.

3.3. Конструктивне вирішення діафрагм

Діафрагми – горизонтальні площадки на просторовій вежі, що забезпечують її жорсткість, зберігаючи сталим її контур (переріз). Їх форма пов'язана з призначенням та поперечними розмірами вежі. Діафрагми повинні бути геометрично незмінними.

Формування діафрагм йде по класичному принципу вписаних багатокутників. За орієнтир беруть гнучкість елементів діафрагми.

Діафрагми за призначенням виконують також функцію робочого майданчику для обслуговування елементів вежі та розміщення на них технологічного обладнання. У таких випадках виконують додатковий розрахунок за принципом балочної клітки. Сама площадка повинна мати огорожу та повинна зашиватись настилом (рис. 3.6).

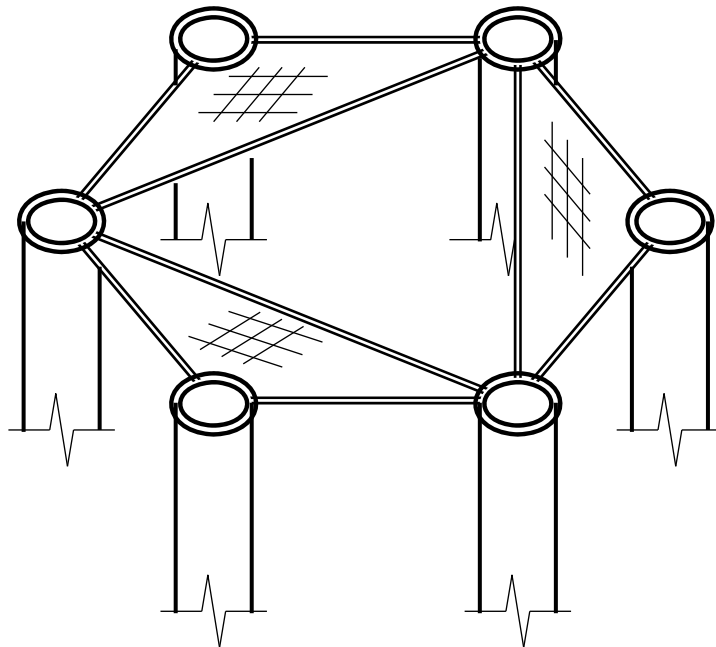


Рис. 3.6. Діафрагма шестигранної вежі

При великих розмірах перерізу вежі настил влаштовують тільки на певних ділянках діафрагми.

Для веж-атракціонів, де необхідна особлива жорсткість конструкції та особливий спротив зміні перерізу, діафрагми відіграють одну з головних ролей. Їх влаштовують надзвичайно жорсткими. Іноді використовують окрім звичайного принципу вписаних багатокутників ще і додаткові ребра жорсткості.

3.4. Конструктивне вирішення решітки

Решітка, що з'єднує основні несучі стовбури для наскрізних веж, забезпечує сумісну роботу стояків, сприймаючи зсувні поперечні зусилля. Тому саме цим і обумовлена її роль. Для спрощення розрахунку у розрахункових схемах допускається вважати з'єднання елементів решітки до нерозрізних стовбурів як шарнірне [4].

При обтиску гілок, що викликаний поздовжньою силою, стрижні розкісної системи повертаються. Виникає розсунення поясів. Оскільки розпірки перешкоджають розсуненню, виникають додаткові (вторинні) напруження [4].

Основні системами решіток, що застосовуються у вежах із ковзним обладнанням, зображені на рис. 3.7.

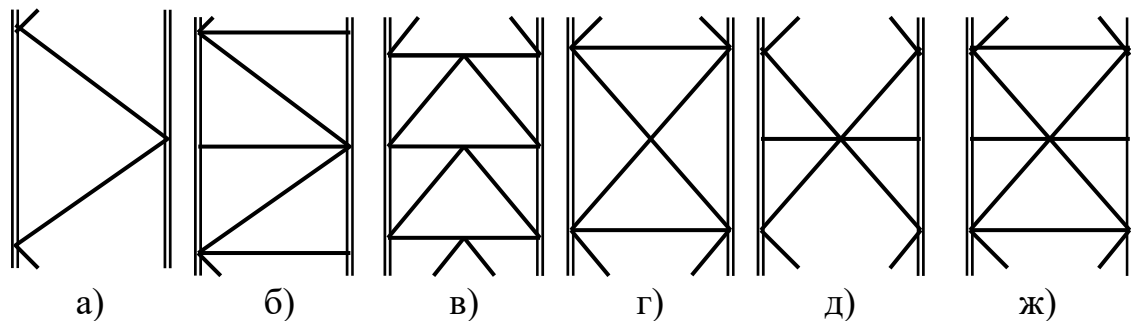


Рис. 3.7. Схеми решіток: а – трикутна, б – трикутна з розпірками, в – напіврозкісна, г – хрестова, д – ромбічна, ж – хрестово-ромбічна

Найбільш проста у конструктивному відношенні – **трикутна** решітка (рис 3.7 а) сприймає тільки поперечну силу. При обтиску поясів, вони можуть вільно розсуватися. Тому вторинні напруження не виникають. Основним недоліком такої решітки є велика вільна довжина поясів у межах панелі. Тому для високих (більше 70 м) веж з великими поперечними розмірами їх застосовувати не доцільно. Окрім цього для веж з ковзним обладнанням не рекомендується влаштовувати цей тип решітки через те, що на стадії виготовлення необхідно влаштовувати технологічні розпірки для збереження міжосьових відстаней несучих труб. Цей тип решітки використовується у металевих каркасах баштових та стрілових кранів, а також у комунікаційних антенах.

При встановленні додаткової перетинки отримуємо **трикутну з розпірками** решітку (рис. 3.7 б). Розпірки стримують розсунення гілок та їх вигину. Розрахункова довжина поясу у порівнянні з попередньою решіткою зменшується вдвічі. Ця система є найбільш широко

вживаною для веж – атракціонів. Її використовують для своїх споруд майже усі світові лідери по виробництву вищезгаданого обладнання. Така решітка у порівнянні з попередньою вдвічі зменшує вільну довжину гілок. Цей тип решітки також використовується для невеликих телевізійних та комунікаційних веж, він зручний до формування у заводських умовах просторових секцій веж.

Напіврозкісна система (рис. 3.7 в) решітки аналогічна хрестово-ромбічній за витратами матеріалу. Дослідження на програмних комплексах показали, що за інших рівних умов у елементах напіврозкісної системи виникають зусилля, аналогічні зусиллям, що виникають у хрестово-ромбічній решітці, окрім зусиль від обтиску поясів [4].

Хрестова решітка (рис. 3.7 г) у порівнянні з трикутною з розпірками має вдвічі більшу кількість розкосів. Однак ця система дозволяє враховувати у роботі тільки розтягнуті розкоси, нехтуючи стиснутими [4]. Це дозволяє влаштувати розкоси із гнучких (тросових, пруткових) елементів.

У такій системі доцільно влаштування попередньо напружених розкосів для включення у роботу і стиснуті елементи. Влаштування попереднього напруження підвищує загальну жорсткість системи.

Однак, влаштування попереднього напруження призводить до додаткових напружень у ненапружених елементах споруди. Досвід показує, що перехід на попередньо напружені гнучкі зв'язки дає позитивний економічний ефект.

Ромбічна решітка (рис. 3.7 д) є геометрично змінною. Тому необхідне влаштування додаткових розпірок. Така решітка отримала найбільше розповсюдження у вежах для витяжних труб. При влаштуванні цього типу решітки деякі джерела [4] рекомендують влаштувати розпірку лише у верхньому ромбі. Досвід зарубіжних виробників веж-атракціонів показав, що даний тип решітки ефективний при висоті веж більше 100 м.

Хрестово-ромбічна решітка (рис. 3.7 ж) використовується в основному для величезних телевізійних веж. Цьому типу решітки притаманні позитивні і негативні риси хрестової та ромбічної решіток.

З огляду на вищесказане для веж – атракціонів до 75 м бажано застосовувати трикутну систему решітки з розпірками, а при більшій висоті споруди – хрестовий чи ромбічний тип.

3.5. Вузли з'єднання основних несучих елементів (міжсекційні стики)

Стовбур веж-атракціонів рекомендується виготовляти з окремих секцій, виходячи з умов транспортабельності та збірності – розбірності конструкції. Основні несучі елементи таких веж можна з'єднувати між собою двома способами: роз'ємним та нероз'ємним. До роз'ємних з'єднань, насамперед належать, з'єднання на опірних фланцях, з'єднання з допомогою втулок, з'єднання на рознесених фланцях, з'єднання з допомогою спеціальних муфт та комбінації цих типів. До нероз'ємних з'єднань належать з'єднання з допомогою зварювання з використанням бандажів, перехідників, вставок. Далі будуть розглянуті з'єднання, що влаштовують для веж, несучі труби яких виконані з круглих труб.

3.5.1. Влаштування нероз'ємних з'єднань секцій

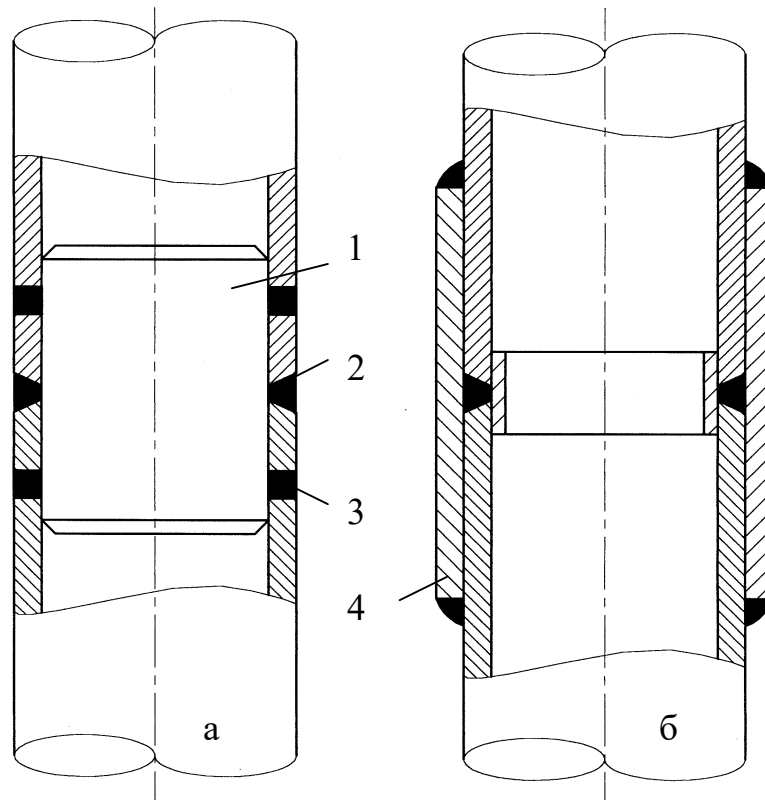


Рис. 3.8. Типові нероз'ємні з'єднання несучих елементів веж: а – з допомогою перехідної втулки (1), кільцевого шва (2) та електрозаклепок (3); б – з допомогою кільцевого шва та бандажу (4)

Для атракціонів-веж нероз'ємне міжсекційне з'єднання влаштовується виключно рідко. Лише у випадках, коли прийняте рішення

про постійне місцезнаходження вежі на певному місці використовують цей тип між секційного з'єднання. Крім цього виконання зварювальних робіт приходить у виконувати не у заводських умовах, а на будівельному майданчику, на висоті.

Типові конструктивні рішення з'єднань несучих круглих труб, виконаних з допомогою зварювання, репрезентовані на рис.3.8.

3.5.2. Влаштування з'єднань на фланцях

Монтажне роз'ємне з'єднання секцій веж найчастіше влаштовують за допомогою фланців на високоміцних та звичайних болтах (додаток 8), циліндричних чи конічних штифтах (рис. 3.10). Фланець являє собою пластину правильної (часто круглої чи прямокутної) форми з отворами для відповідних болтів. Він приєднується до несучої стійки за допомогою зварювання встик або за допомогою додаткового перехідника (рис. 3.9).

Високоточні (призонні) фланці влаштовують з додатковим центруючим буртиком [6, 10, 11], а іноді – із спеціальними вивільненнями для ковзного обладнання (рис. 3.11).

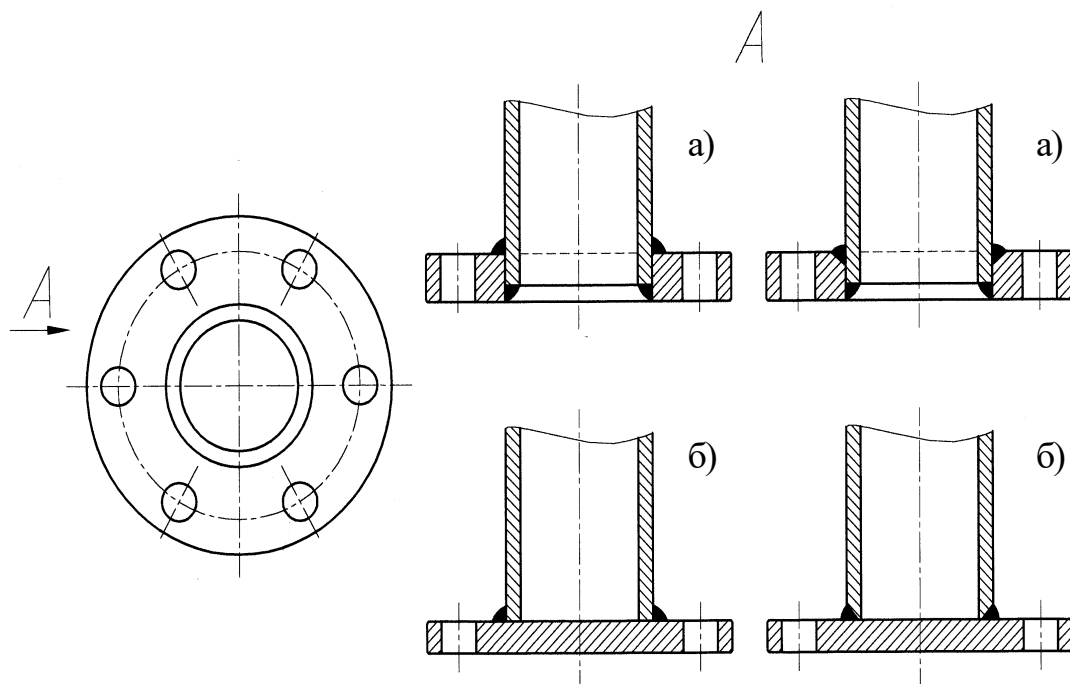


Рис. 3.9. Варіанти виконання фланцевих з'єднань для металевих веж: а – з'єднання з проваром з двох боків, б – з'єднання встик

Розрахунок фланцевого з'єднання детально описаний у [6, 10, 11, 12, 13].

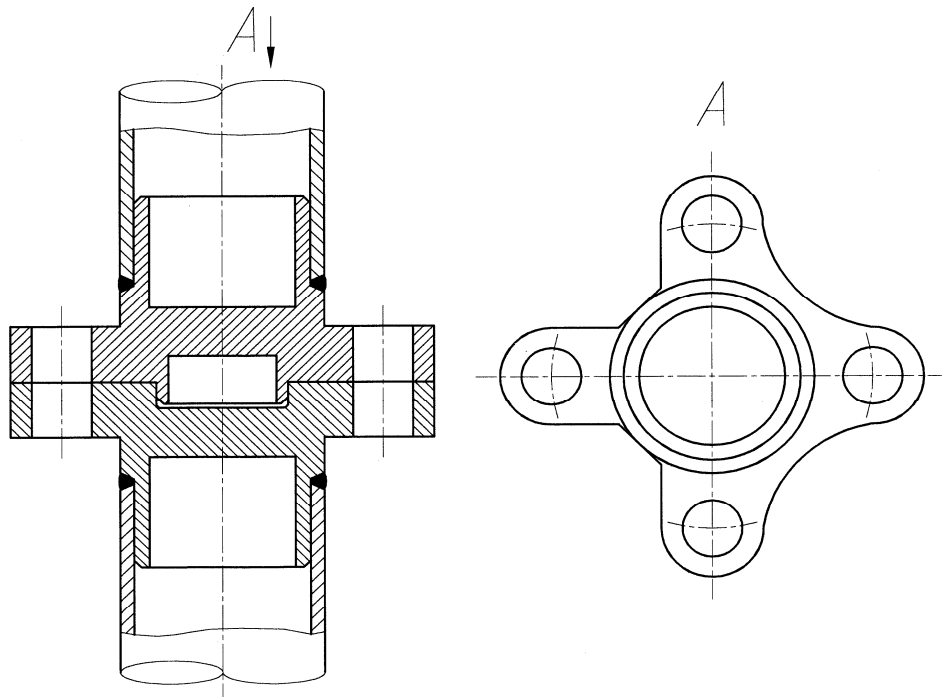


Рис. 3.10. Прецизійне фланцеве з'єднання з вибіркою

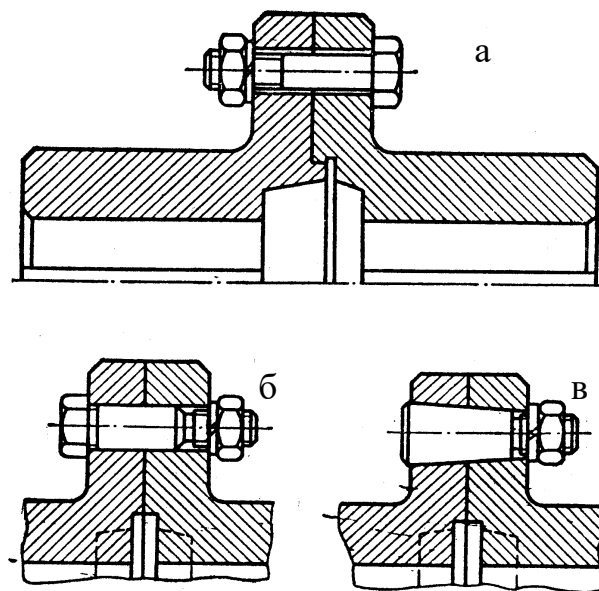


Рис. 3.11. З'єднання фланців: а – на звичайних болтах, б – на циліндричних призонних болтах, в – на конічних штифтах

3.5.3. Влаштування з'єднань на втулках

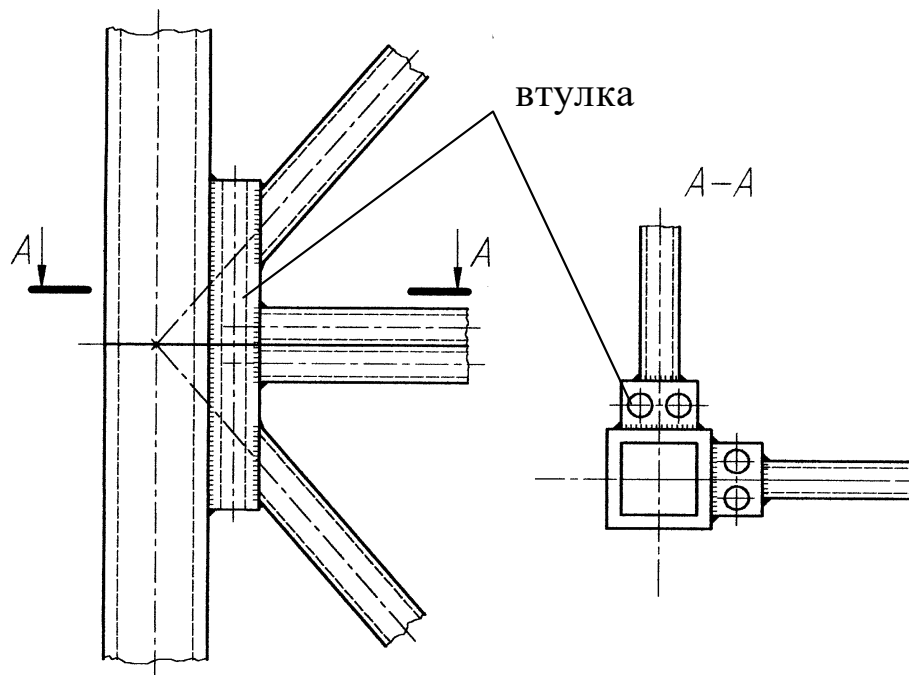


Рис. 3.12. Влаштування з'єднань несучих труб чотиригранної вежі на втулках

Цей тип міжсекційного з'єднання використовують такі зарубіжні виробники веж атракціонів, як Antonio Zamperla та Preston&Barbieri. Воно є заміником фланцевого з'єднання, однак вивільняє необхідну площу для ковзного обладнання. Міцність з'єднання визначається довжиною поздовжнього шва та міцністю з'єднувальних болтів, штифтів чи шпильок.

3.5.4. Влаштування з'єднань на спеціальній муфті

Цей вид з'єднань належить скоріше до машинобудування, аніж до будівництва. Таким способом з'єднуються вали машинних приводів [6, 11], де необхідно передавати значні крутні моменти. Але в деяких випадках з'єднання секцій веж за допомогою спеціальних муфт є доцільним, а іноді – єдино можливим. На рис. 3.11 запропоноване вузлове з'єднання за допомогою спеціальної муфти трубчастих несучих елементів вежі висотою 33,5 м, сконструйований авторами монографії.

Цей вузол складається з таких конструктивних елементів.

1 - трубчасті несучі елементи, що необхідно з'єднати між собою, забезпечивши високий рівень точності зовнішніх поверхонь труб, а

також максимально вивільнити зовнішню поверхню для можливості ковзання ролика технологічного устаткування.

2,3 – вставка-палець та відповідної вставки-втулки. Ці елементи, виконані з кругляка, з'єднують з несучими трубами за допомогою зварювання кільцевим швом, для чого на влаштовують фаску згідно рекомендацій [3]. Додатково для збільшення зчеплення можна влаштувати несучі електрозаклепки (5). Зварювальні шви необхідно зачистити шліфувальними машинками врівень. Вставка-палець може мати конічний хвостовик для полегшення збирання-розбирання секцій вежі. Йому відповідає аналогічний конічний паз на вставці-втулці.

4 – конічний штифт служить затяжним пристроєм. Його виготовляють із якісних сталей з високою поверхневою твердістю для зменшення зносу. Затяжка штифта здійснюється гайкою (звичайною чи корончастою). Доцільно додатково шплінтувати гайку для уникнення можливого розкручування.

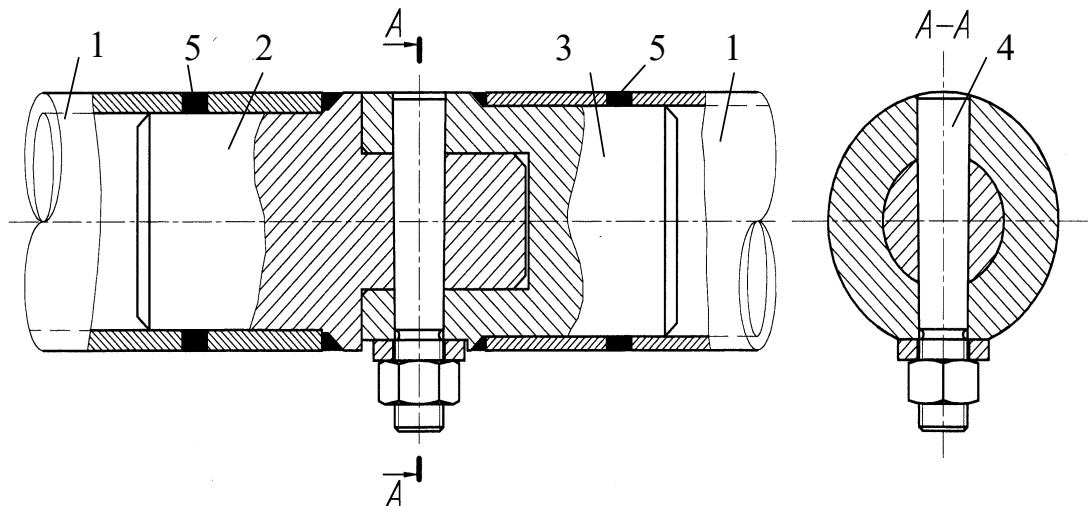


Рис. 3.13. Влаштування з'єднань несучих труб вежі на спеціальній муфті: 1 – несучі труби, 2 – вставка-палець, 3 – вставка-втулка, 4 – конічний штифт, 5 – додаткові електрозаклепки.

Таке з'єднання є надійним, добре працює на стиск і розтяг та сприймає незначні крутні моменти [11]. Міцність з'єднання визначається міцністю конічного штифта на зріз та зминання а також міцністю зварювальних стиків.

Однак вузол має істотний недолік – високі працевтрати при виготовленні та влаштуванні та необхідність у точному інструментальному виробництві.

Розрахунок даного вузлового з'єднання на скручування докладно приведений у [11]. Але у прецезійних вежах-атракціонах воно працює головним чином на розтяг-стиск.

Нехай нам необхідно з'єднати дві труби з зовнішнім діаметром D та товщинами стінок відповідно Δ_1 та Δ_2 , причому $\Delta_1 > \Delta_2$. Максимальні допустимі напруження у трубах - $[\sigma]$. З'єднання виконуємо на конічному штифті з малою конусністю (від 1:50 до 1:25). Досвід показує, що руйнування радіального штифта відбувається по поверхнях зрізу, а не внаслідок зминання. Допустимі зрізаючі напруження у конічному штифті - $[\tau]$.

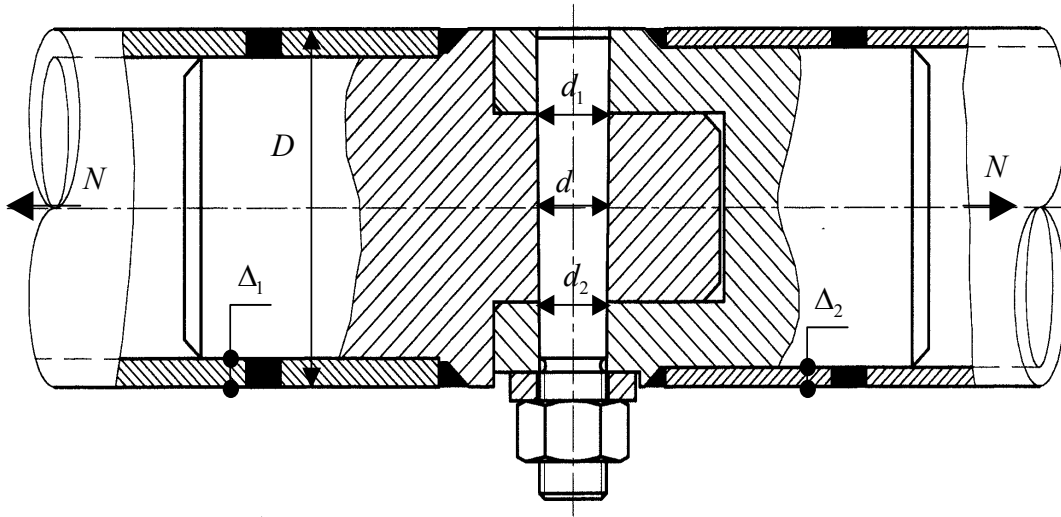


Рис. 3.13а. Схема до розрахунку міжсекційного вузла на муфті

Радіальний штифт повинен сприймати навантаження на зріз більше, аніж найбільш потужна труба у з'єднанні сприймає навантаження розтягу. Виходячи з цих міркувань та з [14], записуємо залежність

$$[\tau] \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sum_{i=1}^2 d_i^2 > [\sigma] \cdot \frac{\pi \cdot (D^2 - (D - 2 \cdot \Delta_1)^2)}{4}, \quad (3.1)$$

$$\sum_{i=1}^2 d_i^2 > 2 \cdot \Delta_1 \cdot \frac{[\sigma]}{[\tau]} \cdot (D - 2 \cdot \Delta_1). \quad (3.2)$$

При малій конусності $d_1 \approx d_2 \approx d$. Звідки діаметр штифта по середній лінії буде складати

$$d = \sqrt{\frac{[\sigma] \cdot \Delta_1 \cdot (D - 2 \cdot \Delta_1)}{[\tau]}}. \quad (3.3)$$

Наприклад, при трубі, виготовленій із Сталі 20 ($[\sigma] = 240 \text{ МПа}$) та штифта із Сталі 45 ($[\tau] = 250 \text{ МПа}$) [14] діаметр штифта по середній лінії для різних діаметрів труб приведений у табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Залежність діаметра кінцевого штифта по середній лінії
від геометричних характеристик труби

Характеристики труби, мм		Діаметр штифта d , не менше, мм
Діаметр D , мм	Товщина стінки Δ_1 , мм	
57	4	13,7
57	6	16,1
76	4	16,2
76	6	19,2
89	6	21,1
89	8	23,7
89	10	25,8
102	8	25,7
102	10	28,1
102	12	30,0

Далі відповідний штифт перевіряють на зминання у зоні контакту з відповідними елементами муфти.

3.5.5. Влаштування комбінованого з'єднання

Комбіноване з'єднання являє собою сукупність звичайних видів з'єднання у одному вузлі. Його влаштовують через технологічну необхідність або для страховки відповідального, дуже навантаженого вузлу [17].

Для прецезійних веж комбінують в основному фланцеве з'єднання та з'єднання з додатковими перехідниками або відповідні вузли на спеціальних муфтах у комбінації з рознесеними фланцями.

Для виготовлення такого з'єднання треба на 50-60% більше працевитрат, аніж при влаштуванні з'єднань, згаданих у п.п.3.5.2 - 3.5.4. Однак воно є більш надійним та рекомендується для використання у вежах-атракціонах.

Методика розрахунку комбінованого з'єднання, зображеного на рис. 3.14, повинна враховувати спільну роботу елементів даного вузла. При розтязі несучих труб болтове поле у напівфланці працює на розрив, а запірний радіальний штифт у муфті – на зріз. Стискаючі зусилля сприймають опірні поверхні напівфланців та торці труб. Крутні моменти сприймаються радіальним штифтом та болтовим полем. Згинальні зусилля сприймаються болтовим полем та бічними поверхнями елементів муфти.

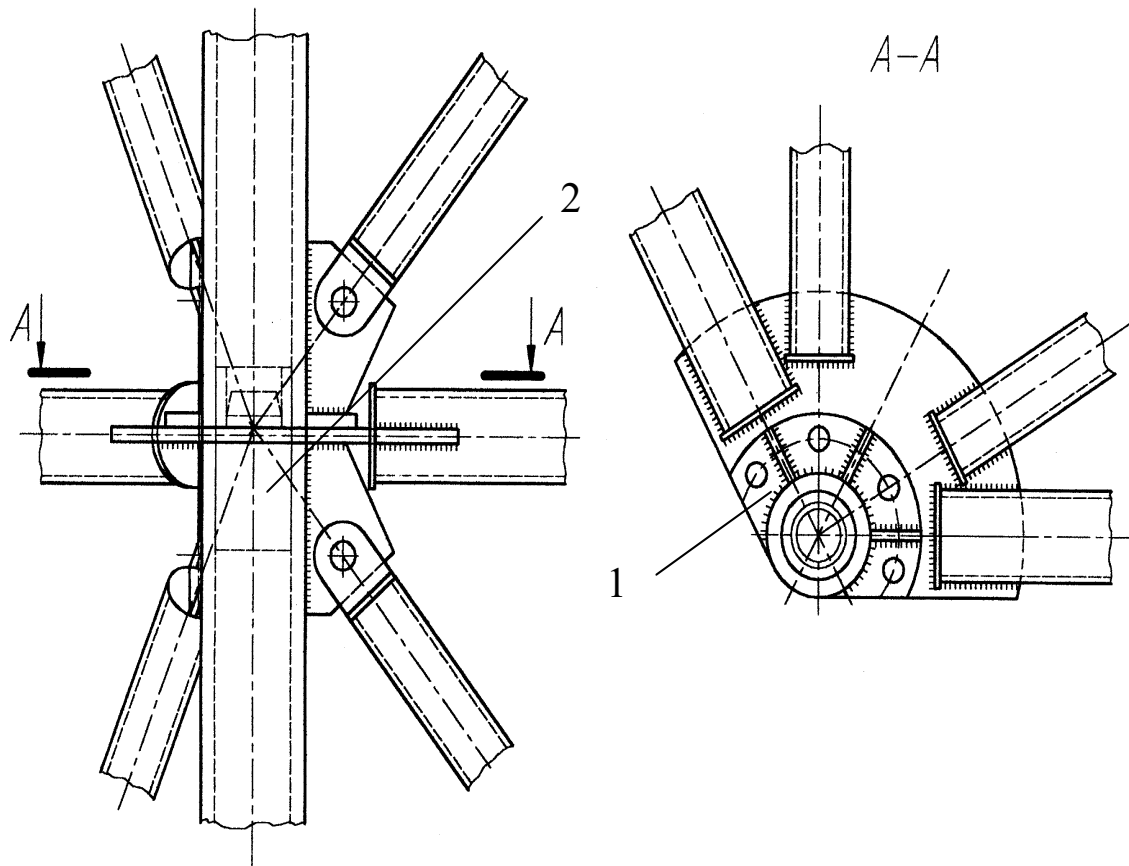


Рис. 3.14. Влаштування міжсекційного комбінованого з'єднання несучих труб шестигранної вежі: 1 – напівфланець, 2 – з'єднувальна муфта на штифті

3.6. Конструктивне вирішення безфундаментних споруд

Безфундаментні вежі-атракціони отримали широке розповсюдження по всьому світу. Вони є більш конкурентно спроможними у порівнянні з фундаментними вежами. Замовникові, який влаштовує таку вежу, немає потреби виконувати фундаментні роботи, що значно пришвидшує монтаж споруди. Кращі світові безфундаментні вежі після доставки на будівельний майданчик монтуються за 2 – 5 діб.

Однак такі вежі мають декілька суттєвих недоліків. Перший та головний з них це необхідність врахування окрім міцності та стійкості споруди при розрахунках ще й стійкість від перекидання. Така споруда більш металоемка та менш технологічна. Безфундаментна вежа займає мінімум у 10 раз більше площі у порівнянні з класичною. У багатьох випадках жорстка платформа такої споруди потребує привантаження додатковими залізобетонними балками.

Більшість платформ безфундаментних веж виготовляють з потужних швелерів чи двотаврів. Вони являють собою плоску рамну конструкцію, що влаштовується секційною, виходячи з вимог транспортування. За вимогами архітектурної виразності рама зашивається профільованим листом, алюмінієвим чи сталевим ромбічним листом. Часто на платформі влаштовують куполи або панорамні панно.

Прикладом влаштування безфундаментної споруди може служити вежа атракціону “Магнетик-XXL” висотою 50 м (див. рис. 1.11) та вежа атракціону “Шторм” (додаток Г).

Висновки

Під час конструювання веж-атракціонів слід пам’ятати про архітектурну виразність, легкість конструкції [16, 17].

У таких конструкціях висотою до 50 м влаштування попереднього напруження не доцільно. Перевагу слід віддавати трикутній системі решітки з розпірками.

Вузлові з’єднання повинні бути технологічними у виготовленні. Необхідно прагнути мінімізувати витрати праці та металу на виготовлення відповідної конструкції.

Для прецезійних відповідальних веж рекомендовано влаштовувати комбіноване з’єднання з дублюванням елементів, що сприймають зусилля та з центруючими частинами [17].

Конструкцію конструюють секційною, виходячи з вимог транспортабельності та монтажу споруди. Для прецезійних веж слід віддавати перевагу секціям довжиною від 4,5 до 7 м через суттєві повідки заводського прокату.

Література

1.

2.

3.

4.

5.

6.

7.

8.

9. Металеві конструкції. Підручник. Частина 1 / В. Сverdлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003.– 263 с.

10.

11.

12.

13.

14.

15.

16. The new Washington Convention Center. By T.F. Mariani, Mark Tamaro, Roger Kerley, and Tom Wendel. Civil engineering magazine. May 2003. www.pubs.asce.org/ceonline/newce.html.

17. Сverdлов В.Д., Сіянов О.І., Попов В.О. Удосконалення вузлових з'єднань башт з високою ступінню совісності труб. Вісник ДДАБіА 2003-2 (39). С.251 – 253.

Розділ 4

ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ТА ВЛАШТУВАННЯ БАШТОВИХ СПОРУД З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ СПИВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ

4.1. Технологія виготовлення

Технологічний процес виготовлення металевих веж включає такі технологічні операції:

- підготовка металу;
- виготовлення деталей;
- складання та зварювання конструктивних елементів;
- фарбування та відвантаження конструкції.

4.1.1. Підготовка металу

Метал, що поставляється для виготовлення металоконструкції вежі, повинен відповідати вимогам, обумовленим у відповідному нормативному документі (ДСТУ), про що свідчить відповідний сертифікат. Однак в процесі перевезення, навантажувально-розвантажувальних робіт метал деформується, ржавіє, забруднюється. Тому необхідно виконувати попередню підготовку металу: правку металу, очистку та консервацію.

А) Правка металу [3, п.1.13]

До деформацій, що найчастіше виникають у металі, належать: хвилеподібність листової сталі, вигини прокату, вм'ятини... Ці деформації призводять до погіршення характеристик конструкції, ускладнюють виготовлення деталей, погіршують умови розмітки та різки.

Широко застосовують такі методи правки металу: правка вигинанням та розтягуванням у холодному стані, правка місцевим підігрівом. Вимоги до правильних операцій приведено у таблиці 4.1.1 [3, 4].

Правку однократним вигинанням для усунення кривизни у сортовому матеріалі виконують на правильно - згинальних пресах (рис. 4.1, рис. 4.11, рис. 4.12).

Правку багатократним вигинанням виконують на дворядних вальцях (рис. 4.2). Під час цієї правки прокат піддається багаторазовому знакозмінному вигинанню, внаслідок чого початкові напруження знімаються та елемент виправляється.

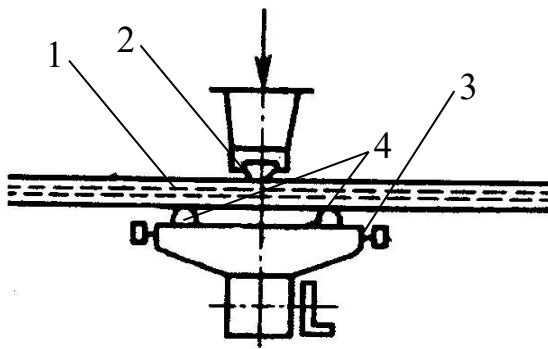


Рис. 4.1. Схема виправлення профільної сталі на горизонтальному правильно-згинальному пресі: 1 – балка, що виправляється, 2 – кулачок, 3 – штурвал, 4 – опори преса

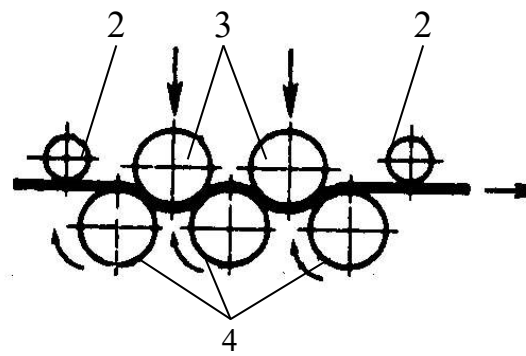


Рис. 4.2. Схема виправлення листової сталі на вальцях: 1 – листовая сталь; 2 – напрямні вальці, 3, 4 – верхні та нижні вальці

Правка місцевим підігрівом заключається у наступному. При нагріванні випуклої сторони прокату до температури, що перевищує 600°C , реактивні напруження не нагрітої зони викликають осадку

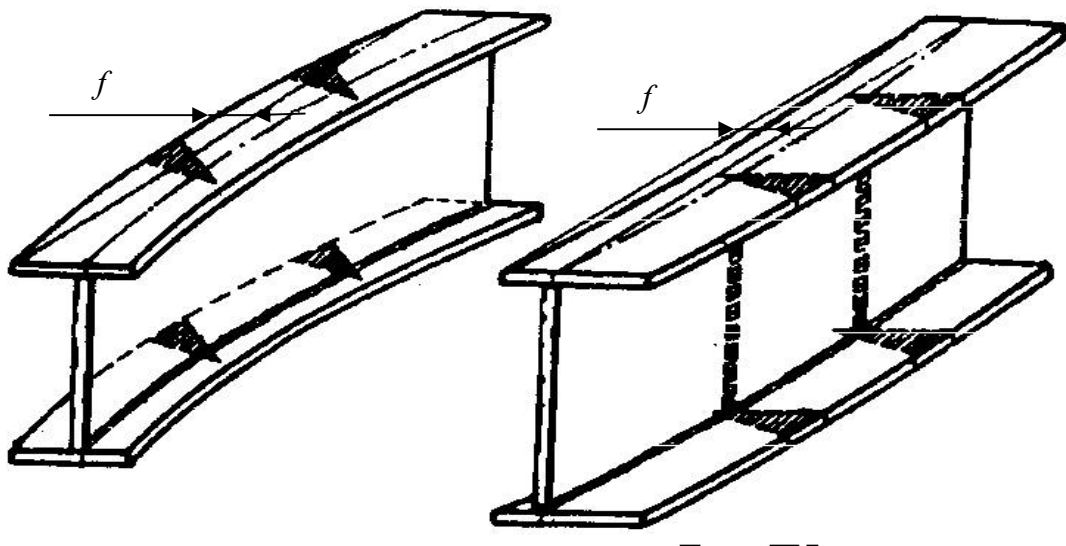


Рис. 4.3. Правка серпоподібності балок місцевим підігрівом: а – нагрівання трикутниками, б – нагріванням стрічками та трикутниками, f - стріла серпоподібності

(укорочення) волокон нагрітої зони, внаслідок чого їх довжина стає меншою у порівнянні з початковою. Елемент виправляється. Правку виконують полум'ям газових горілок ділянок прокату у вигляді трикутників чи стрічок (рис. 4.3).

При правці прокату з термостійких сталей температура нагріву не повинна перевищувати температуру високого відпуску (~700°C) [4]. Ця вимога необхідна для уникнення явищ зменшення міцності.

Б) Очищення та консервація

Найбільше розповсюдження отримало очищення матеріалу шляхом обробки сухим абразивом (дробеструминна, дробеметна, піскоструминна, металічним піском) або механізованим інструментом (дротяними щітками, шліфувальними машинками).



Рис. 4.4. Дробеструминна установка для обробки деталей веж розміром до 1000x1000x500 мм

При дробеструминній (рис.4.4) чи дробеметній обробці на поверхню листової сталі, що підлягає очищенню, використовують дріб розміром 0,3...1 мм, виготовленого з чавуну чи сталі. Для очищення поверхні сталюго прокату використовують чавунний чи сталюгий пісок

розміром 0,3...2 мм. При взаємодії абразиву з поверхнею матеріалу іржа чи окалина від'єднуються від поверхні металу, поверхня стає шерсткою, що збільшує адгезію лакофарбових матеріалів.

Установки по очищенню матеріалів застосовують окремо, або у складі поточних ліній, забезпечуючи очищення поверхні та захист поверхні сталі від корозії.

Для захисту металу очищеного прокату від корозії на період його виготовлення виконують ґрунтування прокату швидковисихаючими ґрунтовками, що не перешкоджають зварюванню (наприклад, ВЛ-023).

4.1.2. Виготовлення деталей

Процес виготовлення деталей складається з таких операцій: розмічування (з виготовленням шаблонів), різання, утворення пазів чи отворів, фрезерування, шліфування, гнуття. Працевитрати виготовлення деталей складають близько 30% від загальних працевитрат виготовлення вежі.

4.1.2.1. Механічне різання

Механічне різання деталей для веж виконують на ножицях, пи-

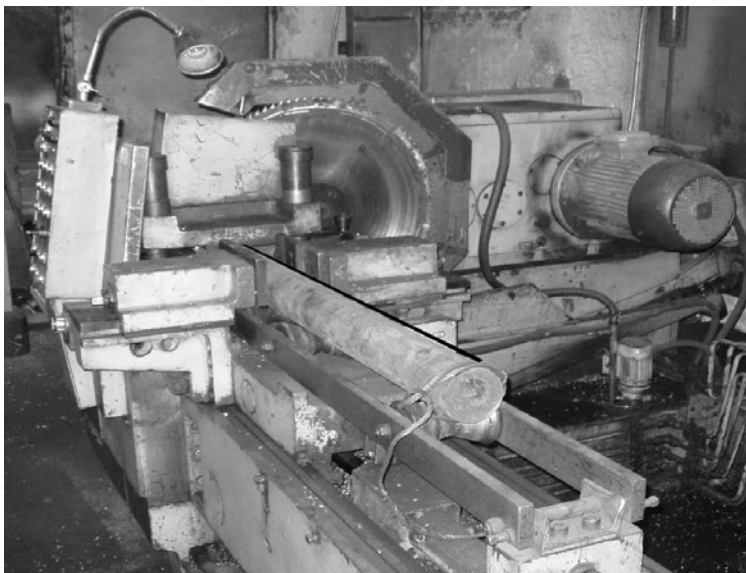


Рис. 4.5. Пила Гейлера

лах (рис. 4.5), абразивно-відрізних станках, штампах.

Найбільше розповсюдження для різання листового матеріалу товщиною до 20 мм отримали гільйотини, що являють собою систему з двох ножів – рухомого та нерухомого. Профілі ріжуть на універсальних сортових ножицях.

Однак існує ряд недоліків різання на ножицях. Це, насамперед, високі витрати ручної праці, низька якість кромки, низька точність деталей.

Різання труб та кругів виконують на пилах із зубчастими дисками. Цей спосіб забезпечує більшу чистоту кромки, ніж різання на но-

жицях, однак менш продуктивний. Більшу продуктивність мають абразивно-відрізні станки.

4.1.2.2. Термічне різання

До термічного різання належать кисневе та газоелектричне (плазмове) різання.

Кисневе різання дозволяє здійснювати вирізання заготовок будь-якої форми, практично будь-якої товщини. Цим видом різання обробляється до 50% усієї листової сталі [4]. Принцип різання базується на властивості сталі вигорати при температурі нижче температури плавлення сталі у струмені чистого кисню. В якості робочого (горючого) газу використовують в основному ацетилен, метан, пропан, бутан. Киснева різка буває ручною та механізованою. Основними дефектами при кисневій різці є нерівна скошена кромка, тріщини на кромках різання, напливи, зони термічного відпуску при різці зміцнених сталей.

Плазмовим різанням в основному ріжуть деталі веж з алюмінію, легованих сталей. В якості робочих газів для утворення плазми використовують аргон, азот, кисень, суміш кисню з азотом, суміш водню з азотом, вуглекислий газ.

4.1.2.3. Утворення отворів

Для баштових споруд у деяких вузлах та елементах необхідно виконувати отвори для болтового та заклепочного з'єднання. Насамперед це стикові міжсекційні фланці, кронштейни для кріплення обшивки та підвісного обладнання. Отвори можуть бути круглої, овальної та складної форми. Отвори виконують на стадії виготовлення деталі або у зібраному стані. Вимоги до отворів детально описані у п.1.64 – п.1.72 [3].

Основними методами утворення отворів є продавлювання та свердління. Вибір способу отримання отворів залежить від необхідної якості та точності виготовлення, товщини та виду сталі, розмірів та маси деталей, наявності обладнання [4].

Продавлювання здійснюється пробивними пресами за допомогою штампів та матриць. Продавлювання допускається виконувати згідно табл. 4.1. Продавлюванням не допускається виконувати отвори, що влаштовують для клепаних конструкцій, отвори для високоміцних болтів, а також при підвищених вимогах до точності розташування отворів.

Таблиця 4.1

Тип сталі	Маловуглецева сталь	Низьколегована сталь	Високоміцна сталь
Товщина	До 25 мм	До 20 мм	До 10 мм

Для свердління використовують дрилі, вертикально-свердлильне (отвори діаметром до 75 мм) та радіально-свердлильне (рис. 4.6) обладнання (отвори діаметром до 80 мм).

4.1.2.4. Фрезерування та токарна обробка

Обробка фрезеруванням, струганням, шліфуванням забезпечує необхідну форму поверхні стикових кромek деталей під зварювання, видаляє дефектні зони, що утворилися при термічному чи механічному різанні та свердлінні. Умови для обов'язкової механічної обробки деталей веж приведені у табл. 4.2.

Стругання виконують на стругальних станках, робочим елементом яких є різець, якому надається зворотно-поступальний рух (у поздовжньо-стругальних – такий рух надається деталі (рис. 4.9).



Рис. 4.6. Радіально-свердлильний станок

Таблиця 4.2

Спосіб вирізання	Тип сталі, товщина	Тип деталі, конструктивні умови роботи	Умови роботи конструкції
Ручна киснева	Низьколеговані ($R_y \leq 600 \text{ МПа}$) та термічно покращенні будь-якої товщини	Деталі, що не підлягають зварюванню	Будь-які
Механічна (на ножицях)	Низьколеговані ($R_y \leq 600 \text{ МПа}$) будь-якої товщини	Деталі, що працюють на розтяг	Будь-які
	Вуглецеві товщиною більше 10 мм	Будь-які	Будь-які
	Будь-які	Розрахункові деталі, що сприймають динамічне навантаження	При температурі нижче -40°C
	Низьколеговані ($R_y \leq 600 \text{ МПа}$)	Косинки секцій веж	Будь-які
Машинна киснева та плазмова	Будь-які	Розрахункові деталі, що сприймають динамічне та вібраційне навантаження	При температурі нижче -40°C

Обов'язково необхідно фрезерувати контактні поверхні міжсекційних фланців веж, торці примикання елементів решітки у випадку їх примикання без перехідної косинки, елемент опори вежі при передачі зусиль від стійок вежі до опорного фундаменту чи платформи, при складному взаємному перетині трубчастих та фасонних елементів. Шліфування виконують для тих деталей веж, у котрих необхідно створити більшу чистоту поверхні. Це, в основному, частини рухомих механізмів підйомного обладнання, приводу.

Робочим елементом фрезерного станка є фреза, що обертається у шпинделі. Фрезі надають лінійного переміщення навколо поверхні, що обробляється, для зняття стружки (рис. 4.7).

Токарна обробка виконується для деталей обертання (циліндричних штифтів, осей, болтів, втулок, з'єднувальних блоків, зняття фаски на трубах під зварювання та інших).

Робочими органами токарного станка (рис. 4.8) є патрон (шпиндель), що обертається, у якому закріплюється деталь та різець, якому надають поступального руху вздовж деталі.



Рис. 4.7. Великий горизонтально-фрезерний станок
(Завод Аналог, м. Вінниця)



Рис. 4.8. Токарний станок (Завод Аналог, м. Вінниця)



Рис. 4.9. Поздовжньо-стругальний станок
(Завод Аналог, м. Вінниця)

4.1.2.5. Гнуття

Холодне гнуття застосовують для виготовлення криволінійних елементів баштових споруд. Такими елементами є пояси жорсткості посадкових майданчиків, криволінійні ферми у нижній частині конструкції, криволінійні деталі ковзного обладнання. Гнуття використовують також для створення гнутих профілів: гнутих прямокутних труб, гнутих кутиків та швелерів, профілів складного перерізу.

Холодне гнуття виконують на трьох чи чотирьох валкових згинальних вальцях та згинальних пресах.

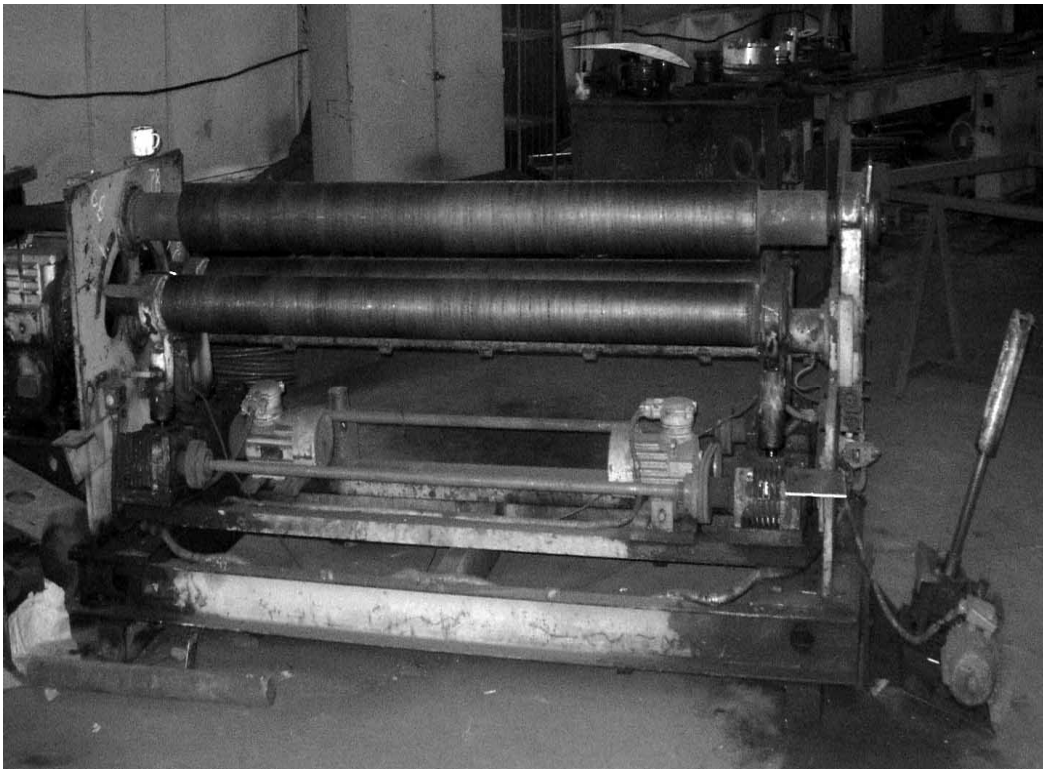


Рис. 4.10. Трьохвалкова згинальна машина

Гнуття листового матеріалу у профіль в основному виконують на згинальних пресах. Робочим елементом пресу є пуансон та матриця (рис. 4.12).

Гнуття кутиків, швелерів, двотаврів, листового матеріалу виконують на згинальних вальцях (рис. 4.10).

Гнуття трубчастих перерізів виконують з допомогою згинальних пресів, у яких робочими органами є універсальний пуансон та упорні елементи (рис. 4.11). Процес згинання складається з таких операцій:

- створення на універсальному пуансоні напрямної з відповідним радіусом кривизни;

- укладання труби на опорні елементи та притискання пуансону до труби;
- пластична деформація труби, зняття навантаження.

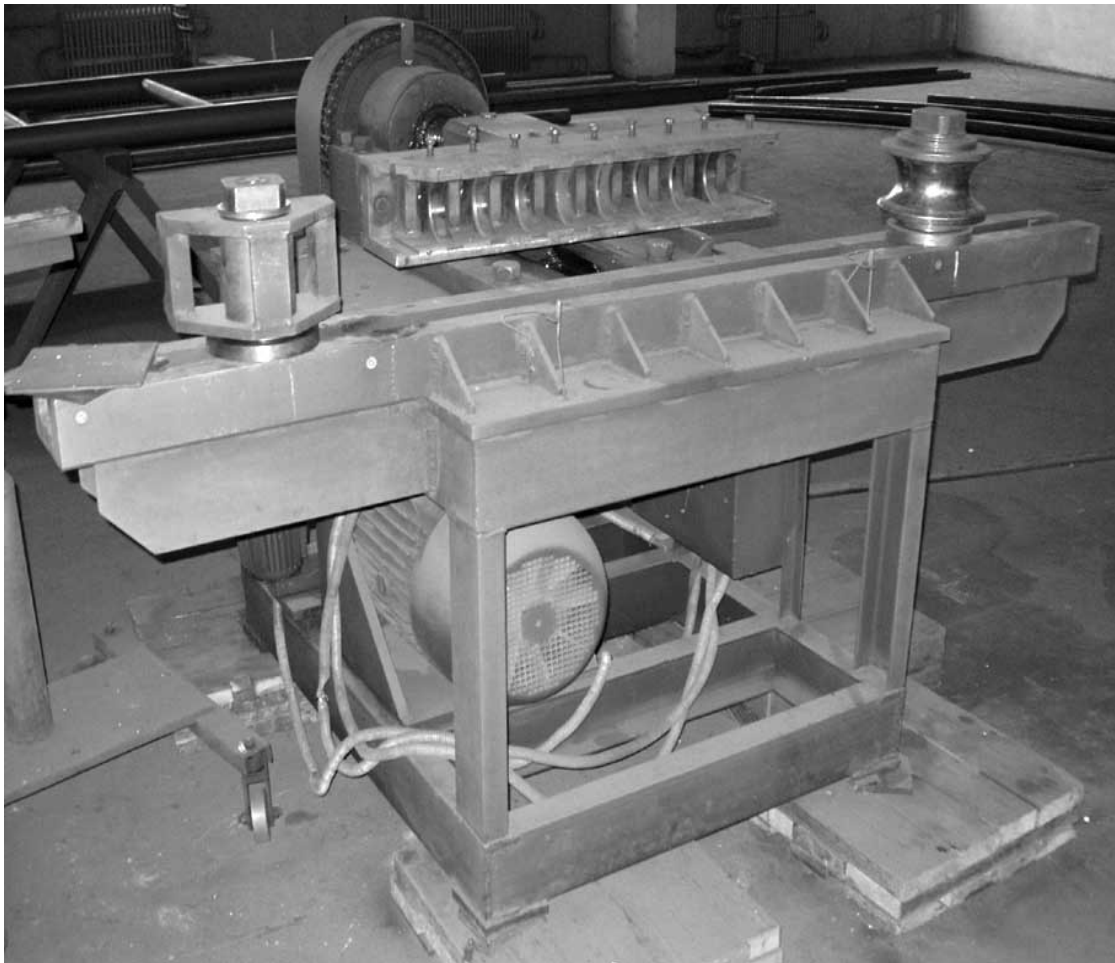
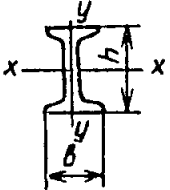


Рис. 4.11. Згинальний прес для просторового вигинання круглих труб діаметром до 102 мм та радіусом кривизни від 3 м до 100 м (розробка заводу “Аналог”, м. Вінниця)

Для уникнення структурних змін, утворення значного наклепу, мінімальні радіуси кривизни, при яких допускається холодне гнуття наведені у табл. 4.3. Якщо необхідно створити радіус кривизни менший за зазначений у тал. 4.3, вигинання деталей слід виконувати після нагрівання деталі вище 700°C.

Таблиця 4.3

Прокат	Ескіз	Відносно осі	Радіус кривизни ρ та стріла прогину f			
			при вигинанні		при правці	
			ρ	f	ρ	F
Листова, універсальна, стрічкова сталь Універсальна, стрічкова сталь (серпоподібність)		$x - x$	25δ	$\frac{l^2}{200\delta}$	50δ	$\frac{l^2}{200\delta}$
		$y - y$	—	—	—	$\frac{l^2}{800b}$
			при вигинанні	при правці	$90b_1$	$\frac{l^2}{720b_1}$
					$90b_2$	$\frac{l^2}{720b_2}$
Двотавр		$x - x$	$25h$	$\frac{l^2}{200h}$	$50h$	$\frac{l^2}{400h}$
		$y - y$	$25b$	$\frac{l^2}{200b}$	$50b$	$\frac{l^2}{400b}$
Труба		—	$30d$	—	$60d$	—

Де l — довжина зігнутої частини; δ — товщина листа; b и h — ширина та висота профілю; d — діаметр труби.

- Примітка: 1. Правку універсальної та стрічкової сталі нагріванням випуклої сторони полум'ям газової горілки дозволяється виконувати при будь-якій стрілі серпоподібності.
2. Мінімальний радіус кривизни при гнутті листових деталей, що сприймають статичне навантаження, може бути прийнятий $12,5\delta$.
3. Формули для визначення стріли прогину f при правці та гнутті сталі дійсні при довжині хорди, не більше $1,5\rho$.

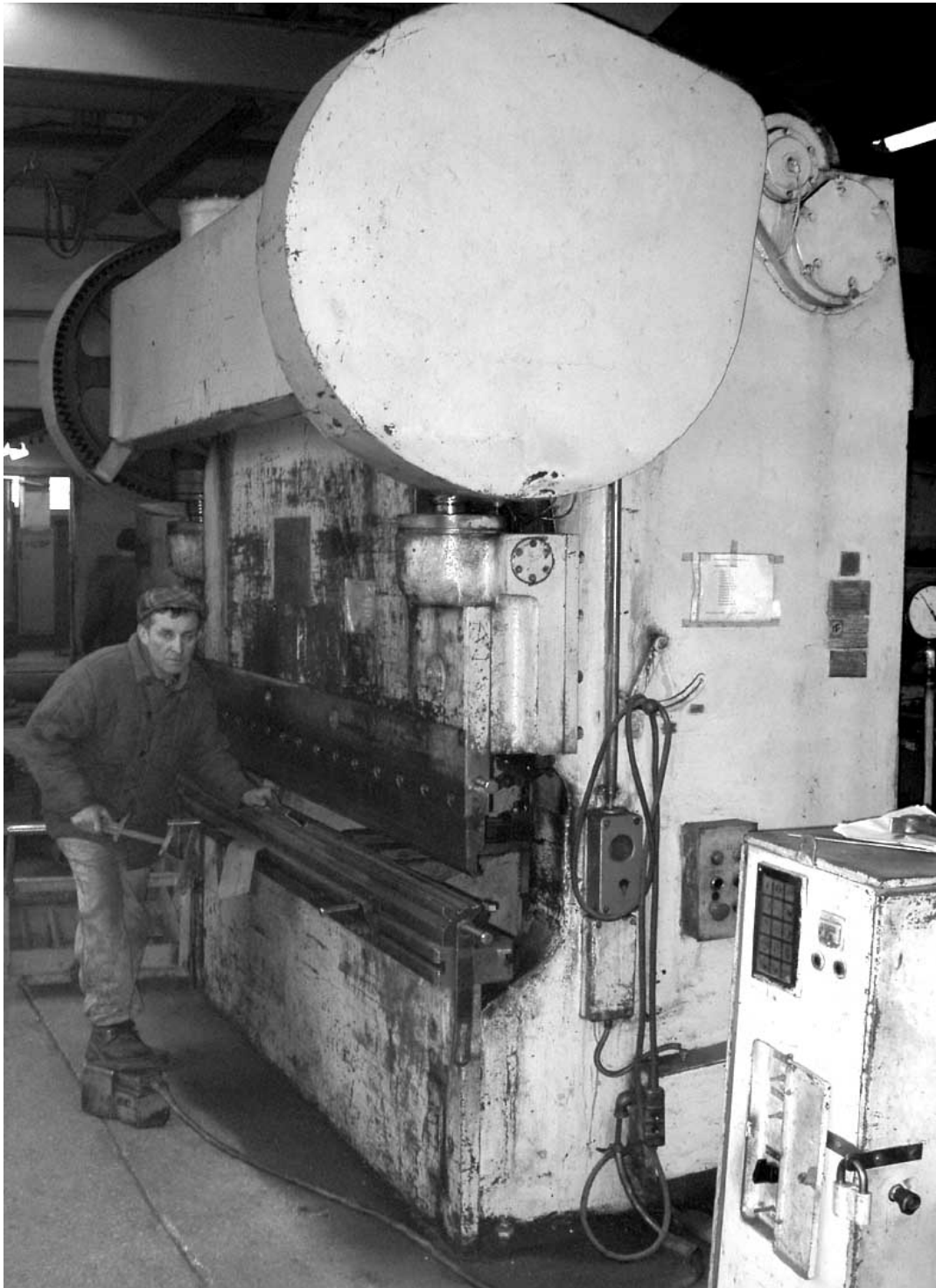


Рис. 4.12. Згинальний прес 1330 для вигинання листів товщиною до 8 мм (Завол Аналог. м. Вінниця)

4.1.3. Складання та зварювання конструктивних елементів

Процесом складання конструкції називають послідовне з'єднання деталей та закріплення між собою з допомогою електроприхваток [4]. Складання та зварювання є однією з найбільш трудомістких та відповідальних операцій у технологічному процесі створення баштової споруди (біля 35% загальних працевитрат). Основні вимоги до процесу складання конструкції викладені у [3, п.1.24 – п.1.29].

Для баштових споруд в основному використовують способи складання конструкції під зварювання у кондукторах та по шаблонам.

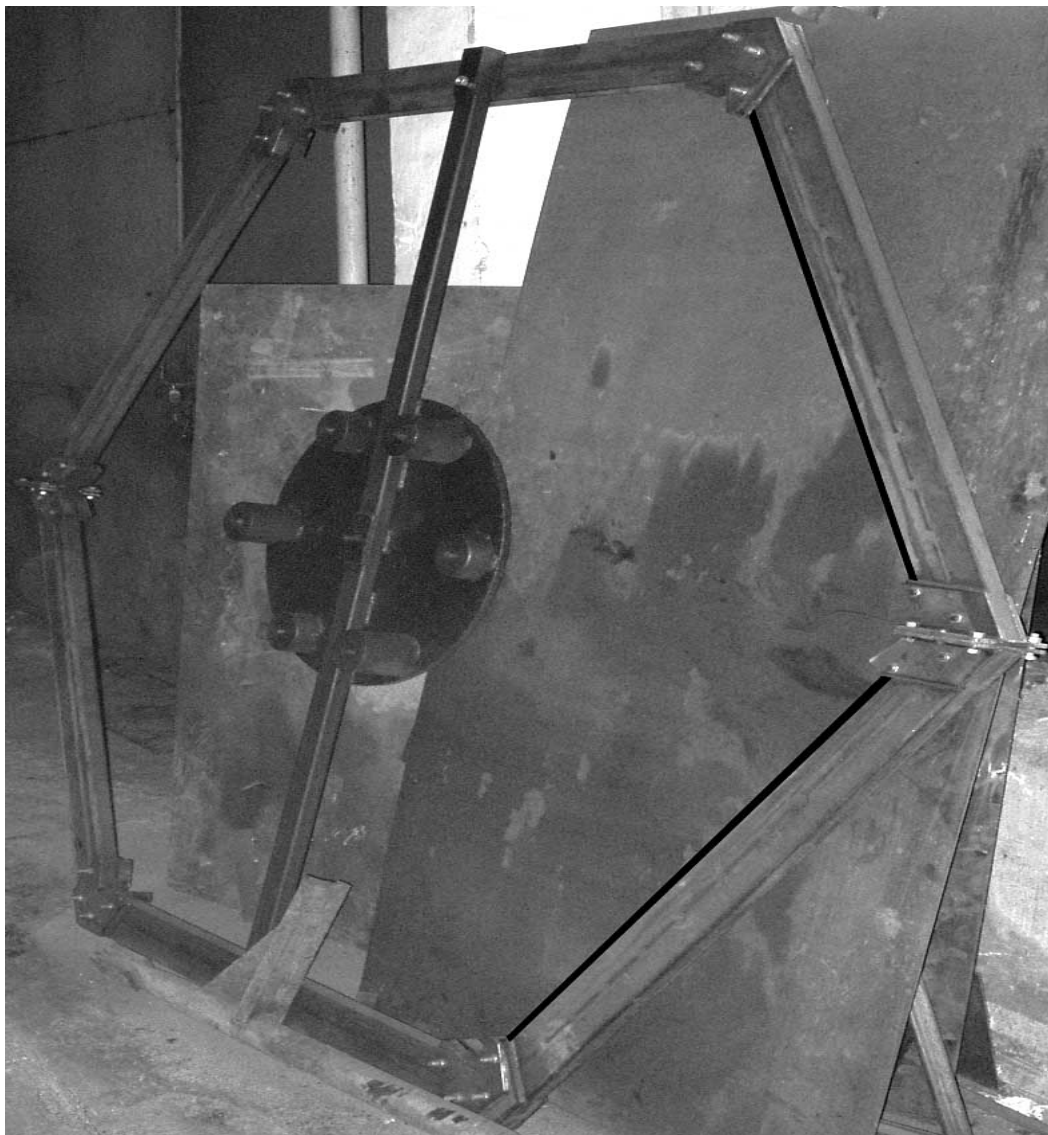


Рис. 4.13. Шаблон для виготовлення та контролю шестигранної вежі (Завод Аналог, м. Вінниця)

Складання по шаблонах заключається у створенні початкового відправного елемента – шаблона, що має форму конструкції (копір). З'єднувальні елементи суміщають із шаблоном та з'єднують на прихватках. Шаблони також використовують для контролю правильності виготовлення конструкції (рис. 4.13).

Складання у кондукторі (складання у стапелі, системі кондукторів) є найбільш ефективним з точки зору продуктивності праці. Кондуктор являє собою потужну стаціонарну споруду, що забезпечує взаємне розташування елементів вежі під зварювання. Деталі у кондукторі утримуються відповідними затискачами та упорами (рис. 4.14).

За необхідності елементи, що розташовані у кондукторі, затискають у проектне положення за допомогою затискачів та талрепів.

Електроприхватки розташовують у місцях майбутніх швів, які їх перекривають.

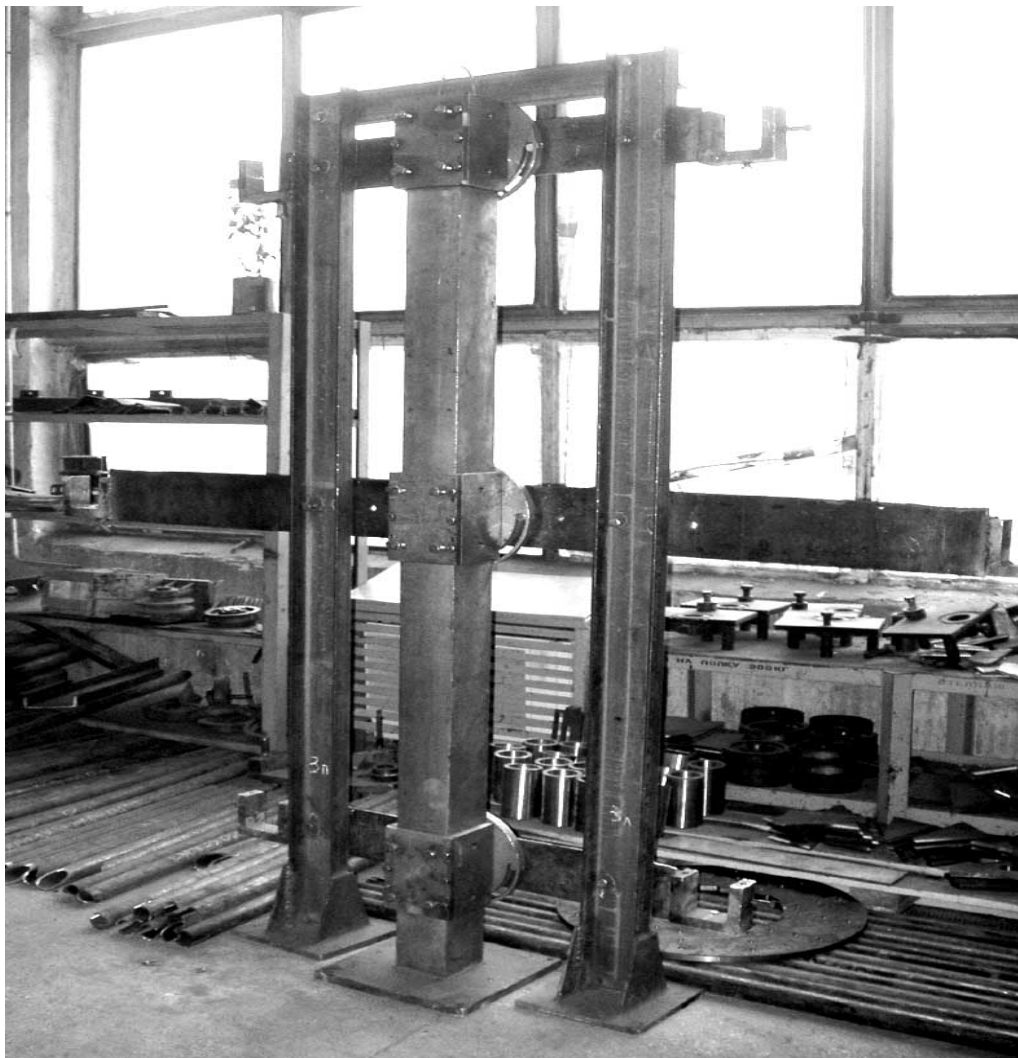


Рис. 4.14. Зварювальний кондуктор (Завод Аналог, м. Вінниця)

Зварювання є достатньо трудомісткою операцією виготовлення веж. Її питома вага у загальних працевтратах складає біля 35%. Загальні вимоги до процесу зварювання приведені у [3, п.1.30 – п.1.63].

Розрізняють ручне, напівавтоматичне, автоматичне зварювання. Для зварювання деталей товщиною більше 45 мм застосовують електрошлакове зварювання. Спосіб зварювання елементів баштових споруд залежить від товщини, типу, призначення цих елементів. Для веж регулярної будови в основному використовують напівавтоматичне зварювання в середовищі захисного газу (рис. 4.15 а).

Ручне електродугове зварювання застосовують в основному для виконання електроприхваток та у випадках складних форм шва (рис. 4.15 б).



Рис. 4.15. Зварювальне обладнання: а – напівавтомат Vario Star 457-2 для зварюванні у середовищі вуглекислого газу, б – апарат для ручного електродугового зварювання Fronius VTU307

Напівавтоматичне зварювання в середовищі вуглекислого газу застосовують для виконання переривчастих швів та швів не досяжних для автомату.

Автоматичне зварювання під флюсом виконують при довжині шва більше 1,5 м в основному для влаштування опорних платформ веж.

Для влаштування з'єднань, виконаних за допомогою зварювання необхідна підготовка кромek згідно [6, с.28 – с. 60; 7, п.12.7].

Поперечна і поздовжня усадка швів, що виникає під час зварювання, нерівномірний розподіл цих усадок по довжині деталей призводить до виникнення залишкових напружень у зварному з'єднанні, які в свою чергу призводять до залишкових деформацій у металевих конструкціях веж. Це, насамперед, серпоподібність та хвилеподібність елементів решітки вежі, укорочення окремих деталей, зміщення з'єднувальних фланців за рахунок деформацій несучих стійок тощо. Ці деформації є дуже небезпечними, так як призводять до суттєвих відхилень вузлів споруди від проекту. Деформації заважають правильному збиранню конструкції.

Виходячи з попередніх міркувань, можна зробити висновок, що при виготовленні конструкцій веж, з'єднаних за допомогою зварювання, необхідно виконувати певні технологічні дії для зменшення зварювальних деформацій.

Основними способами зменшення деформацій є: зворотно-ступінчаста послідовність накладення швів, першочергове зварювання поперечних швів, спосіб урівноваження деформацій, зварювання гратчастих конструкцій із середини, відпал, штучне старіння, дробеструминна обробка швів [4].

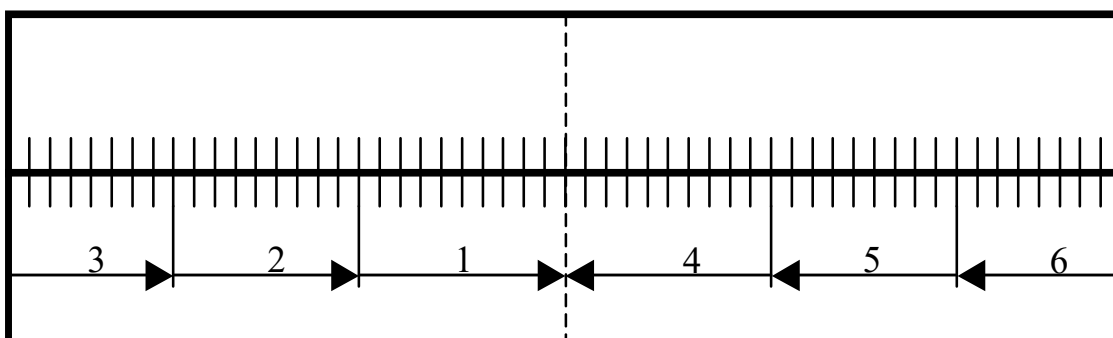


Рис. 4.16. Зворотно-ступінчаста послідовність накладення довгого шва

При зворотно-ступінчастій послідовності накладення швів залишкові деформації є незначними через те, що усадка коротких швів менша за довгі. Тому довгі шви розділяють на окремі ділянки довжиною по 200 – 250 мм (для ручного зварювання) та 1500 – 2000 мм (для автоматичного зварювання). Напрямок заварювання – від краю елемента до його центру (рис. 4.16).

Досвід виробництва веж показав, що при зварюванні таких гратчастих конструкцій менші загальні деформації виникають при

зварюванні елементів із середини, причому відразу рекомендується варити жорсткі діафрагми (рис. 4.17).

При необхідності для зменшення деформацій, що виникають при зварюванні, елементи ґратчастої вежі додатково затягують та затискають у розмір за допомогою спеціальних затискачів – талрепів.

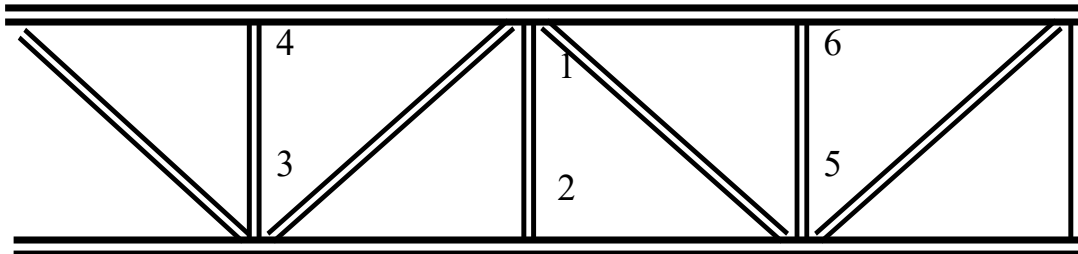


Рис. 4.17. Послідовність зварювання елементів решітки

На даний момент не можливо повністю позбутися залишкових деформацій, що утворилися в результаті зварювання конструкції. Тому їх допустиму величину регламентовано у нормативних документах – СНиП [3]. Якщо утворилися деформації, що перевищують допустиму величину, необхідно виконати рихтування конструкції або фрезерування (п. 4.1.1).

Виробничий досвід доводить, що зменшити деформації, що виникають при зварюванні елементів, можна шляхом відводу залишкового тепла. При цьому конструкцію у зоні накладання шва охолоджують одним із відомих способів.

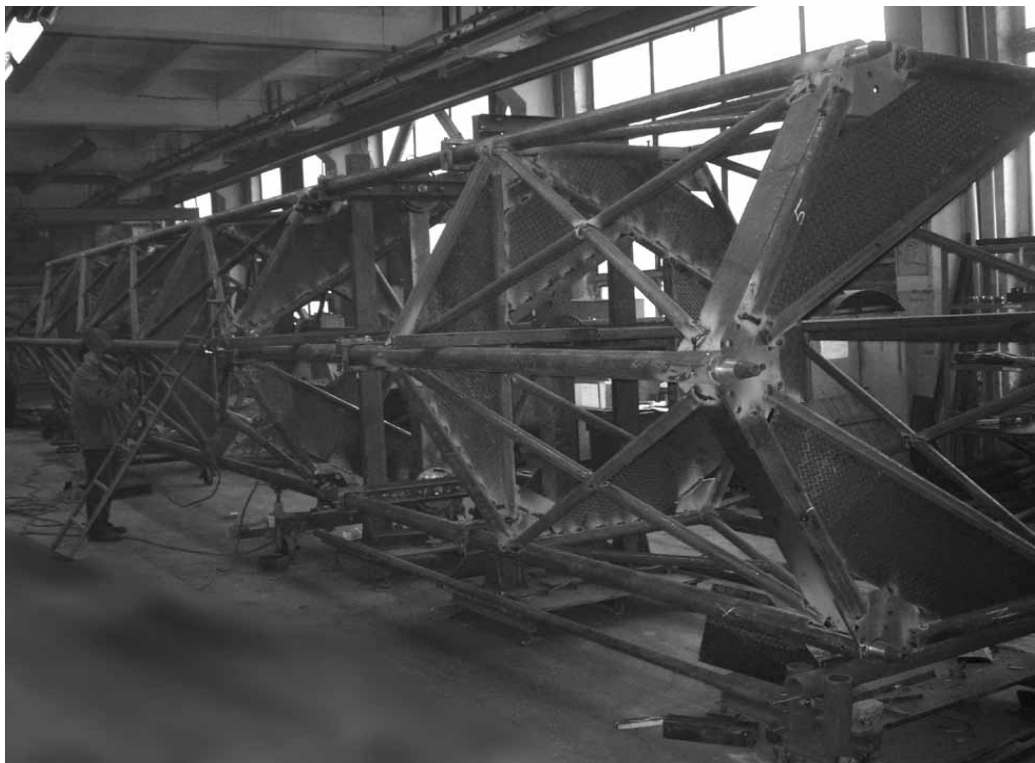
Рекомендується також не знімати конструкцію з кондуктора одразу після зварювання, а утримувати її у затисненому стані певний регламентований час. За рахунок цього внутрішні напруження, що виникли у металі під час зварювання, перерозподіляються по конструкції. Таким чином зменшуються і залишкові деформації.

Найкраще обладнання для зварювання виробляють такі зарубіжні фірми як Manufacturing technology inc. (США), Kemppi OY (Фінляндія), FPLS (Франція), Castolin&Eutectic (Швейцарія), Fronius Schweissmaschinen Vertrieb GmbH & Co KG (Австрія).

Процес складання та зварювання конструкції у кондукторі (стелі) показаний на рис.4.18.



а)



б)

Рис. 4.18. Послідовність складання конструкції шестигранної вежі з високим ступенем співосності несучих елементів у зварювальному кондукторі (Завод Аналог, м. Вінниця): а – виставлення у кондукторі, б – зварювання секцій.

4.1.4. Антикоровийний захист конструкції

Основними видами антикоровийного захисту конструкції є: цинкування електродітичне, фосфатування, алюмініування, оксидування, лакофарбове покриття [5].

Найбільш універсальним та розповсюдженим серед металевих покриттів сталевих деталей є цинкове покриття з високими захисними властивостями, яке можна наносити різноманітними способами. При використанні гальванічного способу нанесення отримуємо покриття високої якості, але таке покриття має незначну товщину, що зменшує його захисні властивості. Крім цього при нанесенні цього покриття на високоміцні штифти та болти цей спосіб може викликати їх водневу крихкість. Занурення деталей у розплав цинку дає більш товсте покриття, але при цьому важко контролювати товщину самого покриття.

Найбільш ефективним є термодифузійне нанесення цинкового покриття (роботи М.І. Сотскова та Б.М. Жукова, ЦНДПСК ім. Мельникова). Це процес перенесення цинку на поверхню деталі через парову фазу, що відбувається при високій температурі (450-480°C).

Відповідно до п.1.8.1 [3] всі металоконструкції повинні бути пофарбовані та ґрунтовані на підприємстві. Покриття, що зазнало ушкодження при розвантажувальних роботах, транспортуванні та монтажі необхідно відновити на будівельному майданчику.

Під час ґрунтування та фарбування необхідно виконувати такі вимоги:

а) перед ґрунтуванням сталеві конструкції необхідно очистити від забруднення та обезжирити. ґрунтування слід вести при температурі не нижче +5°C;

б) ґрунтування наноситься тільки після ретельної перевірки якості очищення конструкції, а фарбування – після перевірки якості ґрунтування. Необхідно дотримуватися технології, що обумовлена в ДСТУ та ТУ на матеріали, що застосовуються для фарбування [3, 4];

в) у конструкціях не ґрунтуються зони монтажного зварювання на ширину 100 мм в обидві сторони від шва та поверхні дотику монтажних з'єднань на високоміцних болтах та заклепках. Не ґрунтуються частини конструкції, що бетонуються. Вони покриваються цементним молоком [3, 4].

Лакофарбові матеріали наносять пневматичним чи безповітряним розпилювачем, струменем фарби, занурюванням, щіткою.

Вибір методу нанесення покриття залежить від габаритів та форми поверхні, властивостей лакофарбових матеріалів, серійністю виробництва, вимог до покриття.

Для баштових споруд найбільш вживаним є метод **пневматичного розпилення** фарбовими розпилювачами (близько 85 – 90% фар-

бувальних робіт). Лакофарбовий матеріал (температурою 18...23°C) та стиснуте повітря перетворюється на дрібнодисперсну масу, яка наноситься на поверхню. Цей метод високопродуктивний. Його можна застосовувати як для решітчастих поверхонь баштових споруд регулярної структури, так і для листових елементів.

До недоліків слід віднести значні втрати матеріалу на утворення туману, необхідність очищення повітря та вентиляції у виробничому приміщенні. Якщо роботи по фарбуванню проводяться на відкритих майданчиках, відбувається значна втрата матеріалу у вітряну погоду. Цих недоліків немає при вакуумному (безповітряному) розпиленні. Сутність цього методу заключається у наступному. Фарба у гідросистемі установки під тиском 0,8...1,2 кН/см² при виході з сопла розпилювача перетворюється на туманоподібну хмару.

Перспективним методом нанесення лакофарбового покриття є порошкове фарбування. Цей спосіб фарбування з'явився на початку 70-х років минулого століття. Він володіє цілою низкою переваг у порівнянні з фарбуванням рідинними фарбами. Це, насамперед, відсутність відходів виробництва, можливість повної автоматизації процесу нанесення покриття, одношарове покриття конструкції, менші енергетичні затрати (економія складає біля 20 – 40 %). Устаткування для нанесення такого покриття складається з камери для фарбування, рекуператора, камери для оплавлення полімерного покриття, пристрою електrolітичного набризку (рис. 4.18а).

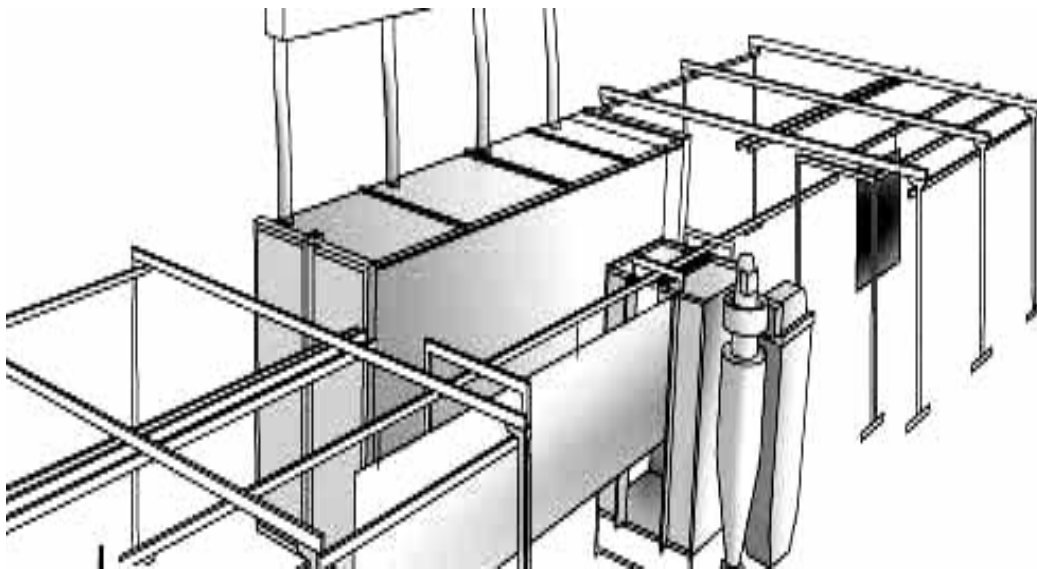


Рис. 4.18а. Устаткування для порошкового фарбування.

4.1.5. Відвантаження конструкцій

Доставку вежі замовнику в залежності від конкретних умов



Рис. 4.19. Автомобільний двохосний тягач з трьохосним причепом - важковаговозом

здійснюється залізничним, автомобільним, водним чи повітряним транспортом. Можливе також використання декількох транспортних засобів, однак кожне перевантаження конструкції призводить до значного збільшення вартості будівництва. Таким чином вибір схеми транспортування суттєво впливає на вартість конструкції [5].

Слід зазначити, що повітряний та водний транспорт використовується для перевезення баштових конструкцій дуже рідко, лише у випадку спеціального обґрунтування. Як правило це стосується малогабаритних у плані секційних веж невеликої висоти. На даний момент найбільше розповсюдження отримало перевезення металоконструкцій веж залізничним та автомобільним транспортом.

Першим етапом перевезення є навантаження елементів вежі з допомогою підйомного обладнання – кранів, підйомників, домкратів (рис. 4.20) на транспорт.

Автомобільним транспортом переважно перевозять елементи вежі до залізничного вокзалу, при відсутності залізничного сполучен-

ня з об'єктом, у випадку перевезень на відстані менше 250 км. Використовують такі основні засоби автомобільного перевезення елементів веж: вантажна трьохосна машина, двох -, трьохосні тягачі (рис. 4.19), багатомісні спеціальні тягачі із відповідними причепами.



а)



б)

Рис. 4.20 Підйомне обладнання:
а – стріловий кран, б - навантажувальник

На території України більшість вантажів перевозять на 4-осних залізничних платформах вантажопідйомністю 62 та 63 т або у піввагонах вантажопідйомністю 63 т (рис. 4.21). Іноді, при невеликих розмірах секцій веж, а також для відвантаження окремих елементів веж та ковзного обладнання, використовують стандартні контейнери (див. табл. 4.4).

Таблиця 4.4

Назва	M , т	$m_{бр}$, т	$m_{тары}$, т	Габарити, мм			Дверний отвір, мм
				l	b	h	
УУК-30	30	30,48	3,6	12000	2309	2202	2297x2145
УУК-20	20	20,32	2,1	5885			
УУК-10	10	10,16	1,2	2820			

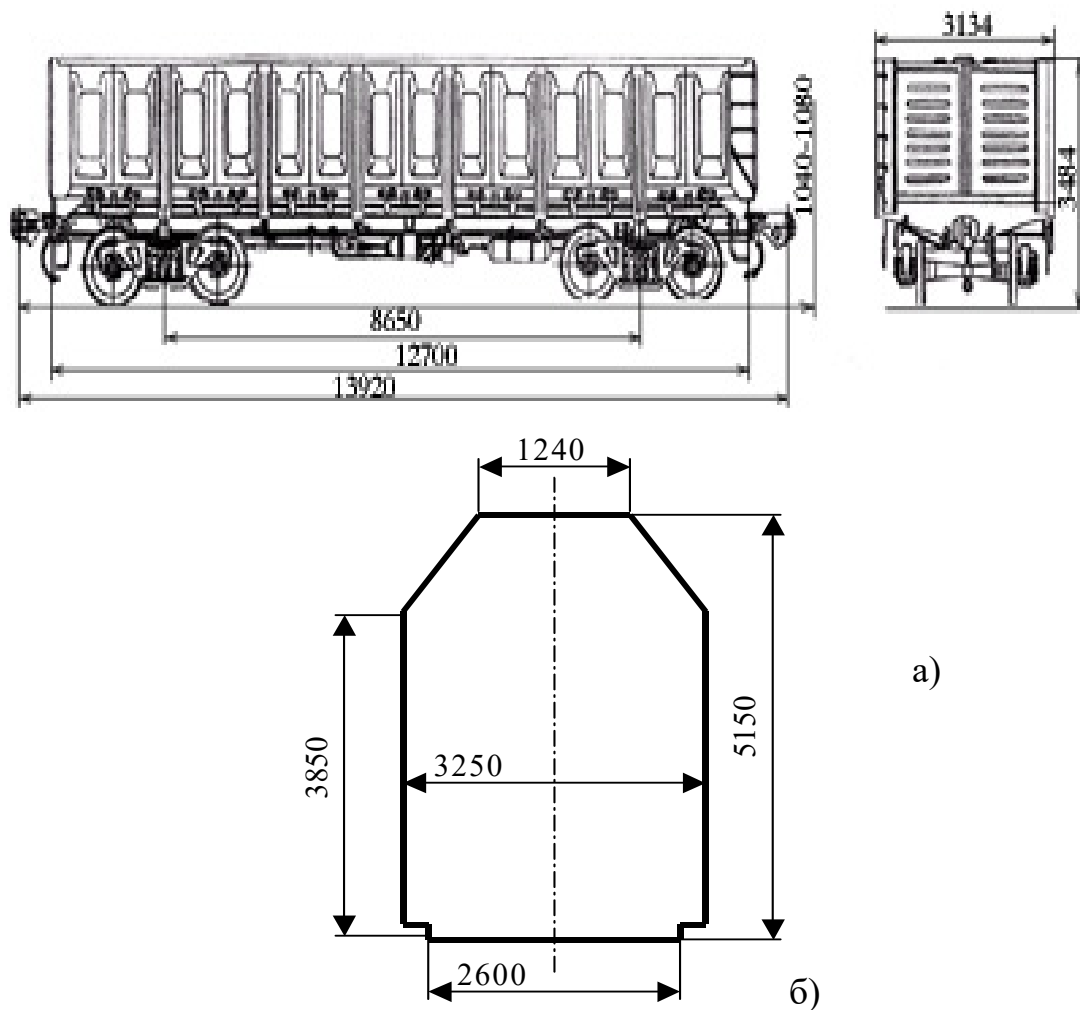


Рис. 4.21. Залізничний піввагон:
а – зовнішній вигляд, б – габарит завантаження.

4.2. Методи контролю

Сучасний інженер-конструктор, що проектує будь-яку споруду, закладає певні допуски, яких повинен дотримуватися робітник. Водночас, закладаючи допуски на співосність, паралельність, площинність тощо, інженер-конструктор повинен знати, якими методами та на якому обладнанні ці допуски можна проконтролювати.

Для конструкцій веж з високим ступенем співосності несучих елементів існують певні допуски та методи контролю, що притаманні усім баштовим спорудам [3, п.6.7]. Водночас, вимоги щодо співосності несучих елементів вежі, що використовується в якості напрямної для ковзного обладнання, є унікальними. Тому для контролю цих допусків використовують специфічні методи контролю.

4.2.1. Контроль правильності зведення

Контроль правильності зведення полягає у перевірці вертикальності уявної осі споруди, перевірці горизонтальності опірної платформи у випадку влаштування безфундаментної вежі.

Перевірка горизонтальності влаштування опірної платформи виконується нівеліром (рис. 4.22). Величина допусків на горизонтальність несучих платформ веж детально описана у [1, 3].

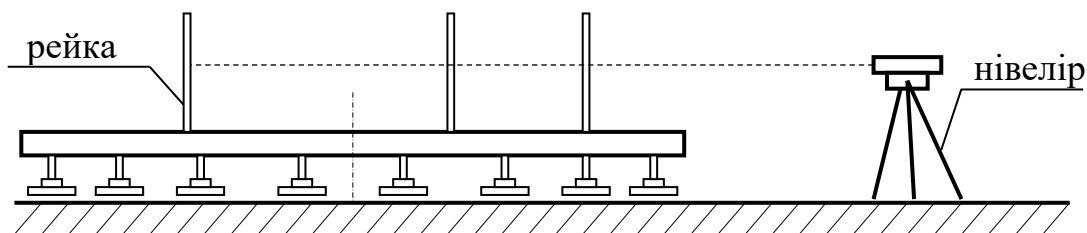


Рис. 4.22. Схема контролю монтажних відхилень опірної платформи від горизонталі

Перевірка вертикальності виконується теодолітом або лазерним виском (дивись методика, викладену у [10]). Контролюється відхилення верхівки кожної секції та усієї споруди від вертикалі у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Загальне допустиме монтажне відхилення для баштових споруд з високим ступенем співосності несучих елементів складає $\frac{1}{1000}$ від загальної висоти споруди [1, 2] (рис. 4.23).

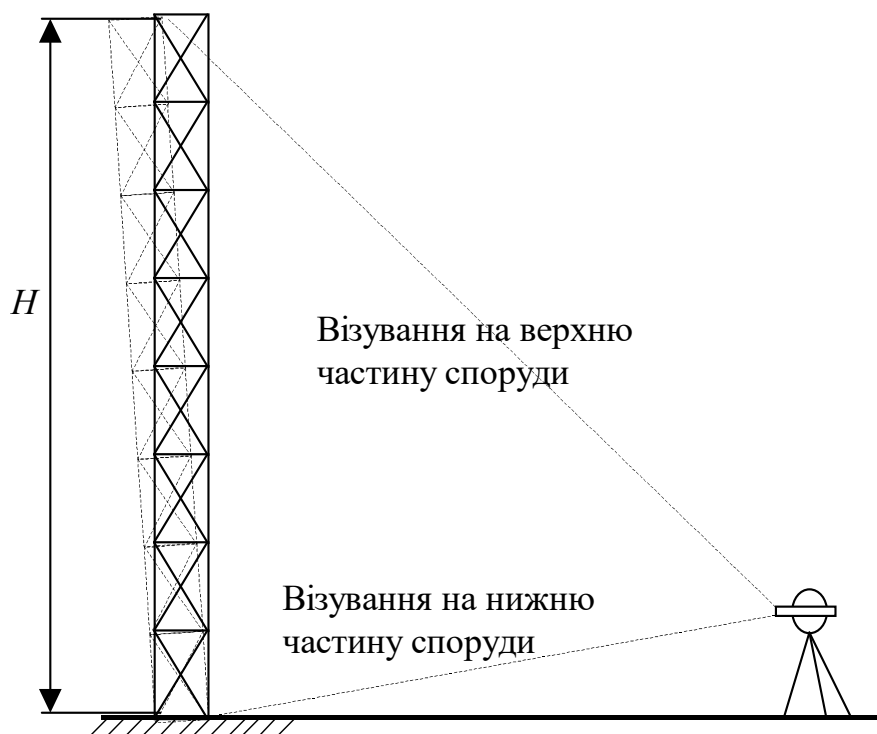


Рис. 4.23. Контроль монтажних відхилень призматичної вежі від вертикалі

4.2.2. Контроль з'єднань, виконаних за допомогою зварювання

Контроль з'єднань, виконаних за допомогою зварювання, детально описаний у літературі [3, п. 1.48 – п. 1.63]. Вибірковий контроль швів виконується, як правило, в місцях перетину швів та в місцях з ознаками дефектів.

Таблиця 4.5

Основні методи контролю з'єднань, виконаних за допомогою зварювання

Методи контролю	Конструкції
1. Систематична перевірка виконання заданого технологічного процесу зварювання	Всі баштові конструкції
2. Зовнішній огляд 100% швів з перевіркою розмірів	Всі баштові конструкції
3. Вибірковий контроль ¹ швів ультразвуковою дефектоскопією або просвічуванням проникаючим опроміненням	Всі баштові конструкції, за винятком вказаних в п.4 цієї таблиці
4. Контроль фізичними методами без руйнування з'єднань	Типи конструкцій, методи і норми контролю, що передбачені додатковими правилами [4] або проектом
7. Механічні випробування контрольних зразків	Те саме
8. Металографічне дослідження макрошліфів на торцях швів контрольних зразків або на торцях стикових швів	Те саме
¹ Для вибіркового контролю дозволяється застосовувати інші методи контролю відповідно до ГОСТ 3242 — 69, табл. 2.	

Якщо в результаті вибіркового контролю буде встановлена незадовільна якість шва, контроль продовжують до виявлення фактичних границь дефектної ділянки, після чого весь шов на цій ділянці видаляють, заварюють знову та перевіряють повторно.

Вимоги до зразків для механічного випробування з'єднань, виконаних за допомогою зварювання, детально описані у [3].

4.2.3. Контроль якості виконання отворів

Контроль якості та розташування монтажних отворів, що були просвердлені у елементах конструкції по кондукторах, виконується:

Таблиця 4.6

Найменування відхилення	Діаметр отворів, мм	Допустиме відхилення, мм	Допустима кількість відхилень у кожній групі отворів		
			для вуглецевої сталі	для низьколегованих сталей класів до С60/45	
1. Відхилення діаметра просвердлених отворів під заклепки та болти, а також їх овальність	< 17 > 17	0; +0,6 0; +1,5	Не обмежується		
2. Завали розміром більше 1 мм та тріщини у в краях отворів	—	—	Не допускається		
3. Чорнота (неспівпадіння отворів у окремих деталях зібраного пакета):					
до 1 мм	—	—	До 50%	До 10%*	До 50%**
більше 1 до 1,5 мм	—	—	До 10%	Не допускається*	До 10%**
4. Уклін осі до 3% товщини пакета, але не більше 2 мм при машинній і 3 мм при ручній пневматичній клепці	—	—	Не обмежується	До 20%*	Не обмежується **
5. Уклін більше величин, вказаних у п. 4	—	—	Не допускається		
6. Відхилення глибини zenківки	—	±0,4	Не обмежується		
* - для заклепок, ** - для болтів.					
Примітка. Діаметр протиснутих отворів з боку матриці не повинен перевищувати номінальний діаметр отворів більш ніж на 1,5 мм.					

а) перевіркою, після контрольного збирання з вивірянням будівельного підйому усіх монтажних отворів калібром діаметром на 1 мм меншим проектного діаметра отворів. При цьому калібр повинний пройти не менше ніж у 85% отворів кожної групи. У випадку, коли калібр проходить менше ніж у 85% отворів кожної групи, а також у випадку невиконання вимог таблиці 4.6 виконується повторне контрольне збирання з інших елементів даної конструкції. Якщо при повторному контрольному збиранні якість отворів не буде задовольняти цим вимогам, кондуктори, по яким оброблялися ці монтажні отвори, необхідно виправити.

б) перевіркою кондукторами, фіксаторами або спеціальними контрольними шаблонами, що дозволяють контролювати взаємне розташування отворів одночасно у декількох монтажних вузлах.

Дана перевірка являє собою моделювання процесу складання конструкції на будівельному майданчику. Конструкція, що пройшла вищезгадані контрольні випробування, визнається придатною для подальшого використання.

Однак, для деяких елементів прецезійних веж, висуваються більш жорсткі вимоги, аніж ті, що приведені у табл. 4.6. Наприклад отвори міжсекційного стикового вузла, що з'єднує елементи конструкції на болтах підвищеної точності і (призонних болтах), перевіряють калібром, діаметр якого менший за діаметр отвору усього на 0,1 – 0,2 мм. Неспівпадіння отворів, завали та місцеві тріщини для таких конструкцій взагалі не допускається.

4.3. Технологія зведення

Виділяють два основних методи монтажу баштових споруд: монтаж повністю зібраних конструкцій та монтаж споруд з окремих елементів та блоків (таблиця 4.7) [2].

Таблиця 4.7

Класифікація методів монтажу баштових споруд

Монтаж повністю зібраних споруд			Монтаж споруд з окремих елементів та блоків		
Поворотом навколо шарніру	Поворотом навколо двох шарнірів	Ковзанням	Способом нарощування	Способом підрощування	Комбінованим
Стріловими кранами, падаючими щоглами чи шеврами, безякірним способом, способом витискання, гелікоптерами	Стріловими кранами, монтажними щоглами	Стріловими кранами, монтажними щоглами	Стріловими кранами, приставними кранами, самопідйомними щоглами, самопідйомними порталами, самопідйомними кранами, поворотом навколо шарніру, гелікоптерами	Поліспастами, гідравлічними підйомниками	-

Технологію зведення вежі з високим ступенем співосності несучих елементів вибирають в залежності від висоти споруди, конструктивних особливостей, ваги елементів тощо. Наприклад баштові споруди висотою більше 50 м в багатьох випадках не доцільно монтувати методом нарощування через відсутність відповідного підйомного обладнання.

4.3.1. Монтаж споруд з окремих елементів

4.3.1.1. Технологія зведення методом нарощування

Нарощування — традиційний та широкоживаний метод монтажу баштових споруд. Цим методом монтуються вежі до 100 м.

Сутність методу — поярусний монтаж від нижніх позначок до верхніх з використанням різноманітних монтажних механізмів. При нарощуванні монтаж ведуть до визначених позначок монтажним механізмом, встановленим на землі, а потім іншим механізмом, встановленим або закріпленим на змонтованих конструкціях. Кран послідовно переміщається по конструкції по мірі зведення.

Монтаж може здійснюватися зібраними секціями або виконуватися на висоті по окремих елементах.

- Варіанти монтажу зібраними блоками (секціями): **самохідними гусеничними, пневмоколісними і мобільними кранами** на спеціальних шасі (рис. 4.24); **баштовими кранами** достатньої висоти для установки верхніх елементів;

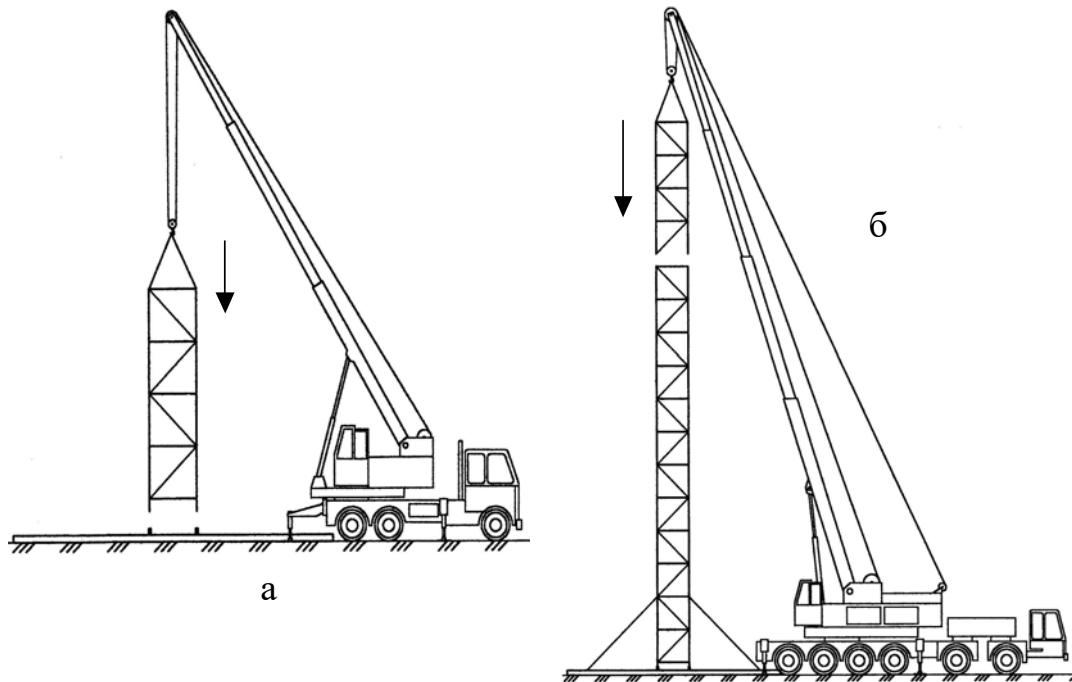


Рис. 4.24. Схема монтажу вежі вільного падіння “Стела” (м. Вінниця) самохідним пневмоколісним краном: а – монтаж першої секції краном з малим вильотом стріли, б – монтаж верхніх секцій краном з великим вильотом стріли.

- **Приставними баштовими кранами** висотою 120...150 м у два етапи: до позначки 65 м кран працює, знаходячись вільно на своїй основі, а далі стовбур крана нарощують у верхній частині додатковими ланками і для підвищення стійкості з'єднують монтажними діафрагмами зі змонтованою частиною вежі (рис. 4.26). В усіх цих випадках монтаж спорудження ведуть секціями, а їхнє укрупнення роблять на спеціальній площадці в зоні дії монтажного крана [8, 9].

- **Монтаж по окремих елементах** здійснюють: **переставними кранами типу кран-укосина**, що складається зі стійки довжиною 8,5 м, у нижній і верхній своїй частині ця стійка кріпиться до елементів вежі, що зводяться і стріли довжиною 28 м, шарнірно з'єднаною з нижньою частиною стійки, і з верхньою частиною – поліспастом. Вантажопідйомність крана до 6,5 т. Головні недоліки крана-укосини —

неможливість монтувати вежу просторовими блоками, частинами і трудомісткі перестановки механізму по висоті;

- **універсальними підвісними самопідйомними кранами** (усі монтажні роботи виконуються тільки на висоті, для використання крана потрібний вільний від конструктивних елементів внутрішній простір вежі);
- **повзучими самопідйомними кранами**, що спираються на вже

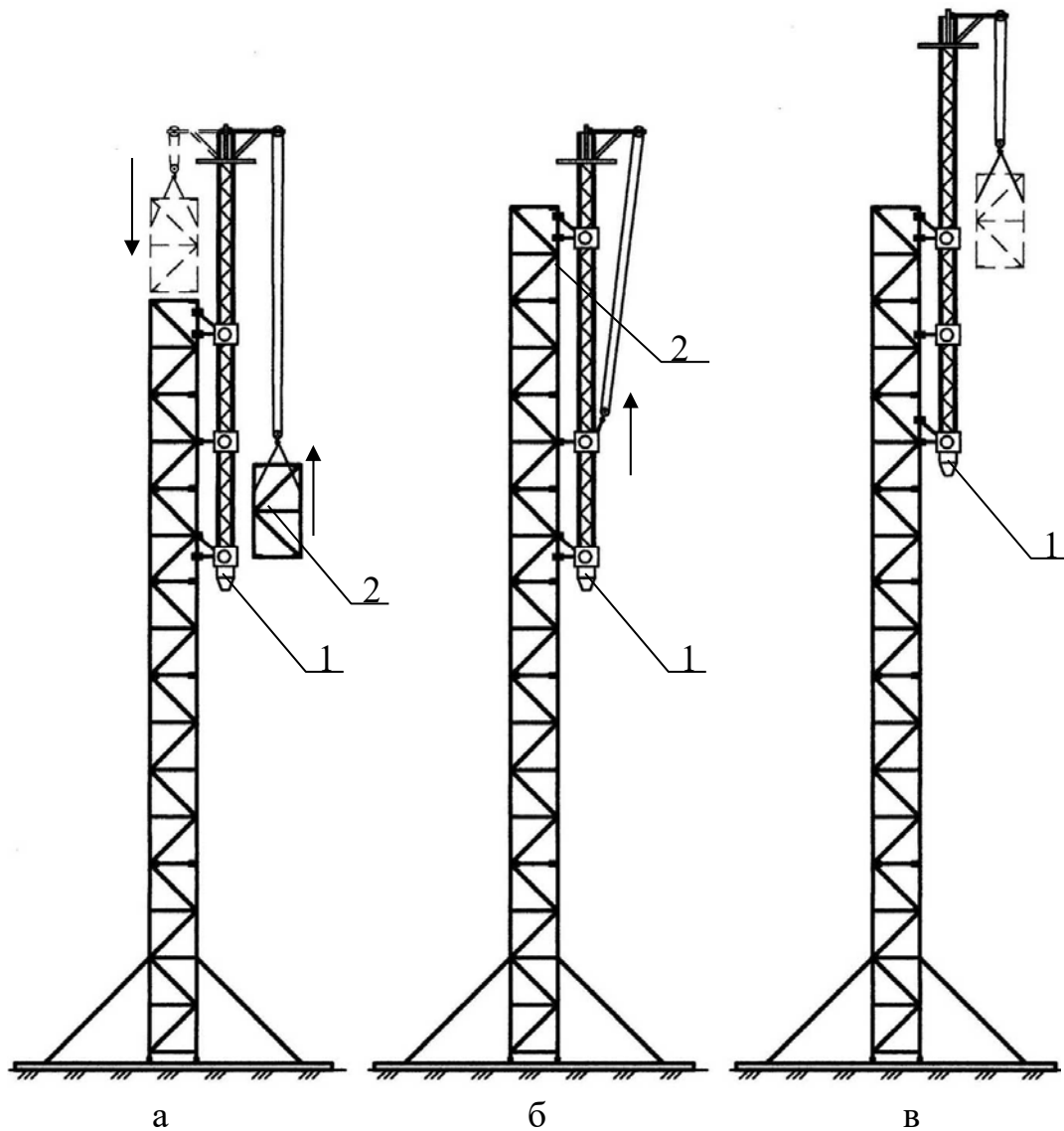


Рис. 4.25. Монтаж вежі нарощування за допомогою самопідйомного крана: а - монтаж секції вежі; б — перестановка обойми крана; в — те ж, стовбура крана; 1 — самопідйомний кран; 2 — секція вежі

змонтовані ними конструкції і в міру зведення спорудження переміщуються по вертикалі на знову встановлені секції. Кран

конструктивно вирішений у виді ґратчастого стовбура зі стрілою й обіймою, що переміщається [8, 9]. Вона служить для закріплення крана в робочому положенні на спорудженні і для переміщення стовбура крана по вертикалі на таку стоянку. Переміщення крана здійснюється за допомогою спеціальних блоків і лебідок.

- Монтаж з допомогою приставних кранів заключається у тому, що баштовий кран нарощується в міру зведення вежі, отримуючи додаткові точки опирання на самій споруді.

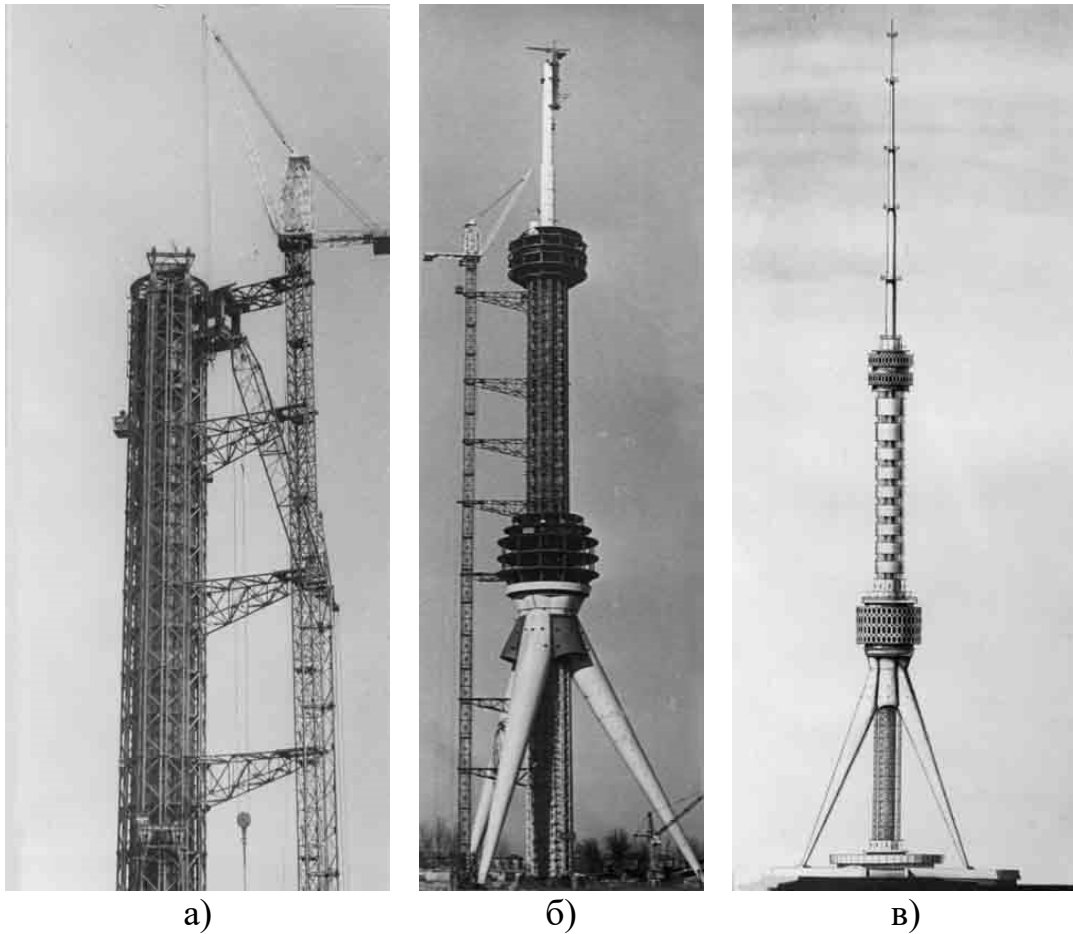
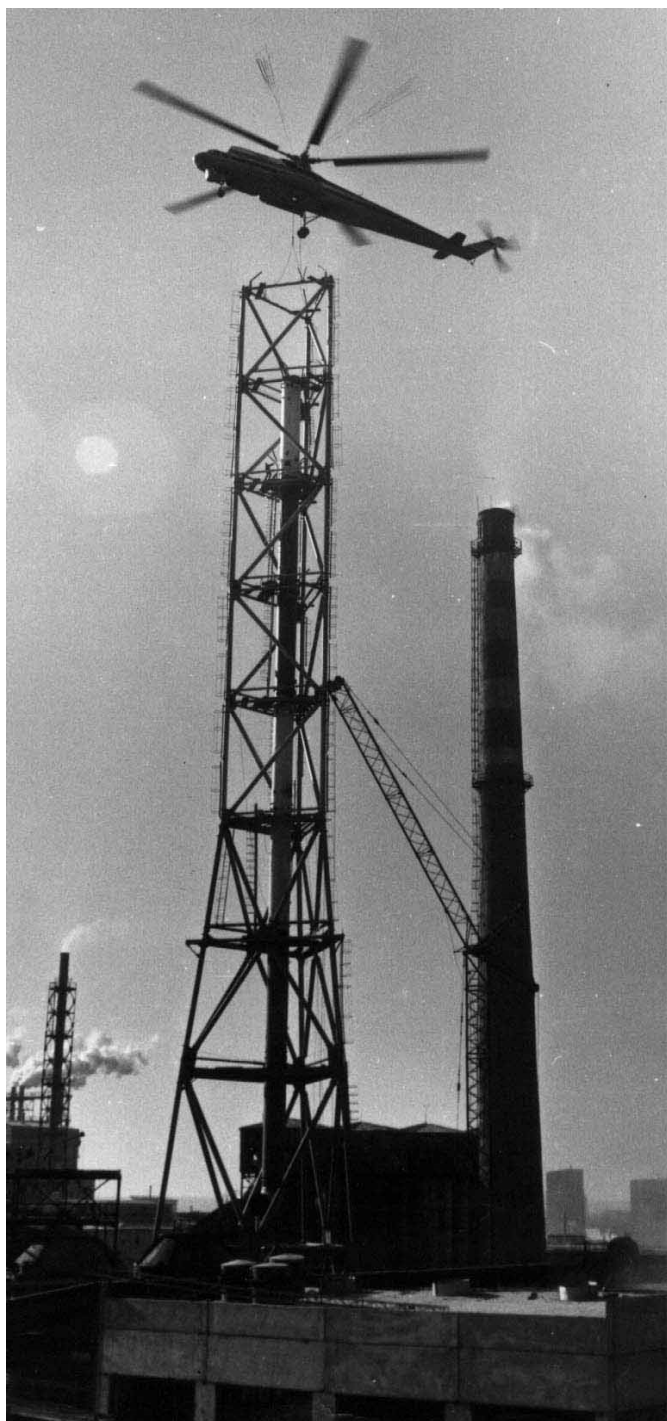


Рис. 4.26. Зведення телевежі у м. Ташкент приставним краном: а, б – влаштування споруди висувним краном; в – змонтована споруда

- **монтаж веж гелікоптерами** проводиться блоками відповідно до вантажопідйомності машини (рис. 4.27). Кожний блок оснащують ловителями і монтажними фіксуючими пристосуваннями, що забезпечують дистанційну наводку блока та установку його в проектне положення. Для робіт використовують спеціальні траверси, троси з дистанційною системою



розструповки і спеціальні пристрої, що знижують амплітуду розкачування від вітрового навантаження і роботи гвинтів гелікоптера. Наводку блока роблять із кабіни гелікоптера, система ловителів і направляючих пристроїв забезпечує стійкість блока після розструповки. Остаточну установку блока в проектне положення і кріплення його здійснюють монтажники. Після опускання блока вони піднімаються по зовнішніх східцях на раніше закріплені підмости і виконують роботи по проектному закріпленню і замазуванню стиків — внутрішнім і зовнішнім зварюванням стиків і шляхом установки болтових з'єднань.

Рис. 4.27. Монтаж вежі гелікоптером

4.3.1.2. Технологія зведення методом підрощування

Зі збільшенням висоти веж зростають витрати часу на транспортування конструкцій із землі до відміток їх установки, на доставку монтажників до робочих місць, підвищується вплив метеорологічних чинників на хід робіт.

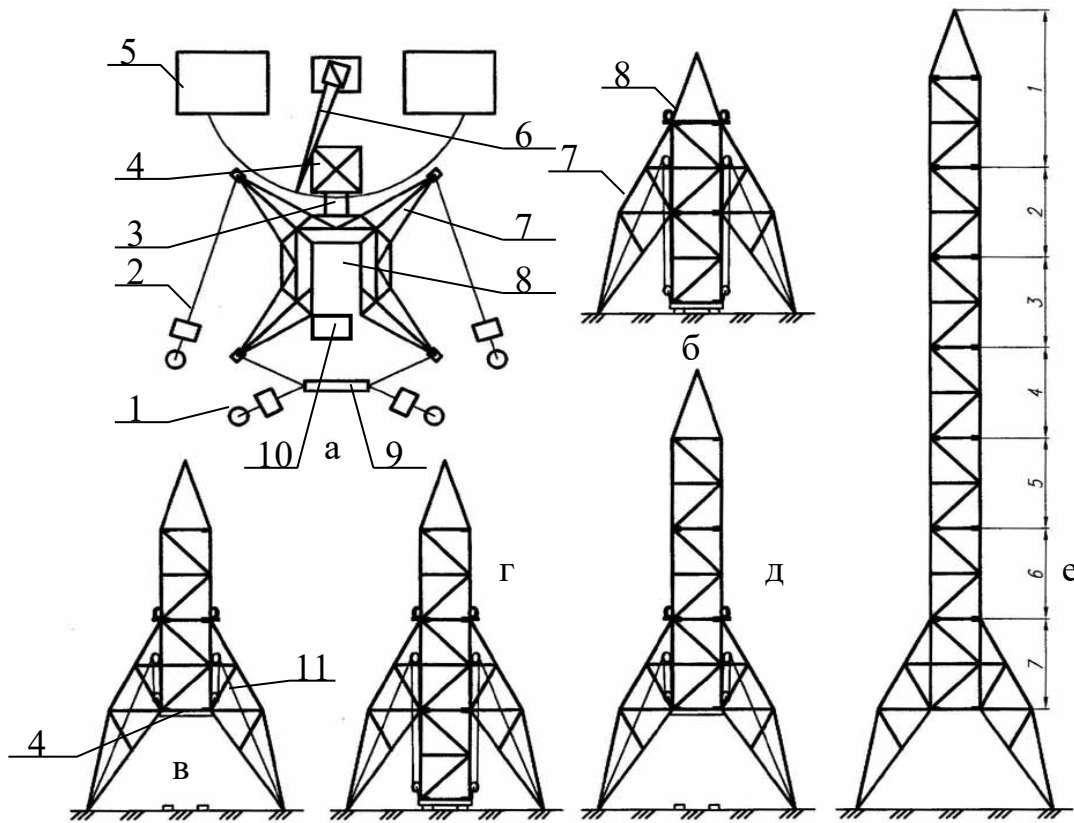


Рис. 4.28. Послідовність зведення вежі методом підрощування просторовими блоками: а — план; б — крановий монтаж; в — перше висування; г — укрупнювальне складання; д — висування блока за допомогою тягових поліспастів; е — черговість складання і висування блоків (показано цифрами 1...7); 1 — електролебідка; 2 — канат поліспасти; 3 — рейкові шляхи насування укрупненого блока; 4 — стенд складання блоків; 5 — майданчик складування; 6 — кран; 7 — нижня опорна частина вежі; 8 — верхня частина вежі з оголовком; 9 — попарне блокування поліспастів; 10 — електролебідка для переміщення стендів; 11 — тяговий поліспасти

Монтаж методом **підрощування** полягає в тому, що на нижніх позначках вежі починають монтаж із верхніх ярусів, які циклічно висувають вгору, і в міру їх висування знизу підрощують конструкції нижче розташованих ярусів.

При методі підрощування вежа розділяється на два блоки: нижній і верхній. Нижній блок монтується одним із звичайних способів (в основному нарощуванням). Висота нижнього блока визначається можливостями монтажних механізмів і конструктивними рішеннями по заземленню верхнього блока при висуванні. Нижній блок стає частиною монтажної оснастки, сприймає монтажні впливи при висуванні верхнього блока, на ньому закріплюють направляючі та інші монтажні пристосування. Верхній блок збирають частинами усередині нижнього і поступово висувають до досягнення проектної позначки.

Цей метод має принципові відмінності і переваги:

- можливість виконувати найскладніші процеси складання конструкцій на нижніх відмітках; постійність розташування робочих місць дає можливість добре їх оснастити, обладнати й укрити від непогоди;
- мінімальна залежність від метеорологічних умов;
- високий ступінь безпеки робіт;
- якісний поопераційний контроль.

Методом підрощування вели монтаж таких відомих баштових споруд як телевізійна вежа у м. Рига (рис. 4.29), телевежа у м. Києві.

Для методу підрощування найбільш оптимальна форма баштової споруди призматична, тобто цей метод можна ефективно використовувати для веж з високим ступенем співосності несучих елементів. Нижня частина вежі являє собою потужну нерухому конструкцію, що служить направляючою для висування крізь неї призматичної конструкції стовбура.

4.3.1.3. Комбінований спосіб монтажу

Цей спосіб застосовується, коли для окремих частин вежі можливе використання різних методів монтажу. Наприклад, нарощування нижньої частини, установка на верхніх її позначках поворотного шарніра з закріпленою верхньою частиною і її поворот з установкою в проектне положення.

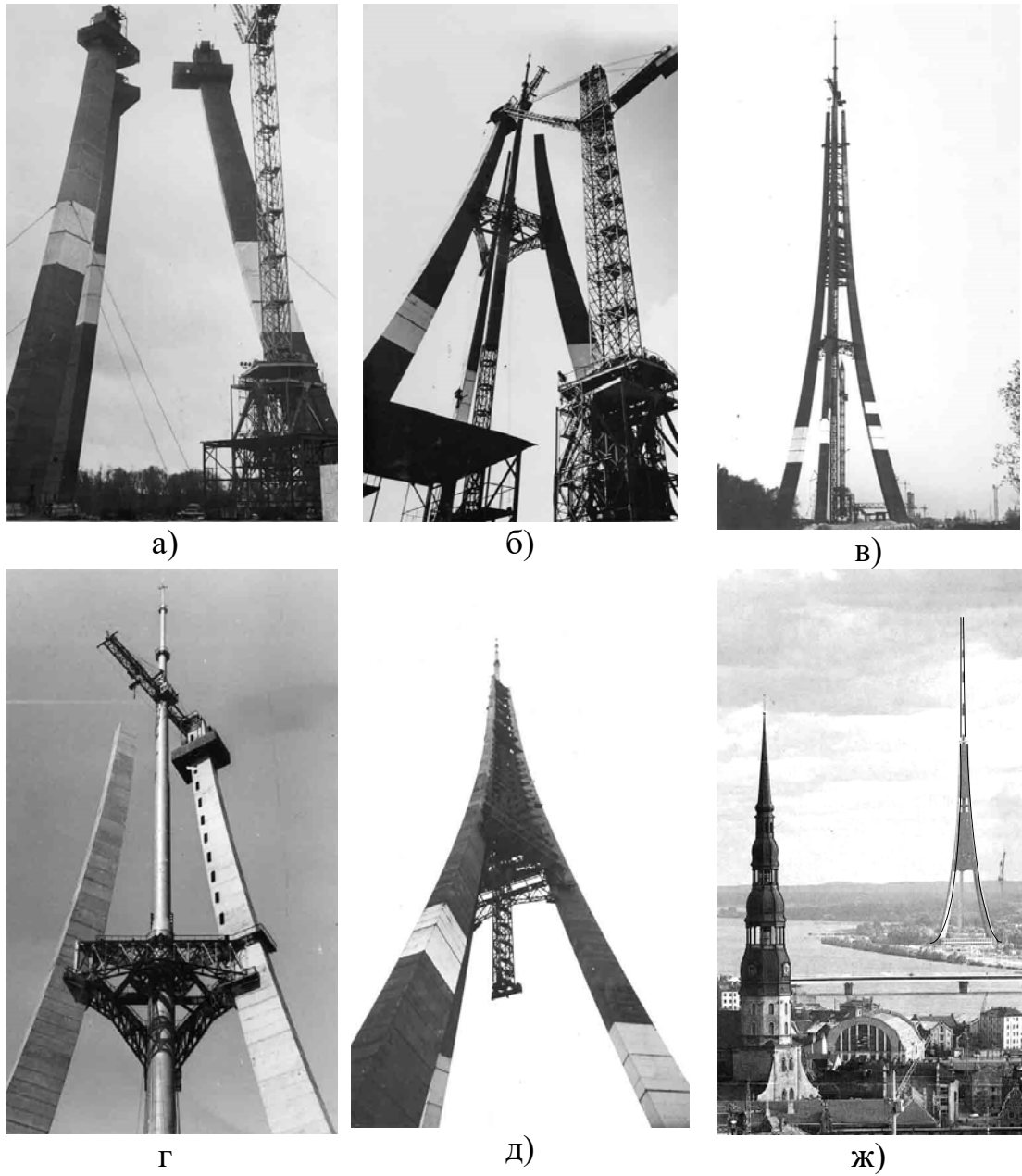


Рис. 4.29. Зведення телевежі у м. Рига методом підрощування:
 а – зведення опорних стійок; б, в, г – підрощування верхньої частини; д – висування верхньої частини; ж – змонтована споруда

4.3.2. Монтаж попередньо зібраних споруд

Монтаж веж, заздалегідь зібраних на землі, може виконуватися одним із двох способів: поворотом споруди навколо опорного шарніра або підйомом споруди методом ковзання.

4.3.2.1 Монтаж вежі поворотом навколо шарніра

Цей метод найчастіше застосовують для веж висотою 40...80 м, рідше - при висоті до 100 м [2]. Складання здійснюють на землі в горизонтальному положенні (або з невеликим нахилом у бік підйому) з використанням автокрана. Пояс нижнього ярусу вежі закріплюють у шарнірах, що встановлюють на фундаментах цієї вежі.

Підйом у вертикальне положення (рис. 4.30) здійснюють навколо цих нерухомих шарнірів за допомогою лебідок, тягових поліспастів і падаючої стріли, що можуть замінити нерухомі шеври і щогли, що

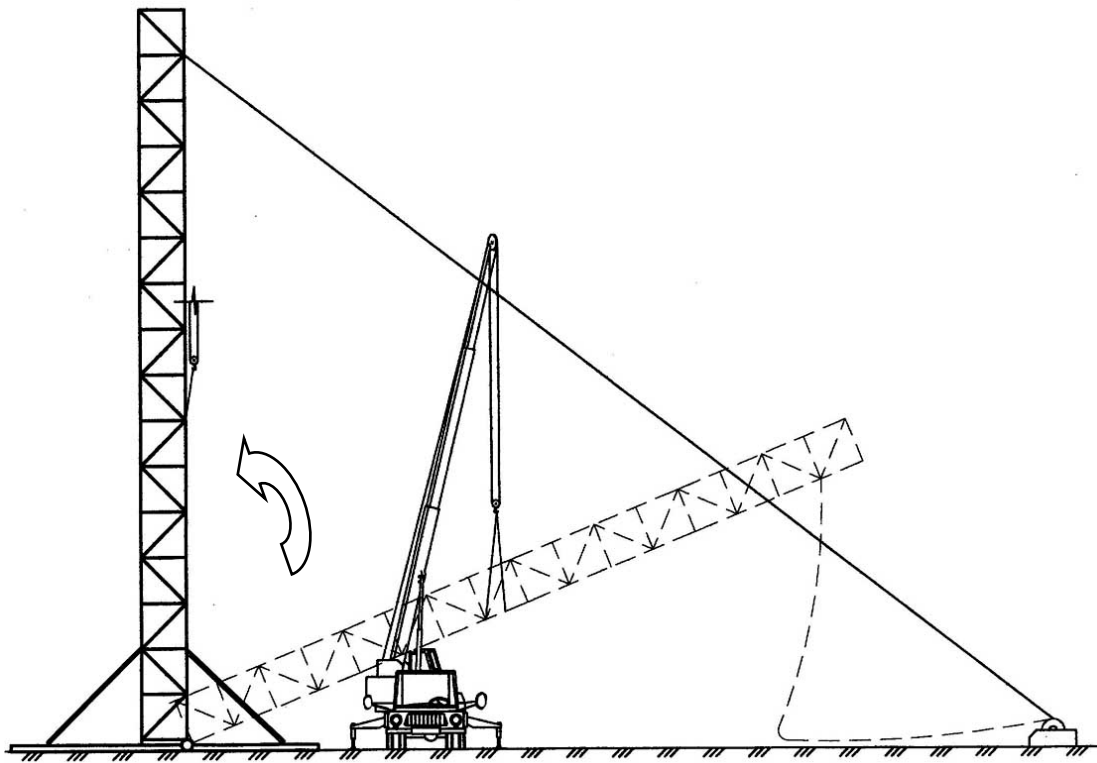


Рис. 4.30. Монтаж вежі поворотом навколо шарніру

нахиляються, крани й інші монтажні механізми. Переваги методу - складання на землі не потребує висококваліфікованих верхолазів, складання - такелажу і піднімального устаткування також виконують на землі, доступність для контролю.

Маса споруди що монтується може перевищувати у два рази вантажопідйомність монтажних засобів, що дозволяє розширити зону

застосування вантажопідйомного устаткування. Крім того, вантажопідйомне устаткування, такелаж і конструкція, яку піднімають, утримує найбільше навантаження лише в початковий момент підйому.

Один з різновидів цього методу – поворот з витисканням (рис. 4.31). Тут відповідний самохідний кран виконує лише поворот вежі на незначний кут ($15 - 20^\circ$). Наступний поворот виконується з допомогою лебідки та підпірної стійки. Таким способом можна змонтувати вежу, що вдвічі перевищує висоту стріли крану.

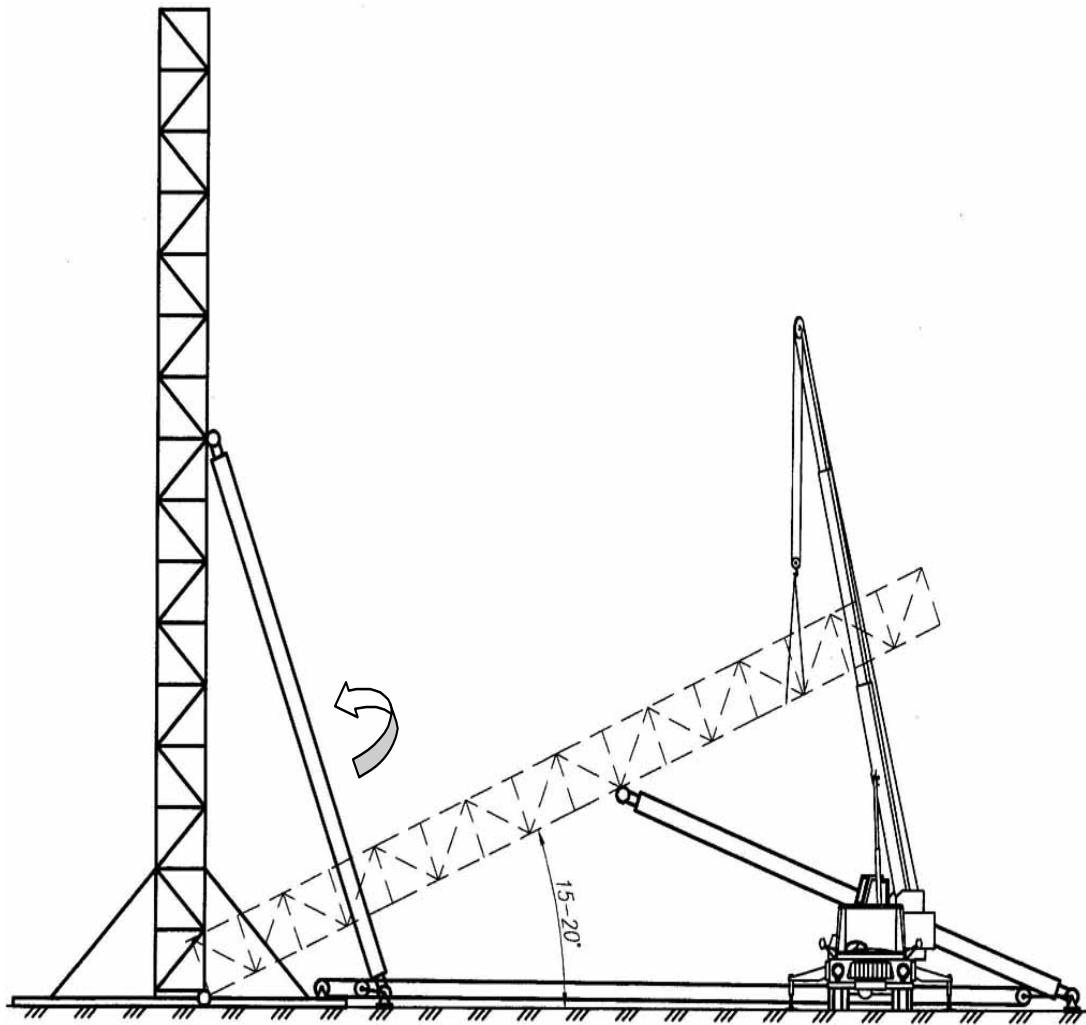


Рис. 4.31. Монтаж вежі поворотом навколо шарніру з витисканням

4.4. Висновки по розділу 4

Виробники металевих веж регулярної будови повинні суворо дотримуватися вимог нормативних документів та технологічних процесів під час виготовлення металевого остову споруди.

Велика частка успіху лежить у площині правильної організації виробництва. Вимоги по організації виробництва описані у ISO 9001-2000 а також вітчизняних нормативних документах.

Особливу увагу слід приділяти зварювальним роботам та збірці. Так як вежі-атракціони є високоточними конструкціями, на яких влаштовується ковзне обладнання, їх необхідно виготовляти у відповідних кондукторах.

Технологічний процес повинний багатократно контролюватися згідно відповідних методик.

Найбільш ефективний метод зведення веж залежить, в основному, від двох факторів – висоти споруди та наявності підйомно-транспортного обладнання. У переважній більшості випадків при наявності відповідного підйомного крану монтаж споруди є дешевшим класичним методом нарощування. Однак, на даний момент, у світі для атракціонного будування намітилася чітка тенденція до безкранового монтажу веж. Це пояснюється бажанням виробника зробити свій виріб автономним, не залежним від присутності пересувного стрілового чи баштового крана.

Отже, для веж висотою до 15 м найбільш ефективним є метод безкранового монтажу з допомогою лебідок або гідравлічних домкратів, поворотом навколо шарніру. Для веж висотою більше 30 м перевагу при монтажі слід віддавати методу витискання або методу нарощування з допомогою повзучого крана, який відвантажується у комплекті з вежею замовнику.

Література

1.

2.

3.

4.

5.

6.

7.

8.

9.

10. Свєрдлов В.Д., Попов В.О. Практичне визначення величини та форми переміщень висотних просторових стрижневих конструкцій башт. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Випуск 11. Рівне-2004. С. 268 – 271.

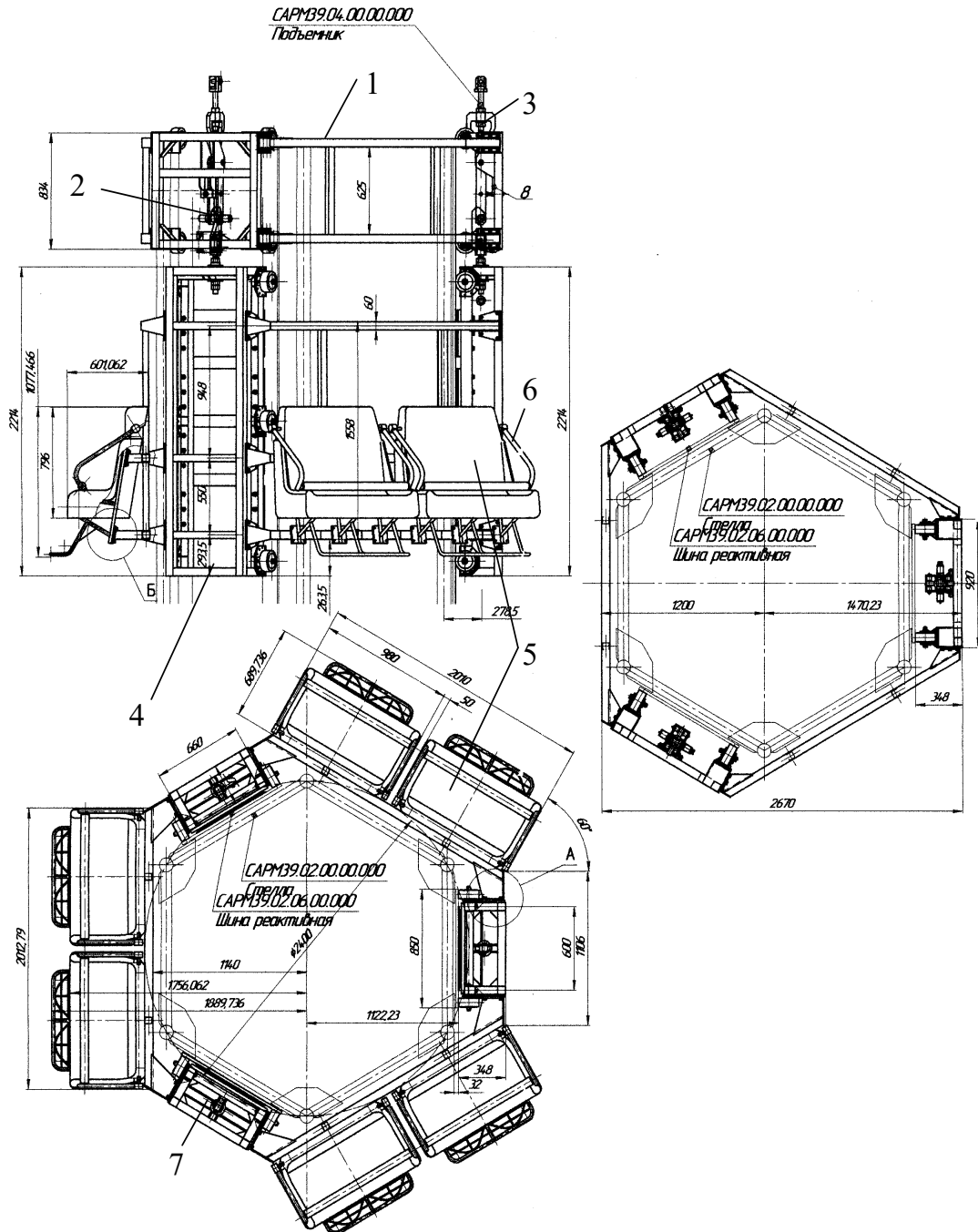
ДОДАТКИ

Додаток А

СВІТОВІ ВИРОБНИКИ ВЕЖ-АТРАКЦІОНІВ

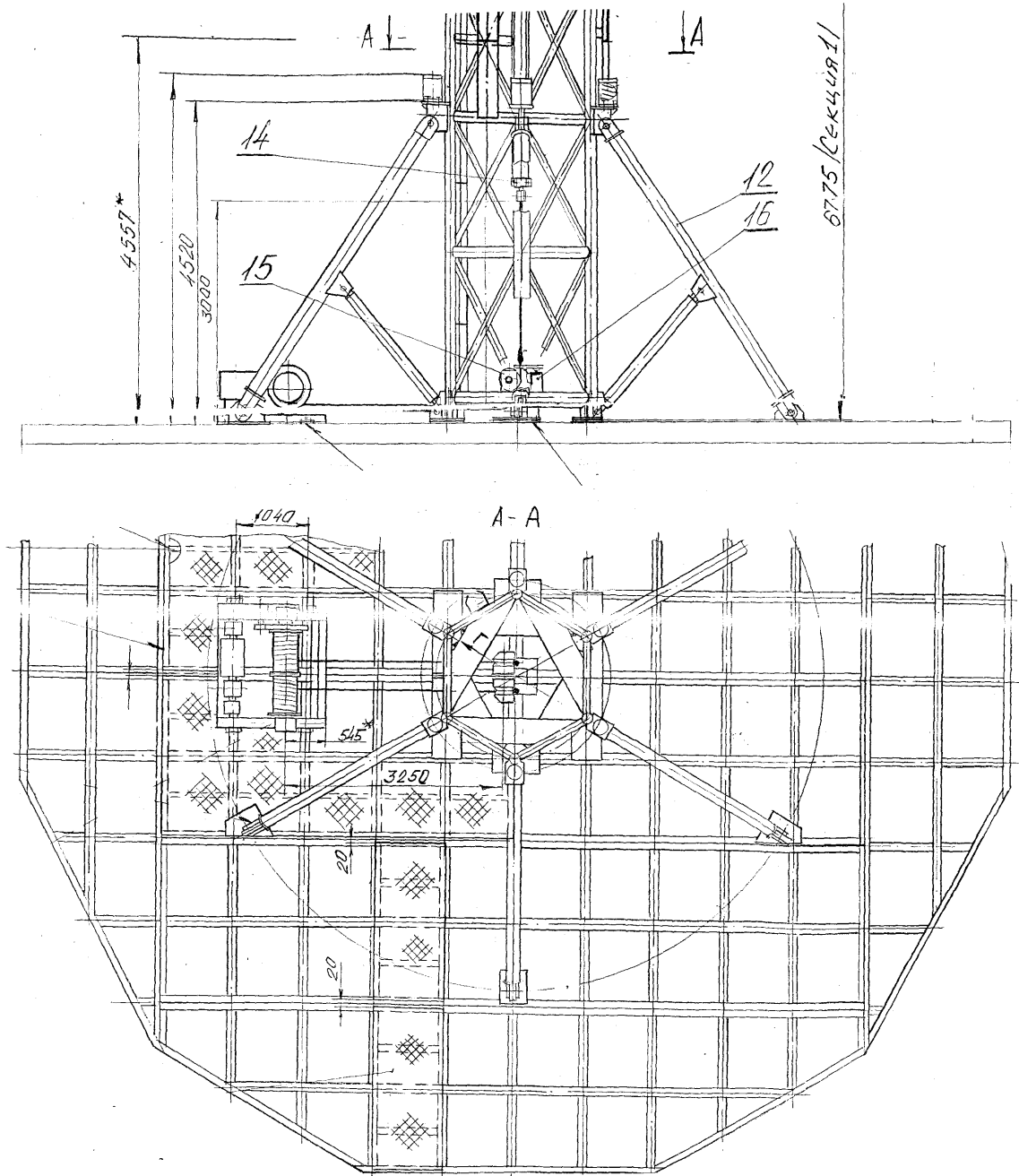
Країна	Назва	http://www.	e-mail:
Італія	Preston& Barbieri	prestonworldwide.it barbieri-rides.com	preston@rides.it preston@gum.ru barbieri@rides.it
	Fabbri group	fabbrigroup.com	info@fabbrigroup.com
	Antonio Zamperla	zamperla.it zamperlarides.com	zamperla@zamperla.it
	Sartori group	sartorirides.com	sartori@ sartorirides.com
	Technical Park srl.	technicalpark.com	technical@ technicalpark.com
	Moser rides	moserrides.com	moser@ moserrides.com
	Games& Parks magazine	factoedizioni.it	factosrl@libero.it factosrl@tin.it
Велико-британія	Inter Park magazin	Inter-GameOnline.com	intergame@ intergame.ltd.uk
Німеччина	Maurer shone	maurer-soehne.de	ar@mchn.maurer-soehne.de
США	S&S Power inc.	s-spower.com	
Австрія	Funtime Handels	funtime.com.au	funtime.technik@ magnet.at
Україна	Завод АнаЛОГ	analog.vinnica.ua	alk@vn.ua

КОНСТРУКТИВНЕ ВИРІШЕННЯ РУХОМОГО ОБЛАДНАННЯ
 (сконструйовано ведучим конструктором
 ВАТ “Завод Аналог” В.О. Недовісом)

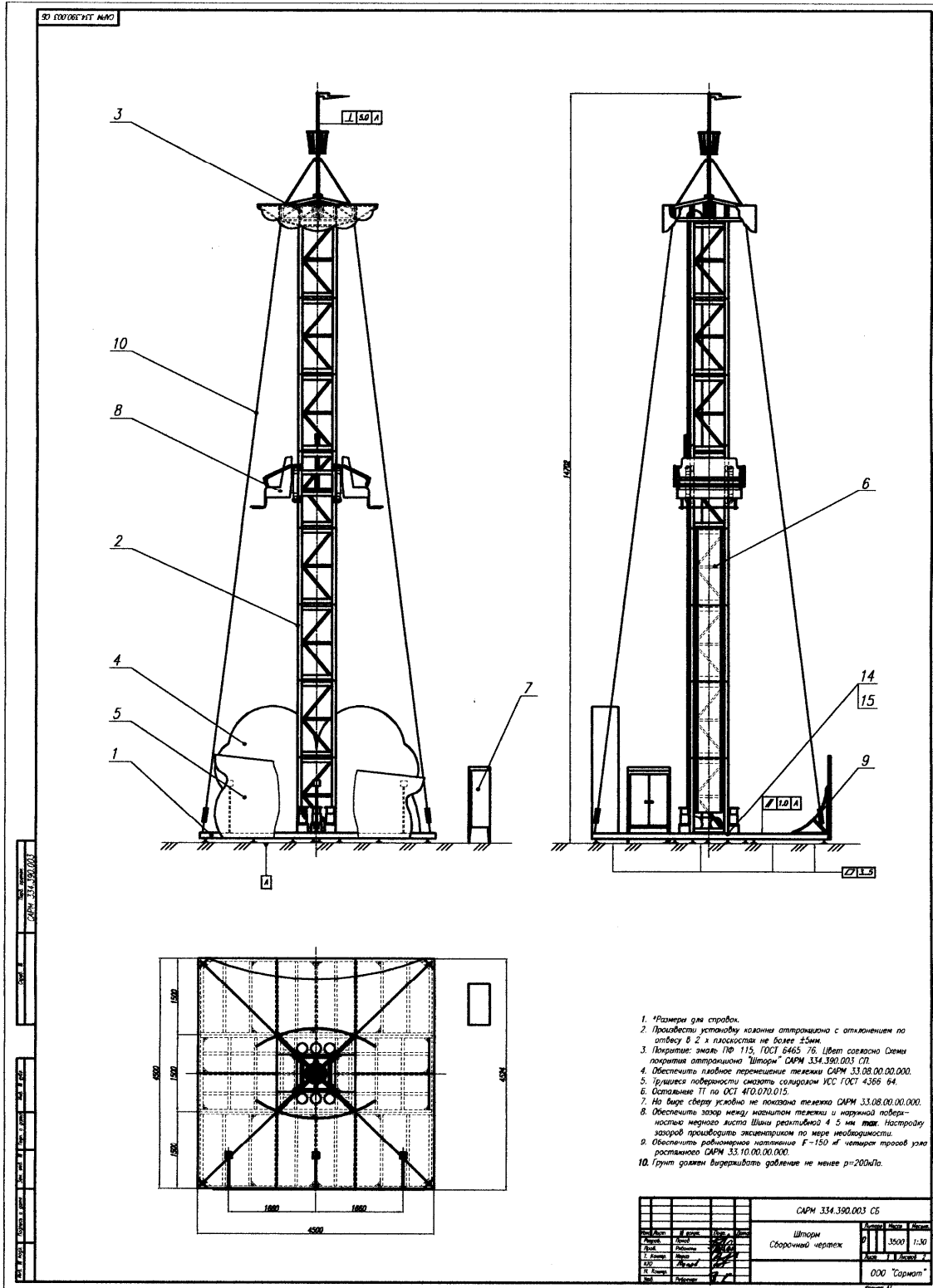


де 1 – підйомник з механізмом фіксації (2) та тросовою обіймою (3),
 4 – посадкова платформа із кріслами (5), дугами безпеки (6) та магнітною системою гальмування (7).

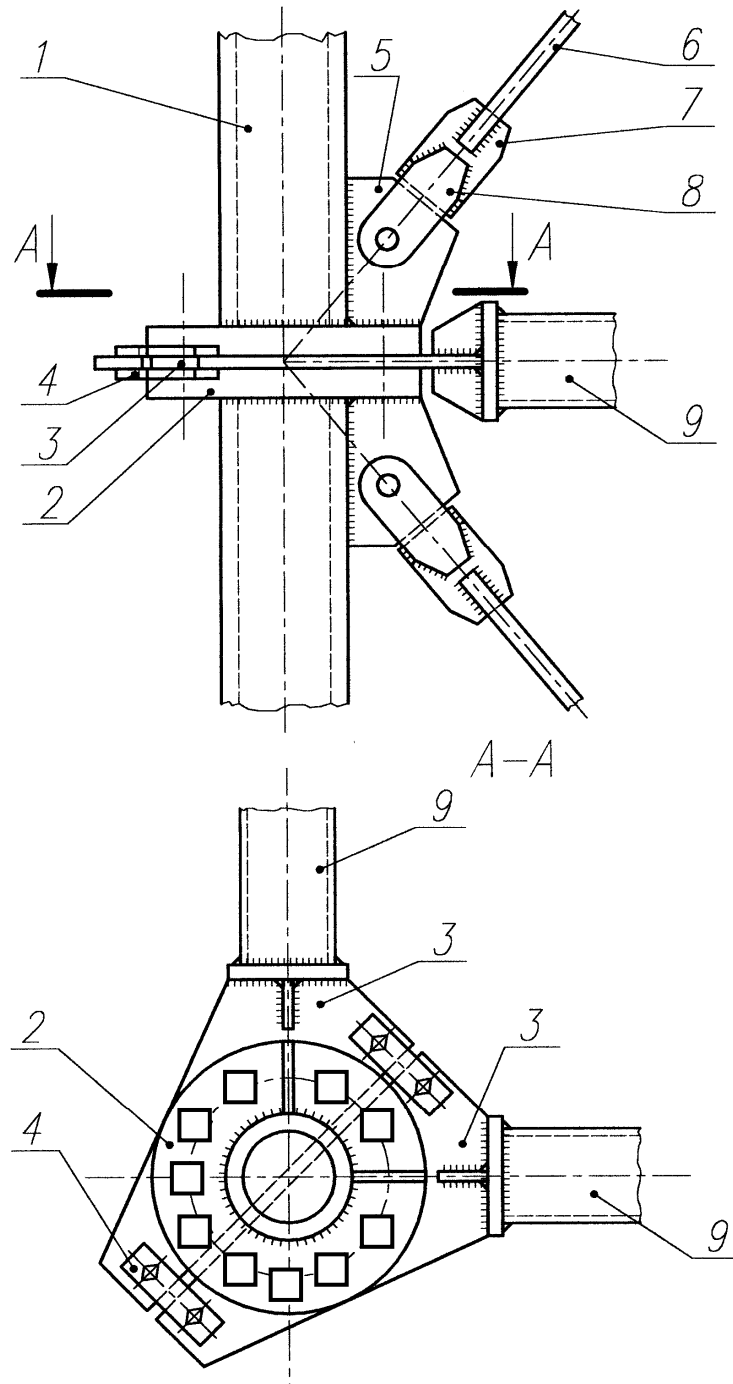
КОНСТРУКТИВНЕ ВИРШЕННЯ ПЛАТФОРМИ
АТРАКЦІОНУ "Магнетик-XXL" висотою 50 м
(Автори - ведучі конструктори ВАТ "Завод Аналог"
О.О. Єгоров та Б.П. Волошин)



ЗАГАЛЬНИЙ ВИГЛЯД АТРАКЦІОНУ “ШТОРМ”
 (сконструйовано ведучими конструкторами
 ВАТ “Завод Аналог” О.О. Єгоровим та П.В. Рябоконею)

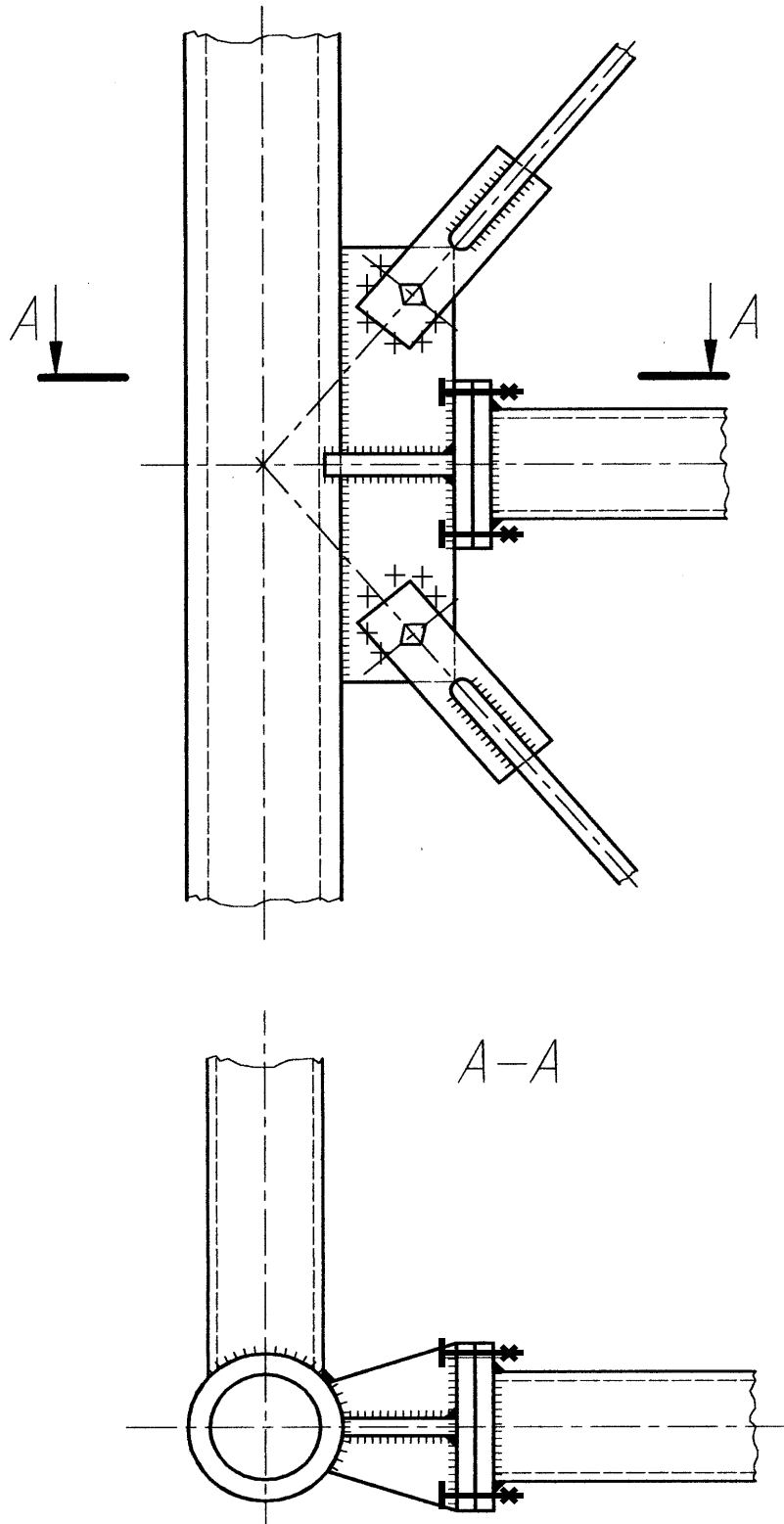


КОНСТРУКТИВНЕ ВИРІШЕННЯ СТАНДАРТНОГО
МІЖСЕКЦІЙНОГО ФЛАНЦЕВОГО З'ЄДНАННЯ ВЕЖ



де: 1 – несуча труба, 2 – фланець, 3 – кінцеві косинці розпірок, 4 – фіксуєчі планки, 5 – ребро, 6 – елемент решітки, 7 – перехідний платик, 8 - вушко, 9 – розпірки

КОНСТРУКТИВНЕ ВИРІШЕННЯ СТАНДАРТНОГО З'ЄДНАННЯ
ЕЛЕМЕНТІВ РЕШІТКИ ДО НЕСУЧИХ СТІЮК



ДЕФОРМАЦІЇ СПОРУДИ ВІД ОЦІНОЧНИХ ЗНАЧЕНЬ НАВАНТАЖЕНЬ (ВИБІРКА)

Единицы измерения линейных перемещений: ММ

Единицы измерения угловых перемещений: RD*1000

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) для свободного использования

Thu Oct 10 16:47:28 2002 НЕХА4 основная схема

5.0002

П Е Р Е М Е Щ Е Н И Я У З Л О В							
	43	44	45	46	47	48	49
1 -							
X	-.01053	-.25908	.07747	-.00642	-.07848	.28289	.00326
Y	-78.966	-79.288	-79.091	-78.854	-79.113	-79.357	-106.79
Z	-.38887	11.220	11.218	-.38870	-11.967	-11.970	-.48048
UX	11.559	11.649	11.580	11.565	11.579	11.650	12.925
UY	-.00117	-.04891	.01297	.00094	-.01247	.05101	.01216
UZ	.34185	.10235	-.15890	-.22507	-.18249	.12275	.20126
	50	51	52	53	54	55	56
1 -							
X	-.06855	.22234	.01115	-.24174	.06877	.01009	-.21641
Y	-107.00	-107.16	-106.89	-107.23	-107.02	-137.68	-137.97
Z	12.592	12.593	-.47985	-13.449	-13.447	-.54066	13.775
UX	12.967	13.027	12.919	13.008	12.937	14.093	14.213
UY	-.01130	.04202	-.01383	-.05246	.01487	.02396	-.05021
UZ	.13752	-.09223	-.29548	-.10880	.15817	.28439	.09556

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) для свободного использования

Thu Oct 10 16:47:28 2002 НЕХА4 основная схема

5.0005

П Е Р Е М Е Щ Е Н И Я У З Л О В							
	127	128	129	130	131	132	133
1 -							
X	.00347	.00157	.00148	-.00264	.00028	.00047	
Y	-604.74	-604.74	-604.74	-604.74	-604.74	-604.74	
Z	-.65939	17.899	17.899	-.65912	-19.216	-19.216	
UX	17.840	17.860	17.860	17.839	17.861	17.861	
UY	-.00096	.00418	-.00387	.00005	.00408	-.00409	
UZ	-.00100	.00189	-.00340	-.00026	.00234	-.00340	

ДЕФОРМАЦІЇ В ЕЛЕМЕНТАХ “ОГЛЯДОВОЇ ВЕЖІ” ВИХІДІ ДАНІ

(0/ 1;h07;/ 2;5;/)

(1/ 5 1 1 7/ R 1 23/ 0 0 1 1/ 5 2 25 31/ R 1 29/ 0 0 1 1/ 5 3 55 61/
R 1 23/ 0 0 1 1/ 5 4 79 85/ R 1 23/ 0 0 1 1/ 5 5 103 109/ R 1 23/
0 0 1 1/ 5 6 7 8/ 5 6 8 9/ 5 6 9 10/ 5 6 10 11/ 5 6 11 12/ 5 6 12 7/
5 6 19 20/ R 1 18/ 0 0 6 6/ 5 6 20 21/ R 1 18/ 0 0 6 6/ 5 6 21 22/
R 1 18/ 0 0 6 6/ 5 6 22 23/ R 1 18/ 0 0 6 6/ 5 6 23 24/ R 1 18/
0 0 6 6/ 5 6 24 19/ R 1 18/ 0 0 6 6/ 5 7 1 8/ 5 7 2 9/ 5 7 3 10/
5 7 4 11/ 5 7 5 12/ 5 7 6 7/ 5 8 2 7/ 5 8 3 8/ 5 8 4 9/ 5 8 5 10/
5 8 6 11/ 5 8 1 12/ 5 7 7 20/ 5 7 8 21/ 5 7 9 22/ 5 7 10 23/
5 7 11 24/ 5 7 12 19/ 5 8 8 19/ 5 8 9 20/ 5 8 10 21/ 5 8 11 22/
5 8 12 23/ 5 8 7 24/ 5 7 19 26/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 7 20 27/ R 1 17/
0 0 6 6/ 5 7 21 28/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 7 22 29/ R 1 17/ 0 0 6 6/
5 7 23 30/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 7 24 25/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 8 20 25/
R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 8 21 26/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 8 22 27/ R 1 17/
0 0 6 6/ 5 8 23 28/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 8 24 29/ R 1 17/ 0 0 6 6/
5 8 19 30/ R 1 17/ 0 0 6 6/ 5 9 7 9/ R 1 10/ 0 0 12 12/ 5 9 14 16/
R 1 9/ 0 0 12 12/ 5 9 9 11/ R 1 10/ 0 0 12 12/ 5 9 16 18/ R 1 9/
0 0 12 12/ 5 9 11 7/ R 1 10/ 0 0 12 12/ 5 9 18 14/ R 1 9/ 0 0 12 12/
5 10 134 141/ R 1 5/ 0 0 1 1/ 5 10 141 13/ R 1 5/ 0 0 1 1/
5 11 1 141/ R 1 5/ 0 0 1 1/)

(2/ 487 2 5/ 488 2 5/ 489 2 5/ 490 2 5/ 491 2 5/ 492 2 5/ 562 2 5/
R 1 5/ 1 0 0/)

(3/ 1 S6 2.1E7 10.2 7.8/ 2 S6 2.1E7 10.2 8.2/ 3 S6 2.1E7 10.2 8.8/
4 S6 2.1E7 10.2 9.0/ 5 S6 2.1E7 10.2 9.0/ 6 S6 2.1E7 7.6 6.4/
7 S6 2.1E7 5.7 4.5/ 8 S6 2.1E7 5.7 4.5/ 9 S6 2.1E7 5.7 4.5/
10 S6 2.1E7 10.2 8.2/ 11 S6 2.1E7 7.6 6.4/)

(4/ 1.2 0 0/ 0.6 1.039 0/ -0.6 1.039 0/ -1.2 0 0/ -0.6 -1.039 0/
0.6 -1.039 0/ 1.2 0 2.25/ 0.6 1.039 2.25/ -0.6 1.039 2.25/
-1.2 0 2.25/ -0.6 -1.039 2.25/ 0.6 -1.039 2.25/ 1.2 0 4/
0.6 1.039 4/ -0.6 1.039 4/ -1.2 0 4/ -0.6 -1.039 4/ 0.6 -1.039 4/
1.2 0 4.5/ 0.6 1.039 4.5/ -0.6 1.039 4.5/ -1.2 0 4.5/
-0.6 -1.039 4.5/ 0.6 -1.039 4.5/ 1.2 0 6.75/ 0.6 1.039 6.75/
-0.6 1.039 6.75/ -1.2 0 6.75/ -0.6 -1.039 6.75/ 0.6 -1.039 6.75/
1.2 0 9/ 0.6 1.039 9/ -0.6 1.039 9/ -1.2 0 9/ -0.6 -1.039 9/
0.6 -1.039 9/ 1.2 0 11.25/ 0.6 1.039 11.25/ -0.6 1.039 11.25/
-1.2 0 11.25/ -0.6 -1.039 11.25/ 0.6 -1.039 11.25/ 1.2 0 13.5/
0.6 1.039 13.5/ -0.6 1.039 13.5/ -1.2 0 13.5/ -0.6 -1.039 13.5/
0.6 -1.039 13.5/ 1.2 0 15.75/ 0.6 1.039 15.75/ -0.6 1.039 15.75/
-1.2 0 15.75/ -0.6 -1.039 15.75/ 0.6 -1.039 15.75/ 1.2 0 18/
0.6 1.039 18/ -0.6 1.039 18/ -1.2 0 18/ -0.6 -1.039 18/
0.6 -1.039 18/ 1.2 0 20.25/ 0.6 1.039 20.25/ -0.6 1.039 20.25/
-1.2 0 20.25/ -0.6 -1.039 20.25/ 0.6 -1.039 20.25/ 1.2 0 22.5/
0.6 1.039 22.5/ -0.6 1.039 22.5/ -1.2 0 22.5/ -0.6 -1.039 22.5/
0.6 -1.039 22.5/ 1.2 0 24.75/ 0.6 1.039 24.75/ -0.6 1.039 24.75/
-1.2 0 24.75/ -0.6 -1.039 24.75/ 0.6 -1.039 24.75/ 1.2 0 27/
0.6 1.039 27/ -0.6 1.039 27/ -1.2 0 27/ -0.6 -1.039 27/
0.6 -1.039 27/ 1.2 0 29.25/ 0.6 1.039 29.25/ -0.6 1.039 29.25/
-1.2 0 29.25/ -0.6 -1.039 29.25/ 0.6 -1.039 29.25/ 1.2 0 31.5/
0.6 1.039 31.5/ -0.6 1.039 31.5/ -1.2 0 31.5/ -0.6 -1.039 31.5/
0.6 -1.039 31.5/ 1.2 0 33.75/ 0.6 1.039 33.75/ -0.6 1.039 33.75/
-1.2 0 33.75/ -0.6 -1.039 33.75/ 0.6 -1.039 33.75/ 1.2 0 36/
0.6 1.039 36/ -0.6 1.039 36/ -1.2 0 36/ -0.6 -1.039 36/)

0.6 -1.039 36/ 1.2 0 38.25/ 0.6 1.039 38.25/ -0.6 1.039 38.25/
 -1.2 0 38.25/ -0.6 -1.039 38.25/ 0.6 -1.039 38.25/ 1.2 0 40.5/
 0.6 1.039 40.5/ -0.6 1.039 40.5/ -1.2 0 40.5/ -0.6 -1.039 40.5/
 0.6 -1.039 40.5/ 1.2 0 42.75/ 0.6 1.039 42.75/ -0.6 1.039 42.75/
 -1.2 0 42.75/ -0.6 -1.039 42.75/ 0.6 -1.039 42.75/ 1.2 0 45/
 0.6 1.039 45/ -0.6 1.039 45/ -1.2 0 45/ -0.6 -1.039 45/
 0.6 -1.039 45/ 0/ 5.2 0 0/ 2.6 4.503 0/ -2.6 4.503 0/ -5.2 0 0/
 -2.6 -4.503 0/ 2.6 -4.503 0/ 0/ 3.2 0 2/ 1.6 2.771 2/ -1.6 2.771 2/
 -3.2 0 2/ -1.6 -2.771 2/ 1.6 -2.771 2/ 0/ 0 0 17.184/ 0 0 40/
 0 0 27.356/ 0 0 30/ 0 0 39.446/ 0 0 39.456/)

(5/ 1 1 2 3/ R 1 5/ 1 0 0 0/ 134 1 2 3/ R 1 5/ 1 0 0 0/)

(6/ 43 5 1 1 1/ 46 5 1 1 1/ 109 5 1 2 1/ 112 5 1 2 1/ 79 5 2 3 2/
 82 5 2 3 2/ 85 5 2 4 2/ 88 5 2 4 2/ 109 5 2 5 2/ 112 5 2 5 2/
 109 5 2 6 2/ 112 5 2 6 2/ 109 5 6 7 1/ 112 5 6 7 1/ 43 5 6 8 1/
 46 5 6 8 1/ 73 5 1 9 3/ 76 5 1 9 3/)

(7/ 1 6.005 2.167/ 2 1.5 1.75/ 3 -3.43 0.356/ 4 -2.28 0.75/
 5 -0.44 1.196/ 6 -0.57 1.206/ 7 -0.34 1.75/ 8 -0.12 2.167/
 9 0.366 0.330/)

(8/ 0 0 0 0 0 0 0 1.1 1 1/ 2 0 1 0 0 0 0 1.4 0.5 1/ 1 0 0 0 0 0 0 1.3 1 1/)

Результати розрахунку по деформаціям (вибірка):

Единицы измерения линейных перемещений: ММ

Единицы измерения угловых перемещений: RD*1000

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) для свободного использования

Fri Nov 01 17:48:04 2002 HEXA7

основная схема

23.0008

	127	128	129	130	131	132	133
1 - 1*1.000 + 2*1.000							
X	.06741	.06649	.06640	.06130	.06325	.06344	
Y	-576.93	-576.93	-576.93	-576.93	-576.93	-576.93	
Z	-.61154	17.274	17.275	-.60839	-18.492	-18.493	
UX	17.191	17.212	17.211	17.190	17.213	17.212	
UY	.00023	.00541	-.00269	.00125	.00531	-.00291	
UZ	-.00195	.00095	-.00434	-.00120	.00139	-.00434	
2 - 1*1.000 + 2*0.250 + 3*1.000							
X	.01830	.01612	.01598	.01219	.01544	.01559	
Y	-146.08	-146.08	-146.08	-146.08	-146.08	-146.08	
Z	-.64738	3.9039	3.9041	-.64658	-5.1959	-5.1964	
UX	4.3812	4.3796	4.3788	4.3812	4.3805	4.3801	
UY	-.00074	-.00030	.00072	.00027		.00083	
UZ	-.00028	.00239	-.00317	-.00027	.00257	-.00290	

Наукове видання

**Свердлов Володимир Деонисович,
Попов Володимир Олексійович**

**МЕТАЛЕВІ БАШТОВІ СПОРУДИ З ВИСОКИМ СТУПЕНЕМ
СПВОСНОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Монографія

Редактор Т.А. Ягельська

Оригінал-макет підготовлено В.О. Поповим

Видавництво ВНТУ «УНІВЕРСУМ-Вінниця»
Свідоцтво Держкомінформу України
Серія ДК №746 від 25.12.2001
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ, ГНК, к.114
Тел.: (0432)44-05-32

Підписано до друку р.
Формат 29,7x42¹/₄. Папір офсетний.
Гарнітура Times New Roman
Друк різнографічний. Ум. Др. арк. 11,2
Наклад 100 прим. Зам. №2005-

Видано в комп'ютерному інформаційно-видавничому центрі
Вінницького національного технічного університету
Свідоцтво Держкомінформу України
Серія ДК №746 від 25.12.2001
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ, ГНК, к.114
Тел.: (0432)44-05-32