Ю.С. Слюсаренко, О.В. Шимановський, О.М. Галінський

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД РЕКОНСТРУКЦІЇ НАЦІОНАЛЬНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» В КИЄВІ

Київ
Видавництво «Сталь»
2013

УДК 624.001.5:624.071:624.074
ББК 38.112

Слюсаренко Ю.С., Шимановський О.В., Галінський О.М.

Ш 61 Науково-технічний супровід реконструкції Національного спортивного комплексу «Олімпійський» в Києві / За загальною редакцією Шимановського О.В. – К.: Вид-во «Сталь», 2013. – 325 с., рис. 269, табл. 19.

У книзі з єдиних методологічних позицій викладено комплексний підхід до організації й проведення робіт із науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» та визначено оцінку впливу проведених робіт на будівництво у цілому. Представлено загальну характеристику сучасної нормативної бази України з науково-технічного супроводу будівництва. Наведено загальні дані щодо проектних рішень із реконструкції НСК «Олімпійський». Розкриті питання науково-технічного супроводу робіт із обстеження та проектування реконструкції існуючих конструкцій будівель і споруд як на території НСК «Олімпійський», так і на території, що його оточує, а також нового проектування й будівництва електропідстанції «Олімпійська» і споруд зони гостинності. Викладено результати робіт із науково-технічного супроводу проектування і спорудження висячого покриття над трибунами НСК «Олімпійський». Висвітлені питання науково-технічного супроводу складних технологічних процесів, які входили до складу виконаних при реконструкції НСК «Олімпійський» різних будівельно-монтажних робіт.

Для науковців, інженерів, викладачів, аспірантів, магістрів, бакалаврів і студентів технічних вузів.

Рецензенти: Л.М. Лобанов, академік Національної академії наук України, доктор технічних наук, професор
Д.Ф. Гончаренко, доктор технічних наук, професор
С.Ф. Пічугін, доктор технічних наук, професор

Рекомендовано до видання Науково-технічними радами: Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва»

**© Ю.С. Слюсаренко,
О.В. Шимановський,
О.М. Галінський, 2013**
© Видавництво «Сталь», 2013

ISBN 978-966-1555-74-6

ПЕРЕДМОВА

Стрімкий науково-технічний прогрес за останні десятиріччя значно змінив і ускладнив традиційні підходи до здійснення будівельної діяльності. В цьому сенсі необхідно вказати на два найсуттєвіші аспекти. По-перше, повсюдне запровадження комп'ютерних методів і технологій, інтенсивне створення і застосування нових ефективних будівельних матеріалів і виробів із унікальними властивостями, широке впровадження нових зразків будівельної техніки і технологій, які ще не набули значного досвіду використання, вимагають від проектувальників і будівельників постійних змін у традиційних методах роботи. По-друге, наявні потреби у створенні все більш великих і складних будівельних об'єктів, які призводять не тільки до помітного, а й часто-густо негативного впливу на довкілля, вимагають підвищення відповідальності всіх учасників будівельного процесу за надійність, ефективність і безпечність як самих будівельно-монтажних робіт, так і кінцевих результатів їхньої роботи.

Одним із шляхів вирішення проблем, пов'язаних із сучасною ситуацією у будівництві, є все більш широке використання ресурсів будівельної науки, причому не тільки при проведенні теоретичних і експериментальних досліджень, а також у навчальному процесі (яким наука завжди опікувалась), але й безпосередньо при створенні й відслідковуванні життєдіяльності будівельних об'єктів на всіх етапах їх життєвого циклу – починаючи з проектування, через будівництво та експлуатацію і аж до повної утилізації.

Звернемо тепер увагу на те, що вказане застосування будівельної науки при створенні будівельних об'єктів отримало спеціальну назву: науково-технічний супровід у будівництві. Звичайно, окремі елементи наукового супроводу і раніше застосовувались при будівництві великих і складних об'єктів, але саме в останні роки ця діяльність набула постійного і комплексного характеру, що вимагає її системного осмислення і впорядкування.

Відомо, що на сучасному етапі найбільшого поширення науково-технічний супровід набув при спорудженні нових незвичних типів будівельних об'єктів, таких як висотні будинки, великопрольотні будівлі та інженерні споруди, а також об'єкти, що розміщені на територіях із складними природно-кліматичними, геотехнічними та містобудівними умовами. Однак, склад і характеристика робіт, які можна відносити до науково-технічного супроводу, внаслідок своєї надзвичайної широти поки що не мають загальноприйнятої класифікації. Крім того, практична відсутність таких досліджень унеможливлює проведення узагальнень вказаної проблематики та її подальше нормування. Тому за цих умов надзвичайно важливими і повчальними є відтворення й систематизація позитивного досвіду виконання робіт із науково-технічного супроводу при будівництві найважливіших і найскладніших комплексних об'єктів, які наразі споруджуються.

У цьому сенсі зазначимо, що одним із найвизначніших об'єктів будівництва в Україні за останні роки стала реконструкція Національного спортивного комплексу «Олімпійський» в Києві (НСК «Олімпійський»), на якому відбулися матчі фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Причому реконструкція НСК «Олімпійський» від самого її початку була запланована як складна різнопланова задача, яка передбачала розроблення і реалізацію багатьох нетрадиційних технічних, технологічних й організаційних рішень, більшість із яких наразі недостатньо врегульовані чинними будівельними нормами і не мають значного досвіду застосування. Тому спорудження такого складного і масштабного будівельного об'єкта не могло бути здійснено без запровадження комплексного науково-технічного супроводу на всіх етапах його проектування і будівництва, задля вирішення задач якого були залучені потужності як провідних вітчизняних наукових установ і організацій, так і передових зарубіжних підприємств. Важливим тут є ще й те, що роботи проводились за багатьма напрямами і були спрямовані на забезпечення надійності, якості й ефективності будівництва.

Скажемо тепер декілька слів щодо загальної характеристики цього видання та змісту всіх його розділів.

У книзі наведені дані щодо організації й проведення робіт із науково-технічного супроводу вирішення різноманітних проблем, що виникали під час реконструкції НСК «Олімпійський», а також оцінки впливу проведених супроводжувальних робіт на будівництво у цілому.

Книга складається з п'яти глав і додатка. Перша глава присвячена загальній характеристиці сучасної нормативної бази України з науково-технічного супроводу будівництва. Вказані основні види робіт із супроводу. Наведено перелік видів будівельних об'єктів, що підлягають обов'язковому супроводу. Зазначено, що виконання супроводу повинно проводитись безпосередньо проектувальниками об'єкта або базовими організаціями з науково-технічної діяльності, які мають право на виконання певного виду робіт

відповідно до завдань супроводу. Значну увагу приділено висвітленню розвитку нормативної бази в Україні з питань науково-технічного супроводу будівництва. Наведено перелік чинних державних будівельних норм, а також викладено їх загальний зміст й особливості застосування. Представлено результати порівняльного аналізу української та російської нормативних баз за цим напрямом і зроблено висновок щодо їх подібності.

У другій главі наведено загальні дані щодо проектних рішень із реконструкції НСК «Олімпійський». Представлена характеристика проекту реконструкції, описано генеральний план та архітектурні рішення основних споруд і будівель НСК «Олімпійський». Особливу увагу зосереджено на конструктивних рішеннях застосованих залізобетонних конструкцій верхніх і нижніх ярусів трибун, багатоповерхової споруди VIP-корпусу, кільцевої галереї, системи сходів і підтрибунних приміщень, а також металевих конструкцій покриття над трибунами стадіону.

Висвітлено організацію робіт із науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський», у тому числі з впровадження у ході будівельно-монтажних робіт низки складних технологічних рішень, для вирішення яких не було не тільки належного досвіду, а й навіть прямих аналогів у вітчизняній практиці будівництва. Представлено заходи з їх реалізації відповідно до вимог чинних державних будівельних норм. Розкрито особливості геотехнічних умов у плямі забудови, а також надані дані щодо перекладання існуючого та будівництва нового колекторів.

Третя глава розкриває питання, пов'язані з науково-технічним супроводом робіт, по-перше, із обстеження та проектування реконструкції існуючих конструкцій споруд і будівель як на території НСК «Олімпійський», так і на території, що його оточує, і, по-друге, нового проектування й будівництва електропідстанції «Олімпійська» і споруд зони гостинності.

Наведено результати виконаних широкомасштабних робіт із визначення сейсмічних вимог до території НСК «Олімпійський», а також описано їх застосування при проектуванні реконструкції існуючих конструкцій споруд і будівель й при новому будівництві. Особливу увагу зосереджено на висвітленні результатів експериментальних досліджень несучої здатності залізобетонних елементів існуючих трибун, нових залізобетонних і металевих конструкцій НСК «Олімпійський», визначенні їх відповідності вимогам українських і європейських норм із проектування, а також вогнестійкості залізобетонних конструкцій трибун стадіону. Описано розрахунки несучої здатності залізобетонних конструкцій споруд і будівель НСК «Олімпійський», наведено результати їх аналізу та порівняння з даними експериментальних досліджень. Представлено результати дослідження міцності та довговічності нових покриттів відремонтованих залізобетонних конструкцій, приклади розроблених нових залізобетонних конструкцій, а також підсилених фундаментів верхнього ярусу трибун стадіону.

Розглянуто питання взаємодії фундаментів нових споруд і будівель НСК «Олімпійський» та головного міського каналізаційного колектора, що пролягає під територією стадіону. Представлено результати розрахункових досліджень системи «ґрунт – конструкція» без урахування та з урахуванням додаткових навантажень від фундаментів. Наведено дані їх порівняльного аналізу, а також визначена оцінка впливу реконструкції НСК «Олімпійський» на роботу колектора.

У четвертій главі наведено результати робіт із науково-технічного супроводу проектування і спорудження висячого покриття над трибунами НСК «Олімпійський», яке є одним із найбільших у світі покриттів над спортивними аренами. Описано принципове конструктивне рішення покриття та характерні особливості, що вирізняють його поміж інших подібних конструкцій. Зазначено, що оскільки покриття є одним з найбільш відповідальних і складних конструктивів стадіону й містить дуже велику кількість несучих і допоміжних підсистем та елементів, то це визначило необхідність виконання дублюючих розрахунків міцності, стійкості та коливань у найбільш критичних станах і вогнестійкості його металевих конструкцій. Наведено результати вказаних розрахунків та з урахуванням їх аналізу зроблено висновок, що розрахованій конструкції притаманні не тільки висока несуча спроможність, достатньо великий запас міцності, загальної стійкості й динамічної жорсткості, а також слабка чутливість до рівномірно розподілених температурних впливів. Виконано аналіз і виявлено вплив різноманітних геометричних недосконалостей конструктивних елементів покриття, які були припущені під час їх виготовлення і монтажу, на його загальний напружено-деформований стан.

Значну увагу приділено висвітленню питань технологічності виготовлення та забезпечення можливості монтажу несучих металевих конструкцій покриття укрупненими блоками з метою спрощення й прискорення будівельних робіт. Представлено конструкцію укрупнювальних стендів та монтажної оснастки для встановлення і регулювання геометрії несучих конструкцій покриття, а саме: переставних веж, домкратних пристроїв та спеціальних підпірок. Описано послідовність виконання монтажних робіт.

П’ята глава розкриває питання науково-технічного супроводу складних технологічних процесів, які входили до складу виконаних при реконструкції НСК «Олімпійський» будівельно-монтажних робіт. Особливу увагу зосереджено на характеристиці процесів управління якістю при встановленні, забезпеченні та підтриманні рівня якості будівельної продукції на всіх етапах розробки його показників – від виготовлення будівельних матеріалів та виробів і виконання будівельно-монтажних робіт й аж до експлуатації готових споруд. При цьому зазначено, що встановлення оптимальних рівнів якості будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і виконання будівельно-монтажних робіт та формування їх кількісних показників здійснювалось під час розроб-

лення проектів виконання робіт, технологічних карт, схем контролю, регламентів та іншої документації.

Висвітлено питання геодезичного супроводу будівництва та інструментального контролю відповідальних конструкцій та будівель із урахуванням впливу будівельно-монтажних робіт, у тому числі відслідковування їх положення в просторі, оцінювання стійкості та виявлення можливих деформацій. Описано особливості застосування у реальному масштабі часу автоматизованої системи вимірювання фактичних значень вертикальних і горизонтальних переміщень конструктивних елементів, кутів їх відхилення від вертикалі та відносних лінійних деформацій, а також обробки отриманих даних і їх збереження в електронному вигляді.

Викладена детальна характеристика робіт із відновлення існуючого верхнього ярусу трибун, будівництва нових конструкцій нижнього та верхнього ярусів трибун, у тому числі з використанням спеціально виготовлених механізмів та обладнання, виконання гідроізоляційних робіт із застосуванням нових матеріалів та улаштування дренажних систем. При цьому зроблено наголос на тому, що для всіх зазначених видів робіт попередньо був розроблений проект їх виконання, а під час їх проведення безпосередньо на будівельному майданчику виконувався не тільки вхідний контроль параметрів застосовуваних матеріалів, а й пооперaційний контроль усіх технологічних процесів. Представлено результати розрахунків утримувальних споруд на зсувонебезпечних східному та північному схилах Черепанової гори, яка прилягає до НСК «Олімпійський», а також інженерного захисту території від підтоплення. Наведено основні параметри та конструктивні рішення підпірних стін, дренажної системи на полі стадіону і лінійної дрени перед підтрибунними приміщеннями.

Розглянуто питання вхідного контролю металевих конструкцій покриття над трибунами стадіону. Наведено основні положення регламенту організації вхідного контролю, у тому числі правила, порядок і обсяги проведення контролю, його етапи, операції, склад і правила оформлення результатів із переліком відповідної виробничої документації, а також програми організації вхідного контролю конкретних металевих конструкцій покриття – фасадної та похилої колон й верхнього та нижнього стиснутих кілець, програми контролю з'єднання фасадної та похилої колони й колони в зборі з ілюстрованими схемами і технологічними картами та програми організації вхідного геодезичного контролю.

Представлено результати досліджень впливу вібрації від демонтажних та пальових робіт на конструкції НСК «Олімпійський» та прилеглі будівлі. Описано методику визначення вібраційних навантажень не тільки у реальному часовому вимірі, а й з урахуванням реального стану будівельних конструкцій. Розкрито сутність запропонованих технологічно-конструктивних заходів та рішень зі зменшення впливу вібрації. Висвіт-

лено результати оцінки ефективності вжитих заходів й прийнятих рішень із віброізоляції.

Викладено особливості кошторисного нормування складних нетрадиційних будівельно-монтажних робіт, пов'язаних із використаними при реконструкції НСК «Олімпійський» новими технологіями та технологічними процесами, необхідність у яких виникла внаслідок відсутності чинної нормативно-правової бази. Наведено приклади розроблених нових індивідуальних ресурсних кошторисних норм на будівельні роботи та на експлуатацію машин і механізмів, а також спеціального опитувального аркуша, застосування якого дозволило значно прискорити розробку кошторисних норм. Описана методика проведення хронометражних спостережень окремих трудових операцій, які проводились задля достовірного визначення витрат трудових ресурсів.

Висвітлено питання оперативного контролю якості виконання земляних робіт, а також лабораторного контролю якості ґрунтових матеріалів, що використовувались для зворотного засипання траншей і котлованів підземних приміщень споруд НСК «Олімпійський». Причому особлива увага приділена виконанню зворотного засипання у зимових умовах.

Представлені результати моделювання та розрахунків системи утримувальних споруд зсувонебезпечних схилів Черепанової гори при будівництві зони гостинності, а також описані конструктивно-технологічні рішення підсилення тимчасових і постійних стін з метою забезпечення можливості проведення будівельно-монтажних робіт при будівництві багаторівневої споруди.

У додатку наведено загальні відомості щодо низки запроектованих і побудованих останнім часом в Україні новітніх стадіонів, які були як пов'язані, так і не пов'язані з проведенням чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Висвітлені дані щодо їх концептуальних і конструктивних рішень, аналізу результатів розрахунку й аеродинамічних досліджень, а також особливостей виготовлення і монтажу металоконструкцій.

При підготовці цієї книги авторами використана значна частина результатів робіт із науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський», які були отримані його основними виконавцями – ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського» (Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського) і ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва» (НДІБВ) за загальним науковим керівництвом авторів цієї книги та П.Є. Григоровського, В.О. Іваненка й В.Л. Пасечнюка. Крім того, у книзі знайшли своє віддзеркалення результати робіт деяких інших науково-дослідних інститутів і організацій, які виконувались за важливими, але спеціалізованими напрямами.

Звернемо увагу на декілька суттєвих моментів, які безпосередньо стосуються підготовки цієї книги. Успішне виконання робіт із науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» і, як наслідок,

написання цієї книги, було б неможливе без залучення значної кількості фахівців багатьох організацій. Тому автори вважають за необхідне навести їхні прізвища за відповідними напрямами робіт (за абеткою):

- науково-технічний супровід розроблення будівельних конструкцій, проектування будівель і споруд – А.М. Бамбура, І.П. Бойко, Л.О. Варченко, С.Г. Волкова, Р.О. Головко, В.О. Грипась, А.М. Дворник, С.О. Дубовик, В.М. Зеленко, Н.П. Івлєва, Ю.І. Калюх, В.В. Кіцюк, С.Я. Мазур, С.В. Новак, О.М. Райтаровський, Є.В. Рудоміно-Дусятський, Р.В. Расюк, Ю.Ф. Столярчук, О.А. Фесенко, О.К. Хавкін, М.М. Циганков, Г.К. Чабала, І.Й. Червинський, Я.Й. Червинський, О.В. Шуберт, А.М. Юров, М.Б. Яцишин;
- науково-технічний супровід проектування і монтажу висячого покриття над трибунами стадіону – А.М. Васик, С.С. Виноград, Ж.З. Володарська, С.В. Галактіонов, В.М. Гордеєв, І.О. Грудський, В.І. Гуляєв, А.Ю. Жагун-Лінник, М.О. Ковальчук, Я.О. Коряченко, О.С. Кривоглаз, С.В. Лабунський, О.П. Лисенко, І.М. Молявко, Г.С. Москаленко, М.М. Пальчик, С.М. Поминальник, О.В. Прядка, В.В. Холькін, Р.В. Хоменко, М.Д. Чорномиз;
- науково-технічний супровід складних технологічних процесів при виконанні будівельно-монтажних робіт – П.Я. Бабічева, Ю.А. Баглай, В.В. Беглєцов, Ю.В. Бількевич, О.В. Вісневська, І.І. Войналович, Л.В. Герасименко, М.Є. Гончак, В.Ф. Горгураки, Д.М. Дорошенко, Р.В. Єщенко, М.Є. Заблоцька, А.К. Завойський, О.С. Залозна, С.А. Каіра, С.О. Каратєєв, А.О. Котляренко, Є.П. Кошара, С.А. Мартиненко, К.С. Маценко, Е.П. Мельник, В.М. Мурасьов, І.К. Орловський, В.О. Панчук, В.М. Петрик, С.О. Полонська, Я.Л. Ратнер, Ю.О. Редькін, С.О. Сатиренко, Д.О. Скрицький, Г.В. Ставцева, В.С. Сорока, В.В. Султан, Л.Є. Трусова, Д.О. Хохлін, Т.А. Чернецька, О.Г. Щербаков.

Автори книги також висловлюють щиру подяку спеціалістам, які не тільки брали участь у виконанні робіт із науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський», а й зробили відповідний внесок у накопичення й обробку експериментальних даних і результатів розрахунків, їхній аналіз і оформлення, підготовку текстових і графічних матеріалів і стали співавторами окремих розділів цієї книги (за абеткою): В.А. Басанський (параграфи 5.3, 5.5, 5.13), С.Т. Вербицький (параграф 3.3), В.В. Гайдайчук (параграфи 3.9, 4.1, 4.2, 4.3), О.І. Гармаш (параграфи 5.3, 5.10), Г.Б. Гірштель (параграфи 3.10, 5.4), В.П. Глуховський (параграфи 3.8, 3.10), П.Є. Григоровський (параграфи 5.2, 5.3, 5.8), Л.М. Грубська (параграфи 5.3, 5.5, 5.13), О.Б. Гурківський (параграф 3.4), Т.П. Гутніченко (параграфи 5.3, 5.13), Ю.В. Дейнека (Крошка) (параграфи 5.2, 5.3, 5.8), Д.А. Дмитрієв (параграфи 3.11, 3.13), С.І. Завгородній (параграфи 3.6, 3.7), Є.М. Івінський (параграфи 5.7, 5.13), В.А. Іваненко (параграфи 5.3, 5.8, 5.13), О.В. Кендзера (параграф 3.3), Р.К. Ковальський (параграф 3.5), Л.О. Косолап (параграф 5.2), Л.І. Крівєльов (параграфи 3.2, 3.11, 3.12), П.Г. Круковський (параграфи 3.9, 4.2), І.М. Лебедич (параграфи 2.3, 4.4), О.М. Лісений (параграфи 2.2, 3.1, 3.8,

3.10, 5.4), А.С. Максимов (параграфи 5.3, 5.13), С.А. Марчук (параграфи 5.3, 5.7, 5.9, 5.13), М.Г. Мар'єнков (параграф 3.4), О.І. Оглобля (параграф 5.6), В.Г. Поклонський (параграфи 3.9, 4.2), М.М. Похватов (параграфи 5.3, 5.12), О.М. Пресич (параграфи 5.1, 5.8), П.П. Татков (параграфи 3.6, 3.7), Л.В. Терещенко (параграф 5.13), В.М. Хоменко (параграфи 5.3, 5.7, 5.9, 5.13), О.М. Чернухін (параграфи 5.3, 5.7, 5.9, 5.13), Н.П. Чуканова (параграфи 5.2, 5.3), Ю.В. Ячменьова (параграф 5.11).

Загальне редагування книги здійснив член-кореспондент Національної академії наук України, заслужений діяч науки і техніки України, доктор технічних наук, професор О.В. Шимановський.

Автори цього видання сподіваються, що книга не лише зацікавить, але й буде корисною широкому колу спеціалістів, і в першу чергу спеціалістам-будівельникам, причетним до проведення робіт із науково-технічного супроводу будівництва найважливіших і найскладніших комплексних об'єктів. Причому ця надія базується на декількох моментах. По-перше, в книзі з єдиних методологічних позицій викладений великий теоретичний і практичний матеріал із науково-технічного супроводу будівництва. По-друге, у ній розглянуті не лише загальні поняття науково-технічного супроводу, вона насичена реальними задачами, методами їх вирішення й відповідними прикладами, які були реалізовані під час реконструкції НСК «Олімпійський», – одного із найвизначніших об'єктів будівництва в Україні за останні роки. Більше того, саме ці відмічені моменти, на думку авторів, роблять книгу дуже доступною для самостійного вивчення студентами, бакалаврами, магістрами, аспірантами, викладачами, інженерами, науковцями й усіма, кому ці задачі цікаві з практичної точки зору.

Покращенню змісту рукопису значною мірою сприяли зауваження та поради рецензентів – академіка Національної академії наук України, доктора технічних наук, професора Л.М. Лобанова, доктора технічних наук, професора Д.Ф. Гончаренка, доктора технічних наук, професора С.Ф. Пічугіна, значна частина яких була врахована при підготовці остаточного варіанта рукопису. Їм автори виказують свою щиру вдячність.

ОКРЕМІ ПОДЯКИ

Зазначимо тепер, що при підготовці цієї книги автори використовували інформацію й цінні поради, які надавались як керівниками, так і фахівцями проектно-конструкторських організацій, які брали участь у проектуванні реконструкції НСК «Олімпійський», а саме: ТОВ «Архітектурне бюро «Ю. Серьогін» (директор Ю.І. Серьогін), ПП «Коматек» (директор І.Д. Козявкін), ПАТ «ПТІ «Київоргбуд» (головний інженер В.П. Корнієнко), ТОВ «Дольник і К°» (директор О.Т. Дольник), яким автори щиро дякують за надану допомогу в роботі.

Автори висловлюють щиру подяку за всіляку підтримку при проведенні робіт із науково-технічного супроводу основним учасникам реконструкції НСК «Олімпійський», а саме: дирекції НСК «Олімпійський» (генеральні директори В.М. Бугай, О.В. Білокур, Ж. Аркіссандаш, В.Я. Барковський; головний інженер В.Ф. Коритний; технічні директори А.П. Андрієвський, Д.Р. Соколовський, керівники служби технічного нагляду П.М. Воронов, В.М. Дудурич, Ю.Н. Крендель); генеральним підрядникам будівництва – АТ «ХК «Київміськбуд» (президенти П.С. Шилюк, В.М. Можар, М.М. Голиця, головний інженер О.А. Галицький), ТОВ «Завод «Майстер-Профі Україна» (президент Д.Ю. Мішалов, директор із монтажу Б.І. Петренко), ТОВ «АК Інжиніринг» (директор В.Г. Артюх, технічний директор В.Г. Коптилін); головним підрядникам будівництва – ТОВ «Солстрой» (директор О.В. Живицький, головний інженер С.С. Мироненко), ВАТ «Трест «Київпідземшляхбуд-2» (голова правління В.М. Кочерга, головний інженер Ю.С. Аністратенко).

Значну допомогу в організації робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» та проведенні науково-технічного супроводу надали перший заступник Міністра регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України А.В. Беркута та заступник міністра Д.В. Ісаєнко, а також Міністр України у справах сім'ї, молоді та спорту Ю.О. Павленко і заступник міністра С.В. Драч.

ГЛАВА 1

СУЧАСНА НОРМАТИВНА БАЗА НАУКОВО-ТЕХНІЧНОГО СУПРОВОДУ В БУДІВНИЦТВІ

§ 1.1. Формування нормативної бази

Насамперед вкажемо на те, що формування нормативної бази науково-технічного супроводу в будівництві розпочалось лише останніми роками, позаяк за часів Радянського Союзу державних норм, які б регламентували ці питання, взагалі не існувало.

Значне збільшення обсягів супровідних робіт, яке відбулось останнім часом, підвищення їх складності та зміни економічних умов функціонування будівельної галузі України призвели до впорядкування не тільки питань організації робіт із науково-технічного супроводу, а й взаємовідносин усіх учасників будівельного процесу. Зазначені питання частково висвітлені у нормах [8], які були розроблені протягом 2005 – 2007 років, набрали чинності з 1 січня 2008 року, і в яких вперше в Україні розглянуті будівельні об'єкти на всіх етапах їх життєвого циклу. Норми встановили порядок та умови виконання науково-технічного супроводу будівельних об'єктів незалежно від форм їхньої власності, відомчої належності та призначення.

Крім того, у цих нормах метою науково-технічного супроводу визначено вирішення проблем, що не обумовлені нормативними документами та можуть виникнути на різних етапах життєвого циклу будівельного об'єкта. А головним завданням супроводу визначено забезпечення вирішення містобудівних, архітектурних, конструктивно-технічних та будівельно-технологічних проблем із мінімальним ризиком помилок в умовах, що не регламентовані чинними нормами і стандартами, та за відсутності достатнього досвіду або прямих аналогів у вітчизняній чи світовій практиці. Проте необхідно зазначити, що, як випливає із подальшої практики застосування цих норм, таке визначення мети й завдання науково-технічного супроводу виявилось дещо обмеженим і тому не охопило всього розмаїття цих робіт.

В нормах визначено, що науково-технічним супроводом у будівництві є науково-технічна діяльність однієї або декількох організацій, пов'язана з виконанням певного комплексу робіт на різних етапах життєвого циклу будівельних об'єктів, у тому числі будівель чи споруд, які є об'єктами культурної спадщини, потенційно небезпечними, унікальними, складними за конструктивними рішеннями та/або інженерно-геологічними умовами.

Основними видами робіт із науково-технічного супроводу є обстеження, науково-дослідні роботи, спостереження за технічним станом об'єкта, прогнозування, пошукові роботи, розроблення технічних та будівельно-технологічних рішень, визначення характеристик будівельних матеріалів, перевірка відповідності вимогам будівельних норм та технічної документації окремих конструкцій та прийнятих конструктивних рішень, інженерні вишукування, аналіз технічних рішень щодо відповідності встановленим вимогам тощо.

Виконувати науково-технічний супровід можуть або безпосередньо проектувальники об'єкта, або базові організації з науково-технічної діяльності центрального органу виконавчої влади у галузі будівництва, промисловості будівельних матеріалів, архітектури і містобудування (наразі це Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України), які мають ліцензію на виконання певного виду робіт відповідно до завдань супроводу. А відповідальність виконавців і замовників науково-технічного супроводу в повному обсязі визначається чинним законодавством України.

Перелік видів будівельних об'єктів, що підлягають обов'язковому супроводу, представлений у нормах [8] й наведений у табл. 1.1.

Таблиця 1.1

№ з/п	Вид будівельних об'єктів	Характеристика
1	Об'єкти, що мають унікальне та особливо важливе народногосподарське та/або соціальне значення	Із I рівнем відповідальності за [13] (наразі – клас відповідальності СС3 згідно [6])
2	Вогне-, вибухо-, радіаційно- і біологічно-небезпечні об'єкти	Вищої категорії за чинною класифікацією
3а	Шлюзи та морські загороджувальні споруди	Завглибшки понад 15 м та протяжністю понад 200 м
3б	Портові комплекси з перевалки нафти та нафтопродуктів	Потужністю понад 5 млн. т за рік
3в	Портові причальні споруди з нетрадиційними конструктивно-технологічними схемами, матеріалопроводи	
4	Будівлі чи споруди, що становлять виняткову історико-культурну цінність	
5	Мости та штучні споруди (тунелі, шляхопроводи, естакади)	На дорогах вищих категорій та швидкісних міських дорогах
6	Об'єкти атомної енергетики	Із I та II категоріями відповідальності з ядерної безпеки
7	Об'єкти житлово-цивільного призначення	Із V категорією складності за додатком 6 та IV і V категорією складності за додатком 7 норм [5]
8	Будівлі чи споруди, що зводяться в умовах щільної забудови	Із підземною частиною понад 3 м та надземною частиною понад 9 поверхів
9	Об'єкти основного виробництва гідро- та теплоенергетики	Потужністю понад 1 млн. кВт.
10	Об'єкти основного виробництва водопровідно-каналізаційного господарства	
11а	Промислові будівлі та споруди, що будуються в особливо важких інженерно-геологічних умовах	Із сейсмікою понад 6 балів, просідаючими, структурно-нестійкими, сильностисливими та насипними ґрунтами, підроблюваними територіями тощо

Закінчення таблиці 1.1

11б	Споруди типу опускних колодязів, кесонів, підпірних стін заввишки 10 м, залізобетонні споруди та протифільтраційні завіси, що виконуються способом «стіна в ґрунті»	
11в	Аеродроми, метро та автомобільні дороги	Із вищими категоріями
12	Просторові конструкції покриттів	Із прольотом: металеві – понад 100 м, залізобетонні – понад 80 м
13	Висотні житлові та громадські будинки	Заввишки понад 73,5 м
14	Магістральні нафто- та нафтопродуктопроводи та споруди на них	
15	Магістральні газопроводи та споруди на них	
16	Резервуарний парк зберігання, розподілу та перевалки нафти, нафтопродуктів, газу	
17	Морські платформи для видобування нафти та газу	
18	Телевізійні та радіовежі	Заввишки понад 120 м
19	Димові труби	Заввишки понад 120 м
20	Шламосховища	Об’ємом понад 0,5 млн. $м^3$
21	Очисні споруди	Із продуктивністю понад 10000 $м^3$/рік
22	Об’єкти експериментального будівництва	

Науково-технічний супровід об’єктів, які не підлягають обов’язковому супроводу, може здійснюватись за ініціативою органу державного нагляду, власника будівлі чи споруди, страхової компанії, генерального проектувальника або будівельної організації.

Необхідність проведення наукового супроводу будівництва підтверджують у проекті на відповідну будівлю або споруду. Витрати ж на науково-технічний супровід відшкодовуються замовником на підставі кошторису, складеного в установленому порядку. Причому кошти на покриття зазначених витрат при їх відповідному обґрунтуванні враховуються у главі 9 зведеного кошторисного розрахунку будівництва.

На етапі проектування об’єкта науково-технічний супровід може містити такі основні види робіт:

- аналіз вітчизняного та світового досвіду проектування подібних об’єктів та вибір найбільш доцільних конструктивних і технологічних рішень;

- оптимізацію конструктивних схем об'єкта або його елементів (геометрія, конструктивні рішення, матеріали, що застосовуються, тощо);
- варіантне пророблення проектних рішень об'єкта та порівняльний аналіз розроблених варіантів;
- уточнення властивостей ґрунтової основи об'єкта та кліматичних умов території забудови;
- проведення дублюючих розрахунків основ і фундаментів, будівельних конструкцій, інженерного устаткування;
- апробацію прийнятих конструктивних та технологічних рішень;
- розроблення експлуатаційної документації об'єкта;
- оцінку впливу нового будівництва на оточуючі будівлі й споруди та населення, що мешкає в оточуючій забудови;
- розроблення проектів і схем моніторингу, що застосовуються на етапах експлуатації та зняття об'єкта з експлуатації;
- розроблення проектів ліквідації об'єкта тощо.

На етапі будівництва об'єкта науково-технічний супровід може містити такі основні види робіт:

- надання інформаційної допомоги при вирішенні завдань будівельного виробництва щодо його підготовки, розроблення проектно-технологічної документації, планування й управління, забезпечення всіма видами ресурсів, обліку тощо;
- моніторинг стану конструкцій та інженерного обладнання;
- відпрацювання і коригування конструктивних рішень окремих вузлів із урахуванням конкретних умов виконання робіт;
- відпрацювання окремих технологічних рішень, пов'язаних із реальними умовами виконання робіт;
- контроль якості матеріалів, виробів та конструкцій;
- нагляд за станом забудови, що оточує будівельний майданчик, та умовами мешкання людей у зоні впливу будівництва;
- коригування (уточнення) проектів експлуатації та технологій моніторингу, що застосовуються на етапах експлуатації та зняття об'єкта з експлуатації тощо.

На етапі експлуатації об'єкта можуть передбачатись такі основні види робіт із науково-технічного супроводу:

- моніторинг об'єктів;
- періодичні обстеження будівель, споруд, інженерних мереж, виявлення та оцінювання дефектів і пошкоджень в них;
- виконання перевірних розрахунків або механічного моделювання з урахуванням наявних дефектів і пошкоджень конструкцій;
- діагностика об'єкта або його елементів, конструкцій та інженерного обладнання;

• перевірка відповідності прийнятих проектних рішень реальним кліматичним та гідрогеологічним умовам об'єкта, фактичним умовам роботи окремих конструктивних елементів (гідроізоляція, покрівля, вентиляція, кондиціювання тощо), енергозбереженню та забезпеченню умов пожежної безпеки тощо.

І, нарешті, на етапі зняття об'єкта з експлуатації та його ліквідації або консервації науково-технічний супровід може містити такі види робіт:

• обстеження об'єкта, оцінювання пошкоджень, дефектів і ступеня фізичного зносу його елементів;

• оцінку історичної, архітектурної та економічної цінності об'єкта;

• розроблення конструктивних та технологічних рішень тимчасового підсилення окремих конструкцій та вузлів їх сполучення, за необхідності підтримання їх у робочому стані на період виведення об'єкта з експлуатації;

• забезпечення технологічного режиму прийнятої схеми виконання робіт із зняття з експлуатації;

• відпрацювання нетрадиційних технологічних рішень щодо виконання робіт із ліквідації та утилізації об'єкта, окремих його елементів або конструкцій;

• аналіз заходів щодо відновлення (покращення) стану навколишнього середовища.

Організації, установи та підприємства залежно від характеру їх участі у роботах із науково-технічного супроводу поділяються на замовників та виконавців. Якщо супровід фінансується за рахунок бюджетних коштів, функції замовника виконують центральні або місцеві органи виконавчої влади. Крім того, функції замовника супроводу можуть виконувати страхова організація, власник будівлі чи споруди або організація, якій вони доручають представляти свої інтереси.

Залежно від характеру, складності та обсягів робіт науково-технічний супровід здійснюють один або декілька виконавців. Якщо у роботах із супроводу беруть участь декілька виконавців, то серед них визначають головного виконавця. Інші виконують функції виконавців окремих робіт (складових супроводу) і є співвиконавцями супроводу.

Роботи з супроводу мають здійснюватись згідно з договором (контрактом) між замовником і головним виконавцем за вибором замовника або згідно з умовами конкурсу. Взаємодія ж між головним виконавцем та співвиконавцями, в свою чергу, обумовлюється договорами між ними. Також можлива інша схема організації супроводу, за якої замовник укладає окремі договори як з головним виконавцем супроводу, так й з співвиконавцями.

Наукове і технічне керівництво виконанням робіт із науково-технічного супроводу здійснює науковий керівник супроводу, якого призначає головний виконавець.

Замовник науково-технічного супроводу виконує такі роботи:

- ініціює виконання робіт із певного етапу супроводу поданням замовлення на виконання цих робіт за довільною формою;
- видає вихідні дані, необхідні для розроблення програми науково-технічного супроводу певного етапу життєвого циклу об'єкта;
- організовує, за необхідності, конкурсний розгляд заявок на виконання супроводу, розглядає результати та призначає головного виконавця робіт із супроводу;
- за поданням головного виконавця розглядає і затверджує програму науково-технічного супроводу;
- укладає договори на виконання робіт із супроводу;
- контролює виконання робіт із супроводу, приймає окремі етапи цих робіт та результати робіт у цілому;
- вживає необхідних заходів задля виробничого та матеріального забезпечення виконання робіт із супроводу;
- забезпечує виконання настанов, отриманих за результатами робіт із супроводу.

Головний виконавець науково-технічного супроводу виконує такі роботи:

- за дорученням і на підставі вихідних даних замовника розробляє програму науково-технічного супроводу певного етапу життєвого циклу об'єкта, узгоджує її з зацікавленими організаціями і подає на затвердження замовнику;
- разом із співвиконавцями визначає зміст програми на складові супроводу;
- виконує роботи з супроводу відповідно до завдань і термінів, що встановлені програмою науково-технічного супроводу і договором із замовником;
- укладає договори з співвиконавцями на виконання складових супроводу та координує їх роботу;
- складає звітну документацію і є відповідальним перед замовником за надані технічні й технологічні рішення і рекомендації, терміни та якість виконаних робіт.

Співвиконавці науково-технічного супроводу за дорученням замовника і головного виконавця розроблюють локальні програми супроводу на складові, що виконуються ними; проводять роботу відповідно до затвердженої програми за напрямами своєї діяльності; звітують перед головним виконавцем і замовником згідно з умовами договору.

При цьому передбачається, що базові організації з науково-технічної діяльності у галузі будівництва, промисловості будівельних матеріалів, архітектури і містобудування будуть використовувати результати науково-технічного супроводу для аналізу й узагальнення накопиченого досвіду та розроблення пропозицій щодо удосконалення нормативної бази в Україні.

§ 1.2. Розвиток нормативної бази в Україні

Останнім часом питання науково-технічного супроводу в Україні знайшли відображення у низці нормативних документів.

Так, у нормах [3] зазначено, що «… нові конструктивні схеми будівель і споруд на початку процесу проектування підлягають обов'язковій експертній проробці фахівцями науково-дослідних та проектних організацій, які спеціалізуються у галузі сейсмостійкого будівництва». Крім того передбачено, що при використанні сейсмоізоляції та інших систем динамічного регулювання «... розрахунок і конструювання повинні здійснюватись за участі спеціалізованих проектних і наукових організацій».

Нормами встановлена необхідність проведення інженерно-сейсмометричних спостережень і динамічної паспортизації будівель і споруд, які «повинні виконуватись акредитованими лабораторіями, які оснащені необхідним обладнанням і сейсмометричною апаратурою».

У нормах [9] встановлено, що «… з метою комплексної безпеки будівництва» повинен виконуватись «… науково-технічний супровід будівництва відповідно до [8], моніторинг прилеглої забудови та об'єкта, що будується». Крім того, розроблені додаткові вимоги до проектної документації і методів ведення будівництва, в яких повинен знайти своє місце науковий супровід.

У нормах [11] відмічено, що «… за необхідності влаштування на об'єкті будівництва особливо складних конструкцій, виконання робіт особливо складними методами або в особливо складних умовах … мають бути здійснені додаткові заходи з технологічної і організаційної підготовки таких робіт». Перелік об'єктів, будівництво яких у зв'язку з їх складністю підлягає науково-технічному супроводу, наведено в [8].

У нормах [1] зазначено, що «… при проектуванні, будівництві та експлуатації висотних будинків необхідно здійснювати науково-технічний супровід згідно з [8] задля вирішення проблем, що недостатньо обґрунтовані в проектній документації та не врегульовані чинними нормативними документами. Роботи з науково-технічного супроводу будівництва висотних будинків виконуються за окремим договором із залученням науково-дослідних та спеціалізованих організацій». У додатку до норм прописаний перелік робіт, які виконуються у складі наукового супроводу нормованих цим документом об'єктів.

Особливо важливим є включення питань наукового супроводу до норм [10], які є основним нормативним документом для проектувальників. Тут зазначено, що «… при розробленні проектної документації для об'єктів, що підлягають науково-технічному супроводу, слід керуватися вимогами норм [8]», а «… проектування експериментального будівництва здійснюється відповідно до вимог законодавства, будівельних норм, стандартів і правил, а також індивідуальних технічних вимог та повинно передбачати науково-технічний супровід».

Таким чином, протягом останніх років в Україні зроблений великий крок із залучення питань науково-технічного супроводу до нормативної бази.

§ 1.3. Розвиток нормативної бази в Росії

У Російській Федерації останнім часом також набула інтенсивного розвитку нормативна база з науково-технічного супроводу в будівництві. Зокрема, у 2008 р. Урядом Москви і Росбудом були прийняті норми [17], в яких науково-технічний супровід будівництва визначений як комплекс робіт науково-аналітичного, методичного, інформаційного, експертно-контрольного та організаційного характеру, здійснюваних спеціалізованими організаціями в процесі досліджень, проектування і зведення об'єктів будівництва задля забезпечення якості будівництва, надійності (безпеки, функціональної придатності та довговічності) будівель і споруд, із урахуванням застосовуваних нестандартних проектних і технічних рішень, матеріалів і конструкцій.

У цих нормах зазначено, що моніторинг є складовою частиною супроводу і визначений як систематичні або періодичні спостереження за напружено-деформованим станом конструкцій або деформаціями будівель і споруд у цілому, за станом ґрунтів, основ і підземних вод у зоні будівництва, своєчасна фіксація та оцінка відступів від проекту і вимог нормативних документів, зіставлення результатів прогнозу взаємного впливу об'єкта і навколишнього середовища з результатами спостережень із метою оперативного попередження або усунення виявлених негативних явищ і процесів.

У нормах [17] також зазначено, що необхідність виконання науково-технічного супроводу визначається генеральним проектувальником, органами експертизи проекту, а також може бути рекомендована замовнику легітимними наглядовими органами. Вибір організації-виконавця робіт здійснюється замовником будівництва або генпідрядником, або керуючою компанією. Обсяг робіт із науково-технічного супроводу будівництва та моніторингу визначається відповідною програмою. Фінансування цих робіт та моніторингу має бути передбачено у кошторисі на проектування і будівництво (реконструкцію) об'єкта. Важливою також є норма про те, що вартість даних робіт повинна бути не менша ніж 2 % від кошторисної вартості об'єкта.

Одночасно визначені основні завдання супроводу; це зокрема:

- забезпечення безпеки людей, об'єкта будівництва, а також будівель і споруд, розташованих у зоні впливу будівництва, та надійності конструкцій на основі інтерактивного наукового прогнозу та аналізу даних моніторингу, що відслідковує технічний стан елементів і конструкцій, їх деформації у часі, при різних навантаженнях і впливах;
- забезпечення якості виконуваних робіт, надійності (безпеки, функціональної придатності та довговічності) об'єктів будівництва, з урахуванням їх унікальності та відповідальності;
- забезпечення надійності системи «основа – споруда» споруджуваного (реконструйованого) об'єкта будівництва;

- забезпечення взаємодії всіх учасників будівельного процесу: замовника, підрядних будівельних, проектних, вишукувальних організацій, наглядових та контролюючих органів, випробувальних лабораторій, органів із сертифікації продукції та послуг, та з питань забезпечення якості будівництва;
- своєчасне врахування всіх можливих техногенних, кліматичних впливів або інших надзвичайних ситуацій, що виникають у ході будівництва.

Також у нормах [17] детально розглянуті такі питання, як завдання, що вирішуються у ході науково-технічного супроводу будівництва; вимоги до звітної документації за результатами супроводу за різними напрямами й на різних етапах спорудження об'єкта; порядок виконання моніторингу несучих і огороджувальних конструкцій, геодезичний нагляд, геотехнічний моніторинг; нагляд за оточуючою забудовою. Дані рекомендації щодо методів досліджень і вимірювального обладнання, що використовується при цьому. Крім того, наведені детальний перелік досліджень, які слід проводити у визначених напрямах і межах супроводу, й розцінки на основні види робіт у складі науково-технічного супроводу і моніторингу.

На завершення аналізу звернемо увагу на те, що порівняння нормативних документів, виданих в Україні й у Росії, вказує на значну спорідненість основних визначень і технічних вимог до науково-технічного супроводу. В той же час помітні й певні відмінності. Наприклад, російський документ має у своєму складі багато конкретних вимог і практичних рекомендацій. Останнє підтверджує необхідність подальшого опрацювання національних норм та розроблення на їх основі детальних нормативів для різних типів будівельних об'єктів і напрямів супроводу.

ГЛАВА 2

ОСНОВНІ ПРОЕКТНІ РІШЕННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

§ 2.1. Загальна характеристика проекту реконструкції НСК «Олімпійський»

2.1.1. Загальні дані. Проект реконструкції НСК «Олімпійський» розроблений на виконання Указу Президента України № 1005/2007 від 24.10.2007 р. «Про деякі питання підготовки та проведення в Україні фінальної частини чемпіонату Європи 2012 року з футболу», розпорядження Кабінету Міністрів України № 823-р від 03.10.2007 р. «Деякі питання підготовки Національного спортивного комплексу «Олімпійський» до проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу» та розпорядження Київської міської державної адміністрації № 1743 від 26.12.2007 р. «Про надання дозволу Національному спортивному комплексу «Олімпійський» на проектування та реконструкцію існуючих і будівництво нових об'єктів спорткомплексу на вул. Червоноармійській, 55 у Печерському районі».

Генеральним проектувальником реконструкції НСК «Олімпійський» на підставі конкурсу була визначена німецька фірма «GMP von Gerkan, Marg und Partner», адаптером проектних рішень із українського боку було призначене ТОВ «Архітектурне бюро «Ю.Серьогін», а розробником робочої документації – ПП «Коматек». Функції генеральних підрядників реконструкції НСК «Олімпійський» за різними напрямами робіт виконували АТ «ХК «Київміськбуд», ТОВ «Завод «Майстер-Профі Україна» і ТОВ «АК Інжиніринг».

Тепер привернемо увагу до того, що реконструкція НСК «Олімпійський» із перетворення його на спортивний комплекс, що відповідає вимогам УЄФА, мала на меті здійснення двох завдань: по-перше, збереження історичного характеру Київського центрального стадіону як визначної пам'ятки міської архітектури, що розвивався протягом 70-річного періоду його існування, та, по-друге, створення нового символу Чемпіонату Європи з футболу 2012 р. в Україні.

Сучасна територія НСК «Олімпійський» складається з власне стадіону площею близько 17 гектарів та території прилеглих спортивних споруд площею 19 гектарів і розташована у центральному історичному районі м. Києва на північно-західному схилі Черепанової гори, в межах вулиць Червоноармійської, Саксаганського, Шота Руставелі, Фізкультури, Димитрова й Анрі Барбюса та мережі вулиць та провулків «верхнього» Печерська.

З півночі ділянка НСК «Олімпійський» межує з міською забудовою, де розташовані житлові та адміністративні будинки і Палац спорту; зі сходу – з територією військового шпиталю та пам'яткою історії музеєм «Київська фортеця»; із заходу – з міською забудовою вулиць Червоноармійська, Жилянська і Саксаганського та Троїцької площі; з південного боку – із забудовою вулиць

Димитрова і Анрі Барбюса та Лабораторного провулку. Також зазначимо, що загальний рельєф ділянки має суттєвий ухил із південного сходу на північний захід поміж абсолютними позначками 185,0 м і 125,0 м, а абсолютна позначка зорієнтованого у напрямку північ-південь футбольного поля дорівнює 128,0 м й прийнята в проекті як відносна позначка 0,0 м.

Окрім основної споруди – стадіону, територія НСК «Олімпійський» забудована різноманітними спортивними та адміністративними будинками, павільйонами і майданчиками, має упорядковані зелені масиви, мережу пішохідних доріжок та транспортних проїздів (рис. 2.1).

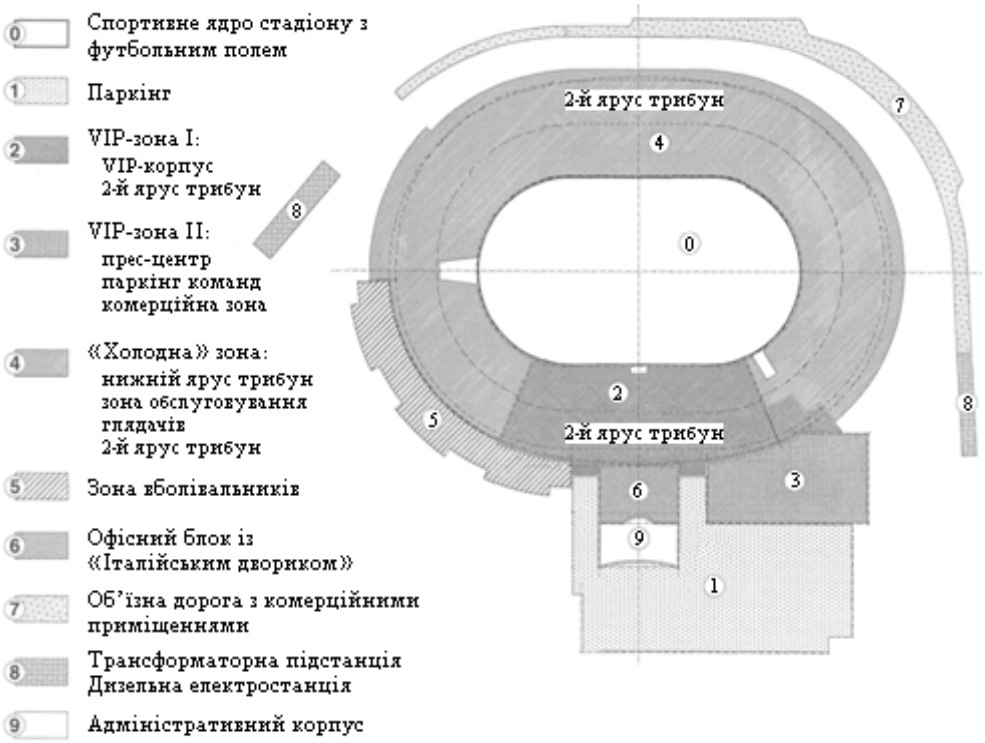


Рис. 2.1. План-схема розташування споруд на НСК «Олімпійський»

2.1.2. Рішення генерального плану. Проект реконструкції стадіону НСК «Олімпійський» передбачав розташування відновленої спортивної арени та трибун на існуючих місцях зі збереженням конструкцій верхнього ярусу трибун і заміною нижнього ярусу. Таким чином, двоярусна чаша стадіону овальної форми розмірами у плані 310×220 м із складчастих залізобетонних конструкцій забезпечує розміщення 38 – 46 рядів місць задля сидіння глядачів у нижньому ярусі та 30 рядів у верхньому ярусі. Загалом після реконструкції місткість стадіону становить 69 тисяч глядачів.

Підходи до стадіону передбачені з чотирьох зон: південної, північної, східної й західної. Основні підходи здійснюються із західної і північної зон, а саме: з боку вулиць Шота Руставелі, Саксаганського, Червоноармійської та Еспланадної. З боку вулиці Фізкультури передбачений підхід та під'їзд для спортсменів, суддів, представників УЄФА та почесних гостей.

Основні відкриті автостоянки розміщені за межами стадіону з північного боку – на вулицях Саксаганського, Шота Руставелі, Еспланадній та бульварі Лесі Українки. На Черепановій горі на місці колишніх відкритих тенісних кортів розташована стоянка машин і автобусів для представників преси та телебачення на 50 машино-місць. Крім того на території НСК «Олімпійський» на площі перед адміністративним корпусом побудований підземний паркінг із заїздом із вулиці Червоноармійської місткістю 241 машино-місце, в якому також влаштована автономна автостоянка на 16 машино-місць для VIP-відвідувачів.

2.1.2.1. Під'їзди до стадіону. На територію НСК «Олімпійський» передбачено заїзд автотранспорту екстреного реагування з вулиці Димитрова та по пандусу нової об'їзної дороги з боку вулиці Шота Руставелі. При цьому влаштовано два в'їзди автотранспорту на футбольне поле через проїзди в трибунах: з північного (існуючий) та з південно-західного боку (новий).

Під'їзд автобусів та автомашин спортсменів, суддів, офіційних представників УЄФА та VIP-відвідувачів здійснюється з вулиці Фізкультури на спеціально відведений критий майданчик, доступ до якого представників преси, глядачів та уболівальників є закритим. З території стоянки спортсмени прямують через тунель до спортивного блока, де розташовані роздягальні та інші допоміжні приміщення, необхідні для проведення матчу.

Під'їзд автомобілів представників преси здійснюється з вулиць Червоноармійської, Жилянської, Димитрова та Лабораторного провулку. Підходи та під'їзди для уболівальників гостьової команди передбачені з півдня по вулиці Анрі Барбюса. Причому у разі проведення матчу двох іноземних команд, уболівальників другої команди доставляють із бульвару Лесі Українки.

2.1.2.2. Забезпечення безпеки глядачів та їх евакуація. Перший етап контролю безпеки і пошук небезпечних предметів здійснюється біля зовнішньої огорожі стадіону (перша зона контролю), яка розташована уздовж всього периметра його території. Другий етап контролю безпеки здійснюється біля турнікетів внутрішньої огорожі (друга зона контролю), яка знаходиться безпосередньо навколо чаші стадіону. Причому кількість турнікетів і їхня пропускна спроможність розраховані таким чином, щоб трибуни заповнювались протягом однієї години. Третій етап контролю безпеки здійснюється на трибунах стадіону (третя зона контролю – фасад комплексу). Причому з метою досягнення найкращих показників безпеки трибуни розділені на чотири сектори – північний, південний, східний і західний, між якими встановлені металеві засклені та сітчасті огорожі, щоб запобігти потраплянню під час матчу глядачів із одного сектора до іншого.

Далі звернемо увагу на те, що безпека глядачів на стадіоні, у тому числі забезпечення їх пришвидшеної евакуації, має дуже важливе значення. Тому для НСК «Олімпійський» розроблена схема евакуації глядачів і персоналу, що повністю відповідає вимогам УЄФА. Евакуація передбачає два етапи: перший – в першу зону безпеки (тобто за межі фасаду комплексу) і другий – по території стадіону за межі зовнішньої огорожі. Причому максимальний час нормальної евакуації становить: з трибун у першу зону безпеки лише 8 хвилин, а за межі зовнішньої огорожі території НСК «Олімпійський» біля 20 – 25 хвилин. Надалі шлях проходу глядачів у відповідності з розробленою схемою евакуації відбувається за шістьма наступними напрямками: перший – вулиця Червоноармійська – площа Троїцька (охоплює 24 % загального обсягу евакуації); другий – вулиця Еспланадна – вулиця Саксаганського (охоплює 28 % обсягу); третій – вулиця Шота Руставелі – вулиця Саксаганського (охоплює 16 % обсягу); четвертий – вулиця Димитрова – вулиця Анрі Барбюса (охоплює 10 % обсягу); п'ятий – бульвар Лесі Українки, повз «Косий капонір» (охоплює 12 % обсягу) і, нарешті, шостий – провулок Лабораторний (охоплює 10 % обсягу).

2.1.2.3. Загальні компонувальні рішення. Стадіон НСК «Олімпійський» після реконструкції та перетворення на стадіон класу «Еліт» відрізняється від колишнього комфортом та врахуванням усіх вимог стандартів УЄФА, що висуваються до подібних споруд. Стадіон запроектований у першу чергу для проведення групових та чвертьфінальних матчів та фінального матчу чемпіонату Європи 2012 року з футболу, а також для перегляду інших футбольних матчів і проведення матчів офіційних змагань УЄФА. Однак після реконструкції, на відміну від багатьох інших стадіонів, НСК «Олімпійській» залишився універсальною спортивною ареною, на якій влаштовані легкоатлетичні доріжки та сектори згідно з вимогами Міжнародної федерації легкої атлетики, що дає змогу проводити не лише футбольні матчі, а й міжнародні легкоатлетичні змагання найвищого рівня.

На трибунах стадіону розміщені виключно місця для сидіння, які виконані з урахуванням сучасних вимог: місця відокремлені одне від одного, мають випресовану по тілу людини форму та власний номер, відповідають протипожежним вимогам і стаціонарно закріплені до залізобетонних конструкцій трибун. Сидіння обладнані спинкою заввишки 300 мм й автоматично відкидними сидіннями, які забезпечують нормативну ширину проходу в ряду 500 мм.

Однією з вимог до комфортності стадіону є можливість його роботи за будь-яких погодних умов. Причому необхідний захист глядачів від атмосферних опадів і сонячних променів забезпечується влаштуванням покриття зі світлопрозорого матеріалу над трибунами. Однак згідно з вимогами УЄФА щодо проведення ігор на полі з природним газоном, покриття стадіону не повинно закривати саме ігрове поле задля того, щоб трава мала достатньо сонячного освітлення для зростання. Тому з метою виконання цієї умови було споруджене просторове висяче покриття, що складається з синтетичної

мембрани, армованої тканим скловолокном, розтягнутої сталевими канатами-відтяжками поміж кільцевими розпірними сталевими поясами. Зовнішні пояси влаштовані на сталевих «ключкоподібних» колонах, а внутрішній – висить на сталевих канатах-вантах. Конструкція покриття встановлена на власних залізобетонних пальових фундаментах.

2.1.2.4. Поле стадіону. Футбольне поле виконано з мінімальними нормативними ухилами, засаджено природною травою та обладнано потужною системою автоматичного зрошення й дренажу. Крім того через те, що в осінній і зимовий періоди року в м. Києві переважають низькі температури, на полі влаштовано водяний підігрів. Розміри футбольного поля дорівнюють: довжина – 105 м і ширина – 72 м, а захисні зони виконані завширшки 2,5 м із боків та 5,0 м за воротами.

Окрім того, з метою забезпечення подальшої експлуатації стадіону також і як легкоатлетичної арени на ньому влаштовані зони для стрибків у довжину, потрійного стрибка, штовхання ядра, метання молота, диска та списа, стрибків у висоту та з жердиною, бігу на різні дистанції. Необхідно також зазначити, що місця глядачів і конструкції поля запроектовані таким чином, що на стадіоні можливе проведення концертів та інших публічних заходів.

2.1.2.5. VIP-корпус. Багаторівнева споруда VIP-корпусу побудована у межах підтрибунного простору з західного боку спортивної арени поміж осями 12 та 71. Причому покриттям корпусу слугують конструкції трибун. У корпусі на різних поверхах, деякі з яких об'єднані у спеціальні яруси, розміщені численні приміщення різноманітного призначення, в тому числі:

на ярусі – 1 (позначка – 4,00 / + 125,00 м) – знаходяться рознесені по різні боки від прямого виходу на поле у недоступному для глядачів і представників преси місці роздягальні з санвузлами й душовими для футбольних команд (чотири) та для арбітрів (дві), приміщення для тренерів, а також персоналу задля обслуговування матчів, до яких належать приміщення комісара гри, кімната лікарського обстеження гравців і арбітрів, приміщення для допінг-контролю з приймальнею, робочою кімнатою й туалетом, зали задля розминки спортсменів, роздягальня для хлопчиків, що подають гравцям м'ячі, приміщення для оркестру та зберігання інструментів. Крім того у цьому ж ярусі розташовані приміщення для дитячих команд, телебачення, операторів та журналістів, змішана зона з виділеними місцями для бліц-інтерв'ю між представниками преси та гравцями і тренерами, різноманітні технічні приміщення з обладнанням для вентиляції, кондиціонування і водопостачання;

на ярусі 0 (позначка + 0,50 / + 128,50 м) – у центральній частині знаходиться двосвітне VIP-фойє «Італійський дворик» з приміщеннями обслуговування VIP-персон і центральні комунікаційні вузли, праворуч від якого розташовані приміщення для представників засобів масової інформації (офіси, конференц-зали, зали для нарад і приміщення сервісного обслуговування), а ліворуч – приміщення ресторанної групи. В свою чергу, в прилеглій до трибун зоні знаходяться приміщення фотокореспондентів, волонтерів, шоу-

команд, офіси рекламного нагляду і приміщення представників УЄФА, а ближче до північної зони розміщені магазини для вболівальників, туалети, склади спортивного знаряддя, а також різноманітні технічні приміщення;

на ярусі + 1 (позначка + 5,00 / + 133,00 м) – у західній зоні, біля трибун розміщені VIP-ложі, з яких є виходи безпосередньо на трибуни. Навколо VIP-фойє «Італійський дворик» зосереджені офісні приміщення, конференц-зали і бізнес-клуб. У західній і північній частинах розташовані комерційні зони (магазини та кафе), а в південно-західній частині знаходяться приміщення для телебачення, конференц-зала, кімнати для нарад і служби безпеки, а також приміщення вентиляційної камери;

на ярусі + 2 (позначка + 9,50 / + 137,50 м) – розміщені VIP-ложі почесних гостей, президента і делегатів УЄФА, два бари на 150 місць кожен, медпункт, пожежний пост, панорамні студії телебачення, а також технічні, сервісні та інші допоміжні приміщення;

на ярусі + 3 (позначка + 13,00 / + 141,00 м) – розташовані кіоски «фаст-фуд» і санвузли, а в його західній частині знаходяться приміщення першої медичної допомоги та служби безпеки.

Звернемо увагу на те, що, по-перше, гравці футбольних команд потрапляють у свої приміщення зі спеціально відведеного для них критого майданчика для транспортних засобів, захищеного від преси і глядачів, а по-друге, трибуна VIP-персон, на якій облаштовані просторе фойє й відкриті тераси та створені комфортні умови відпочинку, відокремлена від загальної зони глядачів, а вхід до неї влаштований з позначок – 4,00 м та + 0,50 м сходами крізь вестибюль 13-поверхового адміністративного корпусу та VIP-фойє «Італійський дворик», далі відкритими ліфтами на позначку + 5,00 м безпосередньо у ложі та місця на трибунах і, по-третє, вхід до президентської ложі, яка розміщена на позначці + 9,50 м, передбачено з використанням або окремих ліфтів, або сходів із паркінгу чи головного входу.

2.1.2.6. 13-поверховий адміністративний корпус. Корпус розміщений із західного боку від стадіону. Його будівництво було розпочате ще в середині 2000-х років, а під час реконструкції НСК «Олімпійський» було нарешті завершене. На перших трьох поверхах корпусу розташовані приміщення прийому VIP-персон і офісні приміщення адміністрації стадіону.

2.1.3. Гідротехнічні рішення. При реконструкції НСК «Олімпійський» у плямі забудови опинилась частина існуючого Київського міського Прозорівського колектора зливової каналізації. Тому ділянка колектора поміж вулицями Жилянською та Саксаганського була перекладена і винесена за межі території стадіону. Крім того, внаслідок обмеженості території забудови НСК «Олімпійський», яку, як було вже зазначено раніше, охоплює дуже щільна міська забудова центрального історичного району м. Києва, був побудований прохідний комунікаційний колектор від вулиці Фізкультури до вулиці Шота Руставелі внутрішніми розмірами 6×3 м на межі між територією НСК «Олімпійський» та підземним паркінгом «Юджин» на Троїцькій площі.

2.1.4. Основні споруди та їх конструктивні рішення.

2.1.4.1. Трибуни нижнього ярусу стадіону. Фундаменти трибун влаштовані з буронабивних паль діаметром 630 мм в обсадних трубах завдовжки від 19 до 24 метрів, а їх ростверки є монолітними залізобетонними. Основними несучими елементами трибун є розміщені в радіальних напрямках монолітні залізобетонні похилі ригелі завдовжки до 30 м, заввишки 630 – 1900 мм і завширшки 700 мм. Що ж стосується панелей-складок трибун, то вони виконані Г-подібної форми зі збірного залізобетону. Панелі мають різну довжину, але однакову ширину і висоту, причому їх ширина дорівнює 1040 мм, а висота – 700 мм. Під панелями поверх утрамбованого ґрунту між похилими ригелями влаштована армована монолітна бетонна плита завтовшки 150 мм, розрізана деформаційними швами. Сходи трибун також виконані збірними залізобетонними, а східці застосовані індивідуального виготовлення.

2.1.4.2. Трибуни верхнього ярусу стадіону. Згідно з результатами обстежень та перевірних розрахунків було встановлено, що, по-перше, технічний стан надземних конструкцій трибун перед реконструкцією в цілому був задовільним і, по-друге, більшість фундаментів трибун перебували або в непридатному для нормальної експлуатації, або ж в аварійному технічному стані. Внаслідок цього в процесі реконструкції НСК «Олімпійський» фундаменти були підсилені влаштуванням додаткових паль і розширенням ростверків.

2.1.4.3. Обхідна галерея верхнього ярусу трибун. Задля забезпечення належного доступу відвідувачів до трибун і евакуації з них була споруджена спеціальна обхідна галерея. Причому галерея влаштована уздовж периметра верхнього ярусу трибун і розділена деформаційними швами за довжиною на окремі ділянки. Поперечний переріз галереї являє собою залізобетонну раму на двох опорах. Конструкція рами складається з колон діаметром 600 мм та балок перерізом 300×1000 і 650×1000 мм, а плита перекриття має товщину 280 мм. Основою однієї колони рами є ростверк на палях діаметром 300 мм, а друга колона спирається на каркас споруд туалетів.

2.1.4.4. VIP-корпус з VIP-фойє «Італійський дворик». Перед спорудженням VIP-корпусу спочатку було виконано демонтаж існуючих елементів (пілонів, ригелів і панелей) частини верхнього ярусу трибун. Потім похилі ригелі і пілони, які підтримують трибуни, були відновлені з тими ж самими перерізами, що і колишні конструкції споруди. З урахуванням цього ж підходу було виконане також і нове покриття зі збірних ребристих панелей, тобто розміри нових панелей є повністю тотожними розмірам розібраних панелей.

Що ж стосується об'ємно-планувального рішення VIP-корпусу, то вкажемо на те, що його будівля складається з декількох об'ємів, які розділені між собою через кожні 45 – 50 м деформаційними швами. Причому монолітний залізобетонний каркас VIP-корпусу реалізовано з використанням системи колон, діафрагм жорсткості та дисків безбалкових перекриттів завтовшки 300 мм, що забезпечує міцність, жорсткість та загальну стійкість будівлі.

Фундаменти VIP-корпусу виконано з буронабивних паль завдовжки 15 м і діаметром від 620 до 880 мм, по яких влаштовано монолітні залізобетонні ростверки заввишки 1000 мм. Сходи, стіни підвалів і ліфтових

шахт також виконано монолітними залізобетонними, причому для захисту підвальних приміщень від високого рівня ґрунтових вод під всією площею підвалу влаштована суцільна монолітна залізобетонна плита завтовшки 500 мм із мембранною гідроізоляцією «Sika».

2.1.4.5. Зона преси в осях 8 – 13 і зона обслуговування глядачів в осях 56 – 72. Зазначені споруди примикають до трибун стадіону, складаються з монолітних залізобетонних колон, балок і плит перекриття, які забезпечують їх міцність, просторову жорсткість і загальну стійкість.

2.1.4.6. Підземний паркінг. Паркінг розміщений з боку Троїцької площі й виконаний однорівневим. Загальний об'єм паркінгу розділений деформаційними швами, які реалізовані з використанням спарених колон. Просторова жорсткість кожного об'єму забезпечується спільною роботою монолітних залізобетонних колон поперечним перерізом 400×800 мм, балок заввишки 900 і 1400 мм та плити перекриття завтовшки 400 мм. Стіни паркінгу також виконані монолітними залізобетонними завтовшки 300 мм, а фундаменти – з буронабивних паль завдовжки 15 м і діаметром 750 мм.

Далі вкажемо на те, що згідно з даними інженерно-геологічних вишукувань рівень ґрунтових вод у зоні підземного паркінгу є достатньо високим і залягає на глибинах від 1,8 до 4,7 м від земної поверхні. Тому задля захисту паркінгу від впливу ґрунтових вод під всією його площею (подібно тому, як це було зроблено під час будівництва VIP-корпусу) влаштований монолітний плитний ростверк завтовшки 500 мм із потовщенням над палями до висоти 1000 мм із мембранною гідроізоляцією «Sika».

2.1.4.7. Естакада з об'їзною дорогою. Естакада проходить із східного і південного боку стадіону. За своєю довжиною естакада розділена деформаційними швами через 30 м, а також через 15 м у місцях стикування з підпірними стінами. Фундаменти естакади при висоті стін до 2,5 м виконані стрічковими, а при висоті стін вище 2,5 м – пальовими. Колони каркаса естакади прийняті овальної форми з поперечним перерізом 600×1500 мм, поперечні балки – 700×200 і 700×400 мм, поздовжні балки – 1700×900 мм, а плита перекриття виконана завтовшки 300 мм.

2.1.4.8. Споруди під об'їзною дорогою. Під об'їзною дорогою поміж контрфорсними палями-колонами розміщені допоміжні споруди різноманітного функціонального призначення, а саме: туалети, технологічні приміщення, трансформаторна підстанція 10/0,4 кВт і дизель-генераторна. Підземні туалети розміщені з південного та східного боку стадіону за осями 11 – 57. Перекриття над туалетами і підлога передбачені по ухилу в залежності від ухилу дороги за всією її довжиною. Приміщення туалетів розділені деформаційними швами. Просторова жорсткість забезпечується за рахунок спільної роботи колон, діафрагм жорсткості, стін та перекриття.

2.1.4.9. Підпірні стіни. З південного та східного боку НСК «Олімпійський» задля захисту від сповзання ґрунту на зсувонебезпечних схилах Черепанової гори влаштовані монолітні залізобетонні підпірні стіни. Причому позаяк висота підпірних стін є більшою 5,0 м, то вони виконані у вигляді шпунтового ряду з буронабивних паль діаметром від 800 до 1000 мм.

§ 2.2. Залізобетонні конструкції головної спортивної арени

До складу головної спортивної арени НСК «Олімпійський» входять такі основні конструктивні елементи – верхній і нижній яруси трибун, багатоповерхова споруда VIP-корпусу, кільцева галерея, система сходів і підтрибунні приміщення. Схеми розташування секторів верхнього і нижнього ярусів трибун наведені відповідно на рисунках 2.2 і 2.3, а схема розташування основних конструкцій головної спортивної арени наведена у розрізі на рис. 2.4.

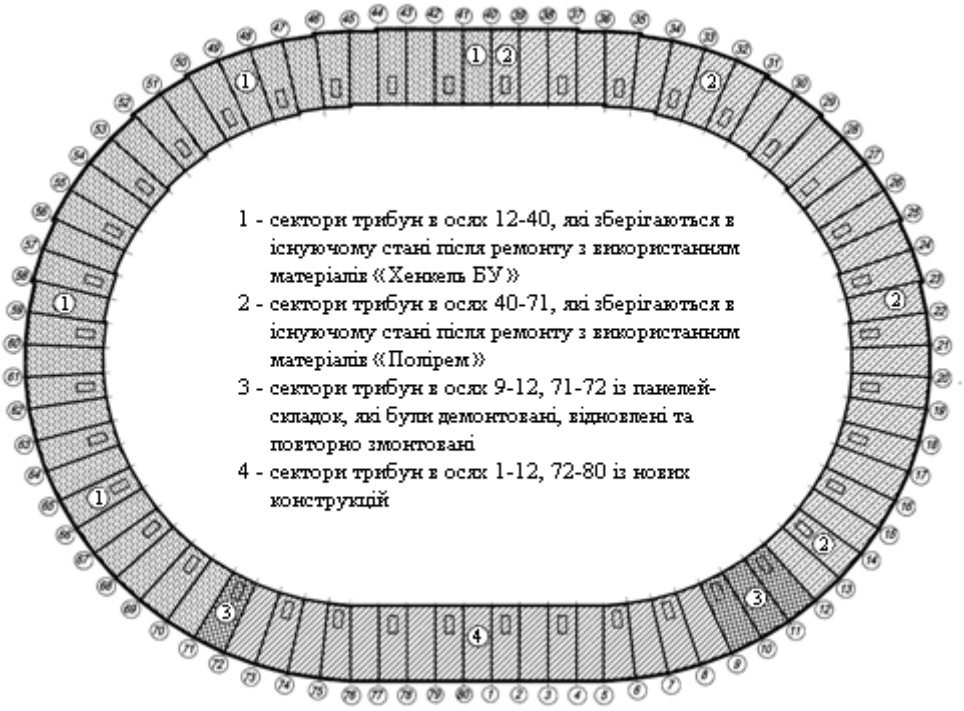


Рис. 2.2. План-схема секторів верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський»

Нижній та верхній яруси трибун конструктивно розділені на 80 секторів, несучі балки яких розташовані за радіальними осями, які позначені на рис. 2.2 номерами від 1 до 80. Поміж балками укладені панелі-складки, на яких, в свою чергу, встановлені сидіння для глядачів. Вхід глядачів на верхній ярус трибун стадіону здійснюється з нової кільцевої галереї крізь 40 спеціальних люків-виходів, які розташовані у кожному другому секторі трибун.

Далі привернемо увагу до того, що нижній ярус трибун був змонтований ще у 2009 – 2011 роках повністю з нових конструкцій. Поміж осями 10 – 11 і 60 – 61 на нижньому ярусі розташовані два в'їзди на спортивну арену, причому перший із них є «історичним», оскільки був побудований ще у 1930-х роках, а другий виконаний під час останньої реконструкції.

Верхній ярус трибун стадіону має у своєму складі три ділянки, які відрізняються одна від одної особливостями конструктивного вирішення, а саме:

- на ділянці поміж осями 12 – 71 (59 секторів) при реконструкції збережені та відновлені конструкції (колони, балки і панелі-складки), які були змонтовані у 1966 – 1967 роках;
- на ділянках поміж осями 9 – 12 та 71 – 72 (4 сектори) при реконструкції були демонтовані, відремонтовані в заводських умовах та повторно змонтовані панелі-складки на існуючих балках за осями 12 і 71 та нових балках за осями 9, 10, 11 і 72;
- на ділянці поміж осями 9 і 72 (17 секторів) при реконструкції повністю виконані нові конструкції, причому ці елементи одночасно виконують функцію покриття нової будівлі VIP-корпусу, що зведена на місці демонтованих конструкцій трибун.

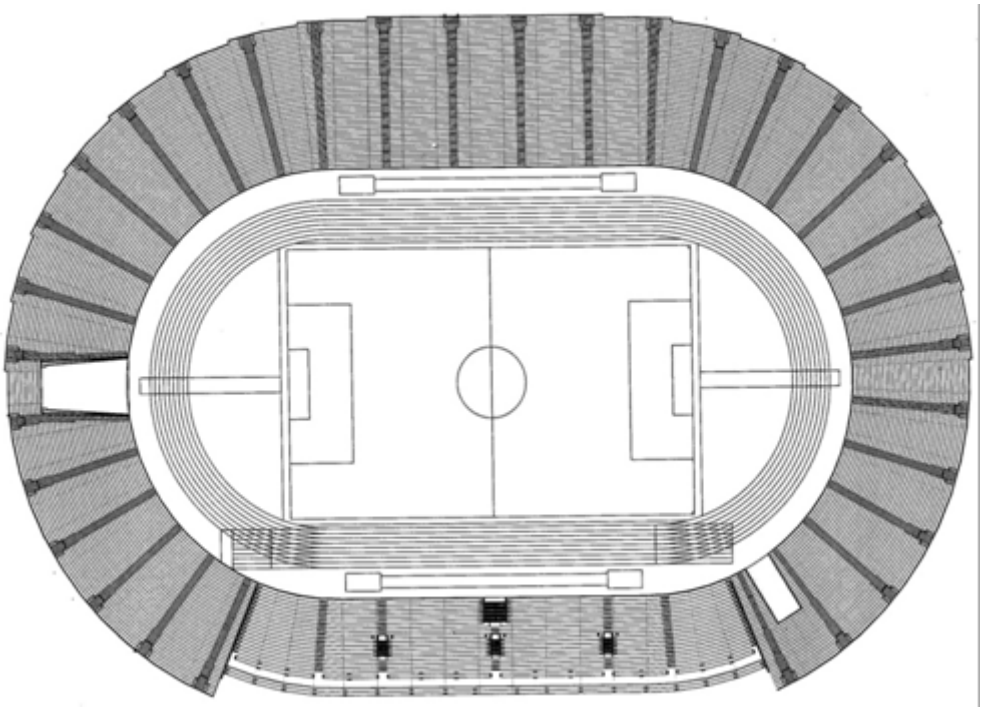


Рис. 2.3. План-схема секторів нижнього ярусу трибун НСК «Олімпійський»

Старі конструкції верхнього ярусу трибун були виготовлені ще у 1966 – 1967 роках і таким чином експлуатуються на відкритому просторі вже понад 40 років. Ці трибуни виконані зі збірних залізобетонних елементів, а саме: колон К1 перемінного за висотою прямокутного поперечного перерізу, консольних балок-опор Б1, які встановлені на колони з нахилом у бік футбольного поля, а також панелей-складок трибун П-подібного поперечного перерізу.

Колони К1 та балки Б1 об'єднані між собою і утворюють двоконсольні рами (рис. 2.5). Таких рам у складі трибун налічується 80 штук, вони розташовані з кроком близько 8,8 м уздовж внутрішньої кільцевої розбивної осі.

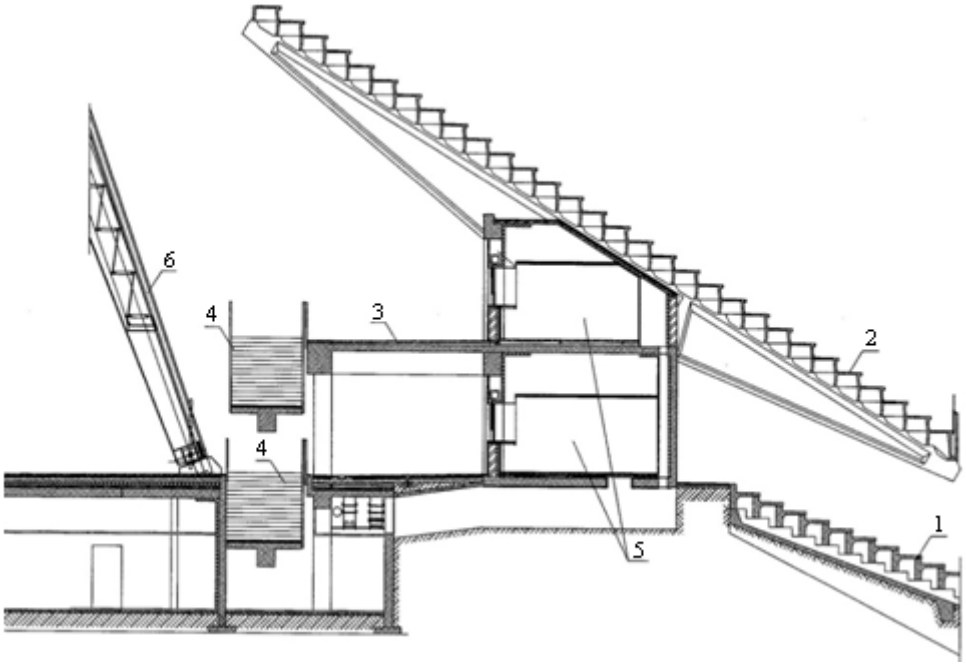


Рис. 2.4. Поперечний переріз основних конструкцій стадіону:
1 – нижній ярус трибун; 2 – верхній ярус трибун; 3 – кільцева галерея;
4 – сходи; 5 – підтрибунні приміщення; 6 – опора покриття над трибунами

Колони К1 встановлені на пальово-ростверкових фундаментах. Колони мають прямокутний переріз у плані та складний змінний профіль за висотою. Максимальна висота колони від рівня фундаменту до балки Б1 досягає 5,9 м, ширина колони є постійною і складає 0,7 м, а висота поперечного перерізу за довжиною колони є перемінною, а саме: від 2,7 до 3,9 м. Стикувальний зварний вузол об'єднує колону К1 із балкою Б1 у жорстку опорну несучу раму для панелей-складок трибун. Колони і балки виконані з бетону проектної марки 400 (клас В30), а основна робоча арматура прийнята класу А-II.

Балки Б1 мають загальну довжину 28,54 м і нахилені щодо горизонту під кутом 31°, а тому горизонтальна проекція балок дорівнює 24,5 м. В поперечному перерізі балки мають двотаврову форму зі стінкою завширшки 0,2 м і перемінною висотою за її довжиною. Мінімальна висота балки на кінці консолі складає 0,5 м, а максимальна над колоною сягає 2,52 м. При цьому загальна ширина перерізу балки дорівнює 0,7 м і таким чином співпадає з шириною колони, до якої балка приєднана. Верхній пояс балок має зубчастий профіль із метою утворення східчастого перекриття трибун із панелей-складок.

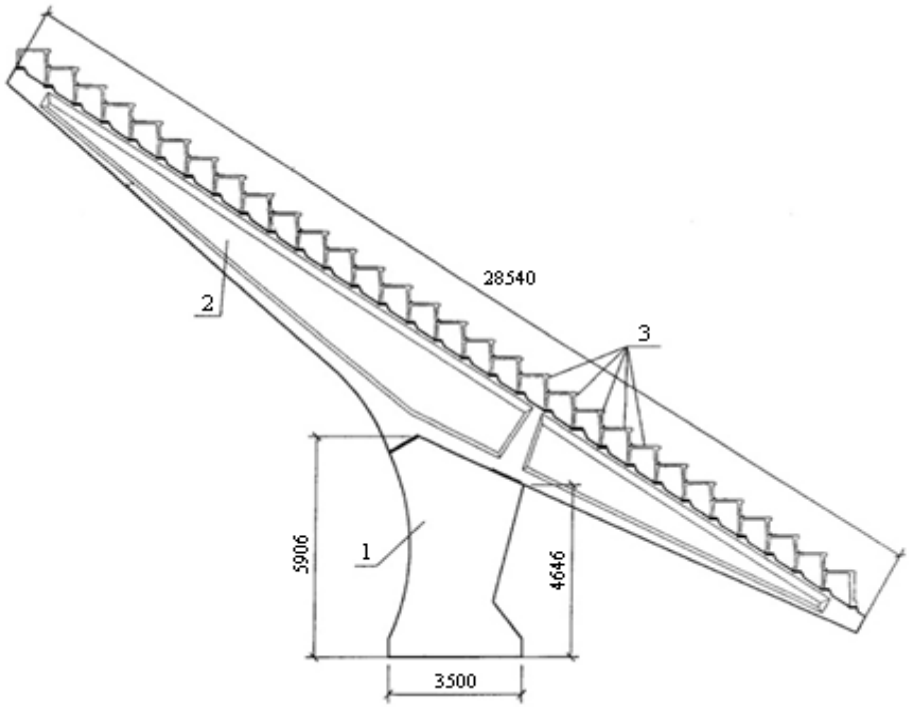


Рис. 2.5. Конструктивне рішення несучої рами верхнього ярусу трибун за осями 12 – 71: 1 – колона К1; 2 – балка Б1; 3 – панелі-складки

Перекриття верхнього ярусу трибун стадіону виконане зі збірних залізобетонних панелей-складок ребристого типу П-подібного поперечного перерізу, які сперті на верхній пояс двоконсольних опорних балок Б1 та приварені до їх закладних елементів. Крім того, панелі попарно з'єднані між собою у кількох точках за довжиною, що дозволило утворити просторову конструкцію – складку в межах одного сектора трибун. Конструктивно вказане рішення виконано таким чином, що кожна вища панель спирається своїм внутрішнім поздовжнім ребром заввишки 0,48 м на нижчу панель та об'єднується з останньою за допомогою зварювання закладних елементів на монтажі, утворюючи складний переріз заввишки 0,96 м. При цьому кожна панель має поперечні ребра заввишки 0,48 м, які розташовані з кроком 1,50 м та менше.

Панелі-складки виконані з бетону марки 400 та відповідають 3-й категорії тріщиностійкості. Основна поздовжня арматура ребер панелей прийнята зі стержнів класу А-II без попереднього напруження. Довжина панелей для глухих секцій та секцій із входами на прямолінійних та криволінійних ділянках трибун становить від 7,90 до 10,54 м. Загальна ширина верхньої поверхні панелей складає 0,93 м, а вільна – становить 0,85 м із врахуванням часткового перекриття ребром вище розташованої панелі.

У кожній міжосьовій чарунці верхнього ярусу трибун знаходиться 29 або 30 панелей-складок. Причому в місцях влаштування люків-отворів

для входів на сектори влаштовані укорочені панелі-складки аналогічної конструкції, які спираються однією опорою на балки Б1, а другою – на балки-стінки Б2, Б3 і Б4 обрамлення вхідних отворів-люків (рис. 2.6). В свою чергу, ці балки-стінки спираються на ребра підсилених панелей-складок, розташованих уздовж верхнього і нижнього країв отвору. Підсиленою (зі збільшеною висотою крайнього поздовжнього ребра) виконана також кожна нижня панель-складка осьової чарунки.

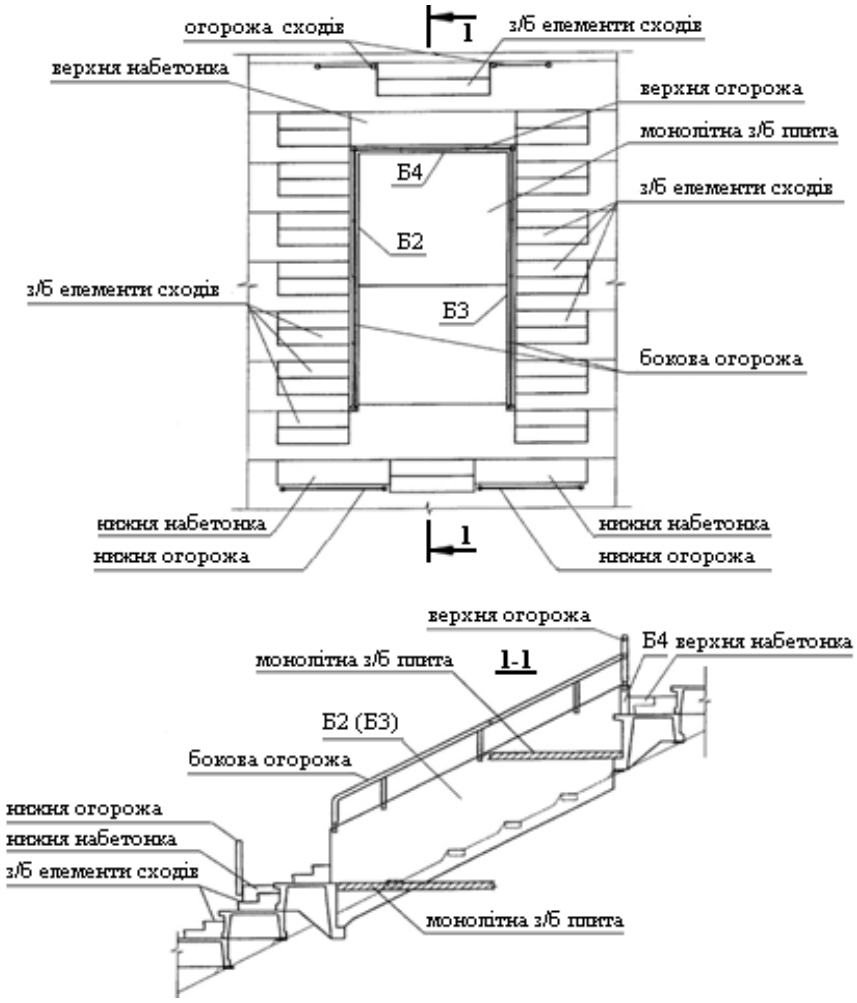


Рис. 2.6. Конструкції входу на верхній ярус трибун

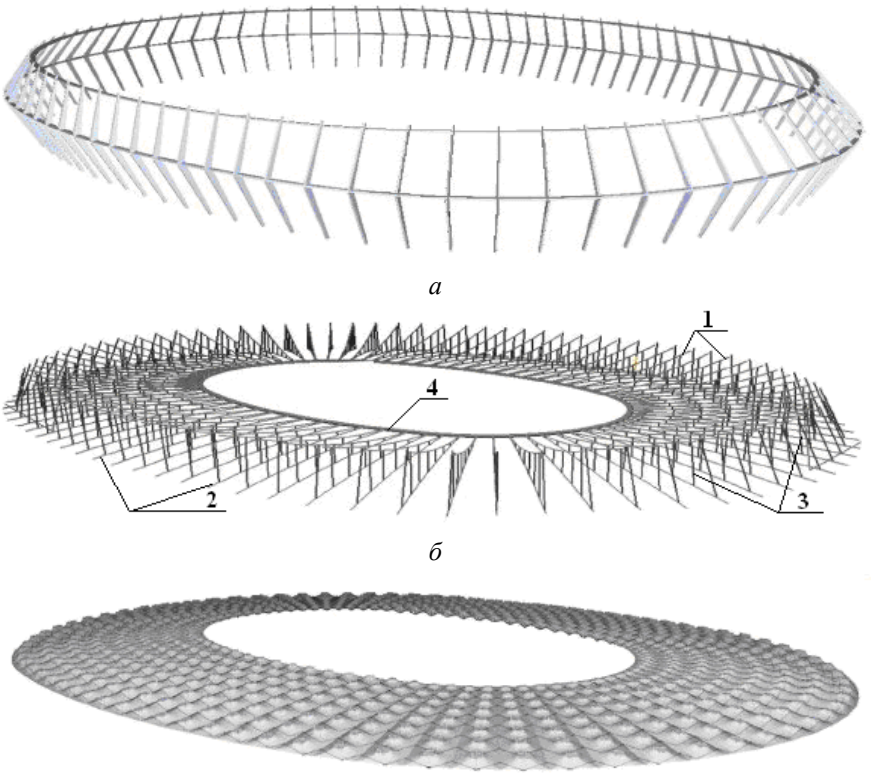
Наприкінці зазначимо, що для сприйняття температурних деформацій через кожні чотири сектори верхнього ярусу трибун утворені радіальні деформаційні шви на контакті між панелями-складками і опорними балками, в яких відсутнє приварювання опорних закладних деталей панелей.

§ 2.3. Висяче покриття над трибунами стадіону

Перш за все зауважимо, що найбільш відповідальним і складним елементом стадіону НСК «Олімпійський» є покриття над його трибунами з вильотом від 65 до 69 м і площею 48500 м^2, яке не лише входить до числа найбільших у світі покриттів над спортивними аренами, а й одночасно вдало поєднує архітектурно-естетичні і експлуатаційні властивості. При цьому відмінні особливості покриття полягають у тому, що:

- металеві опорні колони покриття винесені за чашу стадіону і не спираються на його трибуни, тим самим не передаючи на них додаткове навантаження (рис. 2.7 і 2.8, *а*);
- покриття має в плані вид овального кільця, являє собою великопрольотну висячу двошарову радіально-кільцеву систему і конструктивно складається з верхніх та нижніх радіальних вантів діаметром від 55 до 85 мм, підвісок і внутрішнього контурного кільця (рис. 2.8, *б*);
- в якості огороджувальної конструкції покриття прийнята мембранно-тканинна система, виконана з синтетичного армованого скловолокном полотна, ламінованого тефлоном із обох сторін, яке має високу міцність, негорючість і прозорість (рис. 2.8, *в*);
- поверхня покриття може зазнавати необхідних змін своєї геометрії в залежності від умов довкілля, причому процес формозміни здійснюється під керуванням спеціально розробленої комп'ютерної системи, в результаті чого створюються умови для якісної аерації й збільшення тривалості природного освітлення трав'яного газону, контролю за температурно-вологим режимом та усунення можливості виникнення парникового ефекту.

Рис. 2.7. Металеві конструкції покриття над трибунами НСК «Олімпійський»



а

б

в

Рис. 2.8. Конструкція покриття НСК «Олімпійський»:
а – несучий каркас; б – вантова система; в – мембранно-тканинне покриття;
1 – верхні радіальні ванти; 2 – нижні радіальні ванти; 3 – підвіски;
4 – внутрішнє контурне кільце

Загальна кількість канатів висячої системи покриття нараховує близько 3 тисяч, їх вага дорівнює 765 т, сумарна довжина сягає 40 км, а діаметр канатів знаходиться у межах від 13 до 115 мм. Для з'єднання окремих канатів поміж собою передбачено більше 1 тисячі затискачів, а для об'єднання їх в єдину конструкцію покриття – близько 22 тисяч литих елементів (конекторів) підвищеної точності виготовлення й механічної обробки (рис. 2.9).

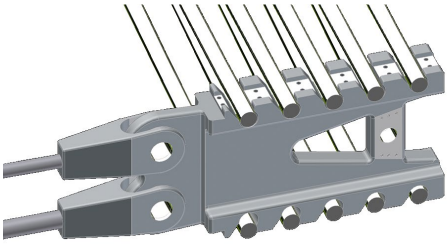


Рис. 2.9. Литий елемент (конектор) для сполучення верхніх і нижніх радіальних вант зі внутрішнім контурним кільцем

Великопрольотна висяча двошарова радіально-кільцева система покриття над трибунами стадіону підвішена до верхнього зовнішнього опорного контуру, який спирається на вісімдесят металевих опорних колон із ламаною за висотою конфігурацією (злам – у рівні нижнього зовнішнього опорного контуру). Кожна з колон має довжину біля 50 м, вагу близько 50 т, висоту нижньої частини близько 22 м, а верхньої – 18 м (рис. 2.10).

Верхні радіальні ванти, що підтримують виконане з пучка канатів діаметром 90 мм внутрішнє контурне кільце висячої системи покриття, підвішені до розташованого на колонах на висоті близько 40 м верхнього зовнішнього опорного контуру. Нижні радіальні ванти, закріплені на внутрішньому контурному кільці й розташовані безпосередньо над трибунами, підвішені до нижнього зовнішнього опорного контуру, який спирається на колони на висоті близько 22 м. Зовнішні опорні контури виконані з листового прокату і мають зварний коробчастий поперечний переріз із габаритами 800×1200 мм при товщині стінок від 30 до 70 мм.

Відповідно до прийнятої конструктивної схеми покриття колони, розташовані з кроком близько 10,5 м, шарнірно спираються на залізобетонні конструкції галереї для підходу глядачів, що оперізує стадіон. Верхній опорний контур підвішений до верхівок колон шарнірно у площині вантових ферм, а нижній опорний контур з'єднаний з колонами жорстко. Колони, із затисненим у них нижнім опорним контуром, утворюють жорстку просторову рамну систему, яка, об'єднана попередньо напруженою висячою системою покриття у єдине ціле, забезпечує стійкість всієї конструкції.

Зовнішні опорні контури (як верхній, так і нижній) є стиснутими від розпору у вантах, що передається на них, причому величина зусиль стиску досягає 50 МН, а внутрішнє контурне кільце – розтягнутим, величина зусиль в якому становить близько 55 МН. При цьому величина максимального зусилля розтягу, яке здатне сприйняти кільце, дорівнює 135 МН.

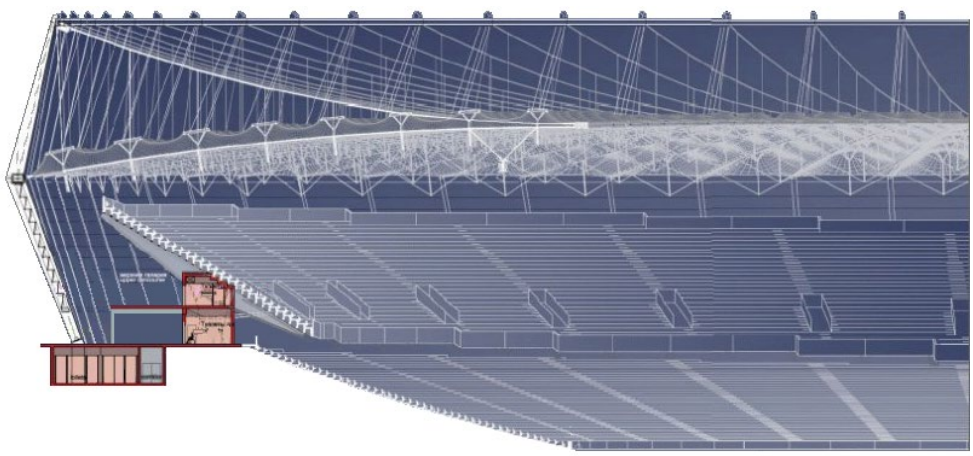


Рис. 2.10. Поперечний переріз і конструктивна схема висячого покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський»

Металеві опорні колони, що підтримують висячу систему покриття, у своїй верхній частині запроектовані ламаної конфігурації, причому точка зламу знаходиться на рівні нижнього зовнішнього опорного контуру (рис. 2.10). Висота нижньої ділянки колон прийнята близько 22 м, а верхньої – 18 м, що дозволило зменшити еліпсоподібність верхнього зовнішнього опорного контуру з метою зменшення згинальних моментів, що виникають у ньому під дією зовнішніх навантажень.

Над нижніми радіальними вантами покриття знаходиться мембранно-тканинна система. Система запроектована у вигляді тентової конструкції зі шпренгельними підпорами задля надання секціям поверхні певної взвищеності, що дає змогу не лише створити попереднє напруження з метою стабілізації її форми, а й забезпечити природне відведення дощових вод. При цьому у центрах секцій, де встановлені шпренгельні підпірки, передбачено влаштування купольних ліхтарів із світлопрозорим покриттям із полікарбонатних листів.

Наостанок вкажемо ще й на те, що основні конструктивні елементи каркаса покриття виготовлені зі сталі класу С355, їх заводські з'єднання запроектовані зварними, а монтажні – на високоміцних болтах.

§ 2.4. Чинники та організаційні заходи з науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський»

2.4.1. Чинники науково-технічного супроводу. Проведення робіт із науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» було обумовлено значною кількістю важливих чинників, серед яких необхідно виділити такі.

2.4.1.1. Нормативні чинники. В таблиці 1.1 норм [8] наведено перелік із 22 типів будівельних об'єктів, що підлягають обов'язковому науково-технічному супроводу з боку базових і провідних наукових організацій. Нагадаємо, що до цього переліку серед інших включені, зокрема, такі типи будівельних об'єктів:

- об'єкти, що мають унікальне та особливо важливе народногосподарське або соціальне значення і належать до 1 (підвищеного) рівня відповідальності;
- об'єкти житлово-цивільного призначення IV і V категорій складності;
- будівлі та споруди, що зводяться в умовах щільної забудови, за наявності в них підземної частини завглибшки понад 3 м та надземної частини заввишки понад 9 поверхів;
- просторові конструкції покриттів (металеві з прольотом понад 100 м і залізобетонні з прольотом понад 80 м).

Позаяк результати аналізу проекту реконструкції НСК «Олімпійський» засвідчили цілковиту відповідність проекту всім наведеним вище вимогам норм, то останнє автоматично визначило необхідність запровадження для робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» науково-технічного супроводу.

2.4.1.2. Природні чинники. Реконструкція НСК «Олімпійський» здійснювалась із урахуванням низки специфічних природно-географічних, геологічних, містобудівних та економічних умов, яким були притаманні деякі особливості, а саме:

- територія НСК «Олімпійський» має складні інженерно-геологічні умови, які характеризуються пересіченим рельєфом земної поверхні та крутими зсувонебезпечними схилами Черепанової гори, насипними і просідаючими ґрунтами та високим рівнем підземних вод;
- територія НСК «Олімпійський» забудована значною кількістю будівель, споруд, підземних інженерних мереж із терміном експлуатації до 50 – 100 років і більше, деякі з яких необхідно було зберегти при реконструкції з урахуванням їх історичної, архітектурної або господарської цінності;
- територія НСК «Олімпійський» розташована у центральному районі міста Києва і щільно оточена об'єктами міської забудови, частина з яких також має історичну, архітектурну або господарську цінність і потребувала захисту від пошкоджень чи руйнації при проведенні реконструкції;
- територія НСК «Олімпійський» характеризується достатньо високим рівнем нормативної сейсмічної небезпеки, ускладненої високим рівнем підземних вод, однак врахування цього чинника при розробленні проектної документації та будівництві розташованих на території комплексу споруд не передбачалось чинними на той час нормативними документами, а тому ці споруди не були до цього пристосовані.

Врахування вказаних ускладнюючих факторів, а тим більше їх сполучень (як на передпроектній стадії реконструкції, так й при розробленні проектної документації), чинними вітчизняними і закордонними будівельними нормами регламентовано недостатньо, що підтвердило висновок щодо необхідності запровадження для робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» науково-технічного супроводу.

2.4.1.3. Конструктивно-технічні чинники. В проекті реконструкції НСК «Олімпійський» закладена низка конструктивно-технічних рішень, які не мають прямих аналогів у вітчизняній практиці будівництва, зокрема:

- влаштування великопрольотного висячого покриття над трибунами стадіону, конструктивні рішення і методи монтажу якого раніше в Україні не тільки не застосовувались, а й мали такі вимоги до точності виготовлення конструктивних елементів і їх монтажу, що значно перевищували вимоги чинних будівельних норм України;
- збереження і відновлення існуючих конструкцій верхнього ярусу трибун (із демонтажем, ремонтом і повторними монтажем частини конструктивних елементів), а також забезпечення їхньої підвищеної несучої здатності та довговічності;
- влаштування поряд із існуючими спорудами і фундаментами нових багатоповерхових підземних приміщень (у т.ч. заглиблених нижче рівня підземних вод) із запобіганням неконтрольованим деформаціям існуючих споруд.

Обов'язковість урахування вказаних чинників також підтвердила висновок щодо необхідності запровадження для робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» науково-технічного супроводу.

2.4.1.4. Технологічні чинники. Задля реалізації деяких складних проектних рішень при проведенні будівельно-монтажних робіт під час реконструкції НСК «Олімпійський» (а саме: влаштування земляних споруд і складних пальових фундаментів; проведення бетонних робіт на масивних конструкціях; монтажу великогабаритних збірних залізобетонних і сталевих конструкцій, а також легких огороджувальних конструкцій; зварювання монтажних з'єднань на значній висоті; влаштування опоряджувальних покриттів та гідроізоляції; захисту конструкцій і обладнання від корозії; улаштування литих підлог тощо) було передбачено застосування низки передових технологічних підходів.

Проте, оскільки для якісного впровадження запропонованих технологічних підходів не вистачало належного досвіду залучених організацій-виконавців цих робіт, то це ще раз підтвердило висновок щодо необхідності запровадження для робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» науково-технічного супроводу.

2.4.2. Організаційні заходи з науково-технічного супроводу. З метою організації роботи з науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» згідно з вимогами норм [8] були розроблені та вжиті наступні заходи:

- НСК «Олімпійський», як Замовник реконструкції, прийняв рішення про необхідність виконання робіт із супроводу та про призначення ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» головним виконавцем робіт із супроводу;
- НСК «Олімпійський», як Замовник реконструкції, звернувся до Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України щодо погодження на запровадження супроводу і отримав вказане погодження;
- ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», як головний виконавець робіт із супроводу, призначив керівника науково-технічного супроводу;
- ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», як головний виконавець робіт із супроводу, розробив, а НСК «Олімпійський», як Замовник реконструкції, затвердив Програму науково-технічного супроводу.

До виконання робіт із науково-технічного супроводу були залучені базові організації з науково-технічної діяльності, а саме: ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М.Шимановського» і ДП «Науко-

во-дослідний інститут будівельного виробництва», провідні наукові інститути, в тому числі інститути Національної академії наук України: Інститут електрозварювання ім. Є.О.Патона, Інститут технічної теплофізики, Інститут геофізики ім. С.І.Суботіна, а також Київський національний університет будівництва і архітектури, Український науково-дослідний інститут пожежної безпеки, Український науково-дослідний і проектно-вишукувальний інститут «УкрНДІводоканалпроект» та інші організації.

Зазначимо також, що всі роботи з науково-технічного супроводу виконувались на підставі прямих договорів між НСК «Олімпійський», як Замовником реконструкції, і виконавцями. Вказані договори укладались відповідно до щорічних переліків робіт, що складались головним виконавцем науково-технічного супроводу і затверджувались НСК «Олімпійський». А у кінці кожного року складались зведені звіти з основними результатами зазначених робіт.

ГЛАВА 3

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД РОЗРОБЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

§ 3.1. Обстеження існуючих конструкцій і споруд стадіону

Найбільш відомого вигляду НСК «Олімпійський» набув після передостанньої реконструкції (яка була розпочата у 1966 р.), метою якої було збільшення місткості стадіону до 100062 місць для глядачів за рахунок спорудження другого ярусу трибун, змонтованого вперше у світовій практиці на оригінальних залізобетонних двоконсольних ригелях (рис. 3.1). Враховуючи унікальність конструктивного рішення стадіону НСК «Олімпійський», починаючи з середини 1970-х років періодично здійснювались візуальні та інструментальні обстеження стану його конструкцій. Причому одночасно з виявленням дефектів у конструкціях стадіону розроблялись креслення з їхнього ремонту та підсилення, на підставі яких виконувались необхідні ремонтно-відновлювальні роботи.

Рис. 3.1. Загальний вигляд трибун стадіону НСК «Олімпійський» після передостанньої реконструкції

Більше того, у 2000 р. проводились комплексні обстеження верхнього ярусу трибун, у результаті яких було виявлено численні пошкодження конструкцій під час тривалої експлуатації, викликаних впливом різних факторів, у тому числі: природно-кліматичних (змінна температура, опади, інсоляція), динамічних навантажень від уболівальників, ударних впливів тощо.

Наприклад, у колонах К1 та їх з'єднаннях були виявлені (рис. 3.2):

- корозійні пошкодження арматурних стержнів на бокових гранях колон із відколюванням захисного шару бетону;
- розтріскування захисного шару бетону на кутових ділянках нижньої частини колон із утворенням вертикальних тріщин шириною розкриття до 2 мм внаслідок корозії арматури;
- корозійні пошкодження закладних і накладних деталей вузлів з'єднання колон із балками.

Рис. 3.2. Характерні пошкодження колон верхнього ярусу трибун

У свою чергу, в балках Б1 були зафіксовані (рис. 3.3):

- похилі тріщини шириною розкриття до 0,25 мм у стінці двотаврових балок;
- корозійні пошкодження арматури стінки та нижнього поясу балок, а також закладних елементів верхнього поясу внаслідок замокання дощовою вологою через стики поміж панелями-складками;
- локальні сколювання захисного шару бетону поясів внаслідок механічних пошкоджень.

Рис. 3.3. Характерні корозійні пошкодження балок верхнього ярусу трибун:
а – конструктивної арматури; *б* – поперечної арматури;
в – деталей стику балки і колони

І, нарешті, в панелях-складках були виявлені (рис. 3.4):

- корозійні пошкодження арматури подовжніх й поперечних ребер та тріщини шириною розкриття до 0,1 мм у бетоні;
- похилі тріщини шириною розкриття до 0,2 мм у ребрах підсилених панелей-складок під вхідними отворами;
- висоли та світлі натікання на подовжніх ребрах, окремі натікання з нашаруванням продуктів корозії завтовшки до 2 – 3 мм та нашарування під ребрами у вигляді бурульок-сталактитів;
- розморожування та викришування бетонних звисів панелей-складок без оголення та з оголенням арматури полиць;
- протікання через стики та температурні шви між панелями-складками.

Окрім наведених вище, були зафіксовані пошкодження у багатьох інших конструктивних елементах верхнього ярусу трибун – огорожах, сходах і температурних швах (рис. 3.5, 3.6). Тепер звернемо увагу на те, що крім візуальних та інструментальних обстежень проводились дослідження показників міцності матеріалів залізобетонних конструкцій трибун неруйнівними методами, які підтвердили, що проектні характеристики застосованих матеріалів суттєво не знизились. Тому з урахуванням результатів аналізу комплексних обстежень загальний технічний стан конструкцій верхнього ярусу трибун був оцінений переважно як задовільний, а стан окремих їх елементів – як непридатний до експлуатації. Також були розроблені пропозиції з ремонту та підсилення непридатних до експлуатації елементів і проведені необхідні ремонтні роботи.

Рис. 3.4. Корозійні пошкодження панелей-складок верхнього ярусу трибун

Рис. 3.5. Пошкодження елементів нижньої огорожі верхнього ярусу трибун

Рис. 3.6. Пошкодження огорожі верхнього ярусу трибун
та набетонки перед вхідним люком

У подальшому, а саме у 2004 – 2005 роках, був виконаний загальний ремонт конструкцій верхнього ярусу трибун, під час якого значна кількість пошкоджень залізобетонних конструкцій була усунута, колони і балки пофарбовані, а також ліквідовані протікання температурних швів. Причому в такому стані трибуни експлуатувались аж до останньої реконструкції НСК «Олімпійський», перед початком якої протягом 2008 р. було проведене нове детальне обстеження конструкцій верхнього ярусу трибун із урахуванням вимог проекту реконструкції.

У результаті вказаного обстеження (у порівнянні із даними обстеження 2000 р.) було виявлено, по-перше, зниження інтенсивності корозійних пошкоджень колон та балок і, по-друге, прогресування темпів процесу корозії бетону й арматури панелей-складок у секторах із входами на верхній ярус трибуни, які є найбільш навантаженими та вразливими до впливу атмосферних опадів. Крім того було визначено, що основною причиною корозійних пошкоджень панелей-складок є виконана у недостатніх обсягах зовнішня гідроізоляція верхньої поверхні елементів трибун при їх вибірковому ремонті, що створило умови для їх замочування. Також були відмічені як недовговічність використаних при проведенні ремонтних робіт верхньої поверхні елементів трибун гідроізоляційних та протикорозійних матеріалів, так й низька якість самих цих ремонтних робіт, оскільки вони були виконані у 2005 р. за низьких температур і високої вологості.

З метою усунення виявлених при обстеженні конструкцій верхнього ярусу трибун дефектів та пошкоджень, а також причин їх виникнення та розвитку, були розроблені рекомендації з ремонту та відновлення конструкцій, зміст яких загалом був зведений до протикорозійного захисту залізобетонних елементів і створення непроникливого для вологи гідроізоляційного покриття. Додатково була виконана розрахункова оцінка несучої здатності панелей-складок та балкових опор на нові проектні навантаження з врахуванням фактичних параметрів армування та міцності бетону і визначені граничні параметри несучої здатності конструкцій, причому було зазначено, що вказані параметри не повинні бути перевищені при розробленні проекту реконструкції трибун стадіону НСК «Олімпійський».

§ 3.2. Обстеження будівель і споруд оточуючої забудови

При проектуванні та проведенні реконструкції НСК «Олімпійський» виконувались роботи з обстеження будівель і споруд оточуючої забудови, яка підрозділяється на зони двох типів будівництва: головної спортивної арени та допоміжних споруд (зон гостинності та електричної підстанції «Олімпійська»). Причому метою цього обстеження окрім безпосередньої фіксації технічного стану будівель і споруд, було також оцінювання можливого впливу на них будівельних робіт певного етапу реконструкції. Окрім цього, врахуванню при проведенні обстеження підлягало також те, що в процесі проектування змінювались рішення щодо споруд зон гостинності і подальшого розвитку НСК «Олімпійський». Зокрема, майданчики паркінгів були замінені наближеною впритул до головної спортивної арени багаторівневою спорудою зони гостинності, будівництво якої потребувало демонтажу льодової арени «Крижинка» і будівлі тенісних кортів. Причому на вказаній території у подальшому також планується будівництво трьох багатофункціональних спортивно-видовищних залів.

3.2.1. Обстеження комплексу будинків ТОВ «Лота». Комплекс будинків безпосередньо наближений з західного боку до головної спортивної арени НСК «Олімпійський», де здійснювалась реконструкція нижнього ярусу трибун і будівництво покриття над ними. Комплекс складається з частково зблокованих семи будівель різного призначення (рис. 3.7). Різноплановість такого об’єднання ускладнена рельєфом земельної ділянки під комплексом із перепадом висот 17 – 18 м у межах відносно невеликих – 125×40 м – розмірів цієї ділянки у плані. Комплекс розташований на схилі Черепанової гори, який, за даними інженерно-геологічних вишукувань, перебуває в стабільному стані. Частина будівель комплексу врізана у цей схил і утворює підвальні й цокольні поверхи надземних частин будинків. Схил у межах комплексу будинків уздовж проходу довкола трибун головної спортивної арени укріплений підпірною стінкою.

Рис. 3.7. Загальний вигляд будівель ТОВ «Лота»

На першому етапі обстеження, який тривав протягом 2008 – 2009 років, були виконані дослідження технічного стану комплексу будинків, у результаті чого зроблений опис їх конструктивних систем і особливостей, а також виявлена та зафіксована низка дефектів, які, однак, не мали негативного впливу на загальний стан будинків. Аналіз результатів обстеження дозволив встановити, що технічний стан комплексу будинків є задовільним, тобто відповідає II категорії. Більше того, за результатами обстеження були надані рекомендації щодо вжиття запобіжних заходів під час реконструкції НСК «Олімпійський».

На другому етапі обстеження, який тривав протягом 2011 р., із метою визначення умов демонтажу льодової арени «Крижинка» були досліджені конструктивні особливості розташованих впритул до льодової арени будинку літера «В» і корпусу № 8, позаяк зміна стану основи цих будівель внаслідок демонтажних робіт могла негативно вплинути на їх технічний стан.

Обстеження будинку літера «В» виконувалось до і після знесення більшої частини льодової арени, а зміни в його технічному стані були простежені за результатами обстежень, виконаних у 2008 р. й у березні та вересні 2011 р. Оскільки будинок літера «В» частково врізаний у насипний схил і примикає до торцевої стіни головної спортивної арени, яка виконувала функції підпірної стінки, то були виконані відповідні розрахунки і встановлена її

недостатня міцність у разі демонтажу конструкцій підвальної частини будівлі арени. Тому перед початком демонтажних робіт було рекомендовано виконати або підсилення цієї частини стіни, або влаштувати додаткову шпунтову стінку поміж торцевою стінкою й комплексом будинків.

3.2.2. Обстеження будинку готелю «Спорт». Будинок готелю розташований безпосередньо біля майданчика будівельних робіт із реконструкції НСК «Олімпійський». Будинок готелю складається з двох об'ємів, причому головним є висотний каркасний корпус баштового типу заввишки 75 м, до якого примикає триповерхова прибудова заввишки 15 м (рис. 3.8). На час здавання баштової частини будинку в експлуатацію у триповерховій прибудові був зведений тільки підвальний поверх, а повністю прибудова була закінчена й введена в експлуатацію у 1995 р.

Рис. 3.8. Загальний вигляд будинку готелю «Спорт»

Баштова частина будинку має складну конструктивну систему, пов'язану з вертикальним розташуванням блоків приміщень, які відрізняються технологічним призначенням і планувальною структурою. В цілому конструктивна система цієї частини будинку характеризується наступним.

Будинок має пальовий фундамент із плитним ростверком, на який спираються фундаменти під збірні колони й пілони. Каркас чотирьох нижніх поверхів виконаний зі збірних залізобетонних конструкцій пілонів, колон, ригелів, а також збірних багатопорожнинних та суцільних плит перекриттів. П'ятий технічний поверх конструктивно вирішений у вигляді консольного балкового ростверку з монолітного залізобетону і призначений для утримування верхніх поверхів, що мають у плані більші розміри у порівнянні з нижче розташованими. Наступні дванадцять поверхів є житловою частиною готелю і конструктивно вирішені за допомогою великопанельної системи. Сімнадцятий і вісімнадцятий поверхи (ресторанний блок) мають каркасну систему зі збірного залізобетону, а чотири верхніх технічних поверхи виконані з використанням збірного залізобетонного каркасу зі сталевими в'язями.

Що ж стосується жорсткісних параметрів будинку, то вкажемо на те, що жорсткість каркаса баштової частини забезпечена розташованими уздовж зовнішнього контуру будинку залізобетонними пілонами, орієнтованими в напрямках головних осей інерції горизонтального перерізу будинку. Окрім цього будинок має центральне ядро жорсткості, яке утворене монолітними залізобетонними шахтами ліфтів. Таким чином, аналіз конструктивних систем двох частин будинку свідчить про високий рівень несучої здатності будинку готелю у цілому. Також зазначимо, що пальовий фундамент великого заглиблення баштової частини будинку забезпечує його стійкість у процесі зведення поряд із ним споруд, що мають суттєві підземні частини.

Протягом 2005 – 2008 років будинок готелю піддавався суттєвому впливу, пов'язаному з будівництвом, а потім ще й із ліквідацією торговельного комплексу «Троїцький». Однак обстеження приміщень баштової частини й триповерхової прибудови не встановило наявності у будинку тріщин й інших дефектів. Причому з зовнішнього боку на стінах також відсутні тріщини, які були б викликані деформаціями основи. Вказане свідчить про те, що вплив суміжного будівництва не призвів до розвитку негативних процесів у конструктивних елементах будинку завдяки достатньому запасу їх жорсткості.

Далі звернемо увагу на те, що при проведенні обстеження будинку готелю були виявлені численні дефекти у конструктивних елементах його облицювання і зовнішнього оздоблення. Однак утворення цих дефектів було викликане чинниками, які не були безпосередньо пов'язані з впливом суміжного будівництва. Так, одним із таких чинників були температурні впливи на видовжені елементи фасаду, які спричиняли певну нерівномірність температурних деформацій цих елементів, а другим – природна ерозія будівельних матеріалів. Найбільша ж кількість дефектів була виявлена, як це перед початком обстеження і очікувалось, на прибудинковій території, що є наслідком, по-перше, неякісного виконання будівельних робіт під час будівництва

різноманітних майданчиків, сходів й насипу довкола будинку і, по-друге, незавершених дорожніх робіт після прокладання нових інженерних мереж.

І, нарешті, на завершення цього розділу, зазначимо ще й те, що значна частина матеріалів обстеження будинку готелю у подальшому була використана у проекті реконструкції будинку, яка мала на меті крім змін у технології готельних процесів також створення єдиного архітектурного ансамблю реконструйованої Троїцької площі.

§ 3.3. Визначення сейсмічних вимог до проектування споруд на території НСК «Олімпійський»

3.3.1. Сейсмічні умови. Майданчик НСК «Олімпійський» розташований у Печерському районі м. Києва. Тому, згідно з вимогами норм [3, 13], при проектуванні відповідальних об'єктів НСК «Олімпійський» необхідно було використовувати інтенсивність сейсмічних струшувань, яка наведена на карті ЗСР-2004-С, що є додатком до [3]. Із карти випливає, що нормативна (фонова або вхідна) сейсмічна інтенсивність майданчика дорівнює $I_N = 6$ балів за макросейсмічною шкалою MSK-64. Причому ймовірність неперевищення при майбутніх землетрусах такої інтенсивності сейсмічних струшувань на території м. Києва у найближчі 50 років дорівнює 99%. Вказана оцінка є усередненою для всієї площі міста і округленою до цілого числа. Крім того, вона відноситься до ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями і не враховує можливого впливу місцевих ґрунтових умов.

Із результатів аналізу даних літературних джерел вбачається, що у м. Києві раніше вже неодноразово спостерігались сейсмічні струшування від потужних підкорових землетрусів зони Вранча (Румунія) і, більше того, можуть проявитись локальні сейсмічні ефекти від потенційно можливих землетрусів із місцевих сейсмоактивних зон. Так, наприклад, за останні 200 років зафіксована на території м. Києва інтенсивність землетрусів зони Вранча досягала 5 балів у 1802 і 1940 роках. А під час землетрусів, які спостерігались у м. Києві наприкінці XX-го століття, інтенсивність струшувань становила 4 – 5 балів. Також слід зазначити, що енергія зареєстрованих останнім часом землетрусів була значно меншою від максимально можливої (з імовірністю 1 раз на 5000 років). Із наведеного випливає, що землетруси з магнітудою $M = 7 \pm 0{,}25$ у середньому реалізуються 1 раз за 15 років. Екстраполюючи далі залежність у бік максимальних магнітуд, остаточно можна отримати, що один раз за період понад 1000 років можлива реалізація землетрусу з магнітудою $M = 8 \pm 0{,}25$.

Добре також відомо, що наразі відсутні документально підтверджені дані про вогнища місцевих землетрусів поблизу м. Києва, однак, базуючись на існуючих сейсмологічних, геолого-геофізичних, тектонічних і геодинамічних даних й даних розшифрування космознімків, можна стверджувати, що на сучасному етапі геологічного розвитку регіону існує реальна сейсмічна загроза, пов'язана з місцевими (локальними) активізованими тектонічними порушеннями у фундаменті Східно-Європейської платформи. Тому з

наведеного випливає, що потенційна місцева сейсмічність у районі м. Києва пов'язана з розломами у зоні розчленування північно-східного схилу Українського кристалічного щита та південно-західного борту Дніпрово-Донецької западини й з розсіяною (доменною) сейсмічністю.

3.3.2. Тектонічні умови. У тектонічному відношенні м. Київ знаходиться у межах Білоцерківського (Фастівського) блока на північному схилі Українського кристалічного щита. За результатами проведеного буріння було встановлено, що кристалічний фундамент має скидововo-блокову будову. Безпосередньо на території м. Києва абсолютні позначки поверхні фундаменту змінюються від 90 – 100 м (у районах м. Києва Теремки-1 і Ново-Біличі) до 300 –320 м (у с. Биківня). Причому в досліджуваній ділянці виділяються розломи, неотектонічна активність яких у даний час підтверджується геолого-геоморфологічними даними. До таких розломів відносяться (рис. 3.9): Київський – субмеридионального простягання, Святошинський та Пирогівський – субширотного простягання та Пуща-Водицький – північно-західного простягання.

Тому, з урахуванням усієї сукупності даних щодо зв'язку між довжиною лініаментів геодинамічно активних зон і магнітуд землетрусів, віднесених до цих структур, на території Східно-Європейської платформи, для оцінки магнітуди потенційно можливого максимального землетрусу $M_{\text{мах}}$ встановлена наступна формула:

$$M_{\text{мах}} = 0{,}54 + 1{,}87\,\text{Lg}(L) \pm K\sigma,$$

де L – довжина лініамента; K – коефіцієнт, що визначає забезпеченість оцінки $M_{\text{мах}}$ (причому при $K = 0$ оцінка є найбільш імовірною); σ – стандартне відхилення, яке в залежності від вибірки даних змінюється в межах від 0,6 до 0,76.

Значення $M_{\text{мах}}$ для потенційних землетрусів із найближчих до НСК «Олімпійський» місцевих розломів наведені на рис. 3.9. Причому максимальний розрахунковий вплив $I = 6$ балів на території НСК «Олімпійський» можуть спричинити вогнища землетрусів, які пов'язані з Київським розломом і найближчим фрагментом Ядловсько-Трактемирівської розломної зони.

3.3.3. Уточнення сейсмічної бальності будівельного майданчика. Як відомо, розрахункова інтенсивність сейсмічних впливів (розрахункова сейсмічність або бальність) визначається сумою уточненої нормативної інтенсивності сейсмічних струшувань (бальності) I_{RN} та її приросту ΔI за рахунок впливу ґрунтових умов майданчика: $I_R = I_{RN} + \Delta I$. Однак при розрахунку уточненої нормативної бальності та її приросту з точністю до 0,01 бала оцінка розрахункової сейсмічної бальності може відрізнятись від їх округлених до цілого бала значень I_0, представлених на картах загального сейсмічного районування. Внаслідок цього, при оцінці сейсмічної небезпеки конкретних будівельних майданчиків із залученням методів загального (ЗСР) і детального (ДСР) сейсмічного районування були виконані уточнення значення нормативної бальності I_{RN}, а методами сейсмічного мікрорай-

онування (СМР) – значення її приросту ΔI. Причому це уточнення було виконане з використанням методики розрахунку сейсмічної небезпеки, розробленої Інститутом геофізики ім. С.І.Суботіна НАН України.

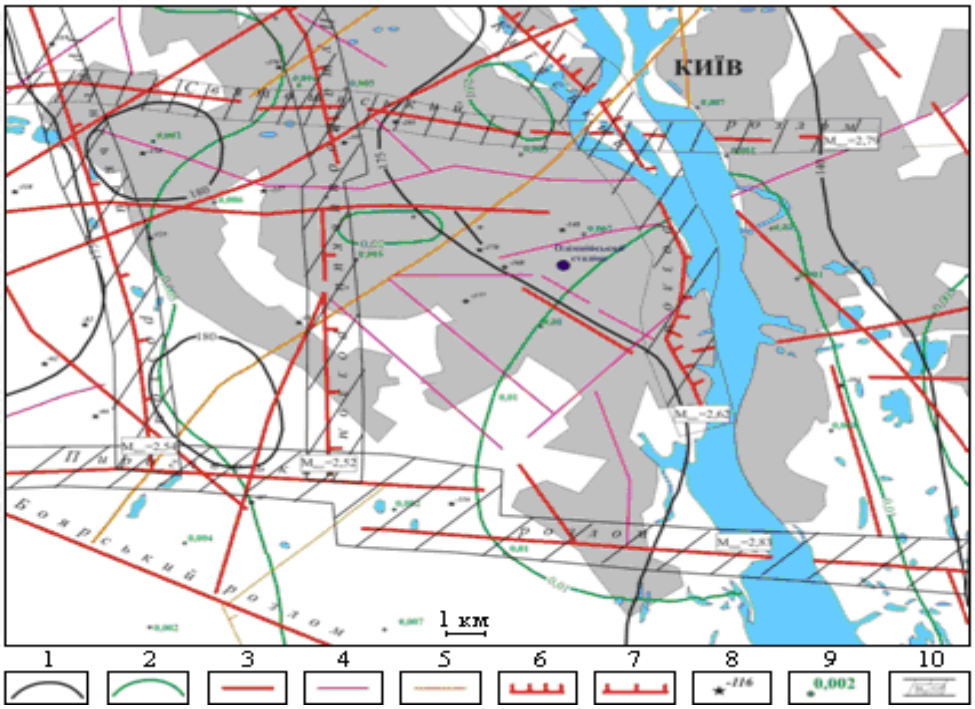


Рис. 3.9. Фрагмент карти неотектоніки Київського геодинамічного полігону:
1 – ізобази сумарних амплітуд неотектонічних рухів земної кори, м; 2 – ізографи середніх швидкостей неотектонічних рухів земної кори, см/км/тис. років; 3 – розломи, виявлені у кристалічному фундаменті, неотектонічна активність яких підтверджується геолого-геоморфологічними даними (ГГД); 4 – розломи, неотектонічна активність яких на даний час не підтверджена ГГД; 5 – розломи, неотектонічна активність яких підтверджується ГГД; 6 – скидо-зсувний кінематичний розлом; 7 – зсувний кінематичний розлом; 8 – абсолютна відмітка поверхні кристалічного фундаменту; 9 – градієнт середньої швидкості неотектонічних рухів земної кори; 10 – максимально можлива магнітуда

У результаті виконаних розрахунків уточнене нормативне значення сейсмічної бальності у районі НСК «Олімпійський», розраховане з точністю до 0,01 бала, складає для періоду повторення 1 раз за 5000 років I_{RN} = 5,95 бала та відповідає умовному сейсмічному ризику 1%. При цьому слід зазначити, що вказана оцінка відноситься винятково до ґрунтів 2-ї категорії за сейсмічними властивостями і не враховує можливого впливу місцевих ґрунтових умов. Тому, у зв'язку зі сказаним, наголосимо, що остаточну величину сейсмічної інтенсивності майданчика будівництва, згідно з п. 1.1.2 норм [3],

слід визначати з урахуванням результатів СМР через значний вплив на цю величину інженерно-геологічних, геоморфологічних, гідрогеологічних і геотектонічних особливостей майданчика.

3.3.4. Сейсмічне мікрорайонування майданчика. Добре відомо, що найбільш ефективним методом вирішення задач СМР є реєстрація максимально можливих для даної території землетрусів. Проте, у зв'язку з тим, що подібні події відбуваються досить рідко навіть у високосейсмічних регіонах, а також враховуючи обмеженість термінів робіт і низьку сейсмічну активність районованої території, для СМР території реконструкції було використано рекомендований нормами [3] метод сейсмічних жорсткостей, який включає реєстрацію високочастотних мікросейсм і сейсморозвідувальні спостереження. Причому в якості інженерно-геологічної основи СМР території НСК «Олімпійський» були використані матеріали інженерно-геологічних досліджень, виконаних АТЗТ «Київсоюзшляхпроект», а безпосередньо СМР території майданчика виконувалось методом інженерно-геологічних аналогій.

Далі необхідно зазначити, що за гідрогеологічними умовами, літологічним складом і фізико-механічними властивостями порід у верхній 10-метровій частині геологічного розрізу будівельного майданчика НСК «Олімпійський», яка спричиняє основний вплив на сейсмічну інтенсивність, було виділено 3 райони, схема розміщення яких представлена на рис. 3.10, а саме:

Район 1. Включає східну частину території НСК «Олімпійський» із таксонометричною одиницею ТО 3 і характеризується такими параметрами. До глибини 10,1 – 14,4 м територія складена (зверху – вниз): ґрунтовим шаром потужністю до 0,5 м; насипними відкладами маловологого дрібного піску середньої щільності потужністю 0,9 – 2,7 м; піском пилуватим середньої щільності потужністю 9,5 – 9,6 м; глиною важкою від напівтвердої до тугопластичної (коефіцієнт пористості e = 0,68 – 0,78 і показник текучості I_L = 0,24 – 0,35) потужністю 7,1 – 11,4 м. Ґрунтові води знаходяться на глибині 8,4 – 14,4 м. Всі ґрунти (окрім ґрунтового шару й насипних утворень потужністю близько 3,0 м), які складають геологічний розріз в інтервалі 0,0 – 10,0 м, відносяться до II категорії за сейсмічними властивостями. Тому згідно з таблицею 1 норм [3] приріст сейсмічної інтенсивності, відносно початкової, для ґрунтових умов подібного типу складає 0 балів.

Район 2. Включає центральну частину території НСК «Олімпійський» із таксонометричною одиницею ТО 2 і характеризується такими параметрами. До глибини 10,0 – 14,0 м територія складена (зверху – вниз): ґрунтовим шаром потужністю до 0,5 м; насипними утвореннями піску дрібного середньої щільності від маловологого до насиченого водою потужністю 0,6 – 2,6 м; супісками пластичної і текучої консистенції (коефіцієнт пористості e = 0,85 і показник текучості I_L = 0,96) потужністю від 2,2 до 6,9 м; глиною легкою пилуватою тугопластичною (коефіцієнт пористості e = 0,76 і показник текучості I_L = 0,32) потужністю 1,0 – 2,5 м; піском пилуватим, середньої щільності та щільним, насиченим водою потужністю 1,8 – 10,3 м. Глибина залягання рівня

ґрунтових вод складає 1,0 – 1,6 м. Для даної території потужність ґрунтів, що відповідають III категорії за сейсмічними властивостями, в інтервалі 0,0 – 10,0 м перевищує 5,0 м. Тому згідно з таблицею 1 норм [3] приріст сейсмічної інтенсивності, відносно початкової, для таких ґрунтових умов складає +1 бал.

Район 3. Включає західну частину території НСК «Олімпійський» із таксонометричною одиницею ТО 1 і характеризується тим, що до глибини 11,0 – 15,0 м територія складена ґрунтами IV категорії за сейсмічними властивостями – насипними відкладами (піском, суглинком, глиною з тонкими прошарками піску, дрібного щебеню з включенням будівельного сміття і побутових відходів). Ґрунтові води залягають на глибині 10,0 – 11,4 м. Тому згідно з таблицею 1 норм [3] приріст сейсмічної інтенсивності, відносно початкової, для таких ґрунтових умов визначається на підставі спеціальних досліджень.

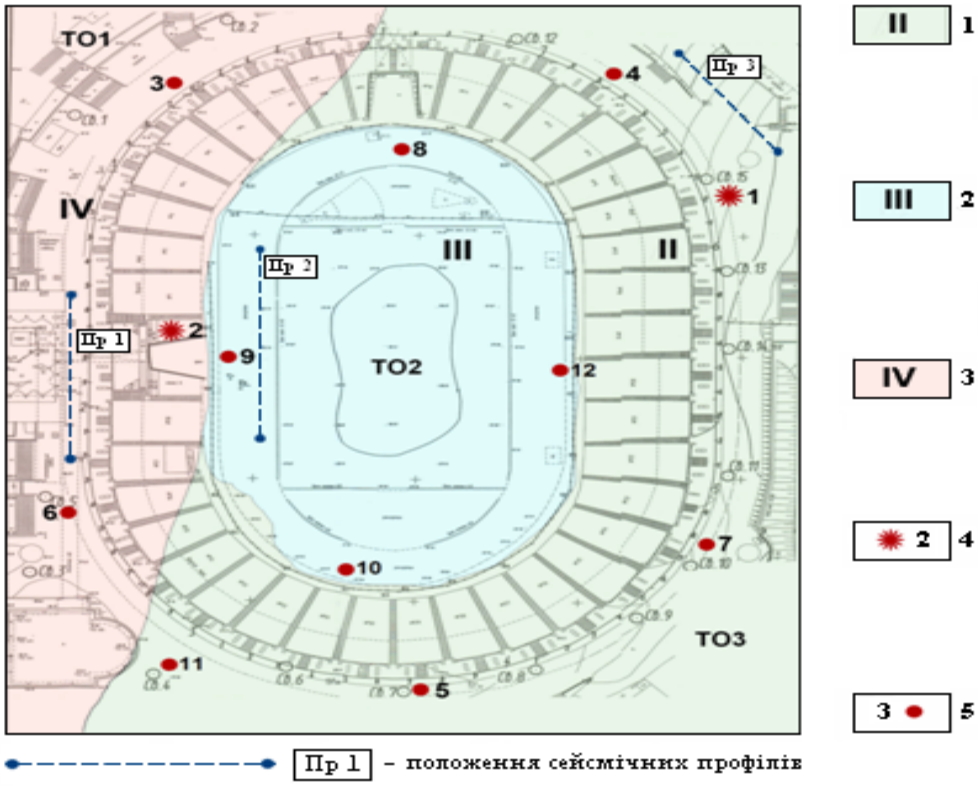


Рис. 3.10. Схема районування будівельного майданчика НСК «Олімпійський» за сейсмічними властивостями ґрунтів: 1, 2, 3 – райони з переважанням у верхній частині геологічного розрізу ґрунтів відповідно II, III і IV категорій; 4 – пункти цілодобової реєстрації мікросейсм; 5 – пункти з тригодинними інтервалами реєстрації мікросейсм; Пр 1, Пр 2 і Пр 3 – положення сейсмічних профілів

З урахуванням зазначеного, для оцінки приросту сейсмічної інтенсивності відповідно до вимог норм [3] необхідно вибрати еталонний ґрунт, бли-

зький за сейсмічними властивостями до ґрунту II категорії, до якого раніше було встановлене уточнене значення оцінки сейсмічної небезпеки території НСК «Олімпійський». Саме тому в якості еталонного було, по-перше, прийнято ґрунт у районі розташування пункту сейсмологічних спостережень № 1 поблизу інженерно-розвідувальної свердловини № 15 на території таксонометричної одиниці ТО 3 і, по-друге, проведені всі необхідні виміри. Так, наприклад, встановлене за допомогою методу заломлених хвиль (МЗХ) значення середньої швидкості поширення поперечних хвиль на ділянці з еталонними ґрунтами дорівнює $V_{Se} = 260$ м/с, а середнє значення густини ґрунту – $\rho_e = 1{,}93$ г/см^3. В свою чергу, для визначення ефективного значення швидкості поширення сейсмічних хвиль у верхній частині ґрунтової товщі інших ділянок були виконані польові вишукування (сейсмічне профілювання) з використанням МЗХ. Причому дослідження проводились на трьох сейсмічних профілях – ПР 1, ПР 2 і ПР 3 – тобто по одному на території кожної із таксонометричних одиниць, а для виконання робіт використовувалась цифрова багатоканальна інженерна сейсморозвідувальна станція «ЛАККОЛІТ X-M2».

Розрахунок приростів інтенсивності сейсмічних струшувань (бальності) за методом сейсмічних жорсткостей з урахуванням впливу рівня ґрунтових вод та резонансних ефектів згідно з [20] здійснювався за формулою

$$\Delta I = \Delta I_{сж} + \Delta I_{РГВ} + \Delta I_{рез},$$

де ΔI – сумарний приріст сейсмічної інтенсивності відносно початкової бальності, яка прийнята для району досліджень; $\Delta I_{сж}$ – приріст сейсмічної інтенсивності за рахунок різниці сейсмічної жорсткості ґрунтів на досліджуваній та еталонній ділянці; $\Delta I_{РГВ}$ – приріст сейсмічної інтенсивності за рахунок погіршення сейсмічних властивостей ґрунтів на досліджуваній ділянці при обводненні (водонасиченні); $\Delta I_{рез}$ – приріст сейсмічної інтенсивності за рахунок ймовірного виникнення резонансних проявів при різкій відмінності сейсмічних жорсткостей у покривній та підстильній товщі порід із досліджуваним геологічним розрізом.

У свою чергу, члени, що входять до правої частини цієї формули, визначаються наступним чином:

$\Delta I_{сж} = 1{,}67 \cdot \lg(V_e \rho_e / V_i \rho_i)$, де V_e, ρ_e, V_i і ρ_i – середньозважені (для 10-метрового шару) швидкості поширення поперечних хвиль і густини порід на еталонному (e) і досліджуваному (i) пунктах, відповідно;

$\Delta I_{РГВ} = Ke^{-0{,}04h^2}$, де K – коефіцієнт, що залежить від літологічного складу ґрунтів, а h – розрахунковий рівень ґрунтових вод;

$\Delta I_{рез}$ – визначається за результатами розрахунку і враховується лише у випадках, коли період, під час якого проявляється резонанс $T_{рез}$, відповідає періодам інтенсивних струшувань сильних землетрусів, очікуваних у досліджуваному районі, особливо при збігу періодів власних коливань будівель і споруд із резонансними періодами ґрунтів, а значення $T_{рез}$ визначається безпосередньо за даними реєстрації землетрусів і вибухів.

У результаті проведених робіт було встановлено, що загальний приріст сейсмічної інтенсивності, відносно початкової, для ґрунтових умов території НСК «Олімпійський» за методом сейсмічних жорсткостей складає: для району 1 із ТО 3 та із ґрунтами II категорії – $\Delta I = 0$ балів, для району 2 із ТО 2 та із ґрунтами III категорії – $\Delta I = +0{,}01 + 0{,}87 + 0 = +0{,}88$ бала і, нарешті, для району 3 із ТО 1 із ґрунтами IV категорії – $\Delta I = +0{,}43 + 0{,}06 + 0 = 0{,}49$ бала.

3.3.5. Оцінка приростів сейсмічної інтенсивності методом реєстрації мікросейсм. Відомо, що виконання робіт із сейсмічного мікрорайонування будівельних майданчиків передбачає використання методу реєстрації короткоперіодних мікросейсм, який вважається одним із найбільш ефективних і об'єктивних інструментальних методів при малих термінах проведення польових сейсмологічних вишукувань. Застосування методу ґрунтується на порівнянні параметрів мікроколивань ґрунтів, які збуджуються джерелами природного або техногенного походження на досліджуваній і еталонній ділянках. Ґрунт при цьому розглядається як фільтр, який може змінювати амплітудний і фазовий спектри коливань у сейсмічних хвилях, падаючих на підошву осадового чохла. Прирости сейсмічної інтенсивності визначаються за результатами порівняння амплітуд коливань ґрунтів у пунктах реєстрації на різних ділянках майданчика і на еталонному пункті.

При проведенні досліджень запис мікросейсм виконувався чотирма ідентичними триканальними цифровими сейсмічними станціями DAS-05, найновішими з модельного ряду автоматичних сейсмостанцій, розроблених Інститутом геофізики ім. С.І.Суботіна НАН України. А в якості сейсмоприймачів використовувались сейсмометри «ВЕГІК». Причому амплітудно-частотні й фазово-частотні характеристики вимірювальних каналів визначались за допомогою спеціальної віброплатформи.

Результати синхронних цілодобових реєстрацій мікросейсм засвідчили досить високу стабільність амплітудного рівня і частотного складу мікроколивань, що дозволило дійти висновку про близькість мікросейсмічного процесу до стаціонарного, за умови усунення з записів нестаціонарних подій. В свою чергу, прирости сейсмічної інтенсивності, одержані методом реєстрації короткоперіодних мікросейсм, були оцінені з використанням двох способів: по-перше, за співвідношенням максимальних амплітуд мікросейсм, зареєстрованих на різних ділянках майданчика й на еталонному пункті, і, по-друге, за співвідношенням амплітудних спектрів мікросейсм, зареєстрованих на різних ділянках майданчика і на еталонному пункті.

У результаті проведених досліджень середній приріст (порівняно з початковим значенням) сейсмічної бальності, розрахований за методом реєстрації мікросейсм із використанням обох способів для ґрунтів ділянки проектованої реконструкції НСК «Олімпійський», складає: для району 1 із ТО 3 та із ґрунтами II категорії – $\Delta I = +0{,}14$ бала, для району 2 із ТО 2 та із ґрунтами III категорії – $\Delta I = +0{,}74$ бала і, нарешті, для району 3 із ТО 1 та із ґрунтами IV категорії – $\Delta I = +0{,}23$ бала.

3.3.6. Розрахункові акселерограми для майданчика НСК «Олімпійський». У нормах [3] передбачено, що для важливих і експериментальних будинків і споруд, що розташовуються в районах із нормативною сейсмічністю 6 балів і більше за сейсмічною шкалою MSK-64, необхідно проводити прямий динамічний розрахунок із застосуванням розрахункових акселерограм. Із цього приводу одразу вкажемо на те, що розрахункові акселерограми є часовими функціями, які моделюють компоненти векторів пришвидшень у сейсмічних рухах поверхні ґрунту на досліджуваному майданчику при землетрусах, що можуть реалізуватись на ньому із заданою ймовірністю. В залежності від положення зони відносно майданчика, її сейсмічного режиму, величини енергії, що виділяється у вогнищі землетрусу та його механізму, а також спектральних особливостей впливу середовища на шляху сейсмічних хвиль від вогнища землетрусу до майданчика – змінюються величини пікових пришвидшень, тривалість коливань, форма обвідної й спектральний склад розрахункових акселерограм.

Цілком зрозуміло, що найповнішу інформацію щодо величини і характеру коливань ґрунту на досліджуваній ділянці при майбутніх (потенційно можливих) максимальних землетрусах можуть дати тільки записи сильних землетрусів із небезпечних для майданчика сейсмогенних зон, які зареєстровані безпосередньо на ній. Проте, позаяк сильні землетруси відбуваються досить рідко, одержати їхні записи за час, відведений для геолого-геофізичних досліджень будівельних майданчиків, як правило, не вдається. А тому, задля моделювання розрахункових сейсмічних коливань ґрунту на досліджуваному майданчику були побудовані синтезовані розрахункові акселерограми.

Зазначимо, що з метою побудови розрахункових акселерограм був використаний напівемпіричний підхід, оснований на використанні теоретичних амплітудних спектрів розрахункових акселерограм і емпіричних фазових спектрів. Причому амплітудний спектр результуючого впливу розраховувався за регіональними (для зони Вранча) і середньосвітовими (для місцевих зон вогнищ землетрусів) залежностями між положенням характерних точок амплітудного спектра пришвидшень, магнітудою розрахункового землетрусу та епіцентральною відстанню.

Також зазначимо, що, крім традиційно використовуваних напрямків: Z – вертикального, NS і EW – горизонтальних «північ – південь» і «схід – захід», були використані ще два напрямки у горизонтальній площині, а саме: R – радіальний, спрямований у протилежному напрямі від епіцентру землетрусу, і T – тангенціальний, нормальний до радіального (рис. 3.11).

Вплив же ґрунтових умов на майданчику був врахований шляхом використання узагальнених теоретичних частотних характеристик моделей геологічного середовища під майданчиком, у вигляді обвідних набору частотних характеристик, розрахованих для подовжніх і поперечних хвиль у діапазоні кутів падіння сейсмічних хвиль у межах 70 – 90 градусів.

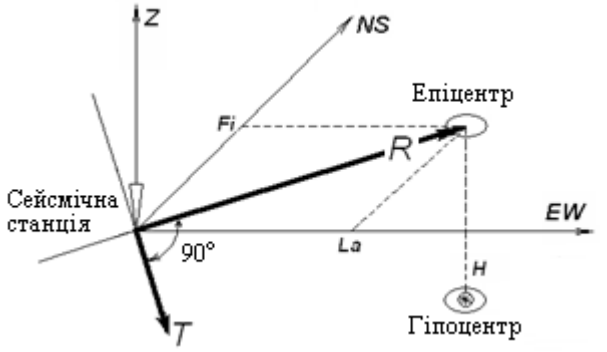


Рис. 3.11. Схема напрямів, яким відповідають компоненти запису повного вектора сейсмічних коливань на акселерограмах:
Z – вертикальний; *NS* – горизонтальний «північ – південь»; *EW* – горизонтальний «схід – захід»; *R* – горизонтальний радіальний; *T* – горизонтальний тангенціальний

3.3.7. Розрахункові акселерограми для моделювання землетрусів із зони Вранча. Враховуючи унікальність землетрусів зони Вранча, при побудові розрахункових акселерограм максимально використовувалась інформація про особливості випромінювання сейсмічної енергії з вогнища і закономірності розповсюдження сейсмічних коливань, які містяться в реальних записах землетрусів із цієї зони. Тому з метою побудови теоретичного амплітудного спектра пришвидшень $A(\omega)$, який відповідає заданій компоненті коливань ґрунту на досліджуваному майданчику при розрахунковому і максимальному розрахунковому землетрусах із зони Вранча, використовувались залежності між параметрами цих подій у вогнищі та параметрами амплітудних спектрів акселерограм, зареєстрованих на різних епіцентральних відстанях при різних землетрусах із зони Вранча. При цьому амплітудні узагальнені теоретичні частотні характеристики середовища розраховувались за даними моделей будови верхньої частини розрізу середовища під майданчиком НСК «Олімпійський». А для формування фазового спектра розрахункової акселерограми використовувались спектри, розраховані за відповідними складовими записів землетрусів із зони Вранча, зареєстрованих на сейсмічній станції «Київ».

Приклад графіка трикомпонентної розрахункової акселерограми для моделювання з 50% забезпеченістю пришвидшення коливань ґрунту на поверхні ділянки таксонометричної одиниці ТО 3 майданчика НСК «Олімпійський» при землетрусі з зони Вранча з інтенсивністю 6 балів наведений на рис. 3.12.

Загалом для майданчика НСК «Олімпійський» було побудовано по п’ять реалізацій трикомпонентних розрахункових акселерограм задля моделювання шестибальних розрахункових землетрусів для ТО 1 і ТО 3. Причому при їх генеруванні використовувались різні комбінації теоретичних обвідних спектрів розрахункових акселерограм, нормованих частотних характеристик середовища і фазових спектрів, отриманих із різних записів реальних підкорових землетрусів із зони Вранча.

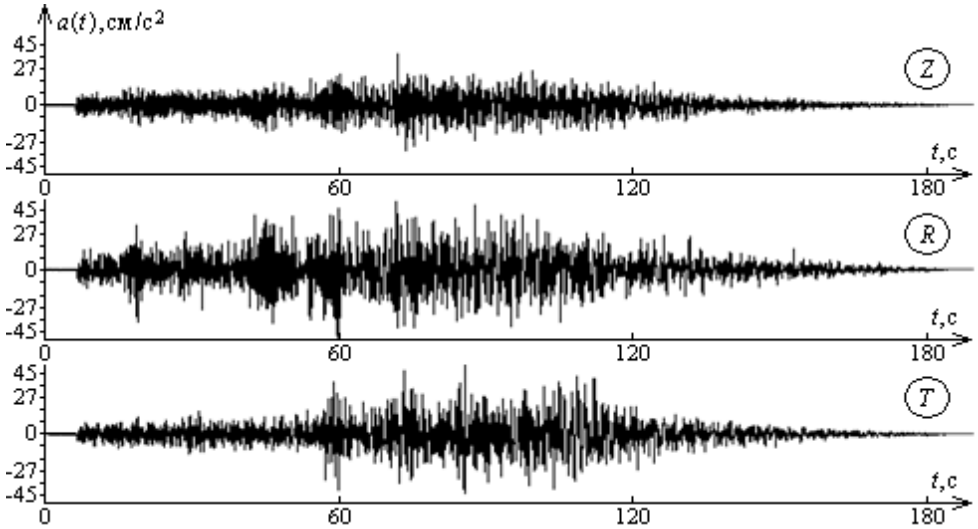


Рис. 3.12. Графік трикомпонентної розрахункової акселерографи для моделювання шестибального землетрусу із зони Вранча на поверхні таксонометричної одиниці ТО 3

3.3.8. Розрахункові акселерограми для моделювання землетрусів із близьких зон їх вогнищ. З метою побудови розрахункових акселерограм, які моделюють вплив близьких зон вогнищ землетрусів, було застосовано підхід, рекомендований нормами [21]. Згідно з цим підходом одержані теоретичні спектри пришвидшень множились на нормовані узагальнені теоретичні частотні характеристики геологічного середовища під ділянками майданчика. В свою чергу, фазові спектри розрахункових акселерограм визначались як результат сумування фазових спектрів записів реальних землетрусів і вибухів із близьких зон їх вогнищ із фазовими частотними характеристиками геологічного середовища під майданчиком, в якості чого приймався фазовий спектр однієї з реалізацій теоретичної частотної характеристики середовища. Як вхідний матеріал для імітації близьких землетрусів використовувався набір цифрових записів близьких сейсмічних подій (вибухів), зареєстрованих на сейсмостанції «Київ». Причому вказані записи були модифіковані таким чином, щоб обвідна пришвидшення коливань і значення періодів у максимальній фазі відповідали землетрусам із розрахунковими значеннями параметрів.

Трикомпонентні набори розрахункових акселерограм для моделювання розрахункових і максимальних розрахункових землетрусів із місцевих зон їх вогнищ синтезувались із використанням різних комбінацій теоретичних спектрів розрахункових акселерограм, частотних характеристик моделей середовища під майданчиком і фазових спектрів, розрахованих для різних записів реальних подій. Приклад графіка трикомпонентної розрахункової акселерограми для моделювання локального розрахункового землетрусу на вільній поверхні ґрунту ТО 3 досліджуваного майданчика показано на рис. 3.13.

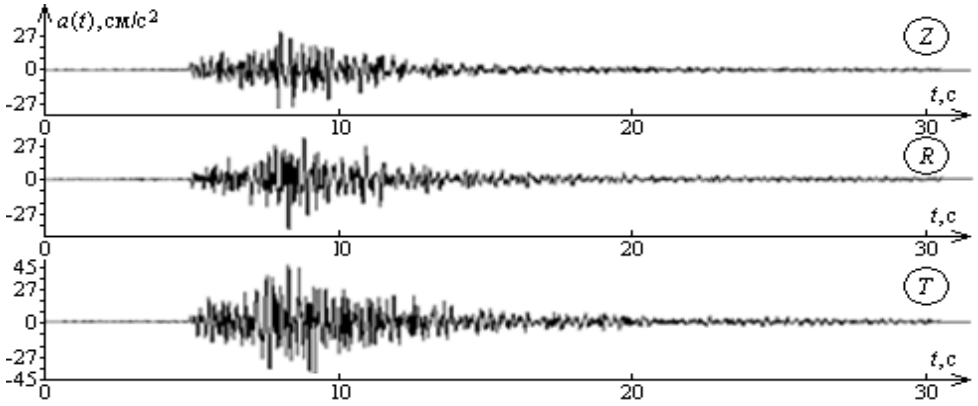


Рис. 3.13. Графік трикомпонентної розрахункової акселерограми для моделювання локального шестибального землетрусу на поверхні таксонометричної одиниці ТО 3

Загалом для майданчика НСК «Олімпійський» було побудовано по п’ять реалізацій трикомпонентних розрахункових акселерограм задля моделювання шестибальних розрахункових локальних землетрусів для ТО 1 і ТО 3. А при їх генеруванні використовувались різні комбінації теоретичних обвідних спектрів розрахункових акселерограм, нормованих частотних характеристик геологічного середовища під майданчиком і фазових спектрів різних записів близьких землетрусів, модифікованих із врахуванням умов майданчика.

§ 3.4. Моделювання і розрахунки несучої здатності залізобетонних конструкцій найбільш важливих будівель і споруд комплексу

Згадаємо загальновідомий факт, що дублюючі розрахунки є одним із найбільш поширених видів робіт у складі науково-технічного супроводу будівельних об’єктів на стадії проектування. Виконання дублюючих розрахунків із елементами наукового пошуку, використанням нових програм, розрахункових методів і моделей, які найбільш адекватно відтворюють фактичну роботу конструкцій і матеріалів, дозволяє значно підвищувати надійність і ефективність проектування конструкцій, будівель і споруд.

У цьому сенсі вкажемо на те, що поміж усіх інших, однією з важливих особливостей будівель і споруд комплексу НСК «Олімпійський» є їх різний час зведення. Тому при виконанні проектних робіт, із урахуванням аналізу результатів відповідних розрахунків, необхідно було не лише оцінити можливість сприйняття існуючими будівлями нових проектних навантажень, а й врахувати їхній фактичний стан при зведенні поряд із ними нових споруд. Таким чином, задля демонстрації характерних моментів цих розрахунків із загального обсягу розрахункових робіт, які були проведені щодо будівель і споруд НСК «Олімпійський», були виокремлені розрахунки найбільш важливих їх представників, а саме: існуючих конструкцій верхнього ярусу трибун, інших існуючих споруд і, нарешті, нових споруд комплексу. Перейдемо тепер безпосередньо до розгляду результатів цих розрахунків.

3.4.1. Розрахунок існуючих конструкцій верхнього ярусу трибун. Перш за все нагадаємо, що конструктивні рішення верхнього ярусу трибун наведені у параграфі 2.2 цієї книги. Також вкажемо на те, що з урахуванням підвищеного рівня відповідальності об'єкта, незадовільного стану конструкцій фундаментів та наявності динамічних навантажень, дублюючі розрахунки верхнього ярусу трибун були виконані в наступній послідовності. По-перше, були визначені динамічні навантаження на конструкції трибун із застосуванням інструментальних досліджень, причому при виконанні досліджень датчики встановлювались як безпосередньо на панелі трибун, так і на балки та колони (рис. 3.14). По-друге, були визначені величини сейсмічних навантажень на конструкції трибун із врахуванням викладених у параграфі 3.3 даних досліджень сейсмічності майданчика реконструкції НСК «Олімпійський» та спосіб їх урахування у розрахунках, а також були враховані можливі динамічні навантаження від уболівальників на трибунах.

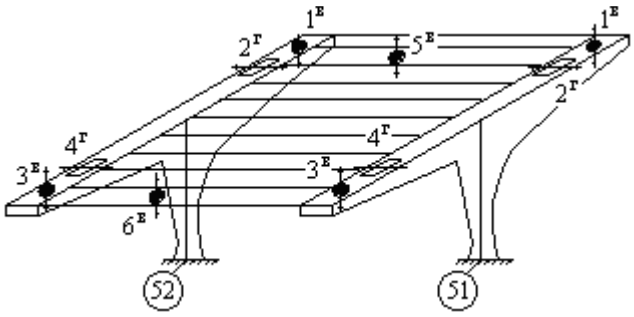
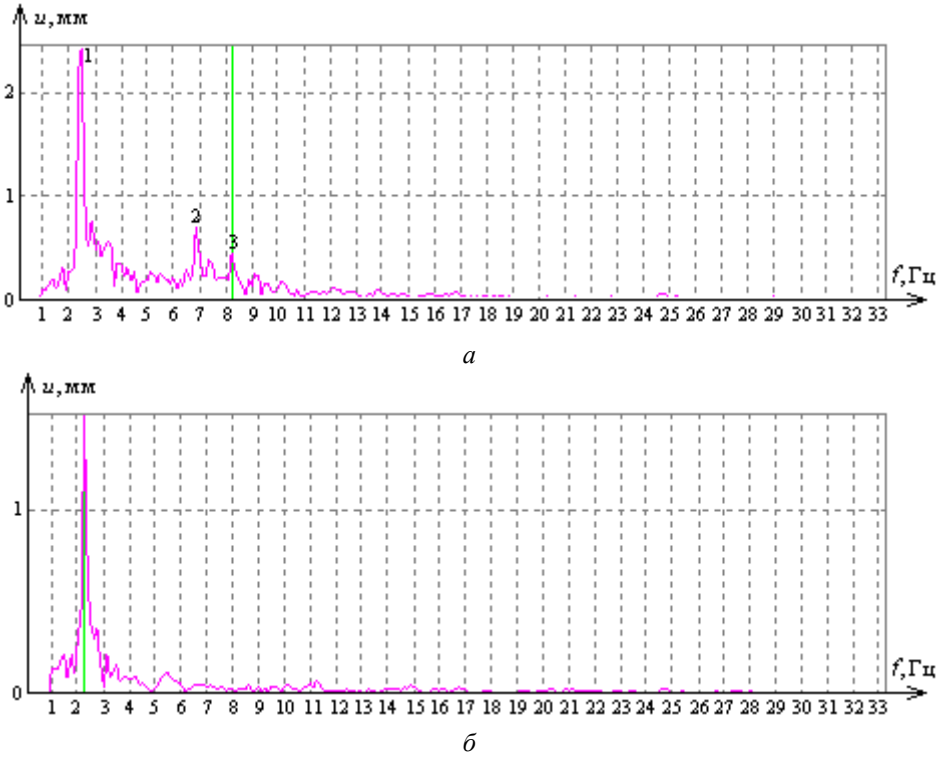


Рис. 3.14. Місця розташування вібродатчиків та сейсмоприймачів за осями 51–52

Результати проведених розрахунків у вигляді спектрів горизонтальних вібропереміщень найбільш характерних точок консолі ригеля верхнього ярусу трибун наведені на рис. 3.15. І серед усіх отриманих результатів слід виділити найбільш важливий – інерційні (динамічні) навантаження від уболівальників не перевищують 6% статичних вертикальних навантажень (власна вага конструкцій і корисне навантаження, включаючи вагу уболівальників).

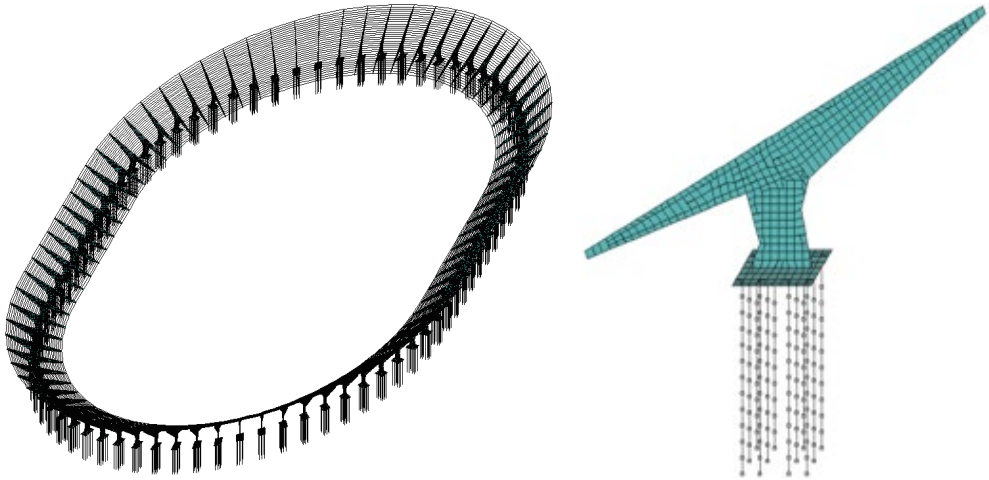
Додатково до зазначених вище досліджень, за допомогою програмного комплексу «Ліра» розроблено просторову модель верхнього ярусу трибун стадіону (рис. 3.16), із використанням якої були проведені розрахунки на статичні та динамічні впливи і виконана перевірка достатності несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості ростверків, колон, балок та панелей-складок трибун при проектному розташуванні і задовільному стані паль. Деякі з отриманих результатів проілюстровано на рис. 3.17, де представлено розподіл вертикальних переміщень і напружень в основних конструктивних елементах несучої рами верхнього ярусу трибун. Під час перевірки було встановлено, що параметри міцності, жорсткості та тріщиностійкості зазначених залізобетонних конструкцій відповідають їх проектним значенням, а також є достатніми для сприйняття навантажень, передбачених у проекті реконструкції НСК «Олімпійський».



а

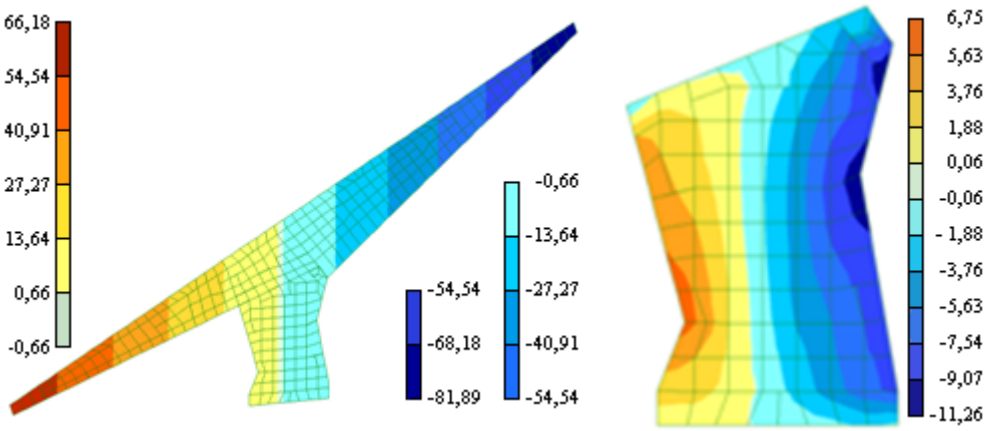
б

Рис. 3.15. Спектри горизонтальних вібропереміщень: *а* – точка 2^{Γ} (верхня точка консолі ригеля по осі 52); *б* – точка 4^{Γ} (нижня точка консолі ригеля по осі 52)



а *б*

Рис. 3.16. Загальний вигляд просторової моделі (*а*) та її характерного фрагмента – несучої рами верхнього ярусу трибун із ростверком і палями (*б*)



а *б*

Рис. 3.17. Ізополя вертикальних переміщень у несучій рамі, мм, (*а*) і напружень, МПа, (*б*) у колонах верхнього ярусу трибун

Результати аналізу даних обстеження фундаментів (які детальніше розглянуто далі в параграфі 3.5) свідчать, що велика кількість фундаментів має дефекти й відхилення від проектних рішень, які в значній мірі впливають на їх несучу здатність та деформативність. Тому остаточного висновку щодо несучої здатності фундаментів колон верхнього ярусу трибун дійшли за результатами їх розрахунків за двома групами граничних станів із урахуванням даних натурних візуальних та інструментальних досліджень. Причому при побудові просторової моделі та перевірці перерізів були використані жорсткісні характеристики елементів, визначені з урахуванням фактичних характеристик матеріалів, у тому числі їх нелінійної роботи (рис. 3.18, 319).

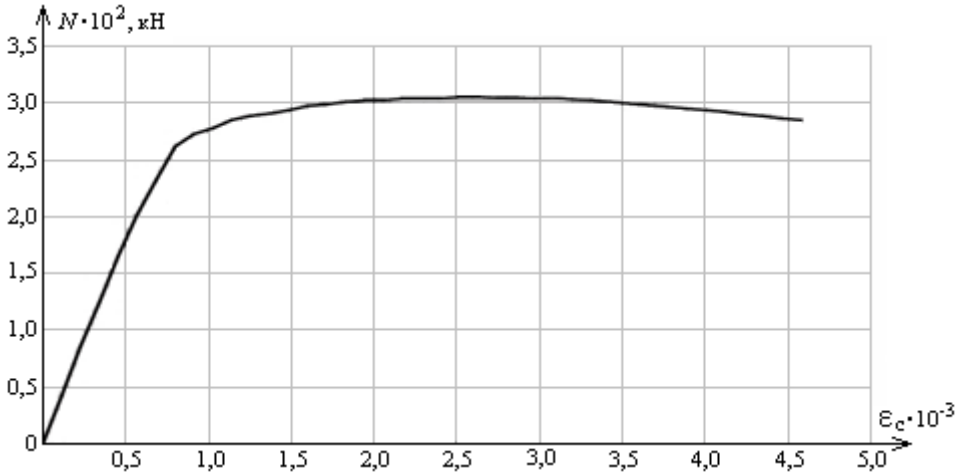


Рис. 3.18. Графік залежності «N – ε_c» для палі армованої 4∅16AII із ексцентриситетом прикладання подовжньої сили 0,25 м

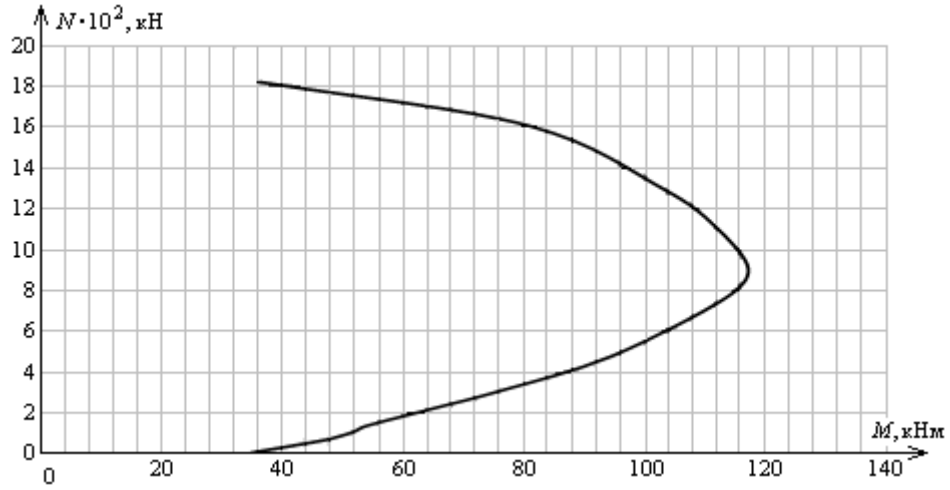


Рис. 3.19. Графік залежності «*N* – *M*» для позацентрово стиснутої палі армованої 4∅16AII

Результати аналізу виконаних розрахунків свідчать про те, що для забезпечення безпечної експлуатації колон верхнього ярусу трибун стадіону (нагадаємо, що їх загальна кількість налічує 54 штуки за виключенням колон VIP-корпусу) практично всі вони (а точніше 89%) потребували підсилення пальових фундаментів. А саме: 39 колон потребували підсилення пальових фундаментів шляхом влаштування додаткових паль із підсиленням ростверків, а 9 – підсилення ростверків без влаштування додаткових паль.

3.4.2. Розрахунок плити проїзду над північним шляхопроводом. Оскільки реконструкція стадіону здійснювалась у дуже стислі терміни, велике значення з метою забезпечення умов виконання будівельних робіт мало створення постійного доступу техніки до внутрішньої території споруди. Головним шляхом доступу до цієї території протягом усього терміну реконструкції був північний шляхопровід в осях 59 – 62. Проектом реконструкції було передбачено збереження існуючих конструкцій верхнього ярусу трибун над шляхопроводом та часткова заміна нижче розташованих конструкцій. Крім того, існуючі конструкції шляхопроводу передбачалось довантажити новими спорудами громадського харчування. Таким чином, однією із основних задач розрахунку було обґрунтування такої послідовності виконання робіт у межах шляхопроводу, яка б дозволила забезпечити його безперервну експлуатацію.

Конструктивне рішення північного шляхопроводу наведено на рис. 3.20. Колони верхнього ярусу трибун у межах шляхопроводу (в осях 59 – 62) спираються на рамну конструкцію, ригель якої являє собою трипролітну монолітну залізобетонну балку-плиту завширшки 1500 мм і завширшки 6050 мм, котра, в свою чергу, біля осей 60 і 61 спирається на колони (по дві уздовж кожної осі), а біля осей 59, 62 – на ростверки пальових фундаментів. Стійки рами

біля осей 60 і 61 є монолітними залізобетонними колонами, що спираються на ростверки пальових фундаментів із орієнтовною позначкою верху ростверків 128,25 м. Вбудовані приміщення північного шляхопроводу об'єднані з рамною конструкцією в осях 4 та 5, тобто покриття приміщень, проїзду та конструкції нижнього ярусу трибун спираються на монолітну балку БП-1, причому обпирання виконано шарнірно-рухомим. Окрім того, вбудовані приміщення слугують опорою для конструкцій кільцевої дороги, а в межах площини стін в осях А та Д утримують масив ґрунту, в який заглиблені палі фундаментів за осями 59 і 62 на глибину близько 6,0 м.

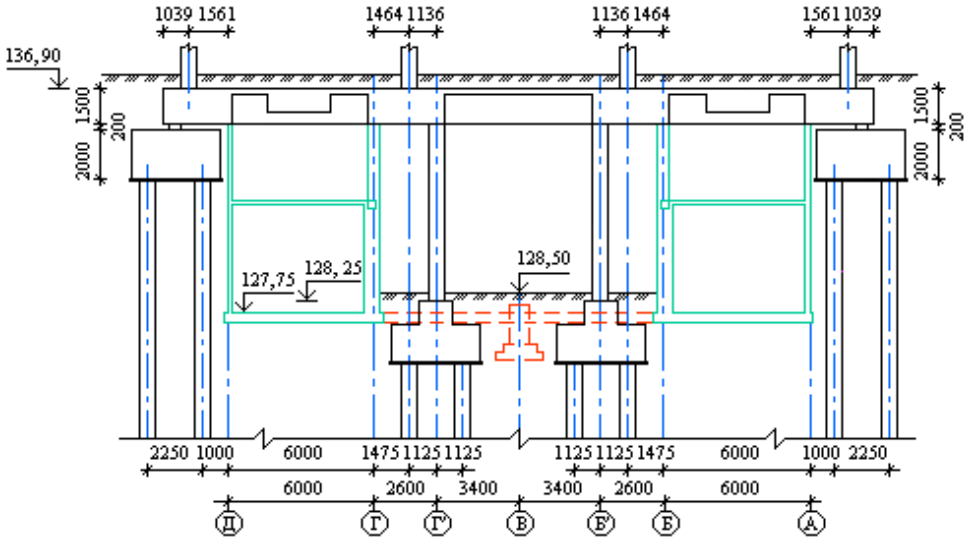


Рис. 3.20. Поперечний переріз північного шляхопроводу

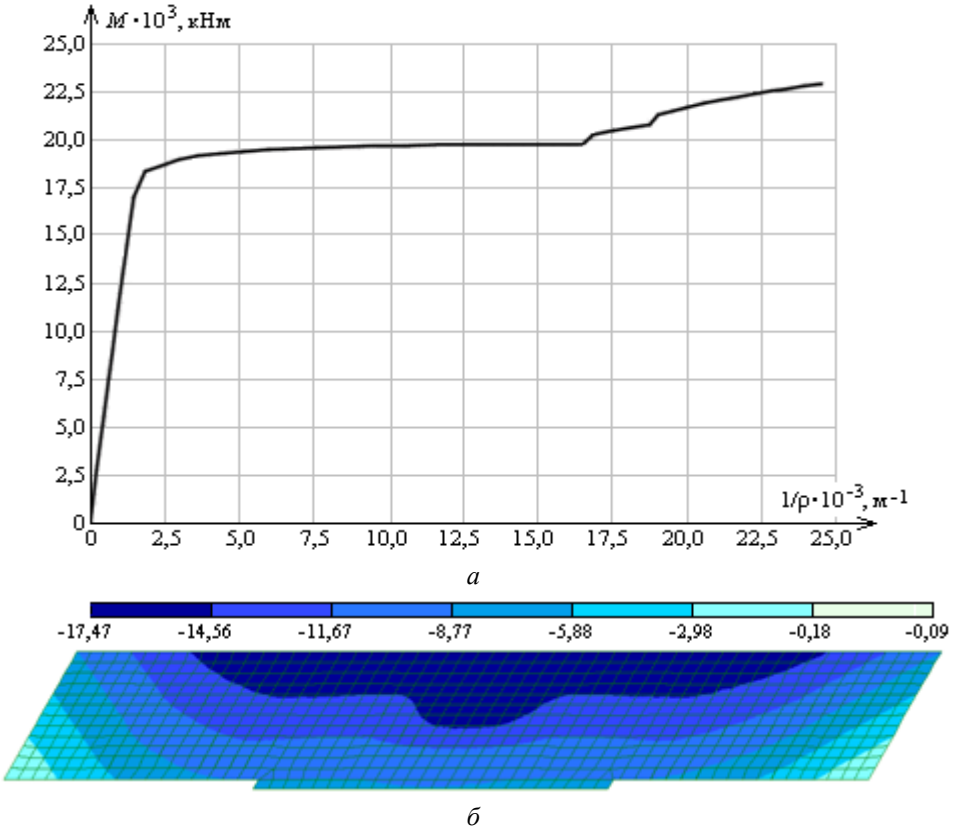
Перед проведенням розрахунку північного шляхопроводу, з метою отримання достовірних даних щодо його несучої здатності та деформативності, було виконано обстеження технічного стану його конструктивних елементів. Зовнішній вигляд конструкцій північного шляхопроводу на різних етапах обстеження представлений на рис. 3.21. Вказане обстеження дозволило зафіксувати низку пошкоджень несучих конструкцій (колон і балок) шляхопроводу, у тому числі локальні сколювання захисного шару бетону внаслідок механічних ушкоджень, розтріскування захисного шару бетону з утворенням вертикальних і похилих тріщин шириною розкриття від 0,1 мм до 0,2 мм, а також корозійні пошкодження арматурних стержнів на бокових гранях колон із відколюванням захисного шару бетону. Більше того, були, на жаль, зафіксовані й цілком очікувані дефекти і відхилення від проектних рішень у пальових фундаментах й їхніх ростверках. Причому більшість із цих пошкоджень, які могли б вплинути на несучу здатність та деформативність конструктивних елементів, було враховано при побудові відповідної просторової моделі північного шляхопроводу, з використанням якої були проведені необхідні розрахунки.

Рис. 3.21. Конструкції північного шляхопроводу на різних етапах реконструкції

Так, на рис. 3.22 наведено результати розрахунків, які характеризують несучу здатність і деформативність монолітної залізобетонної балки-плити північного шляхопроводу, та які, в свою чергу, ілюструються графіком залежності «M – 1/ρ» й ізополями вертикальних переміщень. Окрім того, при проведенні розрахунків також була перевірена міцність найбільш завантаженого поперечного перерізу балки-плити. Далі варто відмітити, що за результатами аналізу даних, які були отримані при обстеженні та розрахунку, було встановлено, що основні конструкції шляхопроводу можуть сприймати нові проектні навантаження, а підсилення потребували лише ростверки пальових фундаментів, які мали механічні ушкодження.

3.4.3. Розрахунок будівлі VIP-корпусу. Розрахунок VIP-корпусу було виконано з метою перевірки основних рішень, прийнятих при проектуванні цієї однієї з найважливіших споруд стадіону. З урахуванням вказаного зазначимо, що головною особливістю корпусу є те, що він зведений серед існуючих споруд НСК «Олімпійський» на місці демонтованих центральних трибун (рис. 3.23). Будівля VIP-корпусу являє собою чотирирівневу

просторову споруду, що складається з трьох деформаційних блоків (секторів), має складну, наближену до прямокутної, форму в плані з розмірами 185,5×56,8 м. Висота будівлі складає 24,7 м, а висота типового поверху дорівнює 4,5 м. Крім того, відмітимо, що нижні рівні будівлі знаходяться на позначках – 4,150 м і + 0,350 м, тобто є заглибленими.



а

б

Рис. 3.22. Результати розрахунку балки-плити північного шляхопроводу:
а – графік залежності «*M* – 1/ρ», кНм, м$^{-1}$; *б* – ізополя вертикальних переміщень, мм

Конструктивна схема будівлі прийнята каркасно-стіновою і складається з системи монолітних стін, пілонів і колон, об'єднаних у єдине ціле монолітними балковими та безбалковими перекриттями. Товщина плит перекриттів, а також монолітних стін та пілонів каркаса дорівнює 300 мм. Просторова жорсткість будівлі забезпечена за рахунок спільної роботи монолітних залізобетонних стін, пілонів, колон та дисків перекриттів.

Монолітні колони каркаса мають різні розміри поперечних перерізів, а саме: колони похилих ригелів прийняті прямокутними 800×3750 мм, а рядові колони – як прямокутними 1100×1400 мм, так і круговими діаметром до 700 мм. Похилі ригелі мають перемінний поперечний переріз та розташовані

у двох ярусах будівлі. Ригелі верхнього ярусу повторюють конфігурацію верхнього ярусу трибун, а ригелі нижнього ярусу – конфігурацію нижнього ярусу трибун. На ригелі покладені збірні залізобетонні панелі-складки трибун. В якості фундаментів будівлі VIP-корпусу прийняті буронабивні палі діаметром 620 мм та 800 мм завдовжки від 16,4 до 20,1 м, об'єднані монолітними залізобетонними ростверками (плитними, стовпчастими і стрічковими).

Конструктивно будівля VIP-корпусу об'єднана з прилеглими конструкціями трибун за допомогою шарнірно обпертих панелей-складок рядів трибун. Натомість інші прилеглі споруди відокремлені від будівлі VIP-корпусу деформаційними швами.

Рис. 3.23. Загальний вигляд будівельного майданчика VIP-корпусу

Що ж стосується розрахунків будівлі VIP-корпусу, то відмітимо наступне. З метою перевірки несучої здатності прийнятих проектних рішень корпусу з урахуванням даних технічного обстеження його конструктивних елементів було створено відповідну просторову модель (рис. 3.24), із використанням якої виконано необхідні розрахунки. Деякі з отриманих результатів наведено на рис. 3.25 і 3.26, де представлено ізополя горизонтальних переміщень у конструктивних елементах будівлі та вертикальних зусиль, що передаються від неї на палі. У результаті аналізу отриманих розрахункових даних була перевірена несуча здатність каркаса при зниженій міцності бетону, яка була виявлена в процесі будівництва, й з врахуванням можливості появи нерівномірних деформацій ґрунтової основи. У цілому ж результати засвідчили задовільні експлуатаційні якості будівлі VIP-корпусу, що було використано при завершенні його будівництва і здаванні в експлуатацію.

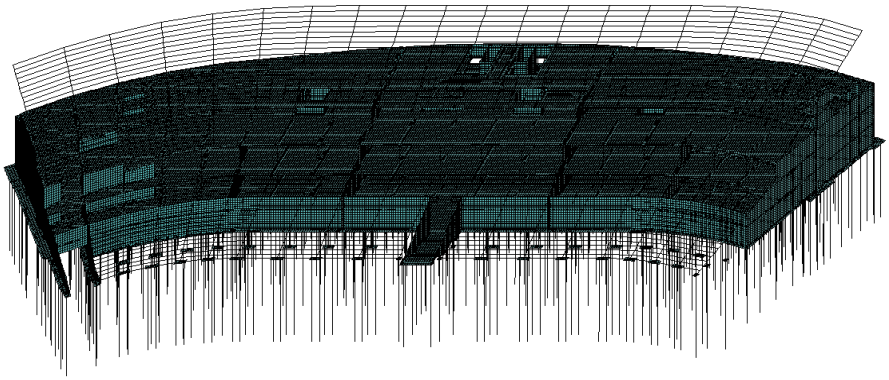


Рис. 3.24. Загальний вигляд просторової моделі будівлі VIP-корпусу

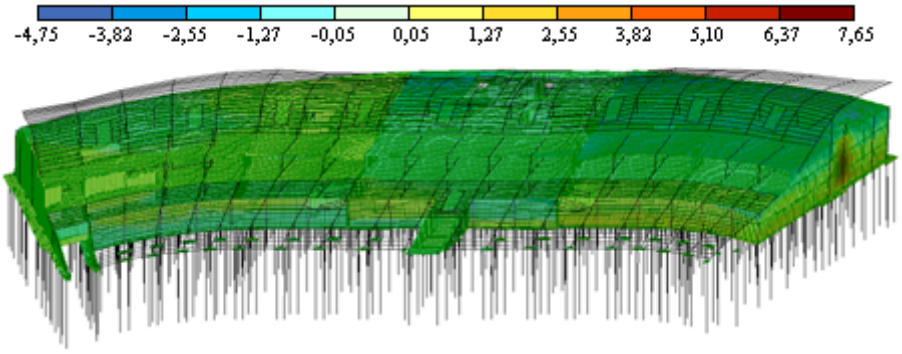


Рис. 3.25. Ізополя горизонтальних переміщень, мм,
у конструктивних елементах будівлі VIP-корпусу

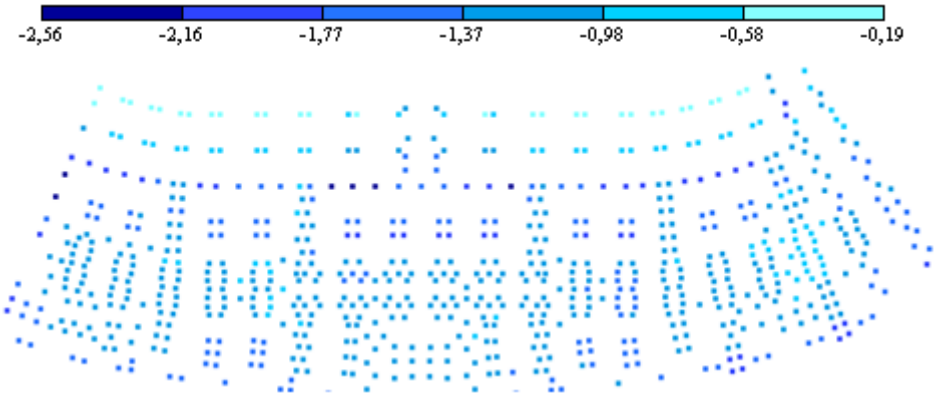


Рис. 3.26. Ізополя вертикальних зусиль, МН,
що передаються на палі від будівлі VIP-корпусу

§ 3.5. Дослідження і підсилення фундаментів верхнього ярусу трибун

Згідно з проектною документацією, фундаменти верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» були передбачені як пальові, так і мілкого закладання. Причому, як показали результати виконаних натурних досліджень, ці фундаменти мали суттєві відхилення від проектних рішень. План-схема розташування фундаментів верхнього ярусу трибун і шурфів представлена на рис. 3.27. Відповідно до робочих креслень, фундаменти Ф1 і Ф2 під колони К1 верхнього ярусу трибун виконані у вигляді пальових кущів, які налічують 12 забивних залізобетонних паль, об'єднаних монолітним стовпчастим ростверком. З'єднання паль із ростверком прийнято жорстким. Уздовж довгої сторони ростверку розташовано 4 палі, а уздовж короткої – 3 палі.

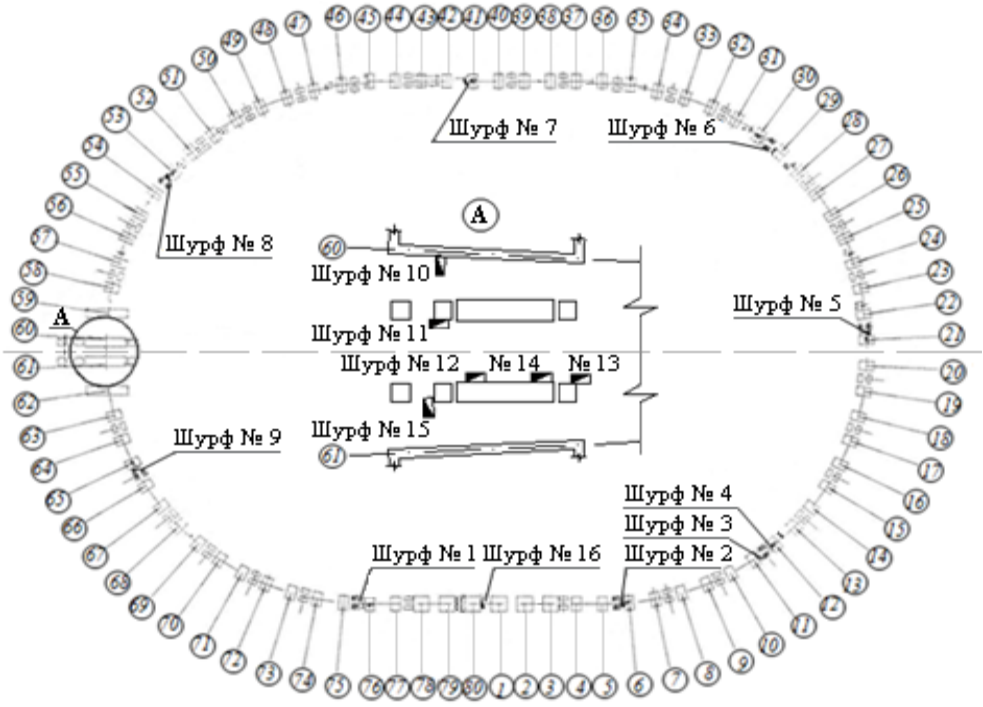


Рис. 3.27. План-схема розташування фундаментів верхнього ярусу трибун і шурфів

Однак, при подальших дослідженнях наявної проектної документації постало багато питань, які, на жаль, так і не дозволили однозначно визначитись із остаточним конструктивним рішенням цих фундаментів внаслідок того, що у кресленнях мали місце не тільки неоднозначності, а й навіть суттєві протиріччя у розмірах ростверків і довжинах паль. Більше того, виконавча документація для цих конструктивних елементів, яка могла б дати відповіді на всі означені вище питання, не була збережена. Підтвердженням висловле-

ному слугує, наприклад, той факт, що, по-перше, у проекті були прийняті палі СН 12-35 і СУ 8-35 із поперечним перерізом 350×350 мм завдовжки 12 та 8 м. Проте, на аркуші КЖ-4 для фундаментів Ф1 було вказано вже палі СН 12-35д, а для фундаментів Ф2 – СН 8-35д завдовжки 6 м.

По-друге, в проекті вказується на те, що стовпчасті ростверки Р1 (фундамент Ф1) та Р2 (фундамент Ф2) виконані монолітними з розмірами у плані 3100×4900 мм і 3100×5400 мм відповідно. Проте, за даними аркуша КЖ-4, ростверк Р1 знаходиться в осях 4 – 13, 49 – 58 і 63–77, а за даними аркуша КЖ-8 – в осях 4 – 19, 47 – 58 і 63 – 77. Теж саме стосується і ростверку Р2: за даними аркуша КЖ-4, він знаходиться в осях 14 – 48, а за даними аркуша КЖ-8 – в осях 20 – 46. Таким чином, із наведеного випливає цілком очевидне твердження щодо того, що виконане дослідження існуючої проектної документації так і не дало змогу знайти відповіді на прості, на перший погляд, запитання: а за якими ж осями розміщені стовпчасті ростверки Р1 і Р2 ?

Схема фундаментів Ф1 і Ф2 та відповідно ростверків Р1 і Р2 із розташуванням паль під ними, за даними аркуша КЖ-8, представлена на рис. 3.28.

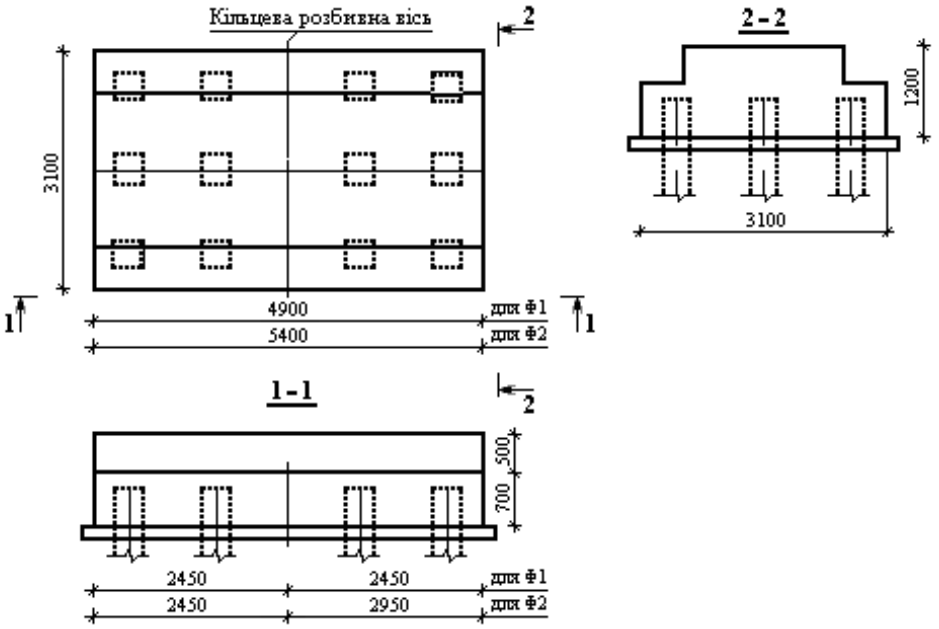


Рис. 3.28. Схема фундаментів Ф1 і Ф2

Що ж стосується фундаментів Ф3 і Ф4 під сходовими маршами Л1, Кс1 і Кс2, то, за даними аркушів КЖ-6 та КР-16, вони прийняті монолітними з бетону марки М200, відрізняються поміж собою тільки закладними деталями і характеризуються наступними показниками: тип – стовпчасті мілкого закладання; розміри – завдовжки 2900 мм, завширшки 1500 мм і заввишки 700 мм. Також зазначимо, що під кожним сходовим маршем розміщено два фундаменти.

Далі вкажемо на те, що фундаментами колон верхнього ярусу північного шляхопроводу, як зазначено на аркуші КЖ-10, слугують кущі паль із стовпчастим ростверком Р7. Палі розміщені у шаховому порядку й прийняті буронабивними, діаметром стовбура 600 мм із його розширенням до 1600 мм і завдовжки 17,2 м. Крок паль у подовжньому напрямку дорівнює 2600 мм, а в поперечному – 2250 мм. Загальна кількість паль ростверку складає 11 штук. Крім того, між ростверками Р7 задля сприйняття горизонтальних зусиль запроектовані розпірки поперечним перерізом 450×600 мм.

Також привернемо увагу до однієї характерної особливості проектного рішення колон К1 верхнього ярусу трибун за осями 61 і 62, пов'язаної зі значним ексцентриситетом передачі зусиль від колон на фундаменти в межах північного шляхопроводу, а саме: вони прийняті розвернутими відносно ростверків Р7 та колон К2 на кут у три градуси.

З урахуванням викладеного вище, у 2008 р. з метою визначення технічного стану фундаментів верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» було проведене їх вибіркове (у межах 10 % від загальної кількості) обстеження. Однак, позаяк стан майже всіх обстежених фундаментів виявився незадовільним, у подальшому було прийняте рішення щодо їхнього повного візуального та інструментального обстеження, в тому числі з перевіркою довжини паль неруйнівним луно-акустичним методом. За результатами цього обстеження було виявлено чотири особливості технічного стану фундаментів трибун. По-перше, встановлено, що фундаменти за осями 23, 42 – 45, 54, 80 та в осях 3, 4/Б′ знаходяться в аварійному стані. Причому ознаками цього стану були визначені:

- наскрізні похилі тріщини у палях із шириною розкриття понад 3 мм, які розділили палі на окремі блоки (рис. 3.29, *а*);
- руйнування захисного шару бетону паль завглибшки понад 30 мм й корозія їх стиснутої робочої арматури понад 10 % діаметру (рис. 3.29, *б*);
- вигин стиснутої робочої арматури паль (рис. 3.29, *б*).

а *б*

Рис. 3.29. Ознаки аварійного технічного стану фундаментів верхнього ярусу трибун:
а – наскрізні похилі тріщини у палях із шириною розкриття понад 3 мм;
б – руйнування захисного шару бетону паль завглибшки понад 30 мм із вигином і корозією стиснутої робочої арматури

По-друге, виявлено, що стан фундаментів в осях 13 – 18, 20 – 22, 24 – 26, 28 і 29 є неприйнятним для нормальної експлуатації. Причому ознаками цього стану були визначені:

- тріщини у палях із шириною розкриття від 0,8 мм до 3 мм;
- руйнування захисного шару бетону ростверку завглибшки від 20 мм до 30 мм і корозія його робочої арматури від 5% до 10% діаметра.

По-третє, встановлено, що фактична довжина паль фундаментів в осях 11 – 58 та 63 – 68 менша за проектну в 1,1 – 8 разів (рис. 3.30), а найбільші відхилення від проектної довжини виявлені у палях в осях 33 – 40.

І, нарешті, по-четверте, стан фундаментів за осями 11, 12, 19, 27, 31 – 37, 50, 51, 55, 56, 58, 64, 66–68 (загалом 20 штук) визнано задовільним.

а

б

в

Рис. 3.30. Загальний вигляд паль за віссю 33:
а – паля № 9; *б* – паля № 1; *в* – нижній кінець палі № 1

Що ж стосується технічного стану робочої арматури паль, то, по-перше, за результатами візуальних обстежень було встановлено, що палі армовані стержнями класу АІІ діаметром від 12 до 22 мм або дротом класу ВрІІ діаметром 5 мм і, по-друге, результати обстежень із застосуванням магнітного метода засвідчили, що параметри робочого армування 30 % паль виявились суттєво нижчими від їх проектних значень, а інших 70 % паль, навпаки, – або відповідали, або перевищували проектні значення.

Далі варто підкреслити, що з аналізу результатів досліджень усіх виявлених дефектів і пошкоджень конструкцій фундаментів верхнього ярусу трибун виплило, що вони були набуті внаслідок сукупності наступних чинників:

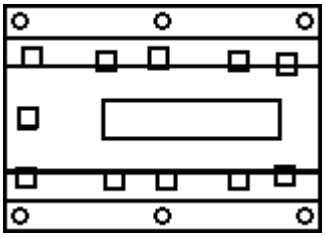
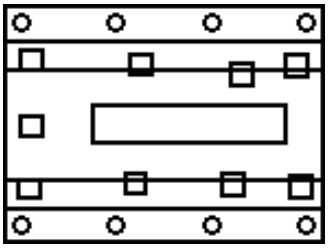
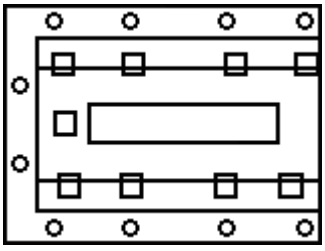
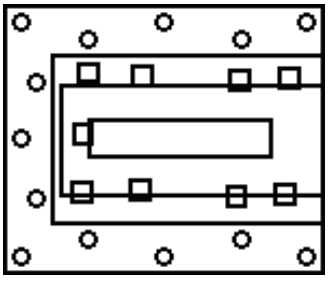
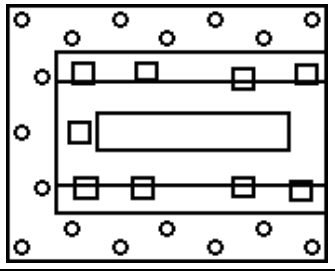
- недоліків прийнятих у проекті конструктивних і технологічних рішень;
- численних відхилень від вимог проектної документації (у т.ч. значного зменшення величин габаритних розмірів ростверків і довжин паль);
- тривалої (більш як 40-річної) експлуатації споруди за несприятливих погодних умов.

Таким чином, підсумовуючи висловлене, зазначимо, що значні відхилення від проектних вимог щодо довжини та кількості паль і їхнього армування, а також розмірів ростверків у плані призвели до суттєвого зниження несучої здатності пальових фундаментів як по матеріалу, так і по ґрунту. Більше того, проведена перевірка можливості сприйняття нових проектних навантажень фундаментами в осях 11 – 58 і 63 – 68 за результатами розрахунків із використанням загальної моделі «основа – фундамент – надземна конструкція» засвідчила необхідність майже повного їх підсилення. Причому підсилення потребували всі фундаменти в осях 11 – 58. Але якщо для фундаментів в осях 19 – 23, 30 – 32 і 41 необхідно було підсилення лише ростверків, то фундаменти в осях 11 – 18, 24 – 29, 33 – 40 і 42 – 58 потребували вже комплексного підсилення, включаючи не тільки влаштування додаткових паль, а й підсилення ростверків. І тільки фундаменти в осях 63 – 68 підсилення не потребували.

Перейдемо тепер до розгляду пропонованих проектних рішень із підсилення пальових фундаментів. Вказаними рішеннями було передбачено влаштування вздовж периметра існуючих фундаментів (з двох або трьох сторін) додаткових буронабивних паль завдовжки 7 – 10 м діаметром 320 мм, об'єднаних поміж собою монолітним залізобетонним ростверком, товщина якого дорівнює товщині існуючого ростверку в місці обпирання колон. Причому спільність роботи нового та існуючого ростверків була забезпечена за рахунок застосування спеціальних анкерів, які встановлювались у вибурені в тілі існуючого ростверку отвори. Армування ж нових ділянок ростверків було визначене з урахуванням необхідності підсилення існуючих ростверків і складалось із двох основних сіток робочого армування (які були встановлені біля верхньої та нижньої граней ростверків) та армування, яке було прийняте для, по-перше, забезпечення передачі зусиль від існуючого ростверку на ділянки підсилення і, по-друге, задоволення всіх інших конструктивних вимог.

Основні принципові схеми підсилення пальових фундаментів додатковими буронабивними палями представлені у табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Принципові схеми підсилення пальових фундаментів	Осі та кількість паль підсилення у підсилених пальових фундаментах
	Осі: 13, 14, 16, 17, 24 – 26, 29 – 6 паль
	Осі: 27, 28, 33 – 35, 38 – 40, 46, 54, 56 – 8 паль
	Осі: 11, 12, 15, 18, 36, 37, 42 – 45 – 10 паль
	Осі: 47 – 49, 53, 55, 58 – 13 паль
	Осі: 50 – 52, 57 – 17 паль
Примітка. У таблиці прийняті наступні умовні позначення: □ – палі, що були виявлені при обстеженні; o – буронабивні палі підсилення	

Будівельні роботи з підсилення фундаментів верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» були виконані у 2009 р. Причому наступні випробування паль підсилення, а також їхні перевірні розрахунки засвідчили відповідність підсилених фундаментів висунутим проектним вимогам.

І, на завершення цього розділу, також зауважимо, що під час спорудження нових підземних споруд «холодної зони», розташованих поряд із підсиленими фундаментами верхнього ярусу трибун, виконувались постійні геодезичні спостереження за осадками існуючих споруд (у т.ч. трибун). При цьому були зафіксовані невеликі зміщення фундаментів трибун у 2009 – 2010 роках, які повністю стабілізувались після завершення будівельних робіт.

§ 3.6. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних елементів існуючих трибун і встановлення їх відповідності новим проектним вимогам

Як вже було відзначено раніше, верхній ярус трибун НСК «Олімпійський» був споруджений у 1967 р. та до реконструкції експлуатувався більш ніж сорок років за несприятливих погодних умов. За цей достатньо тривалий час залізобетонні конструкції трибун зазнавали різнотипових експлуатаційних навантажень та атмосферних впливів, через що в них відбувались різноманітні процеси, пов'язані з ймовірним зниженням експлуатаційних якостей матеріалів і конструкцій. Більше того, за вказаний час значно змінились проектні вимоги до самих конструкцій, що було обумовлено набранням чинності нових нормативних документів. Тому, внаслідок вказаних чинників, однією з першочергових задач на початковій стадії реконструкції була перевірка відповідності існуючих залізобетонних конструкцій трибун новим проектним вимогам і обґрунтування можливості подальшої експлуатації цих конструкцій на тривалий період – принаймні не менше 50-ти років. Задля вирішення поставленої задачі були виконані наступні роботи:

- детальне натурне обстеження конструкцій з визначенням їх реального технічного стану;
- розрахунки конструкцій на проектні навантаження і впливи згідно з вимогами чинних будівельних норм;
- механічні випробування окремих конструкцій і їх елементів.

Так, наприклад, технічний стан панелей-складок трибун визначався в процесі візуального огляду та інструментальних вимірювань пошкоджених елементів і деталей. При цьому проводилась графічна та фотографічна фіксація дефектів, виконувались заміри ширини розкриття тріщин за допомогою стандартного шаблона та мікроскопа Бринеля, а глибина корозійних уражень визначалась як приладами, так і візуально. Місцеві ж ушкодження бетону захисного шару виявлялись простукуванням і розкриттям ділянок із визначенням розмірів корозійних руйнувань бетону та арматури.

Випробування зразків панелей-складок на міцність, жорсткість і тріщиностійкість проводились відповідно до вимог норм [12], причому для випробувань використовувались панелі-складки демонтовані з секторів трибун, замість яких було заплановано спорудження VIP-корпусу.

З урахуванням великої кількості типорозмірів залізобетонних елементів, в якості дослідних зразків для випробувань були відібрані панелі-складки з максимально можливою довжиною, а саме: панелі-складки марок П20Б і П19 завдовжки 10,18 і 10,06 м відповідно. Зазначимо тепер ще й те, що подовжні, торцеві та поперечні ребра панелей-складок мають постійну висоту, яка дорівнює 0,48 м, а поперечні ребра розташовані рівномірно за довжиною панелей-складок із кроком 1,5 м. Що ж стосується армування панелей-складок, то вкажемо, що, по-перше, подовжні ребра армовані каркасами з робочою ненапруженою арматурою класу АІІ діаметром 25 мм у нижній зоні та діаметром 14 мм у верхній зоні, по-друге, поперечна арматура прийнята класу АІ діаметром 10 мм і, нарешті, по-третє, арматура полиці як подовжня, так і поперечна прийнята класу АІ діаметром 6 мм.

Випробування панелей-складок верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» були виконані на дію навантажень, величини яких, в свою чергу, були прийняті згідно з вимогами чинних на даний час норм, а саме: власна вага конструкцій – 3,65 кН/м^2 , вага тимчасових навантажень – 5 кН/м^2 , вага сидінь для глядачів – 0,5 кН/м^2 , вага стяжки – 0,5 кН/м^2 і, нарешті, вага розташованої виключно на крайніх панелях-складках огорожі – 1 кН/м. Крім того, внаслідок підвищеного класу відповідальності споруди, додатково був врахований коефіцієнт надійності за відповідальністю величиною 1,2, а динамічна складова тимчасових навантажень була врахована введенням коефіцієнта динамічності, який дорівнює 1,1. Таким чином, сумарне розрахункове навантаження на панелі-складки без урахування їх власної ваги склало 9,4 кН/м^2.

Тепер розглянемо, зупиняючись на найбільш характерних моментах, процес проведення випробувань панелей-складок верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський». Спочатку вкажемо на те, що під час випробувань була виконана оцінка наступних параметрів:

- фактичної міцності бетону панелі-складки стандартними неруйнівними методами контролю;
- ширини розкриття тріщин (нормальних і похилих до подовжньої осі елемента) при дії контрольного навантаження з перевіркою ширини розкриття тріщин і тріщиностійкості панелі-складки у цілому;
- величини прогину в середині прольоту при контрольному навантаженні та характеру наростання прогинів у процесі навантаження аж до руйнування панелі-складки;
- руйнування за нормальним або похилим перерізом внаслідок досягнення границі текучості або умовної границі текучості подовжньої арматури при розрахунковому навантаженні з коефіцієнтом безпеки c = = 1,3 (1-й випадок руйнування);
- руйнування по нормальному або похилому перерізу внаслідок роздроблення бетону над тріщинами або між тріщинами раніше досягнення границі текучості арматури, а також внаслідок розриву або руйнування подовжньої арматури при розрахунковому навантаженні з коефіцієнтом безпеки c = 1,6 (2-й випадок руйнування).

Під час випробувань панелі-складки П20Б та П19 були встановлені у проектне положення на двох жорстких вертикальних опорах із розрахунковим прольотом 9760 мм і 9640 мм відповідно. У подовжньому напрямку одна опора була шарнірно нерухомою, а інша – шарнірно рухомою. Дія рівномірно розподіленого навантаження на панелі-складки імітувалась використанням восьми зосереджених сил за допомогою системи розташованих у подовжньому напрямку розподільних балок і чотирьох гідравлічних домкратів вантажопідйомністю 50 т кожен, які були приєднані до однієї насосної станції (рис. 3.31). Окрім того, задля визначення переміщень були використані прогиноміри системи Аістова й індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, причому прогиноміри вимірювали вертикальні переміщення у прольоті, а індикатори – осідання опор.

Завантаження панелі-складки виконувалось рівними ступенями у межах 5 – 10 % контрольного навантаження при перевірці міцності, з проходженням ступенів, відповідних контрольним навантаженням при перевірці жорсткості й ширини розкриття тріщин. Причому на кожному ступені завантаження робилась десятихвилинна витримка, а при контрольному навантаженні при перевірці жорсткості й тріщиностійкості витримка складала вже тридцять хвилин.

Рис. 3.31. Випробування панелі-складки верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський»

Під час випробувань на кожному ступені завантаження заміряліс вертикальні переміщення подовжніх ребер панелей-складок, осідання опор і ширина розкриття тріщин, а після цього – виконувався візуальний огляд конструкції з фіксацією утворених тріщин і ширини їх розкриття, а також прогинів панелей-складок.

Що ж стосується результатів випробувань, то необхідно вказати на наступне. При контрольному навантаженні при перевірці тріщиностійкості появи тріщин не було зафіксовано. Перші ж тріщини у середині прольоту утворились тільки на десятому ступені завантаження, а максимальна ширина їх розкриття склала до 0,05 мм. Причому при збільшенні випробувального навантаження ширина розкриття тріщин збільшувалась одночасно із зростанням загального числа тріщин за довжиною прольоту панелей-складок.

Також зазначимо, що максимальний прогин панелей-складок П20Б та П19 при контрольному навантаженні при перевірці жорсткості склав відповідно 9,23 мм (1/1060 прольоту) і 8,4 мм (1/1150 прольоту), що нижче допустимих значень 42,2 мм для складки П20Б і 41,8 мм для складки П19.

При подальшому випробуванні величина навантаження на панелі-складки П20Б та П19 була доведена до контрольної величини (відповідно 18,84 кН/м^2 і 15,54 кН/м^2), що відповідає коефіцієнту безпеки c = 1,6, однак фізичного руйнування панелей-складок зафіксовано не було. Максимальний прогин у середині прольоту панелей-складок при контрольному навантаженні склав 33,62 мм (1/290 прольоту) і 24,9 мм (1/390 прольоту), а максимальна ширина розкриття тріщин – 0,3 мм.

Врешті-решт руйнування панелей-складок П20Б та П19 відбулось внаслідок досягнення у подовжній робочій арматурі напружень, що відповідали границі текучості арматури. При цьому величина випробувального навантаження на панелі-складки дорівнювала відповідно 24,76 кН/м^2 і 23,94 кН/м^2, що в 1,31 і 1,54 раза більше від контрольного.

На завершення відзначимо, що результати аналізу проведених розрахунків і випробувань дозволили обґрунтувати загальний висновок, що існуючі панелі-складки відповідають вимогам міцності, жорсткості та тріщиностійкості згідно з чинними нормами і стандартами, а тому були рекомендовані до подальшого застосування як несучі конструкції верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» з врахуванням вимог проекту реконструкції.

§ 3.7. Експериментальні дослідження нових збірних залізобетонних конструкцій

У зв’язку з великою кількістю нових збірних залізобетонних виробів для формування трибун НСК «Олімпійський», їх виробництво було розподілено між декількома заводами. Через це згідно з вимогами чинних стандартів щодо постановки на виробництво збірних залізобетонних конструкцій були проведені випробування конструкцій на міцність, деформативність і тріщиностійкість. Причому для проведення експериментальних досліджень були визначе-

ні дослідні зразки нових панелей-складок і опорних балок нижнього і верхнього ярусів трибун, які були освоєні кожним заводом, зокрема:

- ТОВ «Бетон Комплекс» – панелі-складки марок СК-5, СК-9-45п і СК-10-20, а також панелі-складки VIP-корпусу марок СК-25-13 і СК-26-11л;
- ЗЗБВ ВАТ «ДБК-4» – панелі-складки марок СК-6, Ск-9-45ла і СК-10-20, а також панелі-складки VIP-корпусу марок СК-25-13 і СК-26-16л;
- ПАТ «ЗЗБК ім. С.Ковальської» – панель-складка марки СК-1 і опорна балка Бос-1, а також панелі-складки VIP-корпусу марок СК-25-8 і СК-26-2л;
- ТОВ «Обербетон Україна» – панелі-складки VIP-корпусу марок СКП-1 і СКП-3, а також марок ПСК-1 і ПСК-3-26.

Перейдемо тепер до детальної характеристики конструктивних параметрів наведених дослідних зразків і результатів перевірки їх відповідності технічним і технологічним вимогам виготовлення, позаяк наявність саме цих даних дозволяла рекомендувати їх до застосування при реконструкції трибун.

3.7.1. Рядові панелі-складки нижнього ярусу трибун. Панелі-складки мають Г-подібний поперечний переріз і складаються з горизонтальної і вертикальної частин (рис. 3.32). Спирання кожної панелі-складки здійснюється на похилий ригель трибуни і панель-складку, що розміщується нижче, окрім першої, яка спирається на опорну балку. Всі панелі мають однакову ширину та висоту, що становить 1040 мм і 700 мм відповідно. Відрізняються ж панелі-складки одна від одної довжиною, висотою розташування горизонтального елемента і конструкцією спирання панелі на похилий ригель трибуни.

Рис. 3.32. Панелі-складки нижнього ярусу трибун

За висотним розташуванням горизонтального елемента панелі-складки підрозділяються на вісім основних типів, причому цей елемент має постійний нахил для всіх типів панелей-складок. В свою чергу, за конструкцією спирання на похилий ригель трибуни панелі-складки підрозділяються на три типи, а саме: з двома торцями під прямим кутом, з двома торцями зі скошеними кутами однієї величини та з двома торцями зі скошеними кутами різної величини. Так, наприклад, панелі-складки СК-1, СК-5 і СК-6 виконані з двома торцями під прямим кутом, мають довжину 8765 мм, а горизонтальний елемент розташовано на висоті 455 і 510 мм. Що ж стосується панелей-складок СК-9-45п і СК-9-45ла, то вони виконані з двома торцями зі скошеними кутами різної величини, мають довжину 9165 мм, а горизонтальний елемент розташовано на висоті 410 мм. І, нарешті, панель-складка СК-10-20 виконана з двома торцями зі скошеними кутами однієї величини, має довжину 7170 мм, а горизонтальний елемент розташовано на висоті 510 мм. Також зазначимо, що у всіх панелях-складках основна подовжня ненапружена арматура прийнята класу А400С діаметром 25 і 16 мм, а поперечна арматура – діаметром 8 і 12 мм згідно з вимогами норм [14].

Опорні балки мають однаковий для всіх типів Г-подібний поперечний переріз і відрізняються одна від одної лише загальною довжиною. Наприклад, опорна балка Бос-1 має довжину 8765 мм, а її основна подовжня ненапружена арматура прийнята класу А400С діаметром 25 і 16 мм, а поперечна арматура – діаметром 8 і 12 мм згідно з вимогами норм [14].

3.7.2. Панелі-складки VIP-корпусу нижнього ярусу трибун. Ці панелі-складки, як і вже розглянуті раніше рядові панелі-складки нижнього ярусу трибун, мають Г-подібний поперечний переріз й включають горизонтальний і вертикальний елементи. Спирання кожної панелі-складки виконано на похилий ригель трибуни і панель-складку, що розміщена нижче, окрім першої, яка спирається на опорну балку. Всі панелі прийняті однаковими завширшки і заввишки, а саме: 1140 мм і 700 мм відповідно. Однаковою виконано також і конструкцію їх спирання на похилий ригель трибуни – з двома торцями під прямим кутом. Відрізняються ж панелі-складки одна від одної виключно висотою розташування горизонтального елемента, який має постійний нахил для всіх типів панелей. Причому за цим параметром панелі-складки підрозділяються на чотири основні типи. Наприклад, панелі-складки СК-26-11л, СК-26-16л і СК-26-2л мають довжину 9205 мм, горизонтальний елемент розташовано на висоті 430 мм, основна подовжня ненапружена арматура прийнята класу А400С діаметром 16 і 25 мм, а поперечна арматура – діаметром 8 і 12 мм згідно з вимогами норм [14]. В свою чергу, складки СКП-1 і СКП-3 мають довжину 4375 і 4825 мм відповідно, а горизонтальний елемент розташовано на висоті 410 мм. При цьому основна подовжня ненапружена арматура прийнята класу А400С діаметром 12 і 16 мм, а поперечна арматура – класу А500С діаметром 8 мм.

3.7.3. Панелі-складки VIP-корпусу верхнього ярусу трибун. На відміну від усіх розглянутих раніше панелей-складок, ці панелі-складки мають П-подібний поперечний переріз і виконані у вигляді ребристих плит із подовжніми, торцевими та поперечними ребрами, причому кількість поперечних ребер залежить від довжини складки. Ширина та висота всіх панелей-складок прийняті однаковими і дорівнюють 970 мм і 470 мм відповідно. Відрізняються ж панелі-складки одна від одної довжиною і конструкцією спирання на похилий ригель трибуни. Так, панель-складка ПСК-1 завдовжки 8760 мм виконана з двома торцями під прямим кутом, а панель-складка ПСК-3-26 завдовжки 10310 мм – із двома торцями зі скошеними кутами однієї величини. При цьому основна подовжня ненапружена арматура прийнята класу А400С із чотирьох діаметрів 22 і 25 мм відповідно.

Зазначимо також, що всі панелі-складки нижнього і верхнього ярусів трибун, а також опорні балки виготовлені з бетону класу В40, марок F100 за морозостійкістю та W4 за водонепроникністю.

3.7.4. Результати експериментальних досліджень. Задля визначення показників міцності, жорсткості й тріщиностійкості панелей-складок і опорних балок нижнього і верхнього ярусів трибун та подальшої перевірки відповідності цих показників технічним і технологічним вимогам виготовлення були проведені комплексні експериментальні дослідження (рис. 3.33). Причому під час цих досліджень була виконана оцінка наступних параметрів:

- ширини розкриття нормальних і похилих тріщин при дії контрольного навантаження з перевіркою ширини розкриття тріщин і тріщиностійкості конструкції у цілому;
- величини прогину в середині прольоту при контрольному навантаженні за жорсткістю й характеру наростання прогинів у процесі проведення досліджень;
- руйнування за нормальним або похилим перерізом внаслідок досягнення границі текучості подовжньої арматури при розрахунковому навантаженні з коефіцієнтом $c = 1{,}3$ (1-й випадок руйнування);
- руйнування за нормальним або похилим перерізом внаслідок роздроблення бетону над тріщинами або між тріщинами раніше досягнення границі текучості арматури, а також внаслідок розриву або руйнування анкерування арматури при розрахунковому навантаженні з коефіцієнтом $c = 1{,}6$ (2-й випадок руйнування).

Аналіз результатів проведених експериментальних досліджень дослідних зразків, виготовлених на заводах ТОВ «Бетон Комплекс», ЗЗБВ ВАТ «ДБК-4», ПАТ «ЗЗБК ім. С. Ковальської» і ТОВ «Обербетон Україна», засвідчив, що показники міцності, жорсткості й тріщиностійкості панелей-складок і опорних балок нижнього і верхнього ярусів трибун, по-перше, відповідають вимогам проектної документації і норм [12] і, по-друге, можуть бути рекомендовані до застосування при реконструкції трибун НСК «Олімпійський».

а

б

в

Рис. 3.33. Експериментальні дослідження зразків панелей-складок VIP-корпусу нижнього і верхнього ярусів трибун (*а*, *б*) і опорної балки Бос-1 (*в*)

§ 3.8. Експериментальні дослідження нових елементів огорож трибун і кріплення сидінь для глядачів

Під час проведення робіт із науково-технічного супроводу реконструкції трибун НСК «Олімпійський» були виконані експериментальні дослідження нових металоконструкцій огорожі верхнього ярусу трибун, а також анкерних елементів та вузлів кріплення нових сидінь для глядачів. Що ж стосується огорожі, то дослідження охоплювали такі їхні типи:

- нижня кільцева огорожа верхнього ярусу трибун ОГВ-1, яка складається зі сталевих стійок, нижніх панелей з оцинкованого металу та верхніх світлопрозорих панелей заввишки 0,6 м;
- верхня кільцева огорожа верхнього ярусу трибун ОГВ-2, яка складається зі сталевих стійок і світлопрозорих панелей заввишки 2,0 м;
- огорожа виходів на верхній ярус трибун П2, П4 і П5, яка виконана зі сталевої труби діаметром 48 мм;

- огорожа обхідної галереї й дотичних до неї сходів, які виконані з сталевої штаби поперечним перерізом 50×10 мм.

Кріплення елементів огорожі до залізобетонних конструкцій трибун виконано переважно за допомогою анкерів механічного і хімічного типів, а огорожа ОГВ-1 закріплене шляхом приварювання стійок до закладних елементів панелей-складок трибун.

З метою проведення експериментальних досліджень огорожі в першу чергу були визначені значення нормативних горизонтальних навантажень на різні типи огорож з врахуванням вимог чинних норм України та УЄФА. Проте, перш ніж безпосередньо приступити до характеризування цих нормативних навантажень, звернемо увагу на вимоги чинних норм України та УЄФА, а також на їх кореспондування між собою. У цьому сенсі слід вказати на те, що згідно норм [16] всі стадіони повинні не тільки відповідати вимогам УЄФА з безпеки та правопорядку, а й нормам і чинному законодавству країни, яка організовує проведення турніру. Причому з питань безпеки УЄФА посилається на норми [27], як на рекомендаційний документ з найкращої практики. Проте одночасно вказується на необхідність дотримання всіх місцевих стандартів, якщо їх вимоги більш суворі, ніж вимоги норм [27].

Втім із аналізу зазначених вище норм [16, 27] випливає, що огорожі на спортивних майданчиках повинні бути запроектовані таким чином, щоб вони безпечно протистояли мінімальним горизонтальним навантаженням. Тому з урахуванням цієї вимоги, величини нормативних горизонтальних навантажень для огорож різного призначення складають від 1,0 до 5,0 кН/м. У той же час, значення нормативного горизонтального навантаження на огорожі для трибун спортивних споруд, відповідно до вимог норм [7] становить 1,5 кН/м. Згідно з висловленим, величини нормативних горизонтальних навантажень на різні типи огорожі задля проведення експериментальних досліджень були прийняті максимально можливими серед їхніх значень у нормах [7, 27] для кожної огорожі в залежності від її призначення й напряму руху глядачів відносно огорожі. Отже величини нормативних горизонтальних навантажень були прийняті такими: для огорожі ОГВ-1 – 1,5 кН/м, для огорожі ОГВ-2 – 1,5 кН/м, для верхньої частини огорожі виходу на трибуни – 3,0 кН/м, для бокової огорожі виходу на трибуни – 2,0 кН/м і для огорожі обхідної галереї – 2,0 кН/м.

Під час проведення експериментальних досліджень відповідність пропонованих типів огорож визначалась за такими критеріями:

- несучої спроможності, тобто здатності витримати зазначені вище величини нормативних навантажень із коефіцієнтом безпеки 1,2;
- деформативності, тобто здатності забезпечити максимальні деформації у межах, встановлених нормами [15];
- обмеження залишкових деформацій після прикладення розрахункового навантаження і розвантаження значеннями, встановленими нормами [27].

Дослідження огорож було проведено у два етапи у послідовності, визначеній нормами [27]. Причому на кожному етапі досліджень огорожі

піддавалися ступеневому навантаженню та розвантаженню. Крім того, огорожі, які не відповідали вимогам норм хоча б на одному етапі, вважались такими, що не пройшли випробувань.

Експериментальні дослідження огорож ОГВ-1 і ОГВ-2 були проведені на їх натурних фрагментах у спеціалізованій лабораторії (рис. 3.34). Причому під час проведення досліджень навантаження прикладались гідравлічними домкратами, а переміщення вимірювались прогиномірами.

Рис. 3.34. Експериментальні дослідження натурного фрагмента огорожі ОГВ-2

Експериментальні ж дослідження інших огорож – П2, П4, П5 та обхідної галереї й сходів – були виконані на їх натурних фрагментах, встановлених безпосередньо на трибунах НСК «Олімпійський» (рис. 3.35). Дослідні навантаження в даних випадках прикладались ручними лебідками через систему канатів, а значення навантажень визначались за допомогою динамометрів.

Далі вкажемо на те, що під час проведення перевірних розрахунків проектних рішень окремих елементів огорож ОГВ-1 і ОГВ-2 були виявлені деякі

невідповідності їх конструкцій вимогам норм [7, 27]. Тому в подальшому, при виготовленні дослідних зразків огорож ОГВ-1 і ОГВ-2 з урахуванням результатів аналізу даних перевірочних розрахунків, у ці конструкції були внесені необхідні корективи. Після цих коректив за результатами експериментальних досліджень було встановлено, що дослідні зразки огорож ОГВ-1 і ОГВ-2 верхнього ярусу трибун (із двома типами кріплення скла) повністю відповідають вимогам норм із міцності й деформативності.

Рис. 3.35. Експериментальні дослідження натурного фрагмента огорожі П5 на верхньому ярусі трибун

В свою чергу, результати перевірних розрахунків проектних рішень і експериментальних досліджень поручнів огорож виходів на верхній ярус трибун П4 і П5 також засвідчили, що вони не відповідають вимогам із експлуатаційної надійності. Тому на підставі цих даних були розроблені необхідні підсилення конструкцій огорож П4 і П5. А саме: поручні огорож були підсилені додатковими стійками, приварениими до поруччя поручня та закріпленими до вертикальної поверхні залізобетонного парапету люка-виходу на верхній ярус трибун, а всі вузли кріплення стійок до несучих залізобетонних конструкцій були підсилені шляхом збільшення розмірів пластин закладних деталей і їх закріплення додатковими анкерами. Зазначимо, що проведені повторні дослідження підсилених огорож виходів на верхній ярус трибун П4 і П5 засвідчили, що їх поручні повністю відповідають вимогам норм [7, 27] із міцності й деформативності.

Привернемо тепер увагу до того, що після проведення попереднього аналізу проектних рішень конструкцій огорож виходів на верхній ярус трибун П2 і виконання їх перевірних розрахунків були надані рекомендації з їхнього підсилення додатковими стійками, подібними тим, які вже були застосовані для підсилення огорожі виходів на верхній ярус трибун П4 і П5. Причому аналіз результатів проведених експериментальних досліджень засвідчив, що підсилена огорожа П2 відповідає вимогам із міцності, але має підвищену деформативність. Тому у подальшому були розроблені нові рекомендації з підсилення конструкцій огорожі П2, після впровадження яких і виконання відповідних досліджень деформації огорожі стали повністю відповідати вимогам норм [7, 27].

І, нарешті, також зазначимо, що результати перевірних розрахунків проектних рішень і експериментальних досліджень огорожі обхідної галереї й сходів із неї дозволили встановити, що ці огорожі повністю відповідають вимогам норм [7, 27] за несучою здатністю й деформативністю.

Тепер настала черга навести ще один цікавий факт, який стосується експериментальних досліджень анкерів і вузлів кріплення для влаштування на трибунах НСК «Олімпійський» нових сидінь фірми «BLUECUBE», необхідність проведення яких була обумовлена занадто малою товщиною старих панелей-складок верхнього ярусу трибун, через що неможливо було встановити стандартні анкерні вироби. Також відзначимо, що у зв'язку з відсутністю чинних норм України, дія яких розповсюджувалась би на дослідження даних анкерних виробів, нові сидіння були запроектовані з врахуванням вимог норм [26]. Вказані норми є європейськими нормами, які регламентують навантаження та режими досліджень для закріплених сидінь громадських будівель і споруд різного призначення, в тому числі й для стадіонів. Тому дослідні навантаження на нові сидіння також визначались за цими нормами. В результаті дослідне навантаження на одне сидіння становило 2,0 кН і прикладалось із плечем 0,3 м відносно осі опорного вузла.

Конструкція нових сидінь для глядачів, застосованих на трибунах НСК «Олімпійський», наведена на рис. 3.36. Як вбачається з цього рисунка, сидіння кріпляться гвинтами до подовжньої несучої металевої труби складного профілю. В свою чергу, подовжня труба закріплена на опорах, оснащених анкерними пластинами. Причому кількість опор прийнята з розрахунку – одна опора на два сидіння. Опори закріплюються на бетонній поверхні трибун за допомогою анкерів фірми «Hilti».

Під час проведення робіт із науково-технічного супроводу було виконано декілька серій досліджень окремих анкерів різного типу (механічних і хімічних) із різною глибиною анкерування, а також натурних вузлів кріплення сидінь. Спочатку були виконані порівняльні дослідження анкерів, розташованих на горизонтальній та вертикальній поверхнях старих панелей-складок, за результатами яких було рекомендовано виконати кріплення сидінь до горизонтальних поверхонь панелей-складок.

Рис. 3.36. Конструкція і кріплення нових сидінь для глядачів

Також на підставі результатів досліджень окремих анкерів була підтверджена можливість застосування на нових панелях-складках нижнього та верхнього ярусу трибун, які мають товщину полиці від 90 до 120 мм, стандартних вузлів кріплення, оснащених двома механічними анкерами діаметром 10 мм із глибиною анкерування 70 мм. Крім того, позаяк старі панелі-складки верхнього ярусу трибун за осями 90 – 720 мають товщину полиці 60 мм та додаткове покриття поверхні полімерцементною стяжкою завтовшки 10 – 30 мм, то для цих панелей було рекомендовано застосувати анкери хімічного типу діаметром 10 мм із глибиною анкерування 50 мм. При цьому шляхом статистичної обробки результатів досліджень анкерів було визначене розрахункове значення несучої здатності окремого анкера такої конструкції. До речі, після проведення порівняльних розрахунків кількох варіантів опорного вузла, задля забезпечення несучої здатності всіх вузлів із анкерами зменшеної довжини був запропонований удосконалений вузол кріплення сидінь, в якому розтягувальні зусилля з максимально можливим плечем сприймались двома анкерами. Через це також була змінена конфігурація вузлової опорної пластини.

З метою виконання експериментальних досліджень удосконалених вузлів кріплення сидінь було виготовлене нестандартне оснащення (конструкція якого наведена на рис. 3.37), яке дало змогу провести повний цикл досліджень із застосуванням приладу ГПНВ-5 для прикладення навантаження, величина якого контролювалась манометром. А результати цих досліджень засвідчили, що опорні вузли кріплення сидінь до старих панелей-складок трибун за осями 90 – 720 витримують дослідне навантаження згідно з вимогами норм [26].

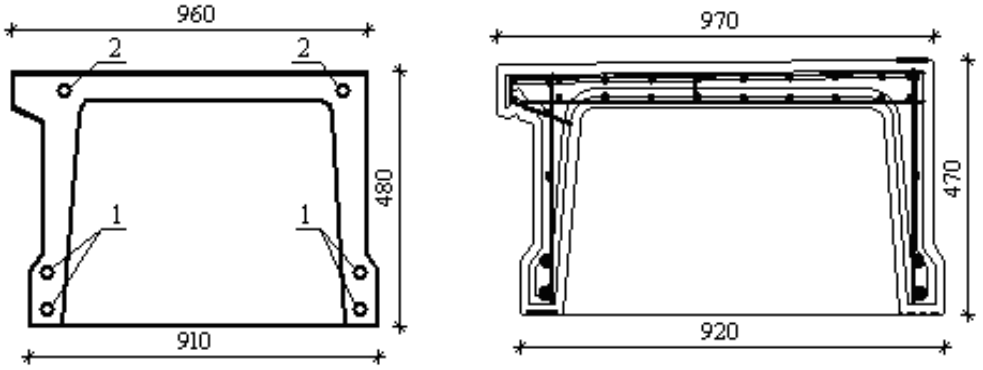
Рис. 3.37. Конструкція оснащення для досліджень вузлів кріплення сидінь

На завершення вкажемо на те, що за допомогою цього ж нестандартного оснащення були виконані експериментальні дослідження вузлів кріплення сидінь із анкерами-втулками багаторазового використання, призначених для верхнього ярусу медіа-трибун за осями 90 – 110. За результатами цих досліджень було встановлено, що несуча здатність випробуваних вузлів забезпечена з коефіцієнтом запасу не менше ніж 1,69.

§ 3.9. Експериментальні дослідження вогнестійкості залізобетонних конструкцій трибун

Спочатку необхідно підкреслити, що за час експлуатації НСК «Олімпійський» значно змінились вимоги норм України з вогнестійкості конструкцій. Тому задля визначення відповідності існуючих конструкцій трибун вимогам чинних норм виникла потреба в експериментальних дослідженнях їх вогнестійкості. А вирішення вказаної задачі було досягнуто шляхом виконання комплексу робіт із вогневих випробувань різних типів залізобетонних панелей-складок трибун стадіону.

Нагадаємо тепер, що верхній ярус трибун стадіону був зведений у 1967 р. Несучими конструкціями трибун є залізобетонні колони та похилі балки, які складають поперечні двоконсольні рами, розташовані уздовж периметра стадіону. Збірні залізобетонні П-подібні панелі-складки (заввишки 480 мм і завширшки 960 мм, поперечний переріз яких наведено на рис. 3.38, *а*) з подовжніми та поперечними ребрами спираються на залізобетонні балки зі зварюванням закладних елементів. При цьому кожна панель-складка об’єднана одним ребром зі складкою, що розташована нижче.



а *б*

Рис. 3.38. Поперечний переріз П-подібних панелей-складок:
а – існуючі панелі, марка П23; *б* – нові панелі, марка ПСК-3-26;
1 – арматура Ø28 АІІ; 2 – арматура Ø14 АІІ

Залізобетонні панелі-складки VIP-корпусу верхнього ярусу трибун марки ПСК мають П-подібний поперечний переріз заввишки 470 мм і завширшки 970 мм (рис. 3.38, *б*). Панелі-складки VIP-корпусу нижнього ярусу трибун марки СК мають Г-подібний поперечний переріз, а висота панелі становить 700 мм, ширина – 1140 мм (рис. 3.39).

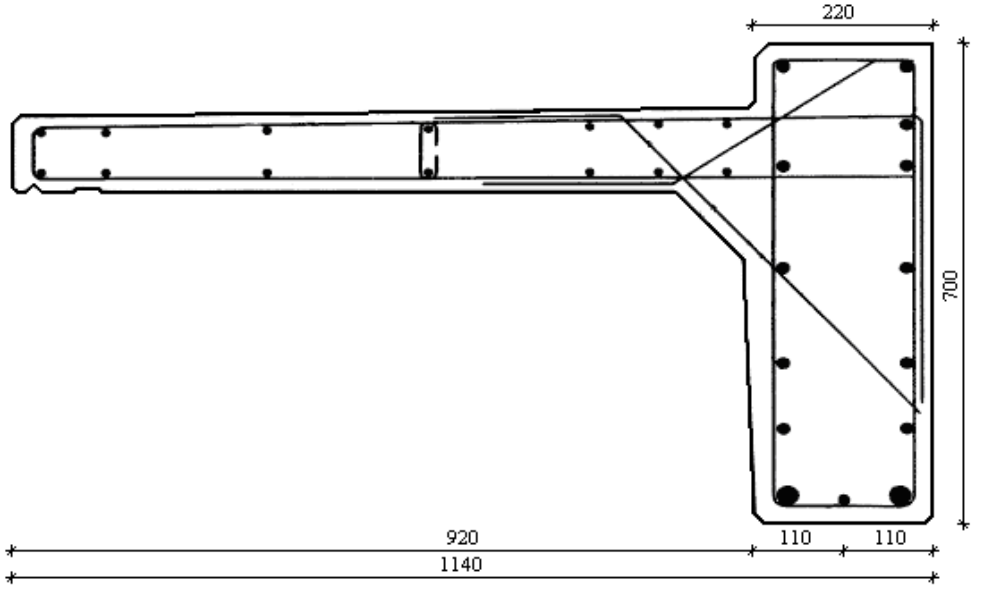


Рис. 3.39. Поперечний переріз Г-подібних панелей-складок

Дослідження вогнестійкості існуючих панелей-складок були розпочаті з проведення їх чисельних розрахунків, аналіз результатів яких дозволив дійти

висновку, що несуча здатність існуючих панелей забезпечена тільки впродовж 24-х хвилин. Отримані результати проілюстровано також на рис. 3.40 – 3.42, на яких наведено загальний вигляд фрагмента розрахункової моделі існуючої панелі-складки верхнього ярусу трибун, розподіл температури в поперечному перерізі панелі-складки на 24-й хвилині та графік зміни середньої температури поверхні панелі-складки, що не обігрівається, в залежності від часу.

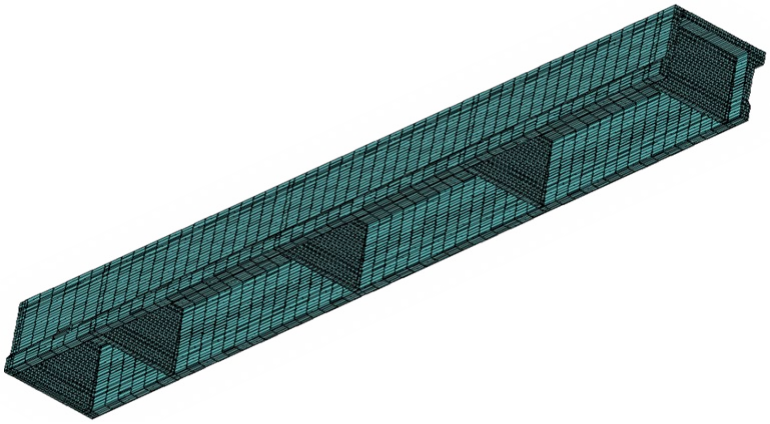


Рис. 3.40. Загальний вигляд фрагмента розрахункової моделі існуючої панелі-складки верхнього ярусу трибун стадіону

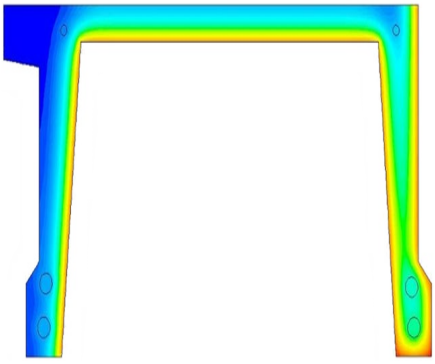


Рис. 3.41. Розподіл температури у поперечному перерізі панелі-складки на 24-й хвилині

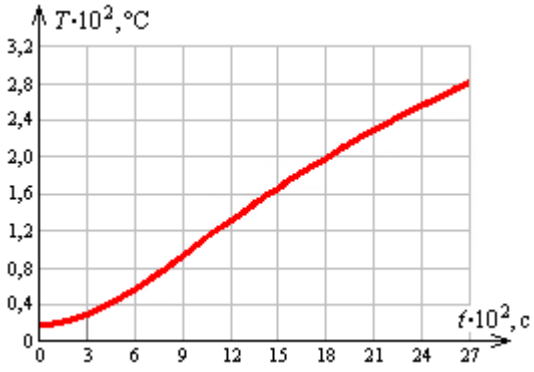


Рис. 3.42. Графік зміни середньої температури поверхні панелі-складки, що не обігрівається, в залежності від часу

Однак у подальшому результати, які були отримані під час проведення чисельних розрахунків вогнестійкості існуючих панелей-складок трибун НСК «Олімпійський», потребували не тільки уточнення, а й обґрунтування фактичної вогнестійкості конструкцій трибун із урахуванням та без урахування вогнезахисного покриття. Для цього були розроблені та відповідним чином узгоджені методики випробувань на вогнестійкість існуючих панелей-складок верхнього ярусу трибун і панелей-складок трибун над VIP-корпусом.

Вкажемо тепер на те, що згідно з вимогами норм [2] і розробленими методиками нормований мінімальний клас вогнестійкості для панелей-складок VIP-корпусу верхнього ярусу трибун був визначений як REI 60, а для решти панелей-складок – як REI 45. Саме тому, відповідно до вимог норм [4], для визначення відповідності фактичної вогнестійкості панелей-складок нормованому значенню мали бути проведені їх випробування на вогнестійкість за стандартним методом.

Враховуючи те, що всі існуючі панелі-складки трибун у проектному стані об'єднані одна з одною за допомогою закладних деталей і працюють спільно, дослідний фрагмент верхнього ярусу трибун був прийнятий з трьох панелей-складок, дві з яких призначались для сприйняття розрахункових навантажень, а третя – забезпечувала функції граничних умов. Крім того, з метою більш якісного проведення випробувань заздалегідь був проведений аналіз усіх марок панелей-складок і врешті-решт для формування дослідного фрагмента було прийнято панель-складку марки П23 як найбільш навантажену. Також, відповідно до розмірів застосованої печі для вогневих випробувань ТОВ «ТЕСТ», фрагменти панелей-складок були підготовлені завдовжки 6500 мм, а відстань між їх опорами дорівнювала 6000 мм. При цьому після вирізання фрагментів до нижньої робочої арматури подовжніх ребер панелей-складок були приварені сталеві пластини, які виконували функції компенсації жорсткості відрізаних опорних ребер у торцях складок (рис. 3.43, 3.44).

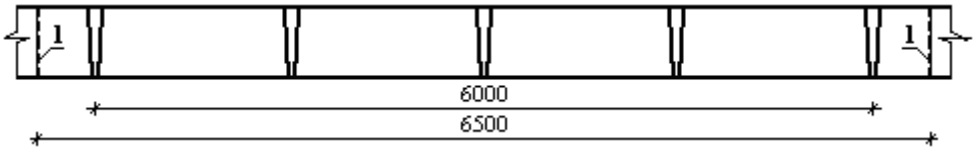


Рис. 3.43. Подовжній переріз панелі-складки фрагмента верхнього ярусу трибун:
1 – лінія розрізу панелі (арматура розрізана на відстані 50 мм від лінії розрізу)

Рис. 3.44. Загальний вигляд дослідного фрагмента
існуючого верхнього ярусу трибун стадіону

Подібно до викладеного вище, з метою випробувань на вогнестійкість із усього переліку нових панелей-складок VIP-корпусу верхнього ярусу трибун було обрано панель-складку марки ПСК-3-26 (рис. 3.38, *б*). А дослідний фрагмент нових трибун було виготовлено аналогічно фрагменту існуючих трибун, у тому числі повністю співпадали й усі їхні параметри: довжина панелей-складок, схеми спирання та навантаження, монтажні вузли з'єднання тощо. Варто також звернути увагу на те, що на дослідному фрагменті існуючої панелі-складки була збережена (а на зразку нової панелі-складки нанесена) цементно-піщана стяжка, яка була виконана ще у 2001 – 2003 роках. Причому ця стяжка мала таку ж саму товщину та подібні фізико-механічні характеристики, як і утворюючий ухил шар, передбачений у проекті реконструкції верхнього ярусу трибун стадіону.

Вогневі випробування панелей-складок були проведені у горизонтальній печі з вогневою камерою розмірами 5,83×2,77×1,41 м, яка забезпечує односторонній тепловий вплив на дослідний фрагмент (рис. 3.45). Під час випробувань середня температура в печі змінювалась відповідно до стандартного температурного режиму (рис. 3.46), який визначається за формулою

$$T_f = 345 \cdot \lg(8t + 1) + 20,$$

де T_f – температура, що відповідає часу від початку випробувань t.

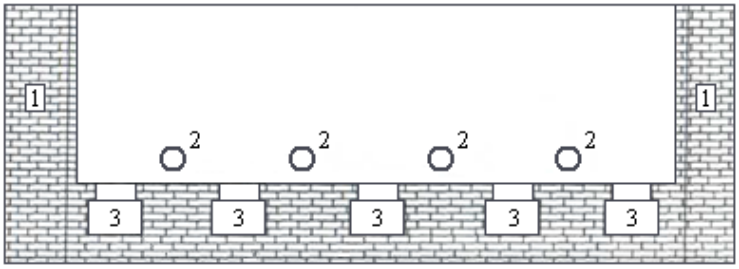


Рис. 3.45. Подовжній поперечний переріз горизонтальної печі для вогневих випробувань: 1 – корпус печі; 2 – пальники; 3 – канали видалення продуктів згоряння

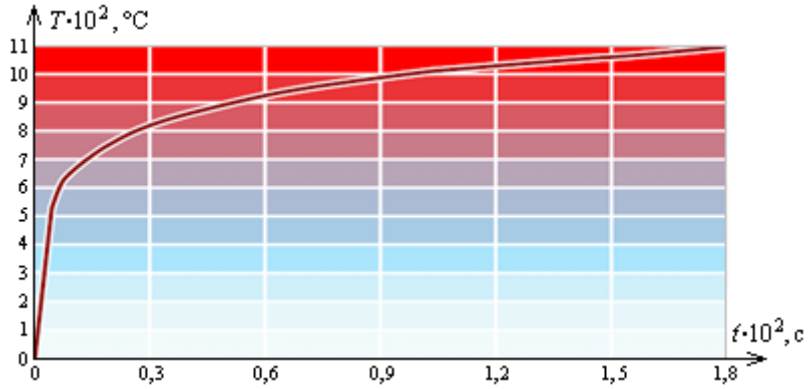


Рис. 3.46. Графік стандартного температурного режиму вогневих випробувань

Нижні панелі-складки дослідних фрагментів існуючого верхнього ярусу трибун та верхнього ярусу VIP-корпусу спирались подовжніми ребрами у чотирьох точках через шарнірні опори, дві з яких були нерухомі, а дві інші – рухомі. При цьому вузли з'єднання ребра верхньої панелі-складки з полицею нижньої панелі-складки відповідали проектному рішенню. Ребро ж верхньої панелі-складки, що не примикає до полиці нижньої панелі-складки, спиралось на додаткову стіну за схемою спирання нижньої панелі (рис. 3.47, *а*).

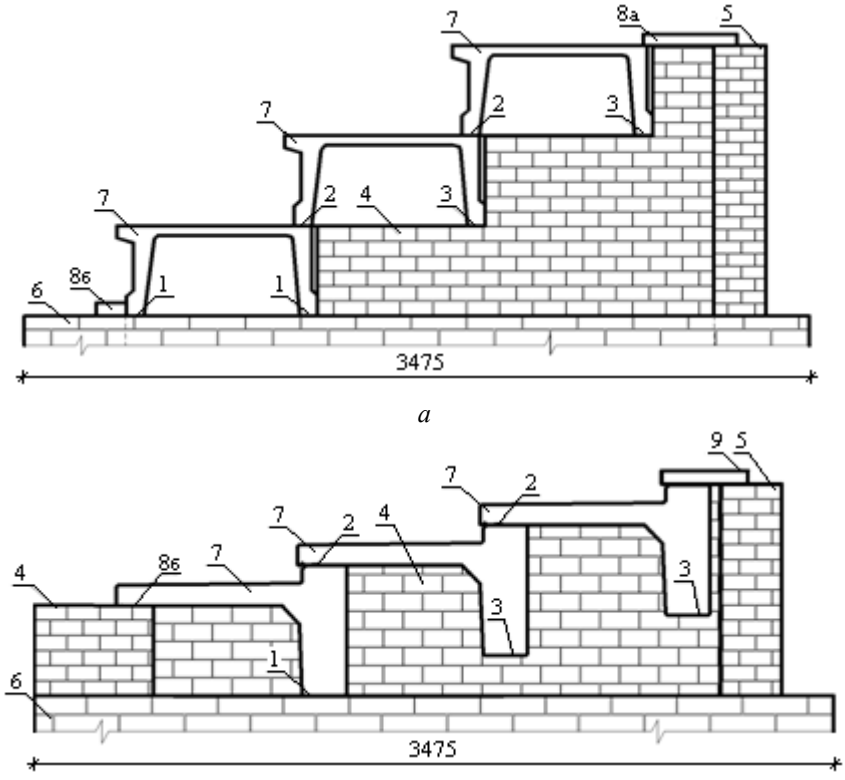


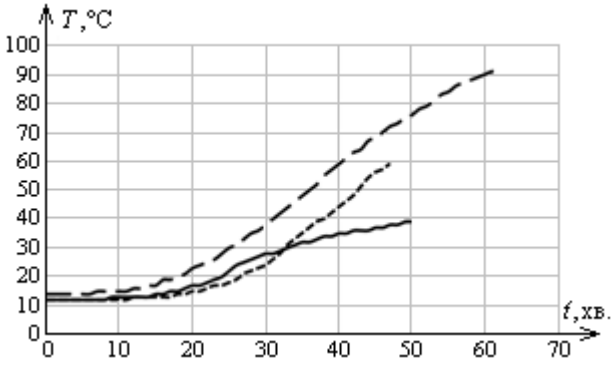
Рис. 3.47. Схеми встановлення дослідних фрагментів панелей-складок: *а* – фрагмент існуючого верхнього ярусу трибун та верхнього ярусу VIP-корпусу; *б* – фрагмент трибуни нижнього ярусу VIP-корпусу; 1 – спирання панелі на стіни печі; 2 – місце спирання панелі на панель; 3 – місце спирання панелі на додаткову стіну; 4, 5 – додаткові стіни; 6 – стіна печі; 7 – панель-складка; 8а, 9 – ущільнення між краєм фрагмента та огорожею печі; 8б – місце спирання полиці нижньої панелі на додаткову стіну

Перед початком випробувань панелі-складки дослідних фрагментів були навантажені встановленими на коткові опори каліброваними вантажами (рис. 3.48), а величина цього навантаження дорівнювала величині еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження і становила: на існуючі панелі-складки

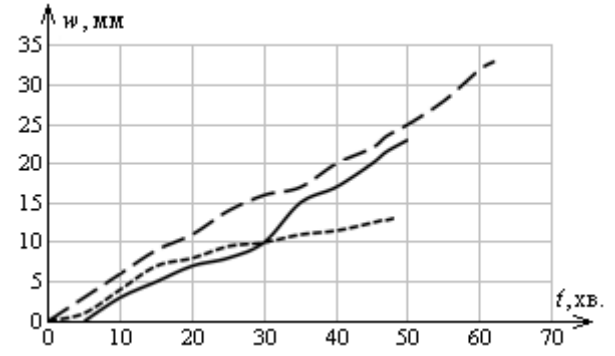
верхнього ярусу $q_{екв}$ = 1377 кг/м^2, на панелі-складки верхнього ярусу VIP-корпусу $q_{екв}$ = 932 кг/м^2 і, нарешті, на панелі-складки нижнього ярусу VIP-корпусу $q_{екв}$ = 1113 кг/м^2. Причому значення еквівалентних навантажень були підраховані виходячи з умов створення у розрахунковому перерізі дослідного фрагмента зусиль або напружень, що відповідають наведеним у проекті характеристичним значенням постійних та тимчасових тривалих навантажень.

Рис. 3.48. Дослідний фрагмент панелей-складок верхнього ярусу VIP-корпусу, навантажений встановленими на коткові опори каліброваними вантажами

Перейдемо тепер безпосередньо до розгляду результатів вогневих випробувань дослідних фрагментів панелей-складок трибун НСК «Олімпійський» і їхнього аналізу. Результати вогневих випробувань дослідних фрагментів панелей-складок трибун стадіону представлені на рис. 3.49. Із цього рисунка вбачається, що максимальна температура на зовнішніх поверхнях (на поверхнях, які не обігріваються) панелей-складок дослідного фрагмента існуючих трибун верхнього ярусу не перевищила 103 °С, їхній прогин на 50-й хвилині випробувань становив 23 мм, а швидкість наростання деформацій під час випробувань не перевищила 1 мм/хв. В свою чергу, максимальна температура на зовнішніх поверхнях (на поверхнях, які не обігріваються) панелей-складок дослідного фрагмента трибун верхнього ярусу VIP-корпусу не перевищила 100 °С, їхній прогин на 62-й хвилині випробувань становив 33 мм, а швидкість наростання деформацій під час випробувань не перевищила 0,8 мм/хв. І, нарешті, максимальна температура на зовнішніх поверхнях (на поверхнях, які не обігріваються) панелей-складок дослідного фрагмента трибун нижнього ярусу VIP-корпусу не перевищила 95 °С, їхній прогин на 47-й хвилині випробувань становив 13 мм, а швидкість наростання деформацій під час випробувань не перевищила 0,6 мм/хв.



а



б

Рис. 3.49. Результати вогневих випробувань дослідних фрагментів панелей-складок трибун стадіону: *а* – середня температура поверхонь панелей-складок, що не обігріваються; *б* – прогини панелей-складок: ——— – існуючі панелі-складки верхнього ярусу; — — — – панелі-складки верхнього ярусу VIP-корпусу; - - - - – панелі-складки нижнього ярусу VIP-корпусу

Таким чином, аналіз результатів вогневих випробувань дослідних фрагментів панелей-складок трибун дозволив встановити, що:

- межа вогнестійкості існуючих панелей-складок верхнього ярусу трибун за критеріями втрати несучої здатності, цілісності та теплоізолювальної здатності становить понад 48 хв., а їхній клас вогнестійкості дорівнює REI 45;
- межа вогнестійкості панелей-складок трибун верхнього ярусу VIP-корпусу за критеріями втрати несучої здатності, цілісності та теплоізолювальної здатності становить понад 60 хв., а їхній клас вогнестійкості дорівнює REI 60;
- межа вогнестійкості панелей-складок трибун нижнього ярусу VIP-корпусу за критеріями втрати несучої й теплоізолювальної здатностей становить понад 46 хв., за критерієм втрати цілісності – понад 15 хв., а їхній клас вогнестійкості дорівнює RI 45/E 15.

На підставі аналізу результатів проведених експериментальних досліджень вогнестійкості дослідних фрагментів панелей-складок трибун були прийняті принципові проектні рішення про, по-перше, недоцільність додаткового вогнезахисного покриття панелей-складок існуючого верхнього ярусу трибун, а також трибун верхнього ярусу VIP-корпусу і, по-друге, необхідність застосування спеціальних заходів щодо забезпечення цілісності стиків панелей-складок трибун нижнього ярусу VIP-корпусу, що можуть зазнавати вогневого впливу, шляхом нанесення додаткового вогнезахисного покриття.

У цьому сенсі привернемо увагу до того факту, що прийняті принципові проектні рішення дозволили не тільки значно пришвидшити відновлення верхнього ярусу трибун і зберегти їх історичний зовнішній вигляд, а й суттєво знизити фінансові витрати на реконструкцію НСК «Олімпійський» у цілому.

§ 3.10. Дослідження міцності та довговічності ремонтних матеріалів і покриттів існуючих залізобетонних конструкцій

Однією з важливих особливостей робіт із реконструкції існуючого верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський», який на момент проведення цих робіт перебував у експлуатації вже понад сорок років, було відновлення його зовнішнього вигляду та забезпечення належної додаткової довговічності. Тому з урахуванням вказаного, детальніше зупинимось на характеристиці реального стану існуючого верхнього ярусу трибун і уважніше ознайомимось із пропонованими технічними рішеннями з його відновлення. З цього приводу одразу відмітимо, що ремонт та відновлення верхніх поверхонь панелей-складок існуючого верхнього ярусу трибун виконувались відповідно до робочих креслень та розробленого технологічного регламенту, в якому були сформульовані вимоги як до основних фізико-механічних властивостей матеріалів, що використовувались, так і до методів поопераційного контролю якості.

Також зазначимо, що ще у 2009 р. на існуючому верхньому ярусі трибун були проведені деякі ремонтні роботи, а саме: всі поверхні панелей-складок були очищені від старого покриття та пошкодженого корозією бетону, а їх пошкоджені частини відновлені. Одночасно було виконано захист від корозії конструктивних елементів панелей-складок: закладних деталей – за допомогою стандартних заходів, а бетонних поверхонь – шляхом нанесення адгезійного шару. Крім того, частково були виконані роботи з улаштування стяжки та монтажу нових міжсекторних сходів. Однак, проведення ремонтних робіт було зупинено наприкінці 2009 р. внаслідок сезонного похолодання.

Продовження ремонтних робіт було розпочато навесні 2010 р., причому з огляду на те, що з часу їх призупинення пройшло вже біля півроку, спочатку було здійснено візуальне обстеження існуючого верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» з метою загальної оцінки стану незавершених робіт із ремонту верхніх поверхонь панелей-складок, які стали доступні для обстеження після танення снігу. Причому за результатами цього обстеження було виявлено низку суттєвих дефектів у виконаних роботах, а саме:

- відшарування нової стяжки на локальних ділянках горизонтальної поверхні панелей-складок (рис. 3.50);
- руйнування практично всіх маяків, встановлених без улаштування стяжки (рис. 3.51);
- пошкодження гідроізоляції подовжніх швів в окремих місцях;
- поверхнева корозія закладних деталей;
- розмороження верхнього шару стяжки на локальних ділянках;
- деструкція адгезійного шару, безпосередньо нанесеного на відкриту (без стяжки) поверхню панелей-складок.

Рис. 3.50. Відшарування нової стяжки на горизонтальній поверхні панелей-складок

Додатково до висловленого вкажемо на те, що відшарування нової стяжки відбулось винятково на горизонтальній поверхні панелей-складок у зонах контакту нової стяжки зі старим бетоном панелей-складок, вертикальні ж поверхні при цьому залишились неушкодженими. Також не спостерігалось пошкоджень нової стяжки на подовжніх звисах панелей-складок. Що ж стосується стану самого адгезійного шару, який був нанесений на горизонтальні та вертикальні поверхні панелей-складок у 2009 р. з метою захисту старого бетону від подальшого насичення вологою та циклів заморожування-розморожування в осінньо-зимовий період, то зазначимо наступне. Додаткових пошкоджень старого бетону панелей-складок навесні 2010 р. не було зафіксовано, тобто адгезійний шар свою захисну функцію повністю виконав. Проте, не закритий стяжкою адгезійний шар легко лущився, й саме тому не міг використовуватись надалі при виконанні ремонтних робіт.

Вкажемо на те, що відшарування нової стяжки від старого бетону відбувалось шляхом утворення тріщин, які мали максимальне розкриття до 5 мм на межі між виконаною стяжкою та відкритою поверхнею панелі-складки. Причому з віддаленням від цієї межі ширина розкриття тріщин зменшувалась і вони переставали бути помітними. Однак, при простукуванні молотком було виявлено, що контакт між новою стяжкою і поверхнею бетону був втрачений навіть на тих ділянках, де візуально тріщини не спостерігались. Таким чином, наведене є ознакою того, що відшарування нової стяжки відбувалось, як правило, по контактній поверхні. В окремих же випадках відривання по старому бетону було визначене тільки в місцях на обмежених площах розміром до 0,05 м^2. А останнє свідчить про те, що когезійна міцність старого бетону є більшою ніж адгезійна міцність контактного шару між бетоном і новою стяжкою. При цьому адгезія з новою стяжкою є більшою ніж із бетоном.

Рис. 3.51. Руйнування маяків, установлених без влаштування стяжки

На підставі аналізу результатів проведеного візуального обстеження існуючого верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» були визначені такі чинники наявного відшарування нової стяжки:

1. Виконання робіт в осінньо-зимовий період за несприятливих кліматичних умов. Даний чинник характеризується тим, що на пошкоджених ділянках адгезійний шар наносився на мокру поверхню старого бетону, через що вміст вологи в адгезійному шарі збільшувався, а його міцність та адгезія до бетону і нової стяжки різко зменшувались. Наслідком цього є те, що вода, яка залишалась у контактній зоні, при мінусових температурах замерзала та відривала нову стяжку від старого бетону. Причому вказаний

процес проявлявся особливо показово на межі між відкритою поверхнею старого бетону та поверхнею укладеної нової стяжки, де вода проникала під стяжку через нерівності горизонтальної поверхні панелі-складки, замерзала та відривала нову стяжку від бетону панелі-складки.

2. Порушення технології виконання робіт. Даний чинник характеризується тим, що нова стяжка укладалась не на свіжонанесений, а на вже висохлий адгезійний шар із погіршеними адгезійними властивостями внаслідок втрати якості полімерними матеріалами під дією вологи та низької температури.

3. Погіршення якості нової стяжки внаслідок включення до її складу направляючих – маяків із оцинкованої сталі. Даний чинник характеризується тим, що в новій стяжці над маяками з'явились поперечні тріщини, а, крім того, сталось відривання крайових ділянок нової стяжки.

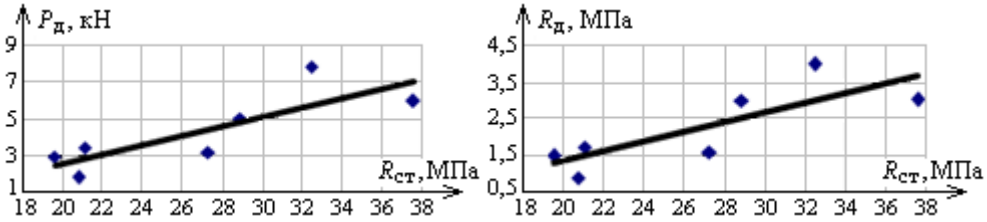
Тому з урахуванням усіх цих чинників задля забезпечення належної якості нового покриття існуючого верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» було визнано необхідним вжити наступних заходів:

- провести суцільний контроль стану нової стяжки та її адгезії до старого бетону методом простукування з метою визначення меж дефектних ділянок;
- провести вибірковий інструментальний контроль стяжки та її адгезійної міцності на ділянках із відсутніми візуальними ознаками відшарування нової стяжки з метою уточнення меж дефектних ділянок;
- замінити нову стяжку на дефектних ділянках із суворим дотриманням технологічних вимог згідно з технологічним регламентом;
- замінити систему маяків таким чином, щоб вони не погіршували якість нової стяжки, шляхом застосування маяків зі сталі тільки для формування маяків із того ж самого матеріалу, який входить до складу стяжки;
- виконати додаткову протикорозійну обробку закладних деталей, які мають сліди корозії, попередньо очищуючи їх від корозії;
- проводити пооопераційний контроль проведення ремонтних робіт і не допускати їх виконання за температури нижче +5 °С. За температури вище +10 °С і вологості повітря менше 60 % забезпечити захист укладеної стяжки від сонячного опромінювання та пересихання.

Тепер привернемо увагу до того, що задля оптимізації структури і складу системи покриття панелей-складок у 2010 р. були проведені експериментальні дослідження з визначення адгезії та когезії у системі їх багатошарового покриття. Причому дослідження були виконані з одночасним застосуванням двох методів неруйнівного контролю: ультразвукового і відриву приклеєних дисків, що призначені для визначення міцності бетону. При цьому відзначимо, що незважаючи на те, що перший із застосованих методів є найбільш універсальним і точним, а другий – менш точним при визначенні показників міцності на стиск внаслідок значного впливу на результати різних факторів, у тому числі й стану поверхні бетону, проте він був обраний через можливість пришвидшення отримання відповідей на питання як щодо міцності на відрив пошкодженого бетону, так і щодо стану місць руйнування при відриві приклеєних металевих дисків (рис. 3.52).

Рис. 3.52. Характерне руйнування бетону при відриві металевих дисків

Крім того, задля обґрунтування правильності вибору зазначених вище методів досліджень на трьох панелях-складках у місцях із мінімальною, середньою і максимальною міцністю бетону були виконані порівняльні випробування. А за результатами цих випробувань була встановлена кореляційна залежність між міцністю бетону на стиск $R_{ст}$ і зусиллям $P_д$ (напруженням $R_д$) відриву від нього металевого диска (рис. 3.53). Причому коефіцієнт кореляції між цими параметрами становив 0,7. Вказане свідчить, що ультразвуковий метод і метод відриву можна застосовувати як взаємодоповнюючі.



а *б*

Рис. 3.53. Графіки залежностей «$R_{ст} – P_д$» (*а*) та «$R_{ст} – R_д$» (*б*)

Експериментальні дослідження бетону були виконані на дефектних ділянках горизонтальних поверхонь 33-х панелей-складок за допомогою адгезіометра ПСО-10МГ4 і ультразвукового приладу УК-14ПМ, а їх результати представлені на рис. 3.54. Із аналізу результатів цих досліджень було встановлено, що міцність бетону на стиск знаходиться у межах від 14,3 до 37,6 МПа при проектній марці бетону панелей-складок М400, а діапазон напружень відриву (когезія бетону) – у межах від 0,4 до 2,0 МПа. Крім того, з використанням статистичної обробки цих експериментальних даних була визначена мінімальна допустима міцність бетону на стиск (20 МПа) і на відрив (1,0 МПа) для верхніх горизонтальних поверхонь панелей-складок.

У подальшому, а саме у квітні-травні 2010 року, безпосередньо на верхньому ярусі трибун та у лабораторних умовах були виконані додаткові експериментальні дослідження адгезії та когезії удосконалених варіантів покриттів панелей-складок трибун. Схеми покриттів показані на

рис. 3.55, а результати їх досліджень наведені у табл. 3.2. Причому для кожного варіанта покриття було випробувано по три зразки, в таблиці ж наведені середні значення зчеплення покриття з основою.

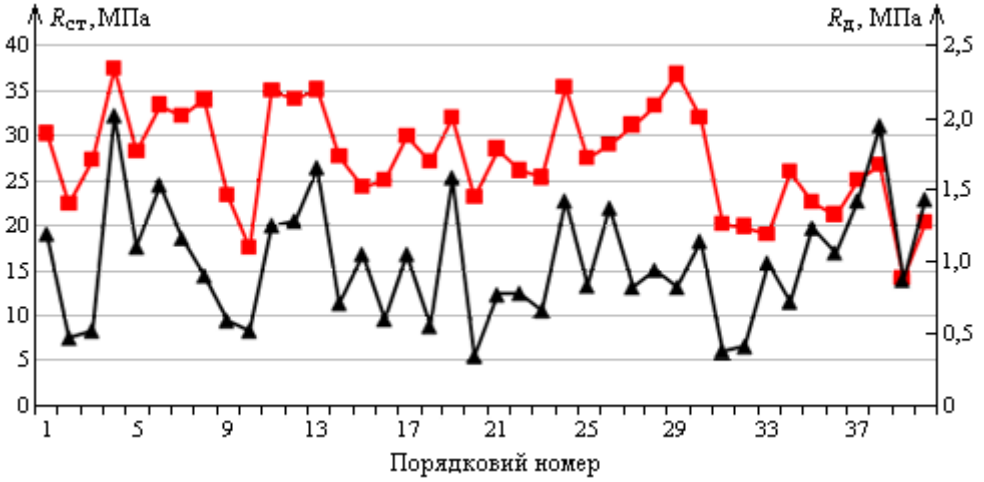


Рис. 3.54. Результати експериментальних досліджень бетону на дефектних ділянках горизонтальних поверхонь панелей-складок:
—■— – міцність на стиск $R_{ст}$, МПа; —▲— – напруження відриву $R_д$, МПа

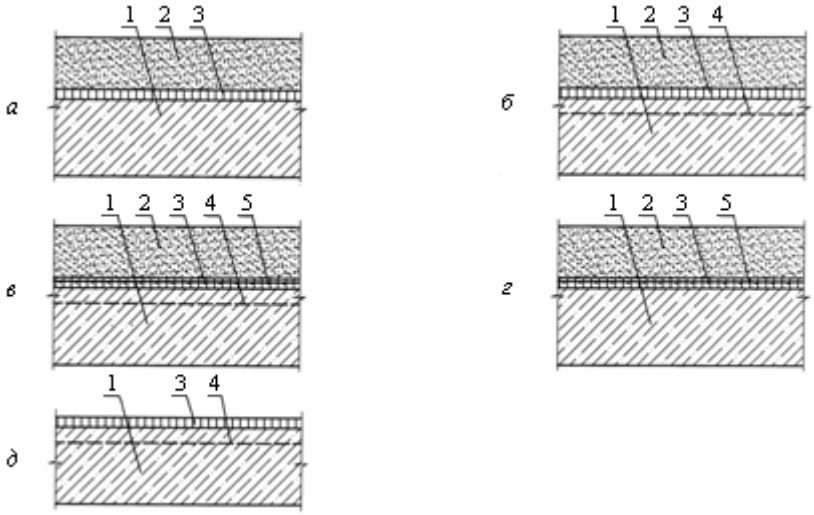


Рис. 3.55. Схеми конструкційно-технологічних рішень покриттів горизонтальних поверхонь панелей-складок верхнього ярусу трибун:
а – адгезійний шар без просочення; *б* – адгезійний шар із просоченням; *в* – покриття з сіткою, утопленою в адгезійний шар із просоченням; *г* – покриття з сіткою, утопленою в адгезійний шар без просочення; *д* – тільки адгезійний шар із просоченням:
1 – бетонна поверхня панелі-складки; 2 – стяжка з ухилом Ceresit CD22 (2012); 3 – адгезійний шар; 4 – просочення; 5 – сітка

Таблиця 3.2

№ з/п	Схеми покриттів та їх особливості	Середнє значення $R_{ст}$, МПа
1	2	3
Стяжки, які були досліджені на панелях-складках у лабораторних умовах		
1	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар (поліуретанова композиція ИХВС + Ceresit CD 22^{2012}); 4 – просочення бетону поліуретановою композицією ИХВС	Не зафіксовано (відшарування стяжки при нарізанні фрагментів)
2	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар (Thomsit R766 + Ceresit CD 22^{2012}); 4 – просочення бетону поліуретановою композицією ИХВС	0,68
3	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар (Thomsit R766 + вода + Ceresit CD 22^{2012} у співвідношенні 1:3:17); 4 – просочення бетону за два рази: перший – Thomsit R766 + вода у співвідношенні 1:4, другий – Thomsit R766 + вода у співвідношенні 1:2	1,67
4	Схема за рис. 3.55, *в*; 3 – адгезійний шар (Thomsit R766 + вода + Ceresit CD 22^{2012} у співвідношенні 1:3:17); 4 – просочення бетону за два рази: перший – Thomsit R766 + вода у співвідношенні 1:4, другий – Thomsit R766 + вода у співвідношенні 1:2; 5 – лугостійка склосітка з розміром чарунки 8×8 мм	2,68
5	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар (Ceresit CF 87^{2012} + Ceresit CD 22^{2012} + пісок); 4 – просочення бетону Ceresit CF 87^{2012} (епоксидна ґрунтовка)	4,2
5а	Схема за рис. 3.55, *в*; 3 – адгезійний шар (Ceresit CF 87^{2012} + Ceresit CD 22^{2012} + пісок); 4 – просочення бетону Ceresit CF 87^{2012} (епоксидна ґрунтовка); 5 – металева сітка Ø3 мм із чарункою 100×100 мм, яка утоплена в стяжку, що утворює ухил	1,75
Стяжка, яка була досліджена під час ремонту панелей-складок у 2009 р.		
6	Схема за рис. 3.55, *а*; 3 – адгезійний шар (Ceresit CD 22^{2012} + Ceresit CC 81^{2012})	0,91
Стяжки, які були досліджені під час ремонту панелей-складок у 2010 р.		
7	Схема за рис. 3.55, *а*; 3 – адгезійний шар (Thomsit R766 + вода + Ceresit CD 22^{2012} у співвідношенні 1:3:17)	1,21
7а	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар (Thomsit R766 + вода + Ceresit CD 22^{2012} у співвідношенні 1:3:17); 4 – просочення бетону за два рази: перший – Thomsit R766 + вода у співвідношенні 1:4, другий – Thomsit R766 + вода у співвідношенні 1:2	1,43
7б	Схема за рис. 3.55, *г*; 3 – адгезійний шар (Thomsit R766 + вода + Ceresit CD 22^{2012} у співвідношенні 1:3:17); 5 – до адгезійного шару вкладена луго-стійка склосітка без просочення	1,63

Закінчення таблиці 3.2

8	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар (Ceresit CF 87[2012] + Ceresit CD 22[2012] + пісок під зубчастий шпатель); 4 – просочення бетону Ceresit CF 87[2012] (епоксидна ґрунтовка)	1,77
9	Схема за рис. 3.55, *д*; 3 – адгезійний шар ИХВС; 4 – просочення бетону ИХВС	1,38
9а	Схема за рис. 3.55, *б*; 3 – адгезійний шар на основі Thomsit R766, 4 – просочення бетону ИХВС	1,25

Аналіз результатів експериментальних досліджень дозволив дійти наступних висновків:

- просочення бетону матеріалами на водній основі покращує показники адгезії стяжки з полімерцементних матеріалів до поверхні панелей-складок;
- просочення бетону матеріалами на поліуретановій основі погіршує показник адгезії стяжки;
- введення металевої сітки до складу стяжки не покращує її адгезії;
- застосування склосітки незначно покращує показники адгезії стяжки.

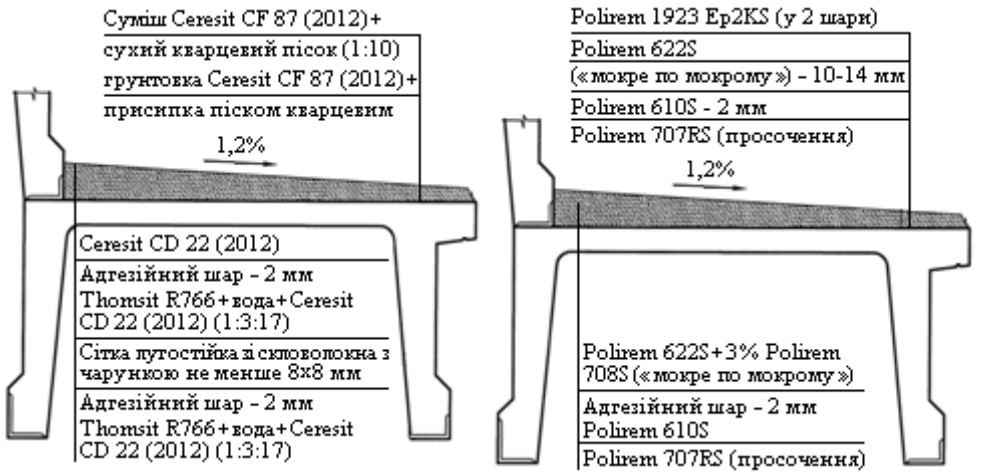
Треба також відзначити, що з урахуванням результатів додаткових досліджень були рекомендовані заходи для удосконалення технології виконання робіт із ремонту та відновлення панелей-складок, які полягали у наступному:

- виконати піскоструминну обробку нижньої поверхні панелей-складок до чистого бетону задля пришвидшення природного висушування панелей і забезпечення належного режиму вологості бетону;
- очистити верхню горизонтальну поверхню панелей-складок від захисного консерваційного шару;
- зачистити додатково поверхню бетону від продуктів корозії, а при виявленні ділянок зі значними корозійними пошкодженнями та із міцністю бетону на стиск менше 20 МПа – перебетонувати пошкоджену (ослаблену) ділянку плити панелі-складки;
- виконати глибоко проникаюче полімерне просочення бетону за всією площею горизонтальних поверхонь панелей-складок;
- нанести адгезійний шар за принципом «мокре по мокрому» одразу після виконання полімерного просочування та, крім того, армувати його лугостійкою склосіткою з чарункою 10×10 мм;
- укласти за принципом «мокре по мокрому» шар стяжки, що створює ухил, після нанесення адгезійного шару із мінімальною товщиною шару 10 мм й ухилом 1,2 %;
- підвищити міцність та довговічність найтоншої крайньої частини стяжки, що створює ухил, завширшки 100 – 120 мм шляхом оброблення цієї смуги епоксидною ґрунтовкою чи виготовленням її повністю з епоксидно-піщаної композиції;
- передбачити заходи із захисту стяжки, що створює ухил, від пересихання, перегріву, механічних пошкоджень тощо після її виконання протягом не менше трьох днів;

• провести шліфування поверхні стяжки та нанести епоксидну ґрунтовку з посипанням піском і один шар фінішного покриття після виконання стяжки через 28 діб;

• нанести другий шар фінішного неслизького, зносостійкого, гідроізоляційного, плівкотвірного матового покриття, колір якого співпадає з кольором бетону, після завершення всіх інших робіт на верхньому ярусі трибун і влаштування покриття.

На рис. 3.56 наведені прийняті конструктивні рішення з відновлення верхніх поверхонь панелей-складок із застосуванням різних технологій.



а *б*

Рис. 3.56. Конструктивні рішення з відновлення верхніх поверхонь панелей-складок трибун за технологією: *а* – «Хенкель Баутехнік Україна»; *б* – «Полірем»

Крім того, задля забезпечення належної якості нового покриття верхніх поверхонь панелей-складок трибун були розроблені наступні рекомендації:

• виконати укладання стяжки, що створює ухил, за температури поверхні панелі-складки від +6 до +30°С та вологості бетону не вище 10 %;

• провести контроль міцності матеріалу стяжки, що створює ухил, із тим, щоб через 28 діб його когезійна міцність була не нижче ніж 1,0 МПа;

• виконати нанесення епоксидної ґрунтовки і першого шару фінішного покриття за температури поверхні панелі-складки від +12°С до +25°С та вологості стяжки не більше 6 %, а другий шар фінішного покриття виконати за температури від +12°С до +25°С.

І, нарешті, наостанок вкажемо ще й на ту обставину, що задля забезпечення проектної несучої здатності панелей-складок та високої якості нового покриття їх поверхонь було також рекомендовано виконати підсилення деяких панелей-складок, які мали значні пошкодження.

§ 3.11. Науково-технічний супровід будівництва електропідстанції «Олімпійська»

Згідно з вимогами проекту електрична підстанція «Олімпійська» розташована на західному схилі Черепанової гори, на верхівці якої розміщена будівля Федерації футболу України та стадіон ім. В.Баннікова. Перед початком будівельних робіт відносно невелика у плані земельна ділянка підстанції мала складний рельєф, який характеризувався достатньо значним перепадом висот біля 17 – 18 м. Однак у подальшому цей рельєф зазнав істотних змін внаслідок проведення планувальних робіт, виконаних при будівництві проїздів та спортивних споруд верхньої частини НСК «Олімпійський».

Будівля електропідстанції «Олімпійська» із розмірами у плані 18,0×37,0 м має три поверхи, з яких два є надземними і один підвальний (рис. 3.57). Причому будівля підстанції разом із двома розміщеними біля неї підпірними стінками становлять єдиний об'єкт, який не порушує стійкості існуючих схилів Черепанової гори і розташованих на ній споруд.

Рис. 3.57. Зовнішній вигляд будівлі електропідстанції «Олімпійська»

Фундамент будівлі підстанції виконано з буронабивних паль і монолітного плитного ростверку, а її стіни, колони і перекриття прийняті монолітними залізобетонними. Далі вкажемо на те, що стіни і перекриття системи залізобетонних конструкцій підстанції у відповідності з проектними рішеннями мають низку прорізів. Причому найбільш суттєвими з них є дві смуги часто-густо розташованих прорізів у перекритті на позначці 0,0 поміж осями Г і Д, які майже розрізають плиту перекриття на окремі ділянки. Саме тому в

цій зоні з метою забезпечення належної міцності плити перекриття були передбачені у поперечному напрямку будівлі спеціальні «консольні» балки, а в подовжньому – звичайні балки, що спираються на два ряди колон. Фундамент будівлі підстанції, як вже було зазначено раніше, виконано пальовим із плитним ростверком, а палі прийнято буроін'єкційними діаметром 620 мм і завдовжки 12,5 м із допустимим навантаженням на одну палю у 122 тс.

Перейдемо тепер безпосередньо до характеристики науково-технічного супроводу проектування електричної підстанції «Олімпійська», у межах якого були вирішені наступні задачі: проведено перевірні дублюючі розрахунки міцності та деформативності основних несучих конструкцій будівлі, виконано розрахунки вогнестійкості її конструкцій і міцності й деформативності підпірних стін, а також проведено технічне обстеження будинків оточуючої забудови і спостереження за їх станом протягом усього періоду будівництва.

Нагадаємо, що будівля підстанції має два надземні поверхи і підвал. Підлога підвального поверху розташована на позначці –3,06 м. А частина приміщень першого поверху майже за всією своєю висотою контактує з підпірною стінкою. Другий же поверх будівлі є різновисоким, при цьому його підлога знаходиться на позначці +4,70 м. Що ж стосується плити покрівлі будівлі, то у межах осей А – Г її верх розташовано на позначці +9,94 м, а у межах осей Г – Д – на позначці +8,04 м. У трансформаторному приміщенні до покриття підвішені кран-балки з метою обслуговування трансформаторів. Також зазначимо, що окрім залізобетонних монолітних конструкцій будівлі, які складають пластинчасту систему її несучого каркаса, вона містить й низку цегляних перегородок. Плита ж фундаментного ростверку виконана завтовшки 600 мм, а плити міжповерхових перекриттів та покриття – 200 мм. Поперечний переріз балок перекриттів складає 300×300 мм, а балки покриття, до яких підвішені кран-балки, прийняті з розміром перерізу 300×500 мм. У свою чергу, колони підвального поверху поміж осями Г – Д мають поперечні перерізи 300×300 мм.

Тепер звернемо увагу на те, що конструктивна система будівлі підстанції містить дві ділянки, на яких знаходиться дуже значне за вагою обладнання, а саме: дві головні трансформаторні установки вагою по 100 т кожна, а також чотири компенсуючі дизельні генератори вагою по 6,8 т кожен. Причому головні трансформаторні установки розташовані таким чином, щоб через плиту перекриття безпосередньо передавати свою вагу на дві залізобетонні стіни підвального поверху.

Що ж стосується внутрішніх зусиль та переміщень конструкцій будівлі електричної підстанції «Олімпійська», то їх визначення було проведено за допомогою програмного комплексу «Ліра-Windows» із використанням просторової розрахункової моделі, загальний вигляд якої наведено на рис. 3.58.

Результати аналізу даних чисельних розрахунків будівлі електропідстанції «Олімпійська» на постійні й тимчасові навантаження засвідчили, що найбільш напруженими її конструктивними елементами очікувано були визнані стіни під головними трансформаторними установками (рис. 3.59), а також балки під компенсуючими дизельними генераторами.

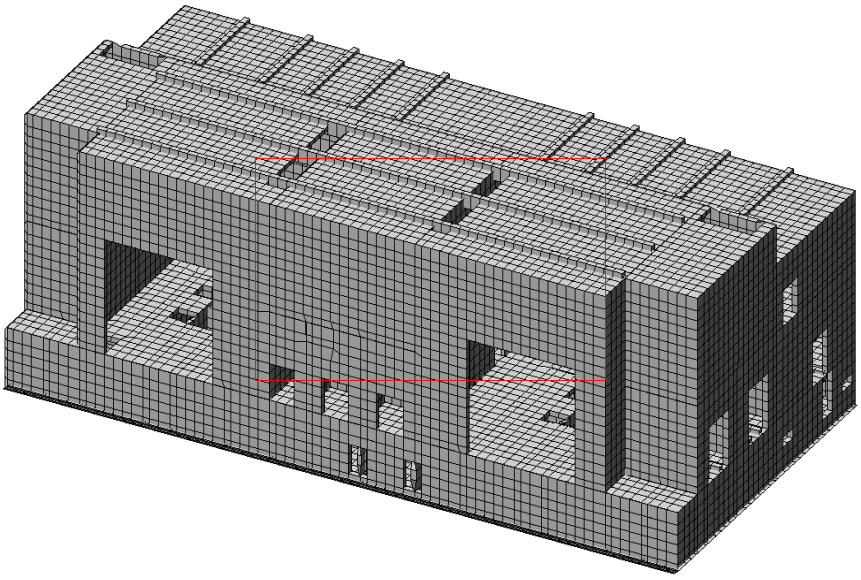


Рис. 3.58. Загальний вигляд розрахункової моделі будівлі підстанції «Олімпійська»

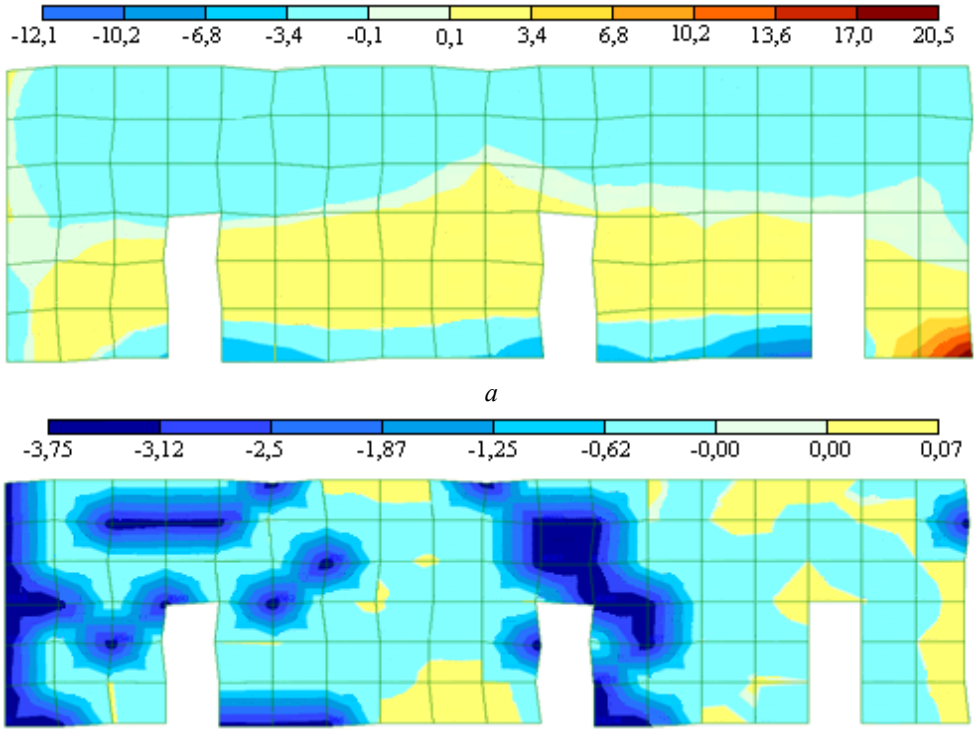


Рис. 3.59. Ізополя вертикальних напружень, кПа, (*а*) і вертикальних переміщень, мм, (*б*) у стіні будівлі електропідстанції «Олімпійська»

Крім того, із результатів цих розрахунків виплило ще й те, що армування основних залізобетонних конструктивних елементів будівлі було прийнято дещо більшим, а значення прогинів елементів міжповерхових перекриттів і покриття вийшли дещо меншими порівняно з їх нормованими величинами, що вказало на суттєві запаси міцності залізобетонних елементів будівлі. Однак, зважаючи на відповідальність і важливість будівлі електропідстанції, з метою забезпечення функціонування всього комплексу будівель і споруд НСК «Олімпійський» у нормальному експлуатаційному режимі, вказаний результат був визначений не тільки раціональним, а й доцільним.

Розглянемо тепер результати перевірки вогнезахисних якостей конструкцій будівлі підстанції. Однак перед цим нагадаємо, що її стіни Ст-10 завтовшки 300 мм запроектовані з бетону класу В30 і мають вертикальну симетричну робочу арматуру діаметром 16 мм класу А400С, розташовану з кроком 200 мм. Крім того, ці стіни у межах підвального поверху мають два дверні отвори на відстані 2000 мм один від одного. Причому саме на ділянки стін поміж цими дверними отворами і спираються головні трансформаторні установки. Що ж стосується чотирьох компенсуючих дизельних генераторів, то вони розташовані на перекритті над підвалом і спираються безпосередньо на балки цього перекриття, проліт яких становить 4200 мм. Інші ж залізобетонні конструктивні елементи будівлі мають геометричні розміри і армування, подібні до раніше наведених, разом із тим навантаження на них є суттєво меншими. Саме тому було прийнято, що стіни Ст-10 та балки перекриття над підвалом є найбільш відповідальними конструктивними елементами, а довготривалий вплив вогню на них є найбільш ймовірним у порівнянні з іншими конструкціями будівлі. З огляду на вказане перевірка вогнестійкості була виконана тільки для цих двох конструктивних елементів. Причому перед проведенням розрахунків були визначені два основні показники, за величинами яких можна оцінити міру вогнестійкості конструкцій – граничне значення критичної сили, що визначає втрату стійкості, та граничне значення міцності позацентрово стиснутого елемента з прямокутним перерізом. А результати розрахунків дозволили встановити, що прийняті у проекті розміри поперечних перерізів і параметри бетону й арматури стін Ст-10 та балок перекриття над підвалом забезпечують для них суттєві запаси міцності. Останнє й обумовило надійність опору цих конструкцій впливу вогню. Загальний же висновок за результатами аналізу даних розрахунків вогнестійкості полягає у тому, що була повністю підтверджена відповідність прийнятих проектних рішень вимогам чинних норм не тільки для стін Ст-10 та балок перекриття над підвалом, а й загалом для конструкцій будівлі підстанції «Олімпійська».

Тепер перейдемо до розгляду результатів вирішення ще однієї цікавої задачі, яка була тісно пов’язана з будівництвом електричної підстанції «Олімпійська». Річ у тім, що поряд із земельною ділянкою підстанції на вулиці Анрі Барбюса, 5В у зоні впливу будівельних робіт розташований офісно-житловий будинок, а тому метою роботи було забезпечення незмінності технічного стану цього будинку.

Будинок знаходиться на західному схилі Черепанової гори, причому його частина безпосередньо врізана в її природний схил. Будинок складається з надземної частини і дворівневої підземної автостоянки. Довжина будинку становить 109 м, внаслідок чого він розрізаний двома деформаційними швами на три секції завдовжки від 35 до 38 м і завширшки 20 м. Будинок має шістнадцять поверхів, два перші з яких є офісними, а інші чотирнадцять – житловими. Підземна автостоянка має розміри в плані 109×50 м і виступає за межі надземної частини комплексу (рис. 3.60).

Несучий каркас будинку виконано монолітним залізобетонним, фундамент – пальовим, а уздовж периметра автостоянки розташовані з суттєвими розривами палі, які утворюють несучу частину підпірної стінки.

Рис. 3.60. Загальний вигляд офісно-житлового будинку по вул. Анрі Барбюса, 5В

При проведенні технічного обстеження конструкцій будинку, незважаючи на його нетривалий термін експлуатації (близько 10 років), було виявлено низку значних дефектів і пошкоджень. Причому, як вдалось з'ясувати пізніше при аналізі отриманих під час обстеження даних, причиною найбільш поширених дефектів – відколів бетону – було застосування при виготовленні бетону головних несучих конструкцій будинку неякісного цементу, який містив магнезіальне вапно. Також було визначено, що частина зафіксованих відколів бетону призвела до істотного зменшення несучої здатності багатьох конструктивних елементів будинку, але що особливо важливо і що необхідно обов'язково підкреслити, що це торкалось і його найбільш навантажених елементів – колон і пілонів підземної автостоянки.

Інші ж зафіксовані при обстеженні конструкцій будинку типові дефекти полягали у неякісній гідроізоляції підземних стін автостоянки, а також у недоліках експлуатації самого будинку, а саме – в недогляді за елементами водовідведення від будинку атмосферних опадів.

Що ж стосується більш детальної характеристики виявлених при обстеженні конструкцій будинку дефектів і пошкоджень, то численні відколи і каверни поверхні бетону являли собою локальні здуття (діаметр яких становив від 20 до 50 мм, а в окремих місцях навіть до 200 мм) з відділенням частин бетону конусоподібної форми, у вершинах яких були виявлені зерна матеріалу розміром від 5 до 8 мм, що розсипались на порох при натисканні. Інші ж найбільш поширені дефекти являли собою незадовільне притискання заповнення стін і перегородок поміж елементами каркаса – пілонами і перекриттями – з наступним утворенням тріщин, інколи з суттєвим розкриттям до 10 мм. Причому вертикальні тріщини мали розкриття знизу догори, а горизонтальні – зміщення верху стіни по горизонталі.

Далі привернемо увагу також до того факту, що при обстеженні конструкцій автостоянки на двох рівнях огороджувальних стін (а саме: на позначках –6,9 і –3,6 м) майже за всією їхньою довжиною були зафіксовані вертикальні й горизонтальні тріщини, які виникли внаслідок суттєвої відстані між палями – несучими елементами стін. При цьому якщо вертикальні тріщини місцями були волосні, а місцями з шириною розкриття до 0,5 мм, то горизонтальні тріщини – винятково волосні. Крім того, на стінах були виявлені численні сліди замокання з руйнуванням штукатурного шару.

З урахуванням результатів аналізу даних технічного обстеження конструкцій будинку були розроблені рекомендації з метою забезпечення його належної довговічності. Головна з цих рекомендацій полягала у підсиленні найбільш уражених відколами бетону колон і пілонів підземної автостоянки – насамперед тих із них, які мали вертикальні тріщини.

Зазначимо також, що у подальшому, впродовж усього періоду виконання будівельних робіт на підстанції «Олімпійська» (червень – грудень 2011 року), здійснювалось постійне спостереження за технічним станом будинку із застосуванням методів візуального огляду і геодезичних вимірювань. Результати цих спостережень засвідчили, що, по-перше, деформації будинку за вказаний період були дуже незначними, що свідчить про відсутність негативного впливу будівництва підстанції на будинок і, по-друге, високу якість самих робіт із науково-технічного супроводу будівництва підстанції «Олімпійська».

§ 3.12. Науково-технічний супровід проектування і будівництва споруд зони гостинності

Насамперед вкажемо на те, що основною спорудою зони гостинності є так звана багаторівнева споруда паркінгу для автотранспортних засобів. Її основними особливостями, окрім значних розмірів, є ще й те, що вона розміщена у безпосередній близькості до головної спортивної арени

НСК «Олімпійський», має каскадну структуру каркаса, який врізаний у схил Черепанової гори, та зведена на місці знесених тенісних кортів та критої льодової арени «Крижинка».

Багаторівнева споруда паркінгу з розмірами у плані 32,0×260,8 м за своєю довжиною налічує від двох до п'яти поверхів, причому її двоповерхова та п'ятиповерхова частини мають по два прольоти, а чотириповерхова – один. Висота першого поверху споруди становить 6,06 м, другого та третього – 3,6 м, четвертого – 3,0 м і п'ятого – 2,94 м (рис. 3.61).

Рис. 3.61. Загальний вигляд багаторівневої споруди паркінгу зони гостинності

Великий подовжній розмір споруди – 260,8 м – викликав необхідність її розрізання із застосуванням деформаційно-усадкових швів на три частини завдовжки 94,4, 96,0 і 70,4 м. Відповідно до цього плитний залізобетонний ростверк пальового фундаменту споруди за своєю довжиною також поділений на три частини, які по вертикалі об'єднані між собою внутрішніми підпірними стінками ПС-2Д та ПС-3Д, а п'ятий поверх включає зовнішню підпірну стінку ПС-1Д. Ці підпірні стінки також розрізані швами на частини завдовжки 24 м кожна. Фундамент споруди прийнятий пальовим із підсиленням у двох напрямках монолітними залізобетонними стрічками та підколонниками.

Несучою системою споруди слугує рамний сталевий каркас із сіткою колон 6,4×8,0 (6,4) м, конструктивні елементи якого запроектовані з використанням двох типів поперечних перерізів: колони та балки зі зварних двотаврів, а в'язі з квадратних труб. Головні балки каркаса розташовані в двох напрямках, а поміж ними розташовані допоміжні балки. По верху балок укладений профільований настил, на якому виконані залізобетонні плити перекриття. Також задля придання каркасу більшої жорсткості у подовжньому та поперечному напрямках поміж колонами і головними балками передбачені портальні в'язі.

Що ж стосується науково-технічного супроводу при проектуванні багаторівневої споруди паркінгу, то його головна мета полягала в забезпеченні надійності конструкцій цієї складної і відповідальної будівлі. Задля цього були проведені дублюючі розрахунки з визначення міцності та деформативності конструкцій при різних комбінаціях навантажень, а отримані при цьому результати були порівняні з результатами розрахунку, виконаного при її проектуванні. Причому внаслідок виникнення неврахованих при проектуванні та непередбачених інженерно-геологічними вишукуваннями зсувів ґрунту і переміщень ростверку додатково були сформульовані рекомендації щодо зменшення впливу можливих переміщень схилу на несучу здатність каркаса.

Раніше вже згадувалось про те, що конструктивна система рамного сталевого каркаса багаторівневої споруди паркінгу характеризується наявністю поперечних різноповерхових рам, пов'язаних поміж собою жорсткими дисками перекриттів. А незмінюваність поперечних рам додатково забезпечена ще й за рахунок застосування портальних в'язів. Причому, якщо верхній двоповерховий рівень каркаса має такі в'язі у кожній поперечній рамі, то нижні рівні у межах одного температурно-усадкового блока мають три багатоповерхові портальні діафрагми. Таким чином, наявність дисків перекриттів і двох систем в'язевих портальних діафрагм спільно повинні забезпечити достатню просторову жорсткість кожного блока.

Дублюючі розрахунки були виконані для найбільш повторюваної поперечної рами каркаса багаторівневої споруди паркінгу, а прийняті при цьому величини розрахункових навантажень були визначені згідно з умовами технічного завдання та робочими кресленнями проекту, а саме: тимчасові розподілені навантаження на перекриття прийняті такими, що дорівнюють 5,0 кН/м^2, а на експлуатоване покриття – 30 кН/м^2.

В результаті виконаних розрахунків були визначені зусилля в конструктивних елементах багаторівневої споруди паркінгу, переміщення вузлів від усіх видів навантажень та їх розрахункових сполучень. З урахуванням отриманих максимальних значень нормальних сил і згинальних моментів була визначена несуча здатність колон, балок і в'язів. Причому лише для балок покриття Бг2 несуча здатність досягла 100 %, а для інших конструктивних елементів вона становила: колони К2 – 78 %, балки перекриттів Бг1 – 73 %, в'язі – 20 %, що є свідченням достатнього рівня надійності конструкцій споруди.

І, нарешті, наостанок згадаємо ще один важливий випадок, з яким довелось зіткнутися під час будівництва багаторівневої споруди паркінгу, і який міг би мати багато негативних наслідків за умови несвоєчасного вжиття необхідних запобіжних заходів. Справа у тім, що в процесі будівництва фундаменту споруди внаслідок проявів непередбачуваних гідрогеологічних явищ сталось несподіване суттєве переміщення залізобетонного ростверку, через що у подальшому в змонтованому каркасі могли б виникнути значні внутрішні зусилля. Тому з метою виправлення становища, що склалось, та після вивчення всіх наявних даних було рекомендовано розділити каркас споруди на окремі частини. Причому кожна така частина для забезпечення її необхідної жорст-

кості повинна була б мати власну систему в'язів, а, крім того, балки і колони суміжних частин мали б бути об'єднані спеціальними опорами з можливістю забезпечення вільних поворотів і горизонтальних переміщень.

§ 3.13. Дослідження взаємодії фундаментів споруд НСК «Олімпійський» і конструкцій головного міського каналізаційного колектора

Під час реконструкції НСК «Олімпійській» при будівництві його нових споруд було враховано, що під стадіоном прокладені дві нитки міського каналізаційного колектора (рис. 3.62), який має стратегічне значення для м. Києва. Зазначимо, що перша нитка головного міського каналізаційного колектора, поперечний переріз якої представлено на рис. 3.63, була побудована у 1970 р., проходить від вул. Володимирської до Либідської площі та експлуатується вже понад сорок років. Перша нитка колектора була побудована методом щитової проходки, діаметр якої дорівнював 3,6 м. Під територією стадіону перша нитка колектора знаходиться на глибині до 30 м. Причому згідно з проектом частина цієї нитки, яка розташована під стадіоном, є непрохідною.

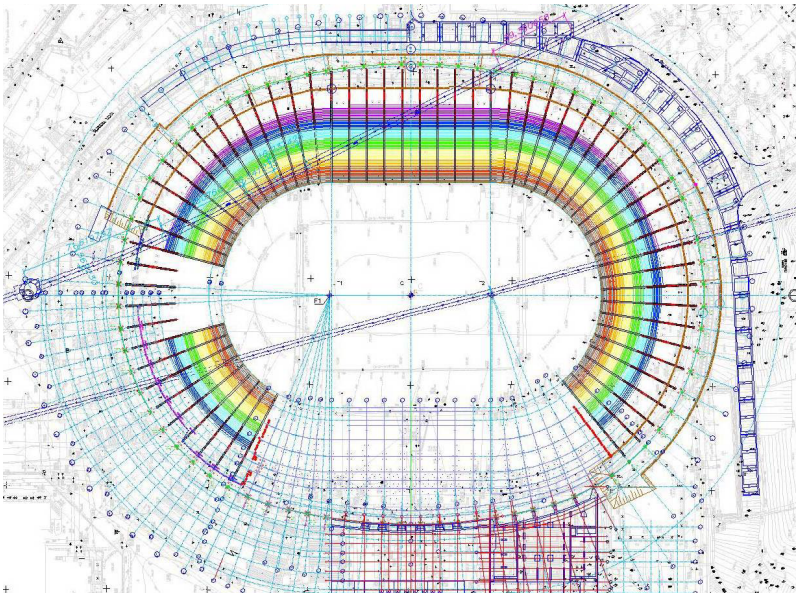


Рис. 3.62. План стадіону з розташуванням двох ниток каналізаційного колектора

Нахил першої нитки колектора складає i = 0,0005, а її довжина в межах стадіону – 394 м. Основними конструктивними елементами цієї нитки є тюбінги, причому її кільце складається з 7 тюбінгів і внутрішньої монолітної залізобетонної сорочки. Простір між тюбінгами і щитовою проходкою заповнений цементним розчином шляхом його нагнітання через отвори у тюбінгах.

Будівництво другої (дублюючої) нитки міського каналізаційного колектора було розпочато у 1994 р., причому її конструктивне рішення є подібним до першої нитки. Введення в експлуатацію цієї нитки колектора було заплановано на 2010 р., однак через відсутність достатнього фінансування будівництво так і не було завершене. Нахил другої нитки колектора складає i = = 0,0005, а її довжина в межах території стадіону – близько 300 м.

Рис. 3.63. Поперечний переріз нитки №1 каналізаційного колектора

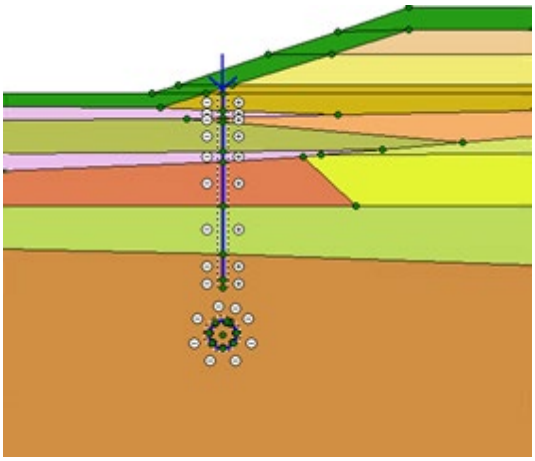


Рис. 3.64. Розрахункова схема характерного поперечного перерізу нитки №1 колектора

Тепер вкажемо на те, що згідно з висновком-протоколом обстеження першої нитки каналізаційного колектора постійною комісією з питань техногенно-екологічної безпеки і надзвичайних ситуацій Київської міської державної адміністрації № 56 від 10.06.2009 р. вона знаходилась в аварійному стані. З урахуванням цього також було вказано на можливість негативного впливу на нитку пальових фундаментів верхнього ярусу трибун стадіону завглибшки до 12 м, а також пальових фундаментів під колонами нового покриття над трибунами, глибина яких становить до 26 м. Саме тому для оцінки впливу реконструкції НСК «Олімпійській» на роботу колектора були виконані чисельні розрахунки системи «ґрунт – конструкція» з урахуванням додаткових навантажень від фундаментів споруд стадіону. Причому розрахунки було виконані за характерними поперечними перерізами (а саме: на ділянках розташування паль), із урахуванням й без урахування навантажень від фундаментів.

Оцінка зміни напружено-деформованого стану першої нитки колектора після влаштування нових фундаментів виконана за наступними параметрами: додаткове осідання нитки, збільшення тиску уздовж периметра нитки, збільшення згинальних моментів у нитці, а також відносна різниця осідання нитки за довжиною. На рис. 3.64 наведено розрахункову схему одного з її характерних поперечних перерізів. Розрахунки для даного перерізу виконувались у декілька етапів, які відповідають різним стадіям будівництва, а саме: перший –

масив ґрунту з поверхнею землі природного профілю, другий – влаштування першої нитки колектора і, нарешті, третій – влаштування паль фундаментів під конструкціями споруд стадіону. Результати розрахунків із урахуванням додаткових навантажень від фундаментів стадіону наведені на рисунках 3.65 – 3.68.

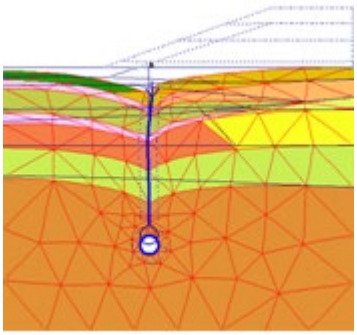


Рис. 3.65. Схема деформування ґрунтового масиву

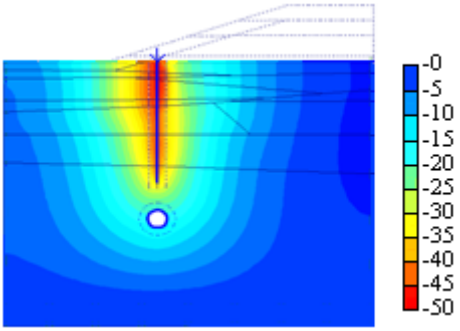


Рис. 3.66. Ізополя вертикальних переміщень ґрунтового масиву $u_y \cdot 10^{-3}$, м

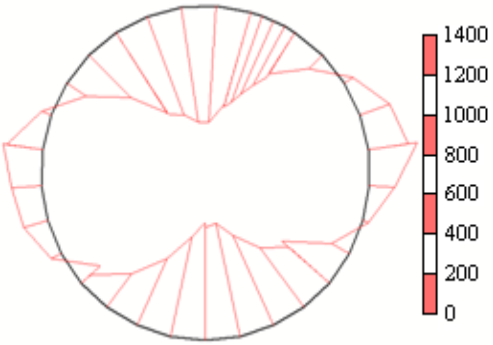


Рис. 3.67. Епюра згинальних моментів *M*, кНм, у нитці № 1 каналізаційного колектора

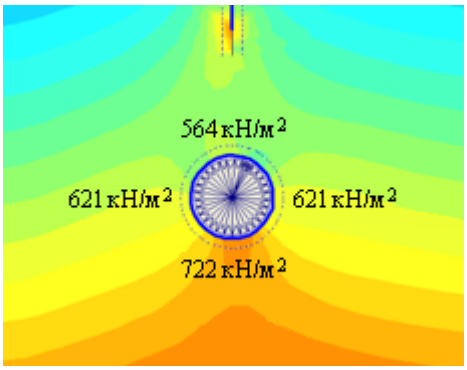


Рис. 3.68. Ізополя нормальних вертикальних напружень у ґрунті, кН/м^2, і значення нормальних напружень, що передаються на нитку № 1, кН/м^2

Граничні значення спільних деформацій основи, фундаментів і споруд були визначені виходячи з необхідності виконання наступних вимог: технологічних або архітектурних до деформацій споруд, а також міцності, стійкості й тріщиностійкості споруд, у тому числі загальної стійкості. В результаті розрахунку напружено-деформованого стану ниток колектора були отримані наступні значення їх максимальних осідань: для першої нитки колектора без урахування навантажень від фундаментів – 7,07 мм, а з урахуванням – 14,04 мм; для другої нитки колектора без урахування навантажень від фундаментів – 8,32 мм, а з урахуванням – 16,58 мм.

У результаті аналізу даних чисельних розрахунків було встановлено, що для першої нитки колектора відносна різниця осідань після виконання фундаментів на найбільш навантаженій ділянці складає $1 \cdot 10^{-4}$, а для другої нитки колектора – $1 \cdot 10^{-5}$, що значно менше їх допустимого значення $24 \cdot 10^{-4}$.

Крім того, за результатами виконаних робіт також були зроблені загальні висновки, які полягають у наступному:

1. Максимальне збільшення тиску після виконання фундаментів для першої нитки колектора складає 3 %, а для другої нитки колектора – 5,7 %.

2. Досягнення максимальних навантажень після завершення реконструкції не призведе до перевантаження конструкцій другої нитки колектора.

3. Збільшення навантажень при будівництві споруд може призвести до подальшого погіршення технічного стану першої нитки колектора, яка вже й так, згідно з результатами обстеження, перебуває в аварійному стані.

Тому задля забезпечення подальшої технічно справної експлуатації обох ниток колектора було рекомендовано у стислі терміни завершити будівництво другої (дублюючої) нитки колектора, а після її вводу до експлуатації й припинення експлуатації першої нитки колектора виконати її детальне обстеження та ремонт.

ГЛАВА 4

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД ПРОЕКТУВАННЯ І МОНТАЖУ ВИСЯЧОГО ПОКРИТТЯ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ

§ 4.1. Дублюючі розрахунки міцності, стійкості та коливань конструкцій покриття

Унікальність конструкції висячого покриття над трибунами НСК «Олімпійський», використання нових технологій виготовлення та монтажу його конструктивних елементів й високі вимоги до надійності, а також той факт, що проектування покриття проводилось на підставі іноземних норм, обумовили необхідність детальної перевірки можливості настання критичних станів у його найбільш відповідальних несучих конструктивних елементах згідно з вимогами нормативних документів України. З цією метою було проведено скінченно-елементне моделювання статичної та динамічної міцності, стійкості та коливань конструкції покриття при найбільш несприятливих сполученнях статичних і динамічних навантажень.

Позаяк конструкція покриття містить значну кількість несучих і допоміжних підсистем та елементів, включаючи тонкостінні великорозмірні колони, пластини, мембрани, стержні, троси, шарніри з двома ступенями свободи, просторові литі деталі та інші, необхідно було виконати дублюючі розрахунки відповідальних несучих конструкцій системи в найбільш критичних станах. Задля цього була розроблена розрахункова скінченно-елементна модель, яка включала несучі сталеві колони, пов'язані з ними сталеві верхнє і нижнє силові кільця, внутрішнє тросове кільце та з'єднувальні вертикальні троси, які використовуються також для попереднього напруження конструкції. Всі ж інші допоміжні конструкції були включені у навантаження власної ваги.

4.1.1. Конструктивна схема висячого покриття і його скінченно-елементна модель. Прийнята для проведення розрахунків конструкція покриття складається з двох основних несучих підконструкцій. Перша підконструкція являє собою каркас, який включає вісімдесят колон й верхнє і нижнє силові кільця. В свою чергу, друга підконструкція містить всі тросові елементи, а саме: внутрішнє тросове кільце, систему верхніх і нижніх радіальних тросових розтяжок і систему вертикальних з'єднувальних тросів (рис. 4.1).

Розрахунки міцності й стійкості висячого покриття були проведені з використанням методу скінченних елементів. Відповідно до цього його скінченно-елементна модель побудована шляхом апроксимації елементів несучих підконструкцій балковими скінченними елементами, які пружно деформуються під дією подовжньої сили, згинальних моментів у двох площинах і крутильного моменту. Крім того з метою перевірки точності моделі окремі колони і фрагменти кілець апроксимувались пластинчастими скінченними елементами. Схема типової колони з приєднаними фрагментами верхнього та

нижнього силових кілець представлена на рис. 4.2. Як вбачається з цього рисунка, колони складаються з нижньої та верхньої частин, з'єднаних поміж собою під певним кутом, і мають деякі геометричні відмінності одна від одної. Тому за геометричною ознакою вісімдесят колон об'єднані в двадцять видів для верхніх частин і сорок – для нижніх. Колони мають коробчасті поперечні перерізи, причому для забезпечення локальної жорсткості й стійкості в них вставлені пластинчасті діафрагми і ребра жорсткості (рис. 4.2, *а*). Верхнє і нижнє силові кільця також мають коробчасті поперечні перерізи.

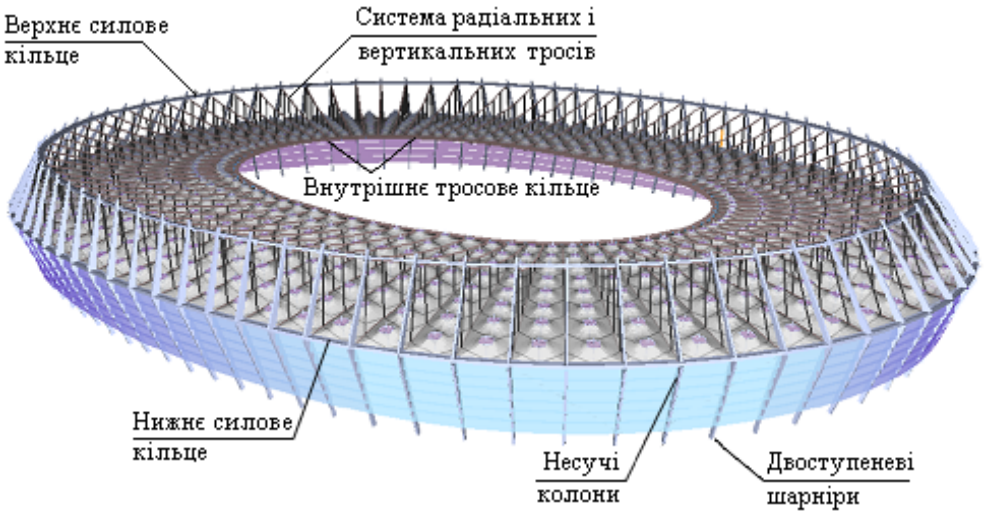


Рис. 4.1. Загальний вигляд конструктивної схеми висячого покриття

На рис. 4.2, *б* показана скінченно-елементна модель вузла з'єднання нижнього силового кільця з колоною. При цьому зазначимо, що при моделюванні колон і кілець стержневими елементами вважалось, що фрагменти верхньої й нижньої частин кожної колони і нижнього кільця жорстко пов'язані у вузлі їх з'єднання. А в моделі, яка базується на застосуванні пластинчастих скінченних елементів у конструкціях колон і кілець, було прийнято, що в центрі вузла знаходиться пустотіле лите сталеве тіло у формі прямокутного паралелепіпеда, з ребрами якого жорстко пов'язані пластинчасті елементи поверхонь колон і нижнього кільця.

Що ж стосується внутрішнього тросового кільця (рис. 4.1), то воно складається з десяти тросів, об'єднаних в одну конструкцію за допомогою вісімдесяти пластин, кожна з яких має отвори під троси. За їх допомогою внутрішнє тросове кільце з'єднується також із верхніми і внутрішніми радіальними тросами. Діаметр вертикальних тросів становить 28 мм.

Мембрана покриття не є несучою конструкцією, проте в скінченно-елементній моделі вона використовувалась задля передачі навантажень від власного та допоміжного обладнання і моделювалась пластинчастими скінченними елементами малої згинної жорсткості.

Механічна міцність і жорсткість усіх інших конструкцій (вітражі, електрична проводка, світильники тощо) в проекті є несуттєвими і тому їхня несуча здатність у моделі не враховувалась, проте при цьому було прийнято, що вони відіграють роль приєднаної маси, яка збільшує навантаження власної ваги.

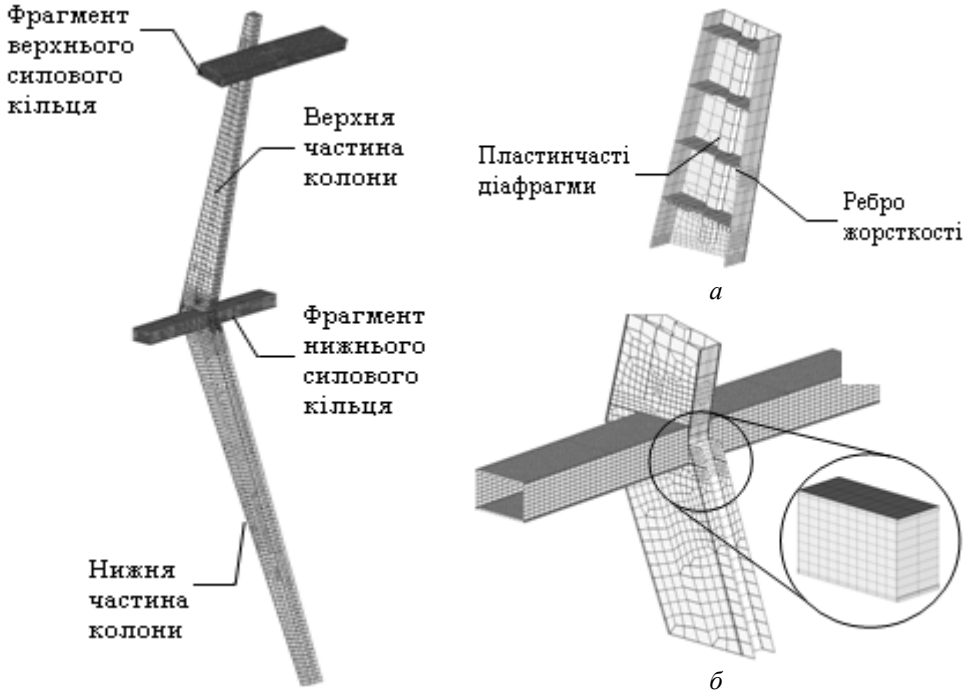


Рис. 4.2. Скінченно-елементна модель колони з фрагментами верхнього і нижнього кілець:
а – фрагмент верхньої частини; *б* – вузол з'єднання колони з нижнім кільцем

У розрахунковій моделі було прийнято, що в опорних вузлах колони спираються на шарніри з двома ступенями свободи, які допускають повороти у двох вертикальних площинах. Також вважалось, що матеріали всіх конструкцій деформуються лише в пружній стадії. Таким чином, в моделі загальна кількість скінченних елементів виявилась такою, що дорівнює 5468, вузлів – 4880, а розрахункових змінних – 20928.

При проведенні розрахунків були прийняті навантаження, які включали наступні складові: навантаження від власної ваги всієї споруди, експлуатаційні навантаження, попереднє напруження, навантаження від снігу, криги та вітру, а також температурні й сейсмічні впливи. Причому якщо величини навантажень від снігу, криги та вітру були прийняті згідно з вимогами норм [7], а величини експлуатаційних навантажень обумовлені вагою допоміжного стаціонарного та переносного обладнання та устаткування (ферми освітлювальних приладів, електросвітильники і електропроводка, прилади акустичного впливу, відеоекрани), то значення попереднього напруження було наведено у проекті.

4.1.2. Розрахункові стани та методика аналізу. При проведенні дублюючих розрахунків висячого покриття розглядався його статичний напружено-деформований стан, викликаний попереднім напруженням і статичними навантаженнями, стійкість конструкції при статичних навантаженнях (попереднє напруження й активні зовнішні сили), а також власні коливання попередньо напруженої конструкції з урахуванням і без урахування приєднаних мас від допоміжного обладнання та снігу.

Використаний спосіб стабілізації конструкції покриття за рахунок її попереднього напруження і задача побудови спектрів частот і форм власних коливань системи потребують використання нелінійної постановки загальної задачі. У зв'язку з цим був застосований кроковий алгоритм методу продовження за параметром із додатковими ітераціями на кожному кроці процедури Ньютона-Рафсона. При цьому відбувалась перебудова лінеарізованої матриці жорсткості з урахуванням зміни в процесі навантаження конструкції її геометрії і внутрішніх сил попереднього напруження.

Аналіз пружного деформування конструкції на кожному кроці реалізувався розв'язком системи лінеаризованих алгебраїчних рівнянь для скінченно-елементної моделі

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta f\} - \{r\}, \tag{4.1}$$

де $[K]$ – лінеаризована матриця жорсткості системи; $\{\Delta u\}$ – шуканий вектор приростів переміщень; $\{\Delta f\}$ – вектор приростів заданих сил; $\{r\}$ – вектор нев'язок. У даному випадку роль зовнішніх впливів відігравали також задані зусилля попередніх напружень у тросових елементах.

Через те, що при деякій комбінації внутрішніх сил попереднього напруження конструкція може втратити стійкість, було досліджено випинання елементів конструкції на основі постановки проблеми на власні значення для лінеаризованої системи алгебраїчних рівнянь

$$|K + \lambda_i L| = 0, \tag{4.2}$$

де K – матриця жорсткості для ненапруженої конструкції; L – різницева матриця жорсткості; λ_i – шукані власні значення параметра навантаження (попереднього напруження); прямі лінії позначають знак обчислення детермінанту.

Частоти і форми вільних коливань визначались на основі частотного аналізу, а рівняння руху елементів конструкції були записані так:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0, \tag{4.3}$$

де $[K]$ і $[M]$ – матриці жорсткості та мас, які відображають пружні та інерційні характеристики конструкції; $\{u\}$ – вектор динамічних переміщень; крапками над літерою позначено диференціювання за часом.

Після врахування гармонічного закону власних коливань конструкції аналіз системи рівнянь (4.3) був зведений до проблеми Штурма-Ліувілля для алгебраїчної системи

$$|K + \lambda_i L|\{\psi_i\} = 0, \tag{4.4}$$

де $\{\psi_i\}$ – власний вектор (частота коливань), що відповідає власному значенню λ_i (кругова або циклічна частота).

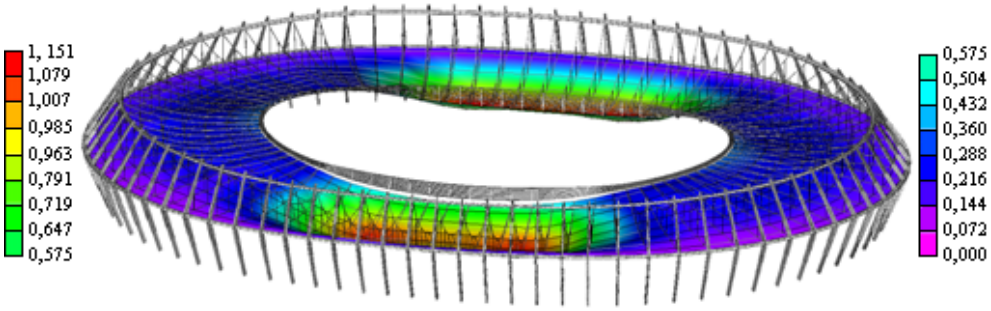
Вкажемо також на те, що обчислення власних значень і власних векторів для рівнянь (4.4) було здійснене за допомогою методу Ланцоша.

4.1.3. Результати розрахунку напружено-деформованого стану висячого покриття. Особливістю пружного деформування конструкції висячого покриття НСК «Олімпійський» є те, що воно може сприймати зовнішнє навантаження винятково за умови попереднього напруження його тросової системи. Тому всі розрахунки було виконано у два етапи. На першому етапі розрахунок проводився в нелінійній постановці від початкового стану, в якому вагове навантаження і зусилля попереднього напруження були задані такими, що дорівнюють нулю. А вже потім вагове навантаження покроково збільшувалось, а довжини верхніх і нижніх радіальних тросів зменшувались пропорційно деякому параметру α так, щоб при α = 1 вони набули заданих проектних значень. На другому ж етапі розрахунок конструкції здійснювався на інші задані навантаження.

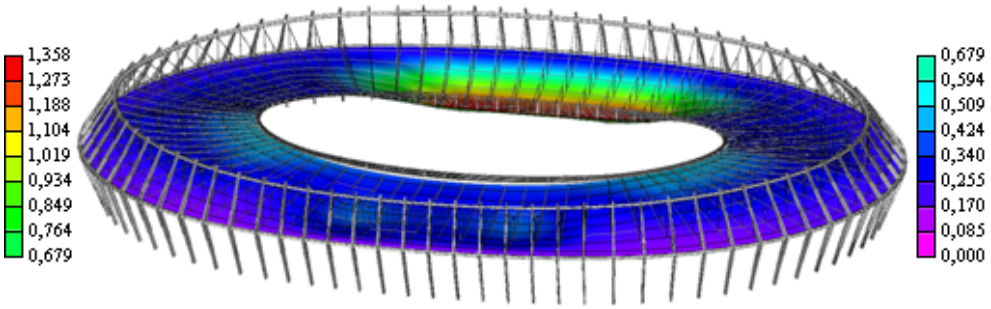
Так була розв'язана задача визначення напружено-деформованого стану покриття під спільною дією навантажень від попереднього напруження, власної ваги конструктивних елементів і снігу, рівномірно розподіленого за всією поверхнею покриття з інтенсивністю 1,24 кН/м^2. Результати розрахунків представлені на рис. 4.3, *а*, із шкали кольорової палітри якого вбачається, що максимальне вертикальне переміщення склало 1,151 м. Причому зони максимальних прогинів локалізуються вздовж внутрішнього тросового кільця біля менших напівосей покриття. В свою чергу, результати розрахунків для комбінації навантажень від попереднього напруження, власної ваги конструктивних елементів і снігу за схемою його рівномірного розподілу на двох половинах покриття з інтенсивністю 1,3 кН/м^2 на одній половині та 0,62 кН/м^2 на іншій половині представлені на рис. 4.3, *б*. Із цього рисунка випливає, що максимальне вертикальне переміщення має місце у середній частині найбільш навантаженої половини покриття, дорівнює 1,358 м і на 18% перевищує величину переміщення при рівномірному розподілі снігу на покритті. Відзначимо, що при цьому стали більшими і напруження в колонах, де вони досягли значення 146,0 МПа. Проте напруження у верхньому силовому кільці зменшились від значення 123,0 МПа до значення 109,0 МПа. Одночасно дещо зменшились напруження і у нижньому силовому кільці, а також подовжні сили у тросових елементах за винятком вертикальних тросів, де вони збільшились від 217,0 до 225,0 кН.

Також був проведений спектральний аналіз конструкції покриття у різних станах його попереднього напруження. Згідно з результатами цього розрахунку значення перших семи частот вільних коливань із урахуванням попереднього напруження тросової системи покриття склали: 0,2552; 0,2739; 0,2966; 0,3542; 0,3579; 0,5261 і 0,5421 Гц. Аналіз наведеного частотного ряду дозволяє сформулювати декілька основних висновків щодо застосованого конструктивного рішення висячого покриття. По-перше, оскільки початкова частина спектра частот характеризується досить рівномірним розподіленням їхніх значень, то це свідчить про достатньо раціональний розподіл жорсткісних властивостей конструктивної системи покриття. По-друге, позаяк перші форми вільних коливань покриття є порівняно простими і, як правило, пов'язані з його обертальними рухами, то вони відбуваються без

деформування покриття за рахунок згинання колон. Коливання ж покриття з його деформуванням відбувається за більш високих частот і супроводжується ускладненням форми руху. Наприклад, на рис. 4.4, *а* представлена шоста форма вільних коливань покриття, яка відрізняється включенням у процес динамічного деформування практично всіх елементів конструкції. Подібні властивості має і сьома форма вільних коливань (рис. 4.4, *б*), яка характеризується асиметричним деформуванням верхнього та нижнього силових кілець і центральної кільцевої тросової конструкції.

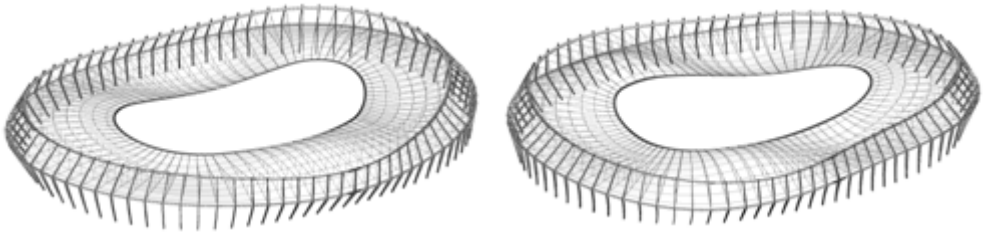


а



б

Рис. 4.3. Ізополя вертикальних переміщень покриття, м, під дією попереднього напруження, власної ваги елементів конструкції і снігового навантаження, рівномірно розподіленого за всією поверхнею покриття (*а*) та з різною інтенсивністю його розподілу на двох половинах покриття (*б*)



а *б*

Рис. 4.4. Форми вільних коливань конструкції висячого покриття: *а* – шоста; *б* – сьома

Що ж стосується результатів загального аналізу даних дублюючих розрахунків, то вкрай доречно буде відмітити наступне. По-перше, навіть для найбільш несприятливих сполучень навантажень максимальне напруження в стержневих елементах становить 225 МПа при границі текучості застосованої сталі 355 МПа, а зусилля у тросових елементах покриття завжди є розтягувальними та майже в два рази меншими їх граничних значень. По-друге, з порівняння даних розрахунків із урахуванням та без урахування температурних впливів вбачається, що прийнята конструкція покриття є слабочутливою до рівномірно розподілених температурних полів, оскільки величини внутрішніх напружень майже від цих впливів не залежать. По-третє, порівняно високі значення трьох нижчих частот вільних коливань (а саме: 0,2552, 0,2739 і 0,2966 Гц) такої великорозмірної і масивної споруди та їх незначна залежність від характеру розподілу снігу за поверхнею покриття свідчать про достатню динамічну жорсткість його конструкції. І, нарешті, по-четверте, конструкція покриття має достатній запас глобальної стійкості.

§ 4.2. Моделювання та розрахунки вогнестійкості металевих конструкцій висячого покриття

Забезпечення вогнестійкості несучих металевих конструкцій покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський», зважаючи на велику кількість вболівальників і персоналу під час проведення футбольних матчів, було одним із найважливіших і найскладніших завдань, поставлених при реконструкції стадіону. Зрозуміло, що внаслідок великих розмірів споруди проведення експериментальних досліджень її вогнестійкості було технічно неможливим. Саме тому єдиноможливим способом визначення вогнестійкості металевих конструкцій покриття було визнане передбачене чинними будівельними нормами України комп'ютерне моделювання, яке, однак, внаслідок своєї значної складності ще не набуло значного застосування.

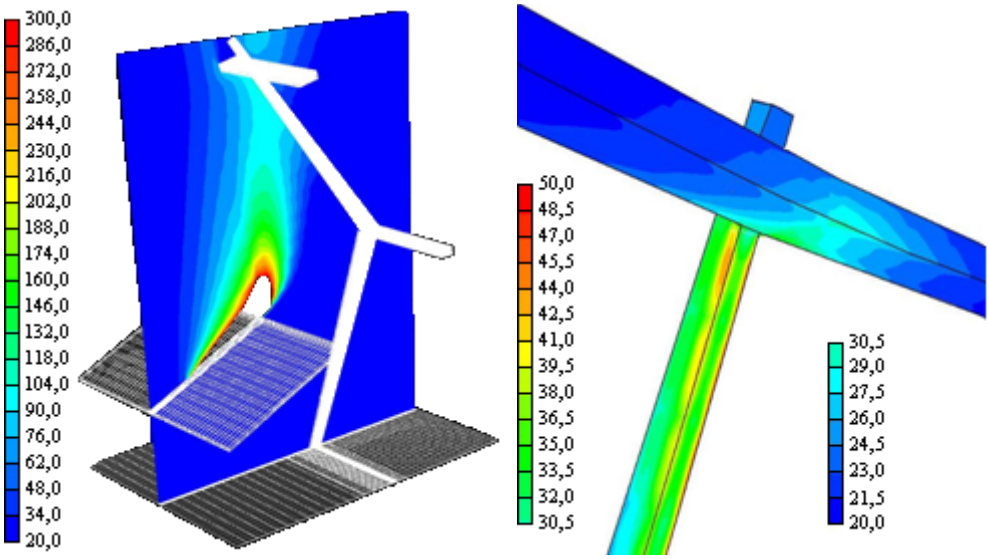
4.2.1. Моделювання температурних полів у конструкції покриття. Передусім вкажемо на те, що особливість термопружного деформування конструкцій покриття полягає в тому, що передбачувана пожежа скоріш за все може мати винятково локальний характер, через що її теплового впливу буде зазнавати лише одна з вісімдесяти колон та прилеглі до неї ділянки силових кілець. Позаяк добре відомо, що при нагріванні конструкцій, як правило, найбільш небезпечними є саме локальні теплові впливи, то можна вважати, що прийнята схема теплового впливу йде в запас міцності системи.

Оцінювання вогнестійкості металевих конструкцій покриття було виконано розрахунковим методом із застосуванням режиму реальної пожежі згідно з вимогами [4]. Для цього було розроблено три сценарії реальної пожежі в залежності від потенційного характеру вигорання пожежонебезпечних об'єктів на трибунах або біля трибун верхнього ярусу та біля несучих металевих колон:

- сценарій № 1 – спалахують сидіння для глядачів на площі 7×7 м і вигорають за час, який відповідає їх швидкості вигорання за відсутності вітру;
- сценарій № 2 – спалахують сидіння для глядачів на площі 7×7 м і вигорають за час, який відповідає їх швидкості вигорання при швидкості вітру з боку футбольного поля 5 м/с;
- сценарій № 3 – спалахує певний пожежонебезпечний об'єкт біля однієї з колон і вигорає за час, який відповідає його швидкості вигорання за відсутності вітру.

Моделювання динаміки розвитку пожежі та розрахунку теплового стану конструкцій покриття було виконано з використанням ізопольових моделей, які наразі є найбільш потужним і універсальним інструментом проведення аналізу температур, швидкостей, концентрації компонентів продуктів згорання у кожній точці розрахункової області. Причому задля оцінки міцності металевих конструкцій покриття за різними сценаріями пожежі вихідні дані щодо температур були визначені у моменти часу пожежі, яким відповідали максимальні температури та температурні градієнти на конструкціях.

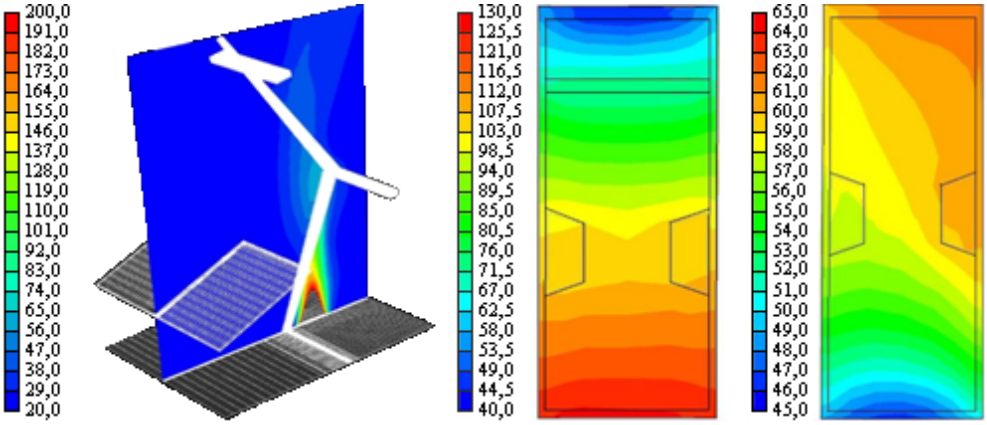
Перейдемо тепер безпосередньо до аналізу результатів числових розрахунків розподілу температур при локальних теплових впливах на металеві конструкції покриття. Із отриманих даних випливає, що за сценарієм № 1 максимальні температура та градієнт температур досягаються у верхній частині колони і становлять відповідно 37 ^{o}C та 10 ^{o}C (рис. 4.5).



а *б*

Рис. 4.5. Ізополя температур від пожежі за сценарієм № 1 у момент часу 9,24 хвилин: *а* – у площині симетрії, що проходить крізь колону, вогнище пожежі та трибуну; *б* – у місці з'єднання колони з верхнім кільцем

Що ж стосується сценарія № 2, то максимальні температура та градієнт температур досягаються в місці з'єднання нижньої та верхньої частин колони і становлять відповідно 37 °С та 13 °С. І, нарешті, за сценарієм № 3 максимальні температура та перепад температур досягаються в середніх перерізах нижньої та верхньої частин колони та становлять 128 °С та 62 °С (рис. 4.6).



а *б* *в*

Рис. 4.6. Ізополя температур від пожежі за сценарієм № 3 у момент часу 150 хвилин: *а* – у площині симетрії, що проходить крізь колону, вогнище пожежі та трибуну; *б* – у перерізі нижньої частини колони; *в* – у перерізі верхньої частини колони

Із наведених даних випливає, що найвищі значення температури та її градієнтів властиві сценарію № 3, для якого характерні найбільш інтенсивні процеси горіння. Тому саме цей сценарій і був обраний для проведення розрахунків міцності колон, причому в якості вихідних даних були прийняті значення температур у чотирьох реперних точках поперечного перерізу колони у той момент часу пожежі, коли температура має найбільше значення (рис. 4.7).

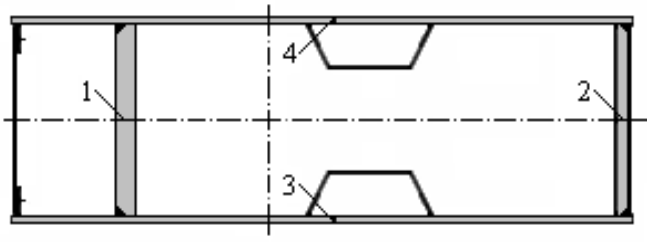


Рис. 4.7. Схема розташування реперних точок (1 – 4) у поперечному перерізі колони

На рис. 4.8 наведені графіки зміни значень температури у реперних точках за висотою колони від її нижньої точки $z = 0$ до верхньої точки $z = 42$ м, за якими методом усереднення підраховувалась температура в проміжних вузлових точках скінченно-елементної моделі з використанням функціональної залежності між температурою і координатами вузлової точки $T_N = f(t, x, y, z)$.

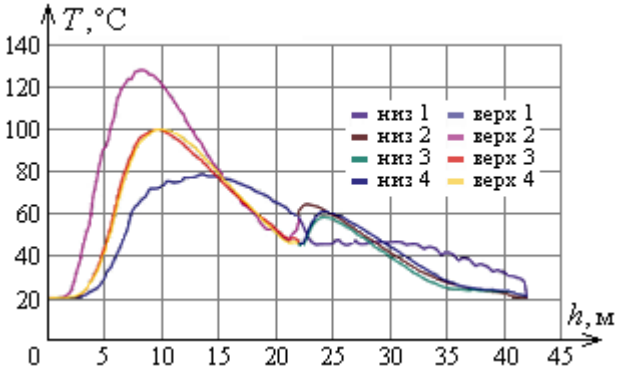
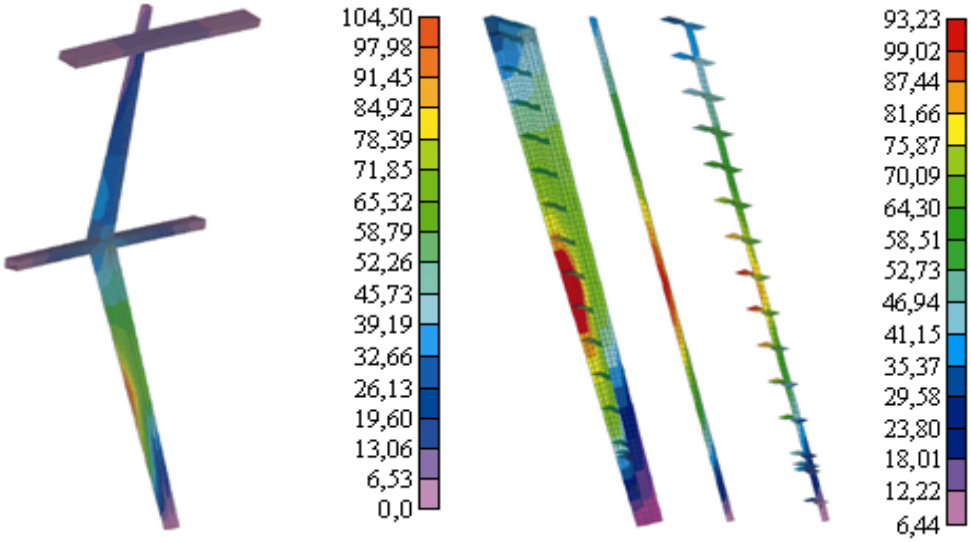


Рис. 4.8. Графіки зміни значень температури у реперних точках колони за сценарієм № 3

За допомогою наведених графіків і спеціально побудованих співвідношень були сформовані ізополя температур у всіх вузлових точках виділеної колони й прилеглих до неї ділянках силових кілець. На рис. 4.9, *а* показані значення введених у розрахункову модель температур. Причому кожному відтінку кольорової палітри на рисунку відповідає своє значення температури. А на рис. 4.9, *б* відображена більш детальна схема розподілу температур на нижній частині колони. Крім того, на цьому ж рисунку представлене поле температур на внутрішніх конструкціях виділеного фрагмента, а саме: діафрагмах і внутрішніх ребрах, а задля наочності ліва стінка умовно відділена.



а *б*

Рис. 4.9. Ізополя температури:
а – у колоні та прилеглих до неї ділянках верхнього і нижнього силових кілець;
б – у нижній частині колони, з урахуванням її внутрішніх конструктивних елементів

У подальшому побудовані ізополя температур від впливу пожежі вводились у вузлові точки скінченно-елементної моделі й проводився розрахунок конструкції у поєднанні з іншими силовими впливами.

4.2.2. Конструктивні особливості системи та їх зв'язок із її термонапруженим станом. Аналізована конструктивна система покриття має дві особливості, які суттєво впливають на її термонапружений стан. По-перше, вона складається з порівняно гнучких стержневих елементів (колон і силових кілець), з'єднаних тросами. По-друге, вся вона пов'язана з основою за допомогою двоступеневих шарнірів на нижніх кінцях колон, що дають змогу колонам вільно повертатись без формування в них додаткових згинальних моментів і напружень. Саме завдяки цим двом факторам незважаючи на те, що конструкція є статично невизначеною, вона стає вельми піддатливою й слабочутливою до додаткових монтажних або температурних переміщень її вузлів за рахунок пружної компенсації викривлень власної форми. В подальшому цим факторам було приділено особливу увагу при аналізі термопружного деформування покриття, яке, як виявилось, супроводжується порівняно невеликими термопружними напруженнями.

Розрахунки міцності й стійкості конструкції покриття під дією теплових впливів від пожежі проведені методом скінченних елементів, а загальний опис скінченно-елементної моделі покриття наведено у розділі 4.1.1. Крім того, позаяк одна з колон у зоні пожежі (а саме: розташована за віссю 10) та пов'язані з нею частини силових кілець піддаються впливу суттєво неоднорідного теплового поля, то вони моделювались пластинчастими скінченними елементами (рис. 4.9). У нижніх точках колони спираються на шарніри з двома ступенями свободи, що допускають повороти у двох вертикальних площинах. Оскільки відповідна стержнева модель покриття є статично невизначеною, додатковий тепловий вплив на її конструкції призводить до виникнення в них теплових напружень. У пластинчастих елементах вони розраховуються за формулою

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \left[\lambda\varepsilon_{kk} - \left[3\lambda + 2\mu\right]\alpha_T\left(T - T_0\right)\right]\delta_{ij}\,, \qquad (4.5)$$

де ε_{ij} – компоненти тензора деформацій; λ, μ – коефіцієнти Ляме при ізотермічному деформуванні; T_0, T – початкове і поточне значення температури; α_T – коефіцієнт теплового лінійного розширення; δ_{ij} – символ Кронекера.

Якщо відомі напруження σ_{ij}, то деформації обчислюються так:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)\sigma_{ij}}{E} - \nu\frac{\sigma_{kk}}{E}\delta_{ij} + \alpha_T\left(T - T_0\right)\delta_{ij}\,, \qquad (4.6)$$

причому тут було прийнято, що E – модуль пружності матеріалу, а ν – коефіцієнт Пуассона.

У зв'язку з тим, що в початковому стані конструкція покриття є попередньо напруженою, то розрахунки при її навантаженні тепловими впливами проводились у нелінійній постановці. Крім того, так як при деякій ком-

бінації попереднього напруження і впливу теплового поля від пожежі конструкція може втратити стійкість, було також досліджено випинання елементів конструкції на основі постановки проблеми на власні значення.

Розрахунки конструкції покриття за умови дії попереднього напруження початковими зусиллями у тросах, ваги всіх конструктивних елементів і теплових впливів за сценарієм № 3 були виконані при наступних значеннях характерних величин скінченно-елементної моделі: кількість скінченних елементів – 14366, вузлів – 13948, а загальне число шуканих змінних – 56248.

При проведенні розрахунків міцності й стійкості конструкції покриття була розглянута низка статичних напружено-деформованих станів системи, які були викликані:

- попереднім напруженням конструкції і її власною вагою без урахування впливу теплового поля від пожежі;
- попереднім напруженням конструкцій і її власною вагою з урахуванням впливу теплового поля від пожежі за сценарієм № 3;
- попереднім напруженням конструкцій, її власною вагою і снігови м навантаженням, рівномірно розподіленим по поверхні покриття, без урахування впливу теплового поля від пожежі;
- попереднім напруженням конструкцій, її власною вагою і снігови м навантаженням, рівномірно розподіленим по поверхні покриття, з урахуванням впливу теплового поля від пожежі за сценарієм № 3.

Загальна схема деформування конструкції покриття для його другого стану представлена на рис. 4.10.

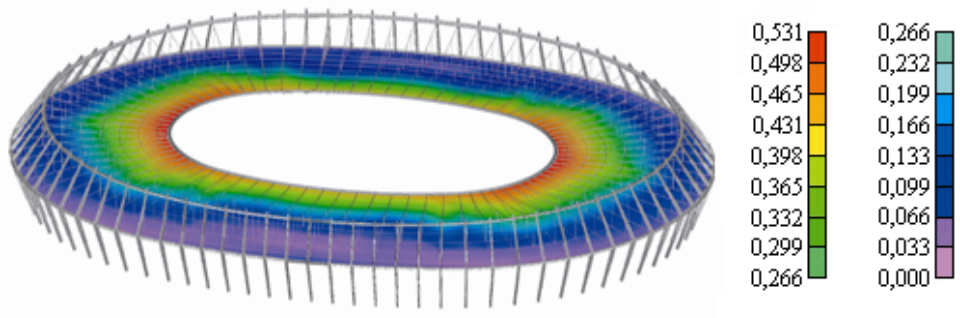
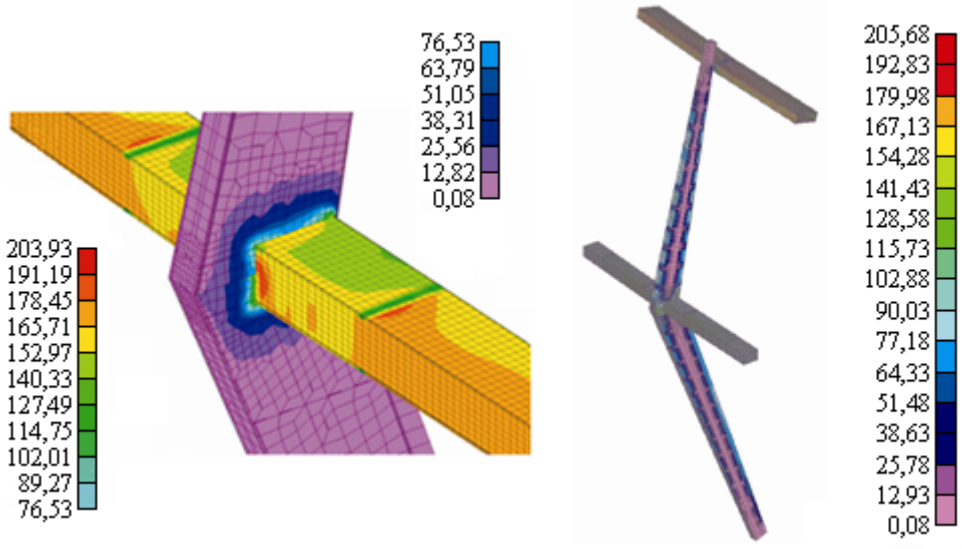


Рис. 4.10. Ізополя вертикальних переміщень конструкції покриття, м, при дії зусиль попереднього напруження, власної ваги та теплового поля від пожежі

Зазначимо, що порівняння результатів розрахунку без та з урахуванням теплового поля свідчить про те, що значення максимальних переміщень змінились неістотно. Вказану особливість пружного деформування системи можна пояснити тим, що її найбільше переміщення є інтегральною характеристикою і тому локальне нагрівання однієї з її вісімдесяти колон майже не призвело до зміни цієї величини.

Ізополя напружень у найбільш напруженій зоні з'єднання колони з нижнім силовим кільцем представлені на рис. 4.11, *а*. Із їхнього аналізу випливає, що значення максимальних напружень також змінились дуже мало: наприклад, без теплового впливу вони дорівнюють 171,8 МПа, а при тепловому впливі – 203,9 МПа, й, крім того, вони набагато менші границі текучості у 355 МПа. Також відмітимо, що значення напружень і зусиль у силових кільцях і тросах змінились неістотно і залишились набагато меншими граничних.



а *б*

Рис. 4.11. Ізополя напружень, МПа:
а – у зоні стику колони та нижнього кільця при дії зусиль попереднього напруження, власної ваги та теплового поля від пожежі; *б* – у колоні при дії зусиль попереднього напруження, власної ваги, снігу та теплового впливу від пожежі за сценарієм № 3

З метою аналізу теплового впливу на роботоздатність конструкції покриття були проведені відповідні розрахунки з урахуванням сценарія пожежі за № 3, а також зусиль попереднього напруження, власної ваги і снігового навантаження, рівномірно розподіленого по поверхні покриття з інтенсивністю 1,24 кН/м^2. Виконані розрахунки показали, що отримані значення переміщень без урахування пожежі й з її урахуванням відрізняються незначно (табл. 4.1).

В свою чергу, тепловий вплив від пожежі на напружено-деформований стан найбільш напружених елементів конструкції колони (за віссю 10) та прилеглих силових кілець можна простежити за результатами розрахунків, наведених у табл. 4.2. Що ж стосується значень максимальних напружень у елементах конструкції, то вони є значно нижчими їх граничної величини. При цьому, однак, більш помітним став вплив внутрішніх діафрагм нагрітої колони на перерозподіл напружень у поверхнях її стінок (рис. 4.11, *б*).

Таблиця 4.1

№ з/п	Види впливу	Максимальне вертикальне переміщення, м
1	Попереднє напруження і власна вага (без урахування пожежі)	0,531
2	Попереднє напруження і власна вага (з урахуванням пожежі)	0,531
3	Попереднє напруження, власна вага і сніг (без урахування пожежі)	1,155
4	Попереднє напруження, власна вага і сніг (з урахуванням пожежі)	1,155

Таблиця 4.2

Стан	Види впливу	Значення напруження, МПа, і місце його локалізації
1	Попереднє напруження і власна вага (без урахування пожежі)	171,8 нижнє силове кільце
2	Попереднє напруження і власна вага (з урахуванням пожежі)	203,9 нижнє силове кільце
3	Попереднє напруження, власна вага і сніг (без урахування пожежі)	188,1 верхнє силове кільце
4	Попереднє напруження, власна вага і сніг (з урахуванням пожежі)	205,7 верхня частина колони

Як уже зазначалося раніше, були виконані також розрахунки глобальної і локальної стійкості конструкції покриття по відношенню до заданих впливів. Причому стійкість оцінювалась за допомогою значення власного числа λ, яке дорівнює множнику, на який потрібно помножити задане навантаження, щоб конструкція втратила стійкість. Спочатку був розглянутий випадок дії попереднього напруження, власної ваги та теплового впливу. Отримане при цьому значення λ_1 показує, що встановлена на основі лінійного аналізу глобальна втрата стійкості конструкції покриття відбудеться тоді, коли напруження і зусилля у ньому в $\lambda_1 = 5{,}93$ раза перевищать напруження і зусилля, викликані заданим навантаженням. Тому такий запас глобальної стійкості може без жодних сумнівів вважатись цілком достатнім.

Щодо характеристики форм глобальної втрати стійкості насамперед необхідно відмітити наступне. Із аналізу першої форми випливає, що вона відбулась шляхом плоского повороту всієї системи відносно вертикальної осі, розташованої в її центрі. Друга ж форма втрати стійкості зображена на рис. 4.12 і пов'язана з локальним випинанням нижнього силового кільця у зоні його приєднання до нагрітої колони при значенні $\lambda_2 = 7{,}65$, що майже на 30 % перевищує значення власного числа для першої форми глобальної втрати стійкості й тому практичного значення не має.

Потім була розв'язана задача щодо втрати глобальної та локальної стійкості конструкції покриття у випадку, коли додатково до розглянутих

вище навантажень було додане також навантаження від снігу, рівномірно розподіленого по його поверхні. Аналіз даних цих розрахунків засвідчив, що дія теплового впливу спільно з навантаженням від снігу призвела до помітного зменшення першого власного числа, яке стало дорівнювати $\lambda_1 = 3{,}96$, хоча при цьому форма втрати стійкості не змінилась і залишилась глобальною. Друге ж власне число виявилось таким, що дорівнює $\lambda_2 = 4{,}00$, а форма втрати стійкості, як і раніше, відповідає локальному випинанню нижнього силового кільця і практичного значення не має. Таким чином, під час нагрівання конструкції за сценарієм № 3 запас її глобальної стійкості дещо зменшився, але він все ж таки залишився досить великим, таким, що дорівнює 3,96 раза.

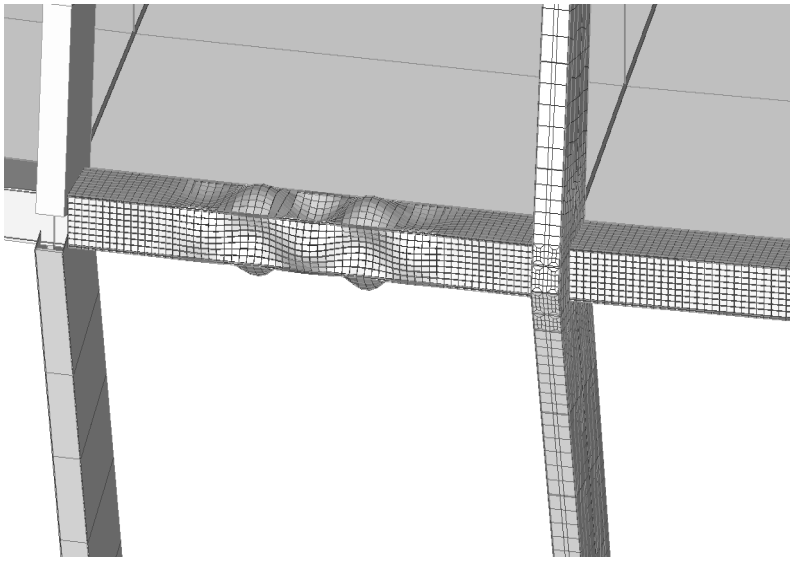


Рис. 4.12. Друга форма локальної втрати стійкості конструкції покриття під дією попереднього напруження, власної ваги та з урахуванням теплового впливу за сценарієм № 3

Тепер зупинимось детальніше на параметрах напружено-деформованого стану конструкцій покриття. Проведені розрахунки показали, що, по-перше, навіть при найбільш несприятливих сполученнях силових і теплових впливів, як випливає із наведених у табл. 4.1 даних, значення переміщень без та з урахуванням пожежі майже не відрізняються одне від одного і дорівнюють 1,155 м. По-друге, тепловий вплив від пожежі на найбільш навантажені елементи колони та прилеглі ділянки силових кілець також є несуттєвим. Як вбачається із даних табл. 4.2, найбільша величина напруження без врахування пожежі локалізована у верхньому силовому кільці й становить 188,1 МПа. При врахуванні ж пожежі найбільш напружене місце переходить на верхню частину колони, а значення напруження досягає 205,7 МПа. Причому як перше, так і друге значення найбільшого напруження значно нижчі їх граничної величини, яка дорівнює границі текучості у 355 МПа.

З аналізу представлених даних випливає, що несуттєвий вплив заданого теплового навантаження на міцність і стійкість конструкції покриття у значній мірі обумовлений його конструктивними особливостями, які характеризуються порівняно високою гнучкістю несучих елементів і наявністю шарнірів із двома ступенями свободи у вузлах спирання колон, що дозволяє за рахунок пружної піддатливості системи компенсувати теплові переміщення і деформації. Саме тому було прийняте принципове проектне рішення про відмову від додаткового вогнезахисту металевих конструкцій покриття над трибунами, завдяки чому вдалось досягнути не тільки значного зменшення тривалості будівельних робіт із спорудження покриття, а й вартості будівництва.

§ 4.3. Дослідження напружено-деформованого стану конструкції покриття з урахуванням геометричних недосконалостей, допущених під час його монтажу

Передусім вкажемо на те, що під час спорудження покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» було виявлено низку геометричних недосконалостей і відхилень від проектних рішень, які були допущені при монтажі його металевих конструкцій. Тому з метою оцінки впливу цих факторів на напружено-деформований стан конструкції покриття, а також для відпрацювання конструктивних та технологічних рекомендацій з усунення виявлених недоліків були проведені відповідні розрахунки. Для цього всі наявні недосконалості й відхилення були введені в скінченно-елементну модель покриття, яка була створена шляхом вибору всіх вихідних даних із робочих креслень при проведенні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків конструкції покриття з проектними значеннями геометричних параметрів.

Однак, внаслідок значної кількості виявлених недосконалостей і відхилень, перед їх введенням у скінченно-елементну модель покриття була проведена їхня систематизація та певне типове усереднювання. В результаті було прийнято, що ці геометричні неточності можуть бути відображені у вигляді недотримання точних кутів нахилу колон відносно вертикалі та їх малих поворотів у нижніх шарнірах, які, в свою чергу, призводять до радіальних і «колових» (тобто по дотичній до верхнього силового кільця) зміщень верхніх точок колон. Зміщення ж інших точок колон визначались з урахуванням припущення, що нижній шарнір кожної колони є її миттєвим центром швидкостей.

Таким чином, при проведенні міцнісних розрахунків конструкції покриття з урахуванням геометричних недосконалостей і відхилень від проектних рішень були розглянуті наступні стани системи:

1. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Вважалось, що конструкція змонтована без неточностей.

2. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені назовні та дорівнюють 0,1 м.

3. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені всередину та дорівнюють 0,1 м.

4. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені назовні та дорівнюють 0,2 м.

5. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені всередину та дорівнюють 0,2 м.

6. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок сорока колон (через одну, які вважались змонтованими без неточностей) направлені назовні та дорівнюють 0,1 м.

7. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок сорока колон (через одну, які вважались змонтованими без неточностей) направлені назовні та дорівнюють 0,2 м.

8. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Вважалось, що конструкція змонтована без неточностей.

9. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені назовні та дорівнюють 0,1 м.

10. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені всередину та дорівнюють 0,1 м.

11. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені назовні та дорівнюють 0,2 м.

12. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок усіх колон направлені всередину та дорівнюють 0,2 м.

13. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок сорока колон (через одну, які вважались змонтованими без неточностей) направлені назовні та дорівнюють 0,1 м.

14. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Було прийнято, що радіальні монтажні зміщення верхніх точок сорока колон (через одну, які вважались змонтованими без неточностей) направлені назовні та дорівнюють 0,2 м.

15. Стан, викликаний попереднім напруженням і дією власної ваги. Були задані фактичні радіальні неточності монтажу верхніх точок колон, визначені геодезичними вимірюваннями.

16. Стан, викликаний попереднім напруженням, дією власної ваги та рівномірним навантаженням від снігу. Були задані фактичні радіальні неточності монтажу верхніх точок колон, визначені геодезичними вимірюваннями.

Екстремальні значення напружень у конструктивних елементах і зусиль у тросах для станів 1 – 14 системи покриття наведені у таблицях 4.3 і 4.4. Причому порівняння цих даних із граничними значеннями свідчить про відсутність критичних напружень і зусиль при розглянутих неточностях монтажу.

Таблиця 4.3

Конструктивний елемент	Номер стану системи						
	1	2	3	4	5	6	7
Колони, МПа	24,329	20,577	26,954	24,741	41,531	23,972	23,706
Верхнє кільце, МПа	117,212	133,131	101,456	149,363	86,633	124,413	134,115
Верхнє кільце, МН	28,162	32,091	24,447	36,280	20,916	30,187	32,448
Нижнє кільце, МПа	171,836	197,342	146,345	223,514	120,274	184,566	198,506
Нижнє кільце, МН	20,292	23,328	17,246	26,386	14,161	21,852	23,497
Внутрішнє кільце, МН	5,467	6,278	4,693	7,133	3,948	5,882	6,339
Верхні радіальні троси, МН	2,273	2,615	1,969	2,985	1,706	2,925	3,637
Нижні радіальні троси, МН	3,390	3,835	2,941	4,279	2,482	3,972	4,583
Вертикальні з'єднувальні троси, МН	0,104	0,118	0,092	0,133	0,080	0,129	0,155

Що ж стосується станів 15 і 16, то вибіркові фактичні радіальні неточності монтажу верхніх точок колон, визначені за допомогою геодезичних вимірювань на змонтованій конструкції, наведені в табл. 4.5 для кожної з чотирьох чвертей верхнього силового кільця (рис. 4.13). Вони дані для кожної з осьових ліній, проведених на плані через лінію натягнутого троса. Нумерація цих осей наведена в першому стовпчику табл. 4.5 для кожної з чвертей пок-

риття. Причому в першій чверті це осі з 10 до 200, у другій – з 210 до 400, у третій – з 410 до 600, а в четвертій – з 610 до 800. Кожній з цих осей відповідає гострий кут α, який вимірюється у градусах від осі *OY* і значення якого наведено в другому стовпчику табл. 4.5. У третьому та четвертому стовпчиках табл. 4.5 наведені значення координат x_1, y_1 реперних точок на верхньому силовому кільці, які відстоять на відстані l = 1,035 м від центральних точок верхнього поперечного перерізу колон. У п'ятому та шостому стовпчиках табл. 4.5 наведені значення координат x^*, y^* центральних точок верхніх поперечних перерізів колон у їх вихідному проектному ненапруженому стані.

Таблиця 4.4

Конструктивний елемент	Номер стану системи						
	8	9	10	11	12	13	14
Колони, МПа	102,622	114,605	159,014	92,172	181,457	126,914	116,876
Верхнє кільце, МПа	177,709	184,432	155,234	200,345	141,445	184,419	182,915
Верхнє кільце, МН	43,693	45,130	38,080	49,007	34,841	45,130	45,496
Нижнє кільце, МПа	93,842	134,552	84,941	159,647	59,991	179,980	136,323
Нижнє кільце, МН	11,174	15,988	10,075	18,982	7,095	43,380	16,197
Внутрішнє кільце, МН	7,019	7,611	6,172	8,406	5,522	7,249	7,678
Верхні радіальні троси, МН	3,479	3,771	3,164	4,113	2,894	4,076	4,756
Нижні радіальні троси, МН	3,319	3,504	2,640	3,936	2,201	3,645	4,235
Вертикальні з'єднувальні троси, МН	0,217	0,192	0,200	0,203	0,201	0,200	0,221

Оскільки в скінченно-елементній моделі при обчисленні зусиль у тросах в якості реперних точок були задані координати кінців тросів, то при виконанні розрахунків необхідно було обчислити величину Δ, що дорівнює зміні відстані між цими кінцевими точками для кожного з верхніх тросів. Задля цього точка з координатами x_1, y_1 проектувалась на відповідну осьову лінію троса, що й дозволяло знайти її проекцію з координатами x_c, y_c (рис. 4.14). В свою чергу, відстань між точками з координатами x_c, y_c та x_0, y_0 і визначала зміну довжини (подовження чи вкорочення) троса Δ, викликану неточностями монтажу.

Таблиця 4.5

Перша чверть								
Номер осі	Кут α, град.	Значення координат точок, м						Зміна довжини троса, м
		реперних		центральних		фактичних		
		x_1	y_1	x^*	y^*	x_0	y_0	
40	7,0019	32,9877	-109,8858	33,1791	-110,5860	33,0529	-109,5587	-0,3167
80	17,0046	70,4613	-99,0755	70,8277	-99,7901	70,5250	-98,8003	-0,2445
120	40,3631	104,6781	-76,0485	105,4000	-76,5807	104,7297	-75,7921	-0,1620
160	63,7217	128,3424	-43,7114	129,3560	-43,9672	128,4280	-43,5090	-0,0129
200	87,0802	138,2660	-5,1580	139,4290	-5,0555	138,3953	-5,0028	0,1213
Друга чверть								
Номер осі	Кут α, град.	Значення координат точок, м						Зміна довжини троса, м
		реперних		центральних		фактичних		
		x_1	y_1	x^*	y^*	x_0	y_0	
240	69,5613	132,2676	34,1963	133,3260	34,6639	132,3562	34,3025	0,1201
280	46,2028	111,7047	68,4542	112,4650	69,1879	111,7179	68,4716	0,0216
320	22,8443	80,0382	94,3102	80,3917	95,1448	79,9899	94,1910	-0,1286
360	9,0024	42,4219	107,9657	42,5061	108,7370	42,3441	107,7147	-0,2600
400	1,0003	4,8197	112,5247	4,7628	113,2250	4,7447	112,1902	-0,3358
Третя чверть								
Номер осі	Кут α, град.	Значення координат точок, м						Зміна довжини троса, м
		реперних		центральних		фактичних		
		x_1	y_1	x^*	y^*	x_0	y_0	
440	7,0019	-32,9879	109,8787	-33,1791	110,5860	-33,0529	109,5587	-0,3097
480	17,0046	-70,4416	99,0052	-70,8277	99,7901	-70,5250	98,8003	-0,1715
520	40,3631	-104,6198	75,8979	-105,4000	76,5807	-104,7297	75,7921	-0,0095
560	63,7217	-128,2988	43,5618	-129,3560	43,9672	-128,4280	43,5090	0,0924
600	87,0802	-138,2953	5,0207	-139,4290	5,0555	-138,3953	5,0028	0,0990
Четверта чверть								
Номер осі	Кут α, град.	Значення координат точок, м						Зміна довжини троса, м
		реперних		центральних		фактичних		
		x_1	y_1	x^*	y^*	x_0	y_0	
640	69,5613	-132,3289	-34,3305	-133,3260	-34,6639	-132,3562	-34,3025	0,0158
680	46,2028	-111,7502	-68,5652	-112,4650	-69,1879	-111,7179	-68,4716	-0,0881
720	22,8443	-80,0644	-94,3600	-80,3917	-95,1448	-79,9899	-94,1910	-0,1847
760	9,0024	-42,4295	-107,9842	-42,5061	-108,7370	-42,3441	-107,7147	-0,2795
800	1,0003	-4,8202	-112,5377	-4,7628	-113,2250	-4,7447	-112,1902	-0,3488

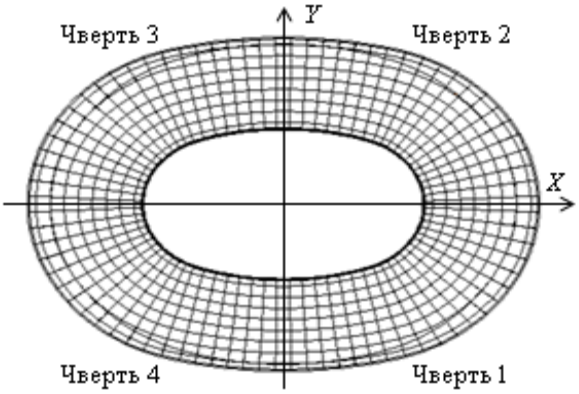


Рис. 4.13. Схема нумерації чвертей висячого покриття

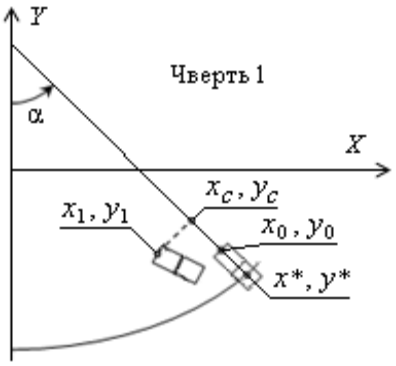


Рис. 4.14. Схема розташування характерних точок

Результат аналізу наведених у табл. 4.5 даних дозволив дійти висновку, що фактичні недосконалості, допущені при монтажі конструкції покриття, хоча і призвели до деяких збільшень величин напружень у його конструктивних елементах, проте не вплинули суттєво на їх несучу здатність.

§ 4.4. Особливості виготовлення, розроблення технології та оснастки для монтажу висячого покриття

Підряд на виготовлення і монтаж металевих конструкцій покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» отримало ТОВ «Завод «Майстер-Профі Україна». Монтаж основних несучих елементів покриття (несучих колон, а також зовнішніх верхнього та нижнього силових кілець) виконаний ЗАТ «НДВП «Криворіжстальконструкція», а монтаж висячої великопрольотної мембранно-тканинної системи здійснено компаніями «Fagioli S.p.A.» (Італія), яка була залучена для поставки, налагодження та управління спеціалізованим вантажопідйомним устаткуванням при підніманні конструкцій покриття в проектне положення, і «Hightex GmbH» (Німеччина), яка встановила мембранно-тканинну систему.

Однією з головних вимог проекту покриття над трибунами стадіону було забезпечення дуже високої точності виготовлення і монтажу його основних несучих елементів у зв'язку з тим, що вся опорна система покриття, загальна довжина якої сягає майже одного кілометра, повинна була монтуватись послідовно – елемент за елементом – із мінімальними допусками (величина яких у низці випадків була призначена менше встановленої вітчизняними нормативними документами) із метою гарантування збігу точки замикання з місцем початку монтажу. Тому виробник несучих металевих конструкцій покриття – ТОВ «Завод «Майстер-Профі Україна» – не лише доукомплектував виробництво необхідним високотехнологічним металообробним обладнан-

ням, а й розробив спеціальні технології виготовлення, контролю виконання усіх виробничих процесів і монтажу, що задовольняли вимоги проекту. Крім того, була створена спеціальна оснастка і складальні стенди, що дали змогу забезпечити потрібну якість конструкцій, а також точність їх складання і монтажу. Конструктивно кожен стенд складався з двох частин – горизонтальної нижньої опорної платформної секції та вертикальної баштової секції, яка була жорстко приєднана до нижньої секції. Стенд був обладнаний трьома кондукторними рамками з регулювальними пристроями для встановлення елементів колон у задане положення і подальшого зварювання. Причому дві з кондукторних рамок були встановлені на нижній секції, а третя, поворотна, шарнірно закріплена на баштовій секції (рис. 4.15). На заводі було організоване контрольне складання всіх виготовлених великорозмірних конструктивних елементів укрупненими фрагментами з подальшим можливим усуненням виявлених невідповідностей у заводських умовах, що повністю задовольняло проектні вимоги до точності виготовлення конструкцій та їх монтажу. Тому проектом практично не була передбачена можливість корекції несучих елементів покриття після їх виготовлення.

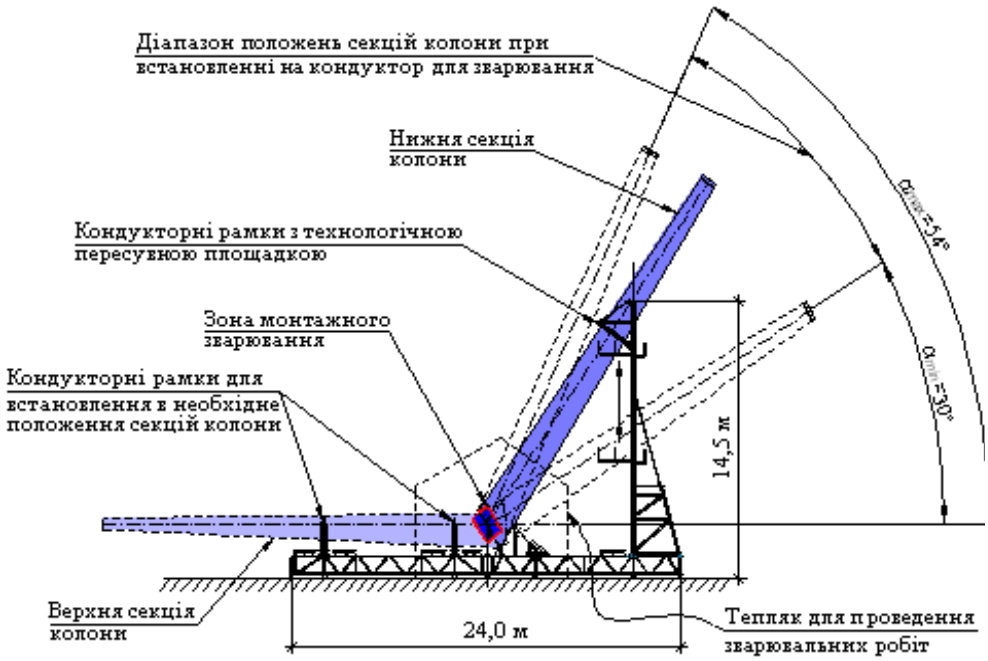


Рис. 4.15. Схема складального стенда для збирання колон

У ході проектування покриття особливу увагу було спрямовано на технологічність виготовлення та забезпечення можливості монтажу несучих металевих конструкцій покриття укрупненими блоками з метою спрощення і

пришвидшення будівельних робіт. Тому всі металеві несучі колони попередньо укрупнювались на рівні землі, а монтаж несучих конструкцій проводився поетапно в наступному порядку – п'ять несучих колон, п'ять секцій нижнього зовнішнього силового кільця, секція верхнього зовнішнього силового кільця першого прольоту і далі у зазначеній послідовності з урахуванням відставання монтажу секцій верхнього зовнішнього силового кільця на чотири прольоти, а саме: перша і друга несучі колони і секція нижнього зовнішнього силового кільця між ними, третя несуча колона і секція нижнього зовнішнього силового кільця другого прольоту; четверта несуча колона і секція нижнього зовнішнього силового кільця третього прольоту; п'ята несуча колона і секція нижнього зовнішнього силового кільця четвертого прольоту, а також секція верхнього зовнішнього силового кільця першого прольоту і далі у зазначеній черговості аж до моменту замикання усієї конструкції в єдине ціле.

Із наведеного випливає, що розроблення проекту монтажу опорного контуру потребувало вирішення цілої низки інженерних задач високого ступеня складності. Останнє було пов'язано не тільки з тим, що колони загальною висотою біля 50 м і вагою близько 50 т у відповідності з умовами транспортування виготовлялись на заводі у м. Дніпропетровськ із двох відправних марок, складання яких у єдине ціле виконувалось вже безпосередньо на стадіоні НСК «Олімпійський» у м. Києві, а й з тим, що конфігурація колон уздовж периметра стадіону була не однаковою внаслідок різних позначок опорних башмаків й кутів зламу між верхньою і нижньою частинами колон. Таким чином, до конструкцій складальних стендів для укрупнення колон були висунуті спеціальні вимоги. По-перше, вони мали бути обладнані спеціальними механічними пристроями задля вивірки проектної конфігурації за кутом зламу, які забезпечували б точне регулювання взаємного розташування частин колон, що стикуються. По-друге, кожен стенд мав бути обладнаний тепляком для проведення зварювальних робіт у зоні відповідальних вузлових з'єднань колони. Тому, з огляду на викладене, а також беручи до уваги заплановані темпи монтажу колон, було прийняте рішення про створення чотирьох складальних стендів для укрупнення колон, що забезпечувало технологічну можливість монтажу по одній колоні в день (рис. 4.16).

Зазначимо, що при складанні колони спочатку на нижню кондукторну рамку стенда в горизонтальному положенні укладалась верхня частина колони, і вже до неї, в нахиленому положенні, притискалась із спиранням на кондукторну рамку баштової секції стенда її нижня частина. Далі звернемо увагу на те, що у відповідності з проектним рішенням основний, найбільш відповідальний вузол сполучення верхньої і нижньої частин колони в місці її зламу, до якого потім приєднувались елементи нижнього силового кільця, було вирішено з використанням литої вставки, яка являла собою товстостінний коробчастий елемент із горизонтально орієнтованою порожниною, з виконаними з обох боків фланцевими гніздами, пристосованими для приєднання до них високоміцними болтами торців секцій силового кільця (рис. 4.17).

Рис. 4.16. Загальний вигляд стендів для укрупнювальної збірки колон на монтажному майданчику

Рис. 4.17. Вузлова вставка колони з фланцями для приєднання секцій силового кільця

З технологічних міркувань вузлова лита вставка приварювалась до верхньої секції колони на заводі. В свою чергу, приварювання нижньої секції колони до вставки здійснювалась вже на складальному стенді на монтажному майданчику. Відзначимо, що через те, що товщина стінок коробчастого поперечного перерізу колон досягала 40–50 мм, то їх приварювання до литої вставки являло собою досить складну технологічну задачу, яка була вирішена за сприяння Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона. Після відповідних регулювань взаємного положення верхньої та нижньої частин колони проводилось їх зварювання з відповідним контролем якості та приймання колони для передачі у подальший монтаж. Зібрані колони з центральної (внутрішньої) зони, де розміщувались стенди, переносились понад трибунами в зону монтажу унікальним краном Demag CC 2800-1 вантажопідйомністю 600 т і довжиною стріли 114 м (рис. 4.18).

Рис. 4.18. Монтаж колони кранами Demag CC 2800-1 і СКГ-100

Тепер розглянемо, зупиняючись на найбільш характерних моментах, питання встановлення колон у проектне положення, яке, внаслідок їх величезних розмірів, також вимагало спеціального вирішення. Позаяк колони встановлювались на залізобетонні конструкції підтрибунних приміщень, то було запропоновано наступне рішення. Закладні опорні частини було розроблено у вигляді жорстких стержнів колонного типу завдовжки 1,8 м зварного двотаврового поперечного перерізу, які в якості жорсткої арматури за допомогою спеціально розроблених кондукторів встановлювались в опалубку перед бетонуванням пілонів залізобетонного каркаса підтрибунних приміщень (рис. 4.19).

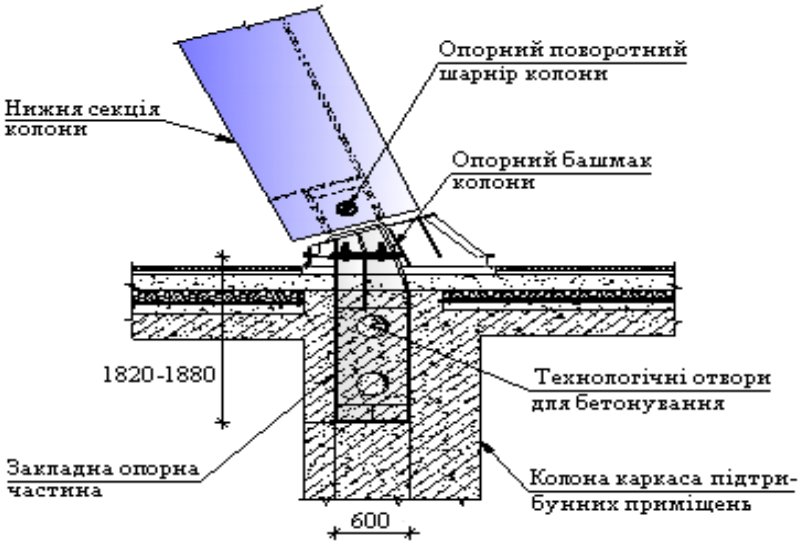
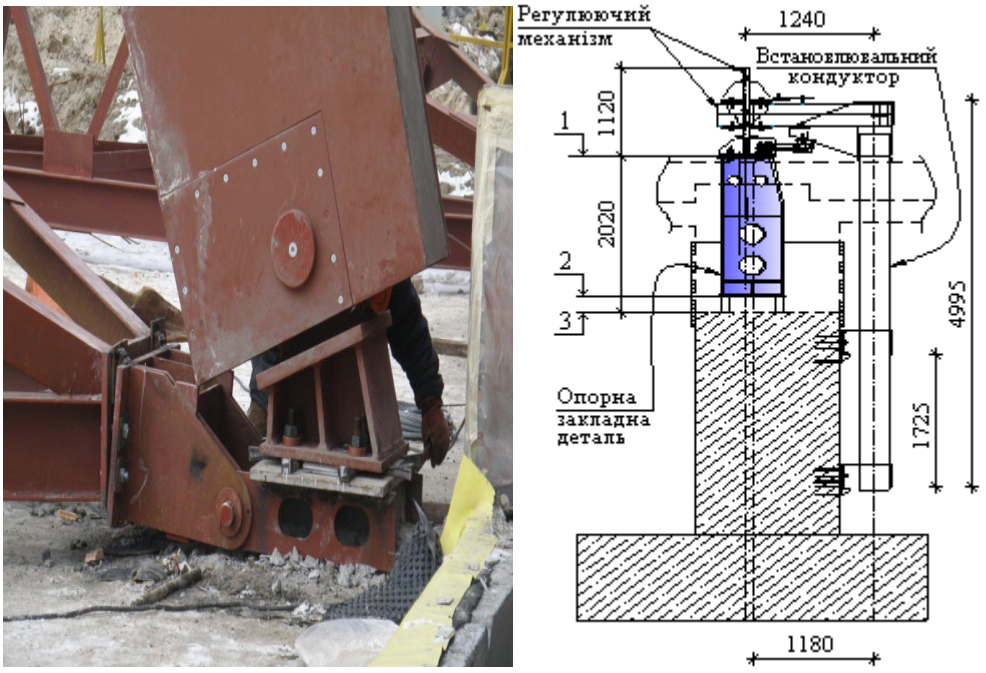


Рис. 4.19. Схема опорного вузла колони

Забезпечення ж належної точності встановлення колон у проектне положення було досягнуто за рахунок розроблення та послідовного використання спеціального тимчасового технологічного оснащення для фіксації в необхідному положенні (з точністю до декількох міліметрів) закладних частин до їх бетонування у складі залізобетонного каркаса підтрибунних приміщень стадіону, як це показано на рис. 4.20. Причому номера позначок на рис. 4.20, *б* тлумачаться наступним чином: 1 – рівень верхнього фланця закладної частини (у рівні підошви опорного башмака); 2 – рівень низу закладної частини; 3 – рівень верху частини залізобетонної колони, що бетонувалась у першу чергу до встановлення кондуктора та закладної частини. Також привернемо увагу до того, що на цьому ж рисунку залізобетонні конструкції зображені з використанням двох типів ліній, а саме: суцільна – конструкції, що бетонувались у першу чергу до встановлення закладної частини, а пунктирна – конструкції, що бетонувались після встановлення закладної частини.



а *б*

Рис. 4.20. Вузол шарнірного спирання колони на закладну частину (*а*) та схема її встановлення в проектне положення (*б*)

Всього було виготовлено п’ять комплектів спеціальних кондукторів із фіксуючими механічними вузлами, в яких закріплювались за допомогою регулюючих болтів закладні частини у проектному положенні. Зауважимо до речі, що в результаті застосування вказаного підходу була досягнута точність встановлення закладних частин із відхиленнями за всіма трьома координатними осями у межах до 5 мм. Закладні частини були обладнані знімними башмаками, в яких були передбачені спеціальні гнізда для з’єднання з механічним шарнірним вузлом, який встановлювався на нижньому (опорному) торці колони на заводі-виробнику. В свою чергу, знімні башмаки приєднувались до шарнірних вузлів при укрупненні колон на складальному стенді. Таким чином, при встановленні колон у проектне положення верхні фланці закладних частин потрібно було лише з’єднати вісьмома встановлювальними болтами з башмаками колон, що значно пришвидшувало час їхнього монтажу.

Далі звернемо увагу на те, що внаслідок високої відповідальності вузла спирання колон на фундаменти було виконано розрахункове обґрунтування роботи його запропонованого рішення з метою підтвердження несучої здатності та надійності. Прийнята скінченно-елементна модель вузла наведена на рис. 4.21. У моделі вузлового з’єднання передбачені такі види кріплень:

- болтове з’єднання, що скріплює фланцеві пластини башмака й закладної частини й призначене для сприйняття розтягувальних зусиль;

- упорні бічні планки, що перешкоджають горизонтальним зсувам за рахунок роботи зварних швів прикріплення й беруть участь у роботі на вертикальні відривні зусилля спільно з болтами;
- підливка, яка передає стискальні зусилля у вузлі на фундамент.

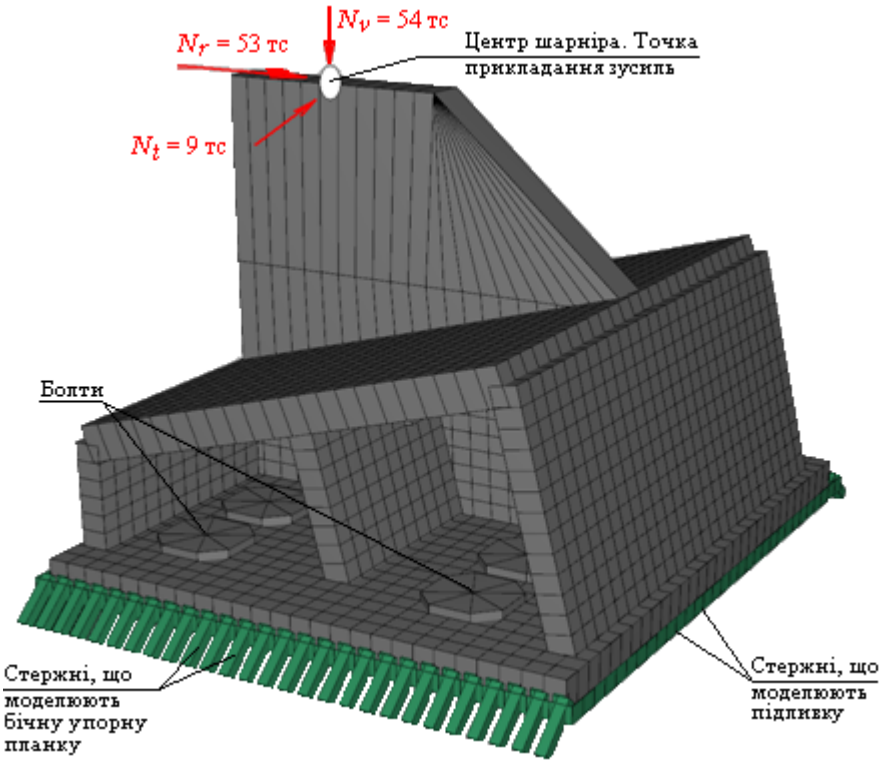


Рис. 4.21. Скінченно-елементна модель вузла спирання колон на фундаменти

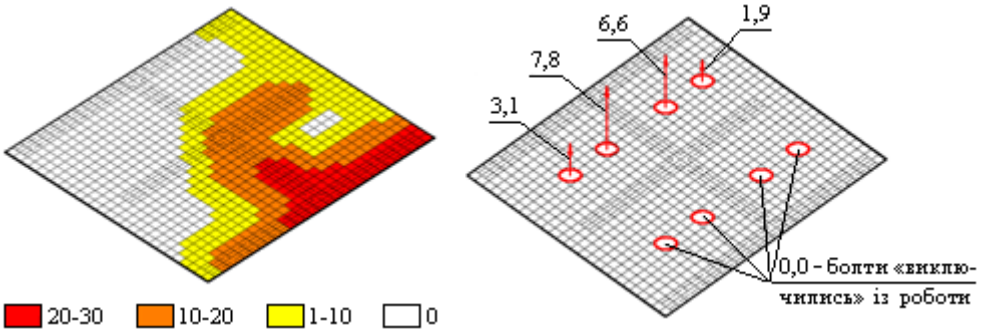
Металеві листи, з яких зварений башмак, в моделі апроксимовані плитними скінченними елементами розміром 0,02×0,02 м, а прикріплення нижнього фланця башмака до опорної плити закладної частини за допомогою бічних упорних планок реалізовано системою коротких похилих стержнів, як це показано на рис. 4.21. Причому жорсткість цих умовних стержнів відповідає жорсткості ділянок зварного шва завдовжки 0,02 м. В свою чергу, підливка із полімерцементного матеріалу компанії «Сіка Україна», що відрізняється підвищеною міцністю та пластичністю, змодельована як масив коротких стержневих скінченних елементів із односторонніми в'язями, які працюють тільки на стиск, а при виникненні зусиль розтягу виключаються з роботи, жорсткість яких прийнята відповідно до жорсткості матеріалу підливки. І, нарешті, болти апроксимовані стержневими скінченними елементами, що мають довжину і діаметр реальних болтів, а їхні головки та шайби змодельовані набором плитних скінченних елементів нескінченної жорсткості, які шарнірно

з'єднані з елементами плити у межах зони контакту плити з головкою болта. Крім того підкреслимо, що в моделі передбачена можливість виключення болтів із роботи при виникненні в них зусиль стиску задля забезпечення умов передачі стиску тільки через підливку і зварні з'єднання упорних планок.

Розрахунок вузла спирання колон на фундаменти був виконаний на два найбільш несприятливих сполучення зусиль, які відповідали двом групам комбінацій навантажень, а саме: перше – яке викликало розтяг у болтових з'єднаннях, друге – яке викликало максимальну горизонтальну зсувну силу, що створювала найбільші напруження в елементах протизсувних планок.

Результати аналізу даних виконаних чисельних розрахунків не тільки підтвердили надійність прийнятого рішення, а й одночасно дозволили виявити деякі цікаві особливості роботи конструктивних елементів вузла, які полягають у наступному. По-перше, добре відомо, що рекомендовані методики розрахунку виходять із того, що зусилля розтягу у фланцевих з'єднаннях розподіляються між групою розтягнутих болтів достатньо рівномірно з коефіцієнтом нерівномірності 0,8, а епюра напружень у матеріалі підливки є рівномірною у межах стиснутої зони. Отримані ж при розрахунках чисельні результати засвідчили, що нерівномірність розподілу зусиль у групі розтягнутих болтів при їх пружній роботі є значно вищою очікуваної, втім як і розподіл напружень у підливці, який також виявився дуже нерівномірним. Характерним проявом висвітленого було те, що навіть доволі товста (до 40 мм) опорна плита башмака працювала як плита на пружній основі та була недонапруженою (тобто в ній виявились неочікувані запаси міцності), а напруження у підливці концентрувались під ребрами башмака й досягали 30 МПа при очікуваних 15 МПа. Однак незважаючи на ці, більші від очікуваного значення напружень у підливці, її загальний напружено-деформований стан був визнаний цілком прийнятним. Причому останньому є дуже просте та прозоре пояснення. А саме: оскільки вказані більші напруження локалізовані виняткова під ребрами башмака й з усіх боків оточені зонами з меншими напруженнями, то це означає, що підливка на цих найбільш напружених ділянках працює фактично в умовах локального стиску, допустимі параметри міцності якого є значно вищими, ніж при рівномірному стиску за всією поверхнею. І саме тому загальний напружено-деформований стан підливки був визнаний цілком прийнятним. Що ж стосується розподілу напружень у зварних швах, то він повністю відповідає існуючим уявленням. Ізополя напружень у підливці й розподіл зусиль між болтами представлені на рис. 4.22.

Тепер зупинимось і уважніше ознайомимось з проблемами монтажу опорного контуру. Головна з них полягала в тому, що після попереднього встановлення колони на опорну частину потрібно було забезпечити її рихтування та фіксацію у заданому положенні на весь період монтажу, аж до встановлення вантової системи покриття, позаяк без неї, і на цьому вже було наголошено раніше, опорний контур не набуває стійкості. Тому колони протягом усього монтажного періоду потрібно було підтримувати тимчасовими підпірками.



а *б*

Рис. 4.22. Ізополя напружень, МПа, у підливці (*а*)
і розподіл зусиль розтягу, тс, між болтами (*б*)

В якості підпірок були застосовані трубчасті стержні з труб діаметром 400 мм із шарнірними приєднаннями торців до колони (нижче місця її зламу) і до конструкцій опор (рис. 4.23). Підпірка також включала до свого складу спеціальну вставку у вигляді гвинтового домкрата для регулювання її довжини при рихтуванні колони. Слід зазначити, що підпірки являли собою досить серйозний та відповідальний конструктивний елемент, оскільки розрахункові зусилля в них передбачались достатньо великими – біля 100 т.

Рис. 4.23. Загальний вигляд змонтованого фрагмента опорного контуру
(на передньому плані видно тимчасові підпірки колон)

Іншими важливими елементами монтажної оснастки були тимчасові переставні монтажні тури, з використанням яких укрупнені колони по черзі встановлювались у проектне положення. Монтажні тури являли собою баш-

тові системи решітчастого типу заввишки до 20 м із розвиненою опорною платформою. Верхня зона цих турів була обладнана посадковим гніздом для заведення в нього колони при встановленні у проектне положення, а також відповідною системою домкратних гвинтових упорів для тонкого регулювання (доведення) положення колони. На верхівці турів також були передбачені установлювальні платформи з обох сторін посадкового гнізда, з передбаченим регулюванням за висотою для встановлення і доведення до проектного положення елементів нижнього силового кільця.

Усього було виготовлено вісім основних комплектів монтажних турів, які встановлювались послідовно під чергові колони, що подавались у монтаж. Після завершення регулювання геометрії чергової групи з п'яти колон монтажні тури демонтувались і переміщувались для підтримки наступної групи колон. При цьому під встановлені та відрегульовані колони підводились тимчасові трубчасті підпірки на період до замикання усього опорного контуру покриття і, таким чином, колони з закріпленими елементами нижнього силового кільця утворювали достатньо жорстку рамну систему фрагмента опорного контуру. Верхнє ж силове кільце складалось на колонах із відставанням на п'ять прольотів із заводських елементів, що висять, безпосередньо з використанням крана (рис. 4.24).

Рис. 4.24. Сектор змонтованих на монтажних турах колон
із встановленими між ними секціями нижнього силового кільця

Також слід відзначити, що послідовне дорощування опорного контуру і закріплення до колон елементів нижнього і верхнього силових кілець було пов'язано зі створенням досить великих напружень у системі. Тому всі послідовно виникаючі зусилля, які передавались на тимчасові підпірки, ретельно відслідковувались і, з урахуванням фактичної геометрії монтованої системи і розташування тимчасових підпірок, видавались для врахування при проектуванні монтажних систем і пристроїв.

Зі сказаного вище випливає, що монтаж такого унікального об'єкта, що складається зі значної кількості достатньо простих за формою елементів, був надзвичайно складним і тому вимагав відповідного і постійного складного науково-технічного супроводу. У цьому сенсі згадаємо попередньо неочікувану технічну проблему, з якою довелось зіткнутись при монтажі опорного контуру. Ця проблема полягала в деяких ускладненнях із проектуванням монтажної оснастки, зокрема монтажних турів, які виникли внаслідок складних ситуаційних обставин на монтажному майданчику. Зазначимо, що з першого погляду монтажні тури зовні являють собою досить прості за схемою баштові конструкції, які розроблялись із урахуванням найбільш поширених стандартних принципів із застосовуванням однотипних транспортабельних габаритів із збірно-розбірних секцій з універсальною секцією для спирання колон і встановленими регулювальними домкратними пристроями; розвинених за довжиною та пристосованих до закріплення опорних платформ із посадковими місцями для встановлення башт (рис. 4.25); закладних опорних частин під башмаки колон для закріплення в основі з боку центру стадіону.

Рис. 4.25. Загальний вигляд опорної платформи монтажного тура

Проте насправді виявилось, що використання цих розроблених однотипних технічних рішень монтажних турів стосовно усіх колон є достатньо складним внаслідок різних фактичних умов спирання у кожному секторі. Причому якщо питання щодо закладних опорних частин під башмаки колон із боку центру стадіону вирішувалось передбачувано, оскільки з цього боку завжди мали виникати тільки відривні зусилля, які значно поліпшували умови їх роботи, то з іншого – зовнішнього боку стадіону – в опорних платформах очікувались тільки стискальні зусилля, а тому для їх спирання вишукувались рішення з використанням існуючих надійних бетонних систем або, у низці випадків, зі створення тимчасових систем (наприклад, тимчасових пальових опор у ґрунті) за відсутності бетонних елементів, здатних сприйняти необхідні навантаження. Наведемо тепер два яскравих приклади вирішення вказаної технічної проблеми. По-перше, при зміні позначок рівня спирання колон (до речі, такі зміни позначок уздовж периметра опорного контуру досягали 3 м) було передбачено застосування інвентарних секцій-вставок за довжиною баштової частини монтажних турів із модульно змінною висотою. По-друге, у зонах, де ситуаційні умови не дозволяли скомпонувати рішення з застосуванням попередньо розроблених монтажних турів і підпірок, вимушено приймались індивідуальні підходи. Так, наприклад, у зоні «Італійського дворика», в якій взагалі не залишилось місця для спирання платформ турів на потрібних позначках, довелось запроектувати додаткові баштові конструкції, які компенсували наявні перепади висот у 9,0 м між рівнем розташування опорних платформ і підлогою «Італійського дворика», саме на яких і були в подальшому розташовані опорні частини монтажних турів і підпірок.

Іншою технічною проблемою цього етапу робіт, на яку варто звернути увагу, було забезпечення стійкості замкненого опорного контуру в складі вісімдесяти колон та верхнього і нижнього силових кілець під час складання та підняття у проектне положення на колони вантової системи покриття. Сама ж проблема полягала в тому, що при піднятті на колони та попередньому натягуванні несучих радіальних тросів вантової сітки у вузлах прикріплення вантів до силових кілець виникали значні радіальні зусилля в напрямку до центру стадіону, які могли призвести до значних переміщень опорного контуру та виникнення додаткових внутрішніх зусиль. Вирішення ж цієї проблеми полягало в наступному.

Раніше вже було сказано про те, що після закінчення монтажу опорного контуру його стійкість, згідно з прийнятим способом монтажу, була забезпечена системою тимчасових підпірок до кожної з колон із їх зовнішнього боку. Однак залишати ці підпірки на подальших стадіях монтажу було неможливо, бо вони не були спроможні сприйняти значні зусилля від тяжіння вантової системи покриття. Тому було запропоновано забезпечити стійкість опорного контуру на період формування вантової сітки перекриття іншою допоміжною системою, що мала замістити підпірки колон. А саме: було запропоновано у зонах опорного контуру між осями 740 – 0 – 70 та 340 – 470, що розташовані навпроти одна одної, влаштувати по сім вантових відтяжок від верхнього силового кільця до центру стадіону, для закріплення яких у рівні поля стадіону були влаштовані відповідні пальові анкерні фундаменти. Причому після вла-

штування зазначеної тимчасової системи внутрішніх відтяжок підпірки колон було демонтовано. В результаті, колони під дією радіальних зусиль від натягування радіальних вант покриття не тільки відхилялись до центру, а й повертались на своїх нижніх опорних шарнірах, унеможливлюючи завдяки цьому виникнення небажаних згинальних моментів. Таким чином, тимчасова система внутрішніх відтяжок забезпечувала необхідну стійкість опорного контуру покриття на період до закріплення всіх вантів у проектному положенні.

На рис. 4.26 представлена схема розташування тимчасової системи внутрішніх відтяжок на період після закінчення робіт із замикання опорного контуру аж до закінчення монтажу вантової системи покриття.

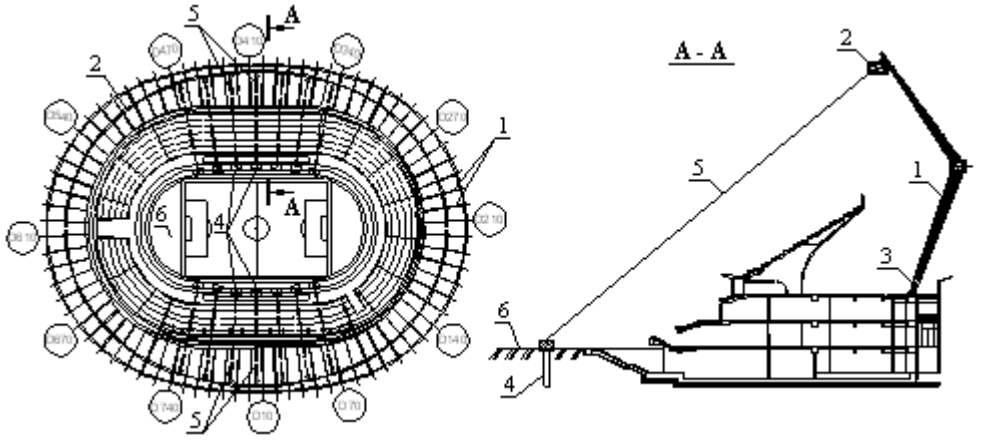


Рис. 4.26. Принципова схема тимчасової системи внутрішніх відтяжок:
1 – колони опорного контуру; 2 – верхнє силове кільце; 3 – опорні шарніри колон;
4 – пальові анкерні фундаменти; 5 – тимчасові вантові відтяжки; 6 – поле стадіону

Наступним важливим питанням, на якому обов'язково потрібно зупинитись, є спосіб, за яким була змонтована вантова система покриття над трибунами НСК «Олімпійський». Основна ідея цього способу полягала в тому, що після повної готовності опорного контуру вантова система покриття (практично в складеному вигляді) з рівня поля стадіону була піднята тяговими монтажними тросами одночасно на всі вісімдесят колон.

Не зупиняючись на всіх деталях цієї складної технологічної операції із піднімання вантової системи у проектне положення, вкажемо тільки на її найбільш характерні моменти. Отже, на кожній з вісімдесяти колон опорного контуру були встановлені спеціальні домкратні пристрої в рівнях верхнього та нижнього силових кілець (рис. 4.27). Піднімання вантової системи проводилося синхронно. Управління підйомом і відстеження зусиль у кожній ванті виконувались за допомогою спеціалізованої комп'ютерної системи. Причому весь підйом вантової системи у проектне положення пройшов дуже швидко – понад два тижня, а з усіма підготовчими операціями – трохи більше місяця (рис. 4.28).

Рис. 4.27. Вантова система покриття в процесі піднімання в проектне положення (на передньому плані видно домкратний пристрій для підтягування троса)

Рис. 4.28. Фрагмент тросової системи покриття в проектному положенні

І, нарешті, на завершення цього розділу, зупинимось ще на одній проблемі, що стосувалась забезпечення точності монтажу і була вирішена в повному обсязі на заводі-виробнику. Вище вже згадувалось про те, що всі елементи опорного контуру, що поставлялись на монтаж, проходили контрольне складання на заводі, де був виготовлений спеціальний складальний стенд, що дозволяв контролювати точність геометричних розмірів виготовлених елементів і, у разі необхідності, вносити в них необхідні корективи.

Складальний стенд давав змогу моделювати складання в умовному «проектному» положенні п’яти прольотів верхньої частини опорного контуру (причому конструкції складались не у вертикальній, а в горизонтальній площині), куди входили шість верхніх частин колон, включаючи посадкові місця для під’єднання елементів нижнього силового кільця, і п’ять елементів кільця. Після проміжного приймання такого фрагмента опорного контуру три чергових за послідовністю монтажу колони і три відповідні секції кільця відправлялись на монтаж, а до двох секцій, що залишались на стенді, пристиковувались чергові три наступні, й у такому порядку контрольне складання пройшли всі елементи контуру на весь його периметр. Також слід зазначити, що секції верхнього силового кільця проходили контрольне складання на окремому стенді.

Таким чином, підсумовуючи викладене, слід відзначити, що весь комплекс забезпечення високоточного монтажу унікальної системи покриття над трибунами НСК «Олімпійський» з виконанням поетапного контролю, створенням складного монтажного устаткування, проведенням постійного науково-технічного супроводу і моніторингу дозволив практично ідеально поєднати кінцеві елементи опорного контуру з початковими. При цьому розбіжність при стикуванні вимірялась лише десятками міліметрів, що при довжині опорного контуру близько одного кілометра слід вважати відмінним результатом.

ГЛАВА 5

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД СКЛАДНИХ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ ПРИ ВИКОНАННІ БУДІВЕЛЬНО-МОНТАЖНИХ РОБІТ

§ 5.1. Супровід процесів управління якістю

Передусім зазначимо, що науково-технічний супровід реконструкції НСК «Олімпійський» здійснювався на всіх етапах функціонування системи управління якістю – при встановленні, забезпеченні та підтриманні рівня якості будівельної продукції відповідно на стадіях розробки показників якості, виготовлення будівельних матеріалів і виробів, виконання будівельно-монтажних робіт та експлуатації зведених споруд (рис. 5.1). Також вкажемо на те, що науково-технічний супровід здійснювався шляхом систематичного спостереження (контролю) та цілеспрямованого впливу на умови та фактори, що впливають на якість продукції, по замкнутому циклу: розроблення технологічних процесів контролю та моніторингу, контроль виконання робіт – моніторинг здійснення контролю – інформація – обробка інформації – ухвалення оптимального рішення для конкретної ситуації – забезпечення виконання рішення – контроль виконання робіт із наукового супроводу. Встановлення ж необхідного рівня якості здійснювалось під час розроблення проектів виконання робіт, технологічних карт, схем контролю, регламентів та іншої документації, формуючи кількісні показники якості, їхній оптимальний рівень і вихідні дані задля забезпечення рівня якості будівельних матеріалів, виробів, конструкцій й виконання будівельно-монтажних робіт. У свою чергу, на стадії забезпечення заданого рівня якості вирішенню підлягали питання створення матеріально-технічних передумов, моніторингу якості на всіх етапах (виготовлення матеріалів, виробів, конструкцій, виконання будівельно-монтажних робіт, експлуатація зведених споруд), питання обліку та інформації про якість, прийняття рішень і забезпечення їхньої реалізації.

Якщо казати взагалі, то науково-технічний супровід забезпечував комплексний підхід до питань якості. На всіх етапах будівництва визначалися зв’язки та залежності між якістю праці і якістю предметів праці (результатів праці), з урахуванням якості засобів праці (з позиції системного аналізу). Розгляду підлягали питання проектування та розроблення конструкторської документації, технологічних регламентів виготовлення будівельних конструкцій і виробів, підготовки та організації виробництва і праці, технології виконання процесів, нормативно-методичних документів із функціонування системи якості та моніторингу технічного стану будівельних конструкцій. Використовуючи ефективність принципів зворотного зв’язку, в систему включались вимоги до організації та методів здійснення спостережень і контролю на всіх етапах реконструкції стадіону. Систематично враховували спостереження і контроль як засоби одержання інформації про стабільність технологічних процесів для своєчасного та обґрунтованого прийняття коригувальних рішень.

Рис. 5.1. Схема науково-технічного супроводу управління якістю реконструкції НСК «Олімпійський»

Згідно з цим, з метою забезпечення якості будівництва та комплексного підходу до виконання робіт із науково-технічного супроводу технології виконання будівельно-монтажних робіт, була створена спеціальна організаційна структура з виділенням функціональних підструктур, які займались питаннями управління якістю, у тому числі контролю відповідності технології робіт і конкретних конструкцій установленим вимогам (рис. 5.2). Важливу роль у цьому процесі відігравали центр із випробування продукції будівельного комплексу та сектори зі стандартизації та метрології.

Суттєву практичну допомогу у вирішенні різноманітних оперативних завдань також надавали створені ініціативні групи кваліфікованих співробітників із метою здійснення мобільного контролю якості на «гарячих» ділянках, методи організації та функціонування яких визначалися залежно від розв'язуваних проблем. Так, із метою запобігання надходженню неякісної продукції від підприємств-постачальників, наприклад, залізобетонних бортових елементів та панелей-складок трибун, металевих колон покриття над трибунами, група вхідного контролю здійснювала суцільний контроль відповідності параметрів кожної конструкції, а не вибірковий статистичний контроль окремих зразків, що припускає «прийнятний рівень якості». Також для всіх основних несучих залізобетонних конструкцій стадіону група вхідного контролю здійснювала суцільний вхідний контроль бетону в польовій лабораторії. Крім того, задля підвищення ефективності контролю та уникнення

складностей у разі необхідності виправлення браку або заміни дефектних виробів були не тільки встановлені тісні зв'язки з підприємствами-виробниками – АТ «ХК «Київміськбуд» та ТОВ «Завод «Майстер-Профі Україна», а й організовано спільний контроль якості виробів і процесу виробництва в цілому безпосередньо на цих підприємствах.

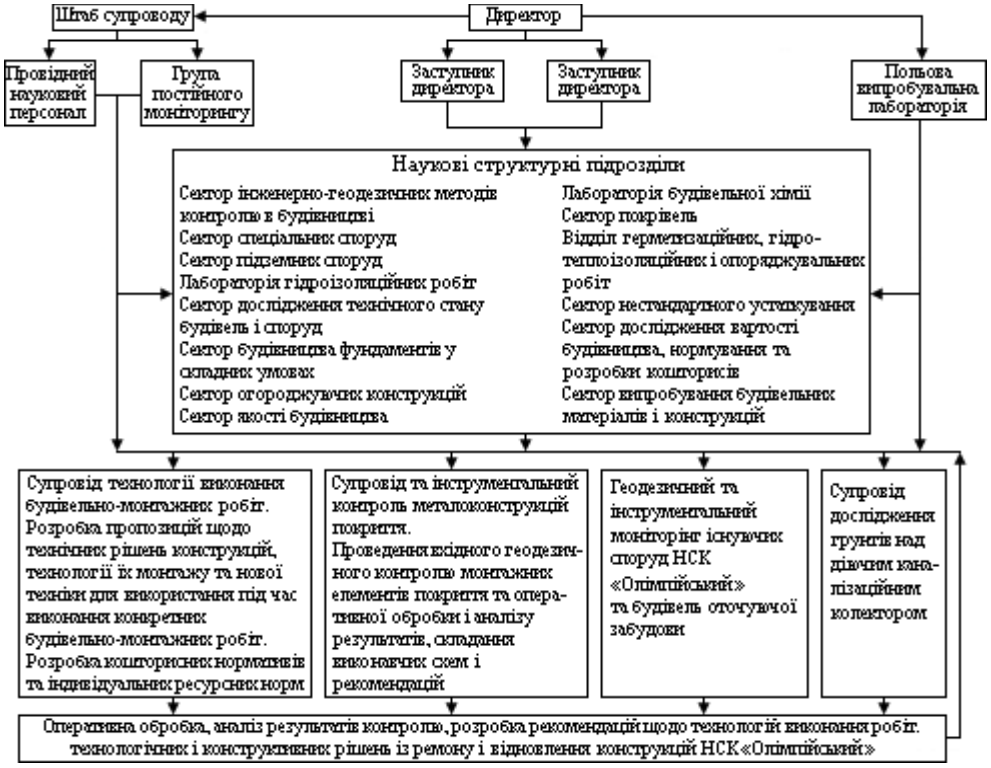


Рис. 5.2. Схема спеціальної організаційної структури з науково-технічного супроводу

Задля регламентації порядку дії механізму, методів і засобів здійснення контролю якості унікальних виробів були підготовлені спеціальні документи [18, 19], які містять правила та порядок контролю, етапи та операції, склад і обсяги проведення контролю, а також правила оформлення результатів контролю та перелік відповідної виробничої документації, довідкову інформацію з проведення вхідного контролю залізобетонних та металевих конструкцій, а також програми організації вхідного контролю конкретних конструкцій, а саме: залізобетонних складок і бортових елементів, основних металевих конструкцій покриття (фасадної та похилої частини колон, верхнього та нижнього силових кілець і колон у зборі) й геодезичного контролю металевих конструкцій покриття. В свою чергу, програми містять карти вхідного контролю елементів із ілюстрованими схемами технології перевірки, починаючи з ви-

значення геометричних розмірів та інших технічних параметрів, з порівнянням отриманих результатів із технічними вимогами, викладеними в узгодженій замовником конструкторській та технологічній документації.

Підкреслимо, що розроблення та реалізація таких документів на різних етапах організації робіт із реконструкції НСК «Олімпійський» забезпечували чіткий алгоритм дій, що створював можливість визначати не тільки відповідність продукції або процесу виконання будівельних робіт встановленим вимогам, а й правила та порядок контролю, фактори впливу на якість і оцінку ефективності ухвалених рішень.

З метою встановлення необхідного рівня контролю якості на етапі підготовки до виконання робіт були розроблені проекти виконання (ПВР) складних та унікальних будівельно-монтажних робіт, у тому числі: ПВР «Влаштування ростверків та монолітних ригелів в осях 120 – 580; 630 – 170»; ПВР «Влаштування бортових елементів і складок нижнього ярусу трибун в осях 120 – 580; 630 – 170»; Технологічний регламент із улаштування похилих ригелів другого (верхнього) ярусу трибун в осях 720 – 110 (VIP-зони); Робочий проект із улаштування арматурної дільниці для зварювання арматури у стик; ПВР «Монтаж залізобетонних виробів типу «Складка» верхнього ярусу трибун НСК «Олімпійський» у м. Києві після підняття вант в осях 710 – 120» та інші.

У складі проектів виконання робіт із реконструкції НСК «Олімпійський», як унікального об'єкта зі складними технічними та технологічними рішеннями, були розроблені програми необхідних досліджень, випробувань та режимних спостережень, включаючи методи технічного контролю, організацію постів моніторингу та інші роботи, що забезпечували надійність проведення будівельно-монтажних робіт і подальшої експлуатації споруд.

Організації ефективного контролю за відповідністю виконання конкретних видів робіт вимогам нормативної та проектної документації сприяли спеціально розроблені нормативно-методичні документи, а саме: Методичні рекомендації з організації системи контролю якості виконання будівельно-монтажних робіт, Методичні рекомендації з контролю виконання робіт з улаштування залізобетонних конструкцій верхнього ярусу трибун, Регламент з організації контролю якості опоряджувальних робіт на стадіоні, Регламент з організації контролю якості улаштування інженерних мереж і систем та Регламент із організації контролю якості робіт із благоустрою території та улаштування підлог. Положеннями цих документів були визначені принципи, методи, засоби та порядок здійснення контролю певних видів робіт, а також правила оформлення і перелік відповідної виробничої документації, яка підлягає обов'язковому оформленню при виконанні конкретних будівельних робіт і є свідченням їх відповідності встановленим вимогам. Також наголосимо, що завдяки саме цим документам був забезпечений контроль якості навіть важкодоступних технологічних процесів, що унеможливило відхилення від технології та дало змогу скоротити витрати на забезпечення надійності та довговічності споруд.

Склад контрольованих параметрів і нормованих допусків із наведенням витягів із чинних нормативних документів, операції контролю, способи та терміни проведення контролю представлені у вигляді ілюстрованих схем операційного контролю, прикладом якої є схема на рис. 5.3. Зазначимо, що такі схеми операційного контролю якості виконання були розроблені майже на 50 видів будівельно-монтажних робіт, у тому числі на контроль виконання будівельних робіт зі складними технологіями: улаштування фундаментів із буронабивних паль та підпірних стін у складних умовах, армування та бетонування ригелів, балок та інших конструкцій, монтаж унікальних збірних залізобетонних складок, улаштування покриття над трибунами та інші.

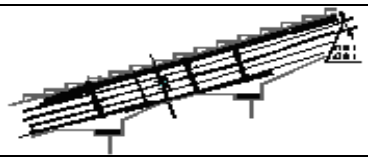
<table>
<tr><td colspan="3">Вимоги до умов виконання робіт</td><td colspan="7">  </td><td colspan="3">Технічні вимоги до готової конструкції</td></tr>
<tr><td>Операції, що підлягають контролю</td><td colspan="2">Підготовчі роботи</td><td colspan="9">Монтаж арматурних конструкцій ригеля</td></tr>
<tr><td>Склад контролю</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Методи, засоби і обсяг контролю</td><td></td><td colspan="6"></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Вид реєстрації</td><td></td><td colspan="11"></td></tr>
</table>

Рис. 5.3. Схема операційного контролю монтажу арматурних конструкцій ригеля

§ 5.2. Геодезичний супровід будівництва та інструментальний контроль відповідальних конструкцій та будівель

Важливим елементом науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» був обов'язковий інструментальний моніторинг стану відповідальних конструкцій як у період будівництва, так і в процесі його подальшої експлуатації. Такими відповідальними конструкціями, можливість руйнування яких несе загрозу виникнення надзвичайних ситуацій, в першу чергу, є верхній ярус трибун для глядачів та висяче покриття, що накриває трибуни. Тому у відповідності з програмами науково-технічного супроводу будівельно-монтажних робіт для цих конструкцій постійно виконувались роботи з дослідження стабільності положення пунктів геодезичної мережі, а при виявленні деформацій коригувались вихідні координати пунктів. Крім того, значна увага приділялась моніторингу стану залізобетонних опор та панелей-складок верхнього ярусу трибун, що залишались для подальшої експлуатації, а тому система моніторингу відслідковувала їхні положення у просторі, оцінювала стійкість та виявляла можливі деформації.

У цьому сенсі буде доречно звернути увагу на те, що інструментальний моніторинг конструкцій верхнього ярусу трибун виконувався з урахуванням впливу будівельно-монтажних робіт, які проводились у поряд розташованих зонах, а саме: VIP-зоні, «зоні вболівальників» і «холодній зоні». При цьому контролювався стан похилих ригелів і сходинок нижнього ярусу трибун, а та-

кож осідання та відхилення від вертикалі залізобетонних опор (як нерівномірних, так і відносних) і кручення їх ригелів. У свою чергу, інструментальний контроль точності геометричних параметрів металевих конструкцій покриття та їх планово-висотного положення виконувався геодезичними методами як під час підняття та закріплення вантової системи покриття, так і під час натягування вант шляхом визначення координат контрольних точок, що були закріплені плівковими відбивачами на силових кільцях та внутрішньому тросовому кільці. Контролю підлягав також стан підпірних стінок схилів навколо стадіону, які були виконані у складних гідрогеологічних умовах, через те, що верхні шари схилів, що утримуються підпірними стінками, складаються з делювіальних ґрунтів, замокання яких від техногенних і ґрунтових вод могло призвести до збільшення горизонтальних навантажень на утримувальні споруди.

Що ж стосується планово-висотної мережі будівельного майданчика, то вона була створена поетапно з урахуванням технології виконання будівельно-монтажних робіт на основі проектної документації, чинних нормативних документів і стандартів, а також програми науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський», у складі якої було розроблено проект виконання геодезичних робіт. Причому пункти цієї мережі використовувались для геодезичного моніторингу, інструментального контролю геометричних параметрів відповідальних конструкцій, розмічувальних робіт та виконавчого знімання на всіх етапах реконструкції, а її характерними особливостями були:

- розвиток мережі від внутрішньої до зовнішньої;
- відсутність місць закріплення пунктів зовнішньої мережі фундаментальними реперами на глибину до стійких порід ґрунтів;
- складні технологічні умови будівельного майданчика з використанням великої кількості важкої техніки;
- складність забезпечення прямої видимості між пунктами кожного циклу вимірів;
- складні геологічні умови та водонасиченість ґрунтів, що впливало на стійкість пунктів мережі.

Задля виконання розмічувальних робіт конструкцій нижнього ярусу трибун на полі стадіону було влаштовано внутрішню планово-висотну мережу з семи пунктів C, F1, F2, B1, B2, B3 і B4 (рис. 5.4). Відзначимо, що пункт C співпадає з центром поля стадіону, а пункти F1 і F2 – з центрами радіусних осей нижнього ярусу трибун. Однак при цьому слід зауважити, що незважаючи на те, що ці пункти базувались на монолітній бетонній основі й були дуже зручними для виконання робіт, вони вимушено закладались на глибину тільки 0,7 м і через це не були стабільними внаслідок розташування у нестійких ґрунтах та інтенсивної роботи кранів і важкої техніки поблизу них. Тому з урахуванням розвитку будівельних робіт виникла необхідність перенесення вихідних пунктів за межі чаші стадіону, де були влаштовані нові додаткові пункти S05, S36, S45 і S76, які у подальшому замінили пункти мережі на полі стадіону (рис. 5.5). Пункти ж B1, B2, B3 і B4 базувались на палях завдовжки 8 м, які були заглиблені у стійкі породи ґрунту і на яких були влаштовані опорні елементи для встановлення вимірювальних приладів та марок, що дозволило розвинути геодезичну мережу.

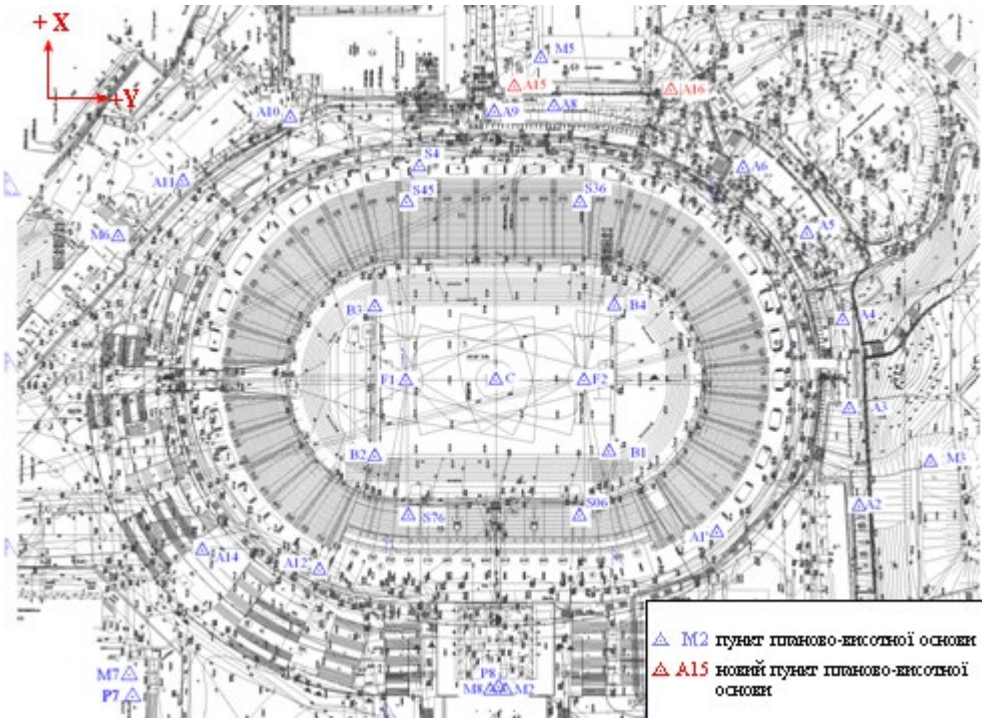


Рис. 5.4. Схема розміщення пунктів внутрішньої планово-висотної мережі для виконання розмічувальних робіт конструкцій нижнього ярусу трибун

а *б*

Рис. 5.5. Вигляд нових пунктів вихідної планово-висотної мережі:
а – пункт S76 перед встановленням панелей-складок нижнього ярусу трибун;
б – пункти S36 і S45 між панелями-складками нижнього ярусу трибун на ригелі

Крім того, задля забезпечення проектної точності монтажу несучих колон була влаштована зовнішня планово-висотна мережа та виконано її згущення. Мережа складалась із пунктів М1, М3, М5, М6 і М7, які були розміщені не тільки на будівлях навколо стадіону, а й на бетонних конструкціях, які знаходились на схилах Черепанової гори. Пункти полігонометричного ходу А1, А2, А3, А4, А5, А7, А8, А9, А10 та А11 були розміщені на естакаді об'їзної дороги та використовувались для розмічувальних робіт «холодної зони» та під час монтажу металоконструкцій. Визначення стабільності створеної таким чином вихідної мережі будівельного майданчика виконувалось із періодичністю один раз на місяць, а її перевірка – шляхом побудови лінійно-кутової мережі на пунктах.

Тепер зупинимось детальніше на проведенні інструментального моніторингу залізобетонних опор верхнього ярусу трибун, який виконувався за допомогою вимірювань: вертикальних переміщень опор нівелюванням ІІ класу один раз на тиждень (рис. 5.6), горизонтальних та вертикальних переміщень торців ригелів опор геодезичними та інструментальними методами один раз на тиждень і нахилів опор за допомогою датчиків ВКВ-2 та рейки-виска РВЕ-1. А для вимірювань осідання опор був застосований прецизійний нівелір Н-05 із контактним рівнем, середня квадратична похибка вимірювань якого на один кілометр подвійного ходу складає 0,5 мм, і нівелірна інварна рейка РН2-3000.

Рис. 5.6. Інструментальне вимірювання вертикальних переміщень залізобетонних опор верхнього ярусу трибун

Також зазначимо, що вимірювання горизонтальних і вертикальних переміщень проводилось із застосуванням тахеометра Sokkia SET 230 RK3, точність вимірювань кутів яким складає дві кутових секунди, а точність вимірювань відстані від 0,3 до 200 м складає ±3 мм. Що ж стосується датчика ВКВ-2, то він працює в автоматичному режимі, дозволяє вимірювати зміни нахилу у двох взаємно перпендикулярних напрямах до ±20 кутових хвилин із інтервалами часу між вимірами від однієї секунди до дванадцяти годин, а максимальна кількість значень вимірювань, які запам'ятовуються під час одного моніторингу, складає не менше 32000. Програмне забезпечення датчика ВКВ-2 дозволяє відображати результати моніторингу в графічній формі та передавати їх для подальшої обробки в Excel, яка виконується за допомогою програмного комплексу «Buildings». І, нарешті, рейка-висок РВЕ-1 призначена для визначення відхилень будівельних конструкцій від вертикалі (їх нахилу) в діапазоні ±50 мм із похибкою вимірювання ±1 мм на висоті 2,5 м і являє собою будівельне *правило* завдовжки 2,5 м і масою 2 кг, на верхньому та нижньому кінцях якого закріплені контактні блоки. На верхньому блоці розміщено блок вимірювань із датчиком нахилу, а блок індикації закріплено в середній частині рейки.

Варто тепер підкреслити, що впроваджена при реконструкції НСК «Олімпійський» система моніторингу забезпечила одержання фактичних значень (контроль) відносних лінійних деформацій, кутів відхилень від вертикалі, осідань залізобетонних опор у реальному масштабі часу, обробку одержаних даних і їх збереження в електронному вигляді. Причому одним із найбільш показових елементів цієї системи, і про це вже згадувалось раніше, був датчик ВКВ-2, за допомогою якого проводились вимірювання відхилень від вертикалі будівельних конструкцій. Тому більш детально зупинимось на його застосуванні. Датчик ВКВ-2 закріплювався у зоні монтажного стику опори на висоті 5 м (рис. 5.7). Величина нахилу опори в автоматичному режимі вимірювалась датчиком кожну годину і ці результати накопичувались та запам'ятовувались датчиком задля подальшої обробки (рис. 5.8).

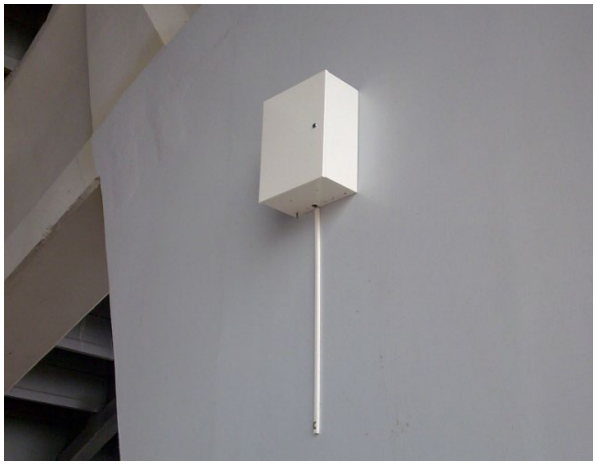


Рис. 5.7. Зовнішній вигляд датчика ВКВ-2 на опорі верхнього ярусу трибун

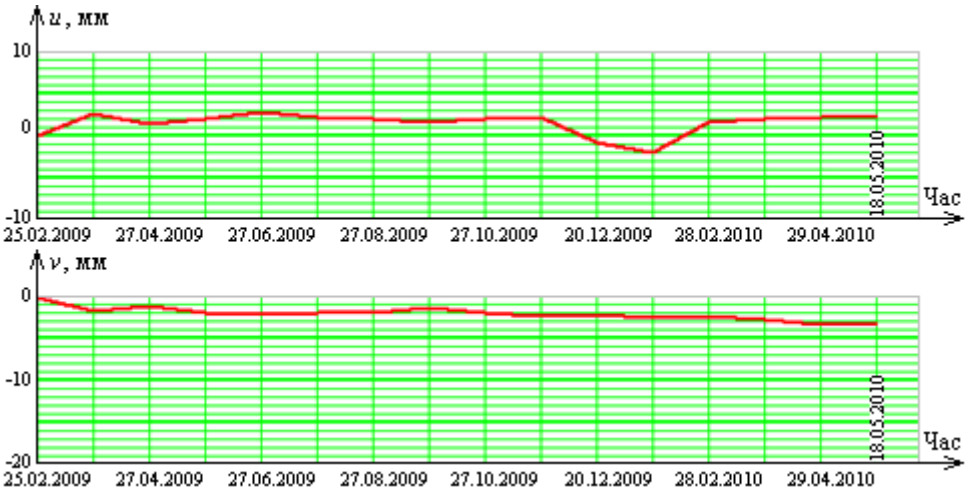


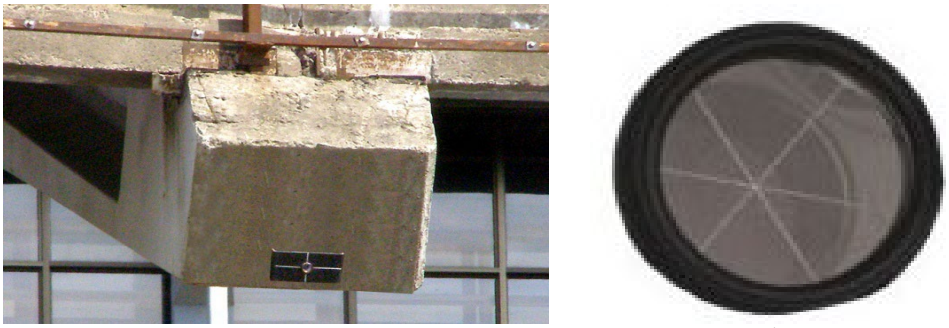
Рис. 5.8. Зміни нахилу опори 23 у часі за результатами вимірювань датчиком ВКВ-2

На початку 2009 р. система довготривалого моніторингу була встановлена на тридцяти трьох залізобетонних опорах. Причому позаяк визначення вертикальних відхилень необхідно було проводити на всіх опорах, то визначення відхилень від вертикалі як на опорах із датчиками ВКВ-2, так і на інших двадцяти дев'яти опорах виконувалось за допомогою електронної рейки-виска РВЕ-1 (рис. 5.9).

Рис. 5.9. Вимірювання нахилів опор верхнього ярусу трибун рейкою-виском РВЕ-1

Зазначимо, що відхилення від вертикалі опор верхнього ярусу трибун знаходились у межах до 30 мм на висоті встановлення датчиків – 5 м. Добові ж коливання відхилень опор досягали 5 мм.

Задля спостережень за вертикальними та горизонтальними деформаціями опор верхнього ярусу трибун стадіону використовувались пункти С, F1, F2, B1, B2, B3 і B4 внутрішньої геодезичної мережі будівельного майданчика. А визначення деформацій у горизонтальній площині геодезичними методами виконувалось по фіксованих точках, в яких, про що вже було сказано вище, були встановлені призмові відбивачі на торцях ригелів (рис. 5.10). Слід сказати, що оскільки коливання координат торця опори залежить від впливу температури, сонячного опромінювання та проведення будівельно-монтажних робіт поблизу опори, то, як це випливає з рис. 5.11, зміни значень планово-висотних деформацій торців ригелів знаходились у межах до 40 мм.



а *б*

Рис. 5.10. Зовнішній вигляд пластини на торці ригеля для кріплення призмового відбивача (*а*) та безпосередньо самого відбивача (*б*)

Рис. 5.11. Коливання висоти торця опори 69 у часі

Визначення осідань (вертикальних переміщень) опор виконувалось по деформаційних марках. Всього на опорах було встановлено шістдесят одну марку (рис. 5.12). Причому марки встановлювались таким чином, щоб виступна частина становила 5 см, оскільки саме ця відстань була достатньою для встановлення нівелірної рейки на верхню точку. Загалом же за результатами вимірювань осідання опор верхнього ярусу трибун знаходились у межах 70 мм. Що ж стосується результатів вимірювань за увесь період спостережень деформацій (горизонтальних, вертикальних і нахилів), то можна зазначити, що вони не призвели до руйнацій та значних ушкоджень опор верхнього ярусу трибун.

Рис. 5.12. Загальний вигляд встановленої деформаційної марки на опорі 15

Тепер звернемо увагу на те, що оскільки вимірювання деформацій проводилось для великої кількості опор верхнього ярусу трибун, то по цих опорах було організовано нівелірний хід II класу, схема якого зображена на рис. 5.13.

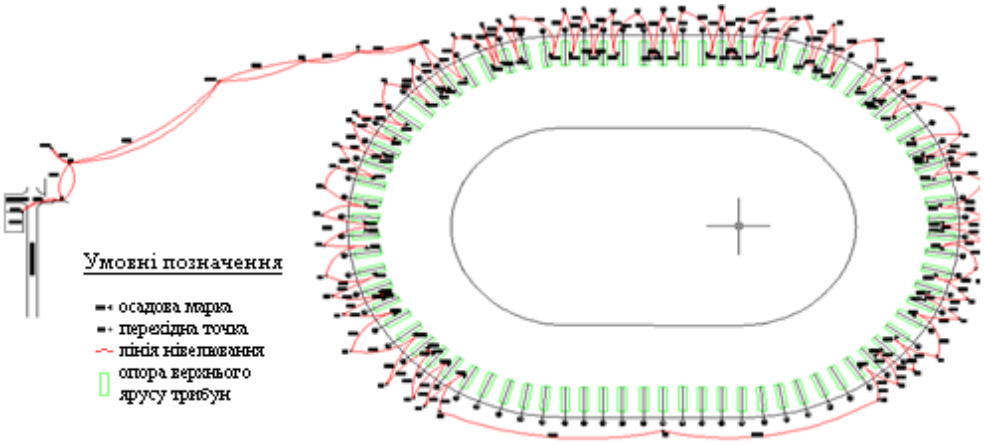


Рис. 5.13. Схема нівелірного ходу II класу по опорах верхнього ярусу трибун

Слід також сказати, що в процесі реконструкції стадіону проводився геодезичний контроль робіт із будівництва похилих ригелів нижнього ярусу трибун в осях 710 – 110. При цьому контролювалось планове та висотне положення осей похилих ригелів, опалубки їхніх сходинок, монтажних колодязів і висотне положення сходинок ригелів (рис. 5.14). Причому в разі отримання за результатами цього контролю даних, що свідчили б про відхилення положення опалубки, сходинок чи колодязів від проектного положення більш ніж на допустиме значення (5 мм у плані та 3 мм за висотою), будівельними організаціями виконувались роботи з виправлення конструкцій відповідно до проектних вимог. Крім того виконувався вибірковий контроль планово-висотного положення змонтованих на ригелях панелей-складок верхнього ярусу трибун за чотирма точками складок. Останнє дозволяло визначати всі встановлені проектні параметри, а саме: подовжній та поперечний нахили складок, які згідно з проектом становили ±3 мм та 10 мм відповідно.

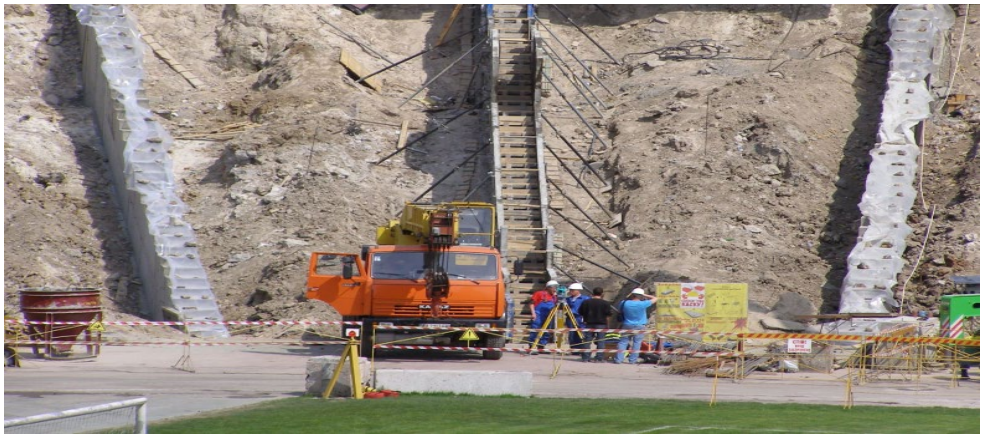


Рис. 5.14. Геодезичний контроль при влаштуванні похилих ригелів нижнього ярусу

Перейдемо тепер до характеристик елементів контролю найбільш складної частини монтажних робіт при реконструкції НСК «Олімпійський», а саме до контролю робіт із монтажу покриття над трибунами стадіону. І, перш за все, нагадаємо, що конструкція покриття і процес його монтажу вже були детально описані у параграфах 2.3, 4.1 і 4.4 цієї книги. А завданнями ж геодезичного контролю був вхідний контроль геометрії несучих колон до складання та контроль геометрії укрупнених несучих колон після зварювання на стенді. Крім того контролювався кут між осями фасадних і похилих частин колон, їхня неспіввісність й відхилення від площинності. Тому задля виконання вимірювань на колони були нанесені системні (контрольні) точки у вигляді світловідбивних марок, виконаних із плівки розміром 40×40 мм (рис. 5.15).

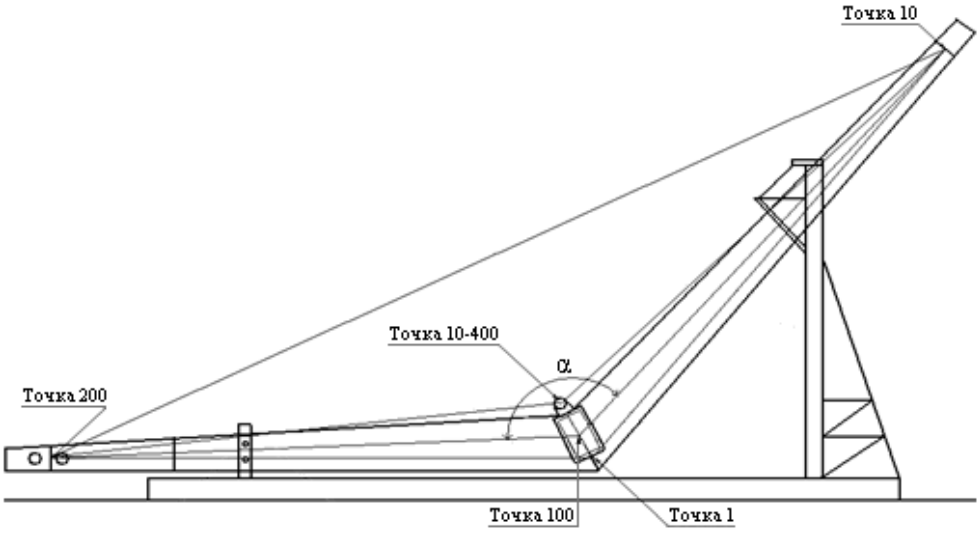


Рис. 5.15. Схема розміщення системних (контрольних) точок на несучій колоні

Далі потрібно зауважити, що вхідний контроль металевих конструкцій покриття був проведений відповідно до вимог регламенту [19]. Згідно з цими вимогами контроль геометричних параметрів елементів металоконструкцій виконувався як перед початком зварювання до встановлення тимчасового приміщення, у якому виконувались зварювальні роботи, так і після закінчення зварювання, демонтажу тимчасового приміщення та повного охолодження конструкції. А вже за результатами контролю точності складання металоконструкції перед зварюванням (рис. 5.16, 5.17) приймалось рішення щодо корегування положення конструкції та повторного контролю після корегування. Окремо підкреслимо ще й те, що для виключення впливу високих денних температур на точність вимірювання геометрії колон до зварювання, вимірювання проводились виняткова у період із п'ятої до сьомої години ранку. Також зауважимо, що ті ж самі системні точки несучих колон використовувались для контролю встановлення колони у проектне положення.

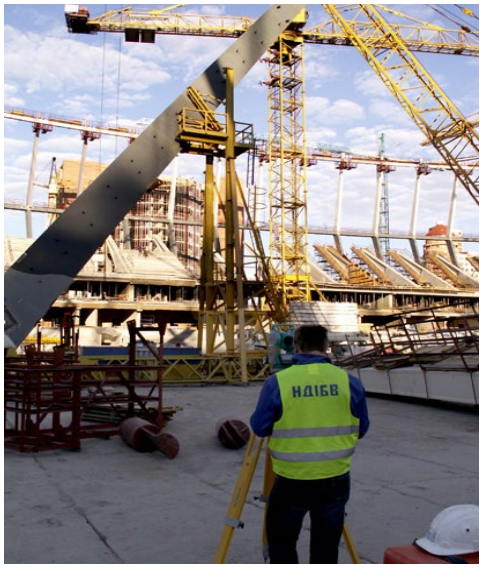


Рис. 5.16. Процес контролю геометричних параметрів колони

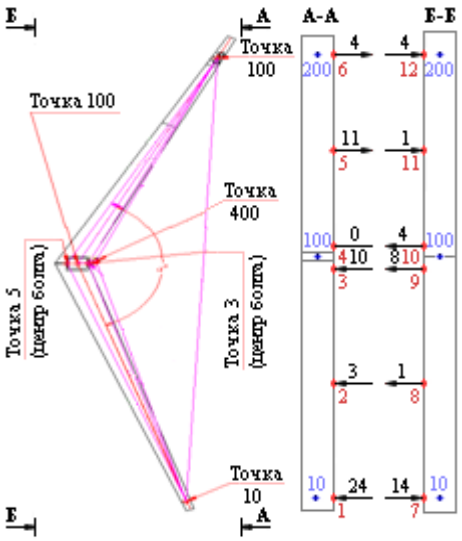
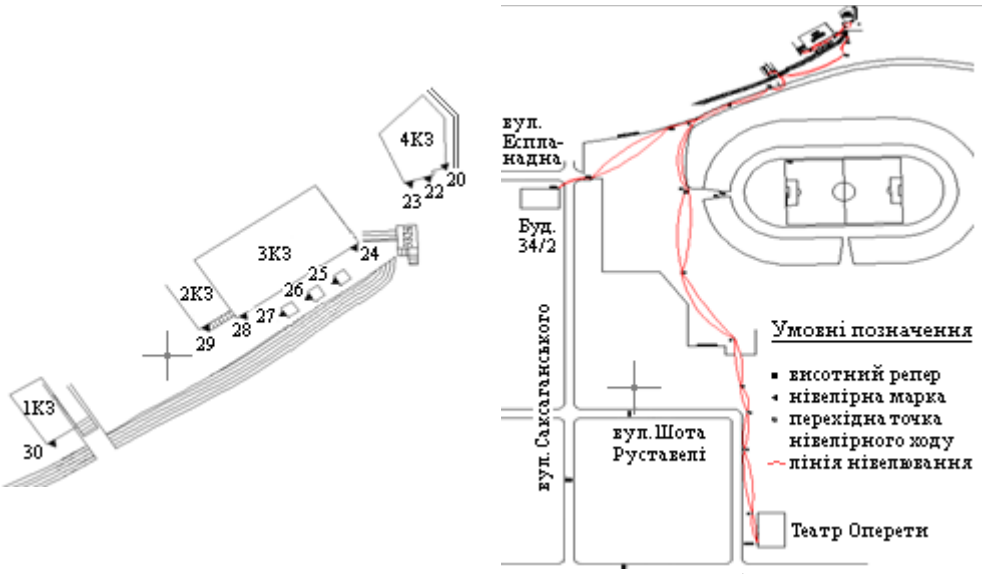


Рис. 5.17. Виконавча схема колони 450 перед зварюванням

Що ж стосується контролю за станом будівель і споруд, які оточували будівельний майданчик реконструкції НСК «Олімпійський», то вкажемо на те, що проводились інженерно-геодезичні спостереження за осіданнями основ будівель і споруд ТОВ «Лота», тринадцятиповерхової будівлі спорткомплексу, льодової арени «Крижинка» і будівлі тенісних кортів.

Стосовно комплексу ТОВ «Лота» перш за все нагадаємо, що він знаходиться на відносно невеликій у плані земельній ділянці з достатньо складним рельєфом із перепадом висот у 17 – 18 м і складається з семи частково зблокованих у єдину споруду будівель різнопланового призначення. Тому на цих будівлях було встановлено десять деформаційних марок, схема розміщення яких наведена на рис. 5.18, *а*, а схема ходу нівелювання II класу – на рис. 5.18, *б*.



а *б*

Рис. 5.18. Схеми для будівель комплексу ТОВ «Лота»:
а – розміщення деформаційних марок; *б* – ходу нівелювання II класу

Тринадцятиповерхова адміністративна будівля спорткомплексу розміщена на території НСК «Олімпійський» і з'єднана з приміщеннями VIP-зони та «Італійського дворика» галереєю та іншими конструкціями. Позаяк будівля розташована впритул до стадіону і знаходиться у зоні впливу можливих деформацій його конструкцій у стабілізаційний період, то на будівлі було встановлено десять деформаційних марок (рис. 5.19).

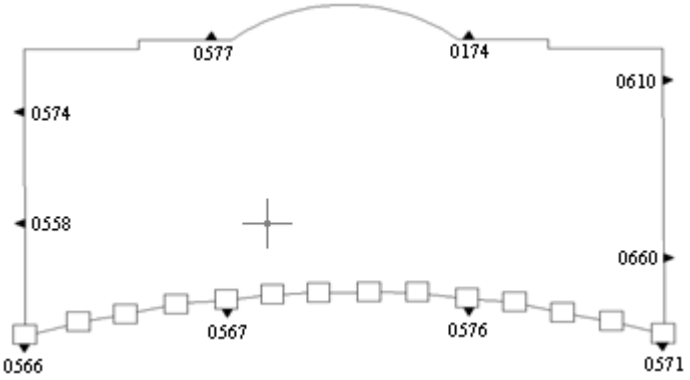


Рис. 5.19. Схема розміщення деформаційних марок
на адміністративній будівлі спорткомплексу

Графіки залежності у часі осідань комплексу будівель ТОВ «Лота», тринадцятиповерхової будівлі спорткомплексу, а також будівель льодової арени «Крижинка» і тенісних кортів наведено на рис. 5.20 – 5.23.

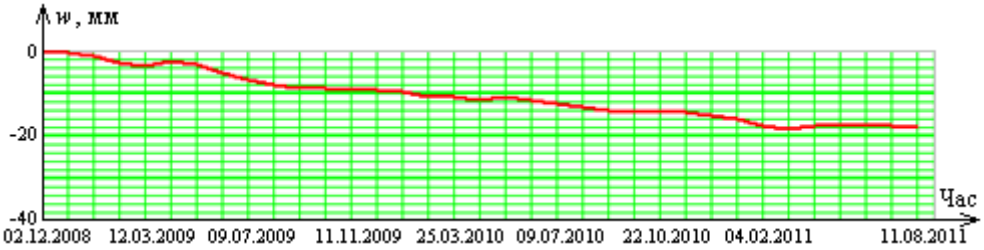


Рис. 5.20. Осідання комплексу будівель ТОВ «Лота» у часі (осадова марка 24)

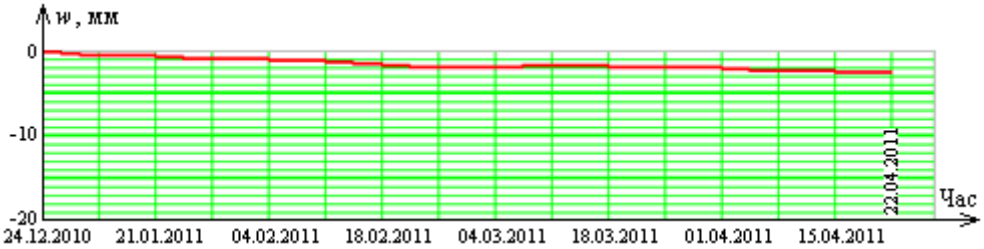


Рис. 5.21. Осідання тринадцятиповерхової будівлі спорткомплексу в часі (осадова марка 0567)

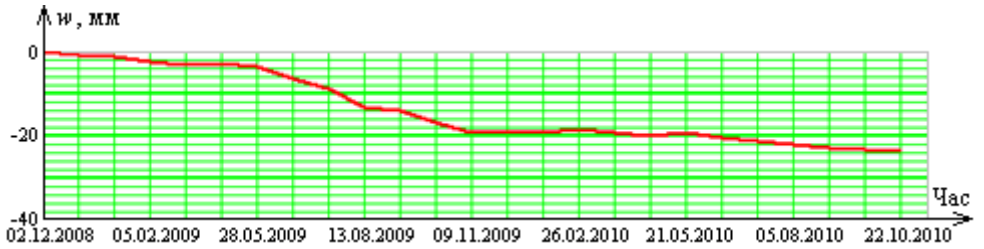


Рис. 5.22. Осідання будівлі льодової арени «Крижинка» у часі (осадова марка 15)

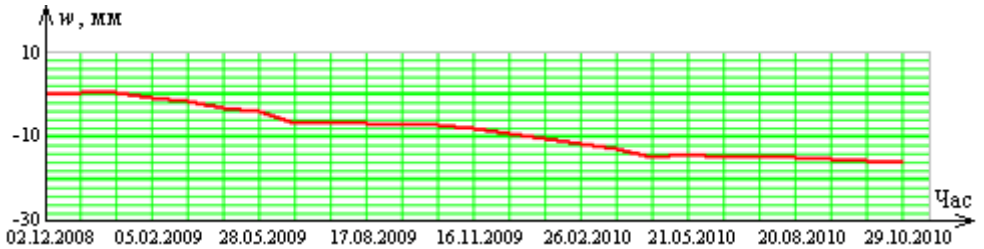


Рис. 5.23. Осідання будівлі тенісних кортів у часі (осадова марка 4)

Підсумовуючи наведені на рис. 5.20 – 5.23 дані, а також інші отримані під час проведення інженерно-геодезичних спостережень результати, можна вказати на те, що в цілому осідання всіх зазначених вище будівель мало незначний характер і проходило практично без перекосів між їх частинами, а тому суттєвого впливу на їх технічний стан не мало.

Перейдемо тепер до розгляду результатів інструментального контролю точності геометричних параметрів конструкцій VIP-зони: фундаментів і ростверку, арматурних виробів і залізобетонного каркаса. І одразу вкажемо на те, що цей контроль виконувався виключно після виставлення відповідальних конструкцій у проектне положення задля забезпечення відповідності їх проектним рішенням. Що ж стосується його обсягу, то за час проведення будівельно-монтажних робіт було, по-перше, виконане контрольне виконавче знімання стін та перегородок, визначене планове положення конструктивних елементів та їх відхилень від вертикалі, проведене контрольне виконавче знімання арматурних випусків і визначене планове положення елементів та їх відхилень від проектного положення. По-друге, виконаний контроль планово-висотного положення сходових клітин, стяжок та чистих підлог, порогів дверей у приміщеннях VIP-зони, відхилень висотної позначки змонтованих панелей-складок нижнього ярусу трибун та сходових клітин. Тому тут особливо наголосимо, що саме такий суцільний контроль дав змогу не допустити похибок, що перевищують допустимі значення, і, крім того, дозволив забезпечити проектні параметри геометрії всієї споруди завдяки достатньо якісно виконаним відповідальним конструкціям VIP-зони.

Що ж стосується підземного паркінгу, «Італійського дворика» та інших будівель, то під час їх будівництва виконувались контрольні виконавчі знімання висотного положення плит перекриття та підлог, планового положення та відхилень від вертикалі колон, стін і перегородок, а також планово-висотного положення водовідвідних лотків, сходів та гранітних плит мощення.

Також у процесі реконструкції виконувався інструментальний контроль точності геометричних параметрів відповідальних конструкцій об'їзної дороги та естакади. Причому встановлені максимальні значення відхилень конструкцій об'їзної догори від їх проектних рішень у плані сягали 50 мм, а за висотою – до 30 мм, що менше за їх допустимі величини.

Далі зазначимо ще й те, що під час реконструкції НСК «Олімпійський» виконувався інструментальний контроль точності геометричних параметрів або виконавче знімання нових і контрольне знімання існуючих підземних комунікацій. Також у період реконструкції були виконані спостереження за деформаціями підпірних та шпунтових стін «зони вболівальників» і «холодної зони» – геодезичний моніторинг був проведений для підпірних стін, що утримують зсувонебезпечні схили Черепанової гори: ПС-4, ПС-5, ПС-6 і ПС-7. Нагадаємо, що вказаний комплекс підпірних стін було споруджено ще у 2009 р. задля збільшення простору перед стадіоном і влаштування об'їзної дороги та утримання схилів Черепанової гори. Наприклад, схил Черепанової гори у зоні найбільш характерної підпірної стіни ПС-5 має висоту близько 10,5 м із бермою посередині схилу завширшки 3 м. Схема розміщення підпірної стіни ПС-5 на стадіоні та контрольних точок на ній представлена на рис. 5.24, а схема розміщення контрольних точок на підпірній стіні ПС-7 – на рис. 5.25. Приклади графіків коливання висоти контрольних точок підпірних стін ПС-5 та ПС-7 наведено на рис. 5.26 та 5.27.

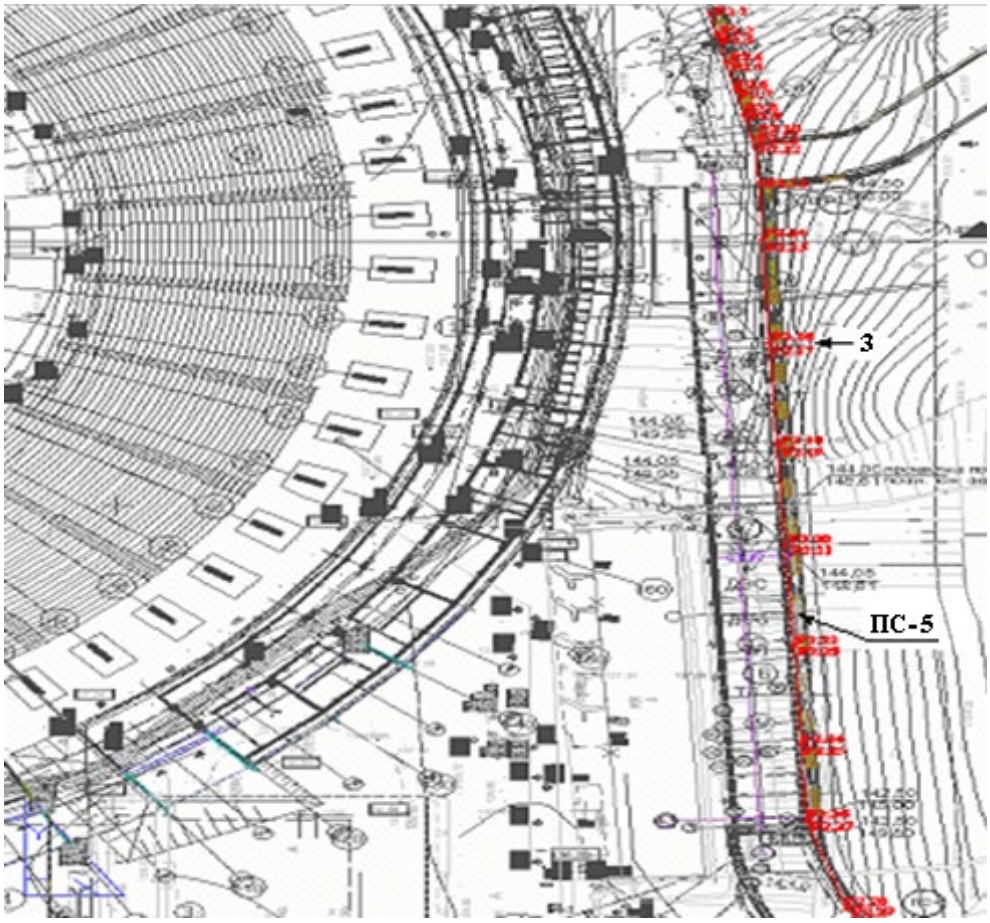


Рис. 5.24. Схема розміщення контрольних точок на підпірній стіні ПС-5

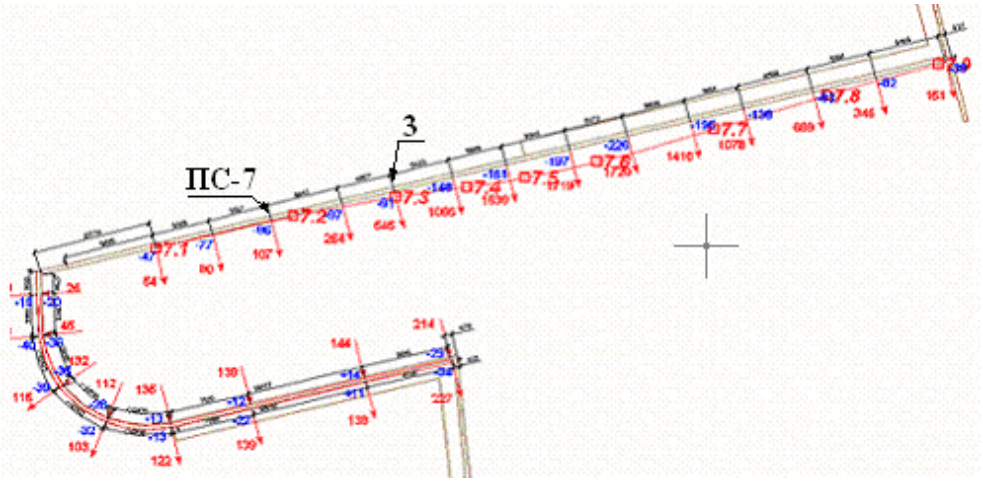


Рис. 5.25. Схема розміщення контрольних точок на підпірній стіні ПС-7

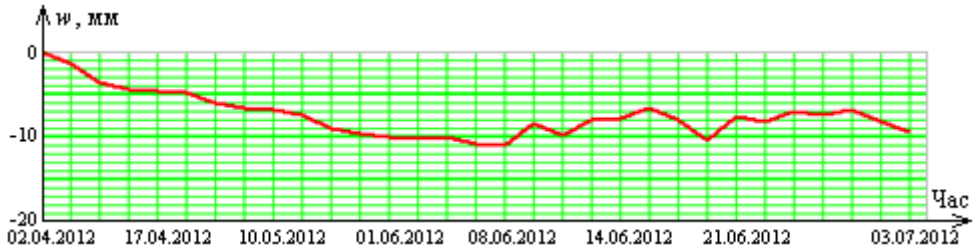


Рис. 5.26. Коливання висоти контрольної точки 3 підпірної стіни ПС-5 у часі

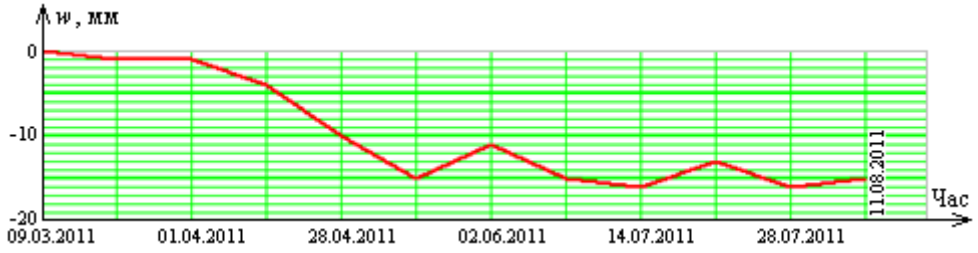


Рис. 5.27. Коливання висоти контрольної точки 7.3 підпірної стіни ПС-7 у часі

Як вже було вказано раніше, в процесі реконструкції НСК «Олімпійський» починаючи з серпня 2009 р. виконувався контроль планово-висотного положення шпунтових стін у «зоні вболівальників» та біля осі 120. Причому із результатів аналізу, отриманих під час проведення цього контролю даних виплило, що деформації шпунтової стіни заввишки до 10 м у деяких точках виходили за межі допустимих значень і досягали 150 мм. Природно відразу виникли запитання: у чому ж справа? І що стало причиною виникнення такої ситуації? Як виявилось, у першу чергу чинником виникнення вказаної ситуації був вплив інтенсивних робіт із влаштування пальового поля у «зоні вболівальників», а особливо свердловин діаметром 800 мм завглибшки до 20 м біля шпунтової стіни, що крім зміни рівня навантажень через безпосереднє виймання ґрунту створювало ще й значні вібраційні навантаження на неї. Тому задля зменшення деформацій шпунтової стіни було рекомендовано у декількох випадках не тільки знизити інтенсивність роботи бурової техніки у «зоні вболівальників», а й взагалі їх припинити аж до стабілізації деформацій шпунтової стіни.

Що ж стосується інших підпірних та шпунтових стін, то значення їхніх деформацій за увесь час спостережень при реконструкції НСК «Олімпійський» не виходили за межі допустимих величин. При цьому найбільші деформації підпірних та шпунтових стін були зафіксовані у періоди сніготанення, злив, а також збільшення кількості й рівня ґрунтових вод.

§ 5.3. Супровід робіт із будівництва нових конструкцій ярусів трибун

5.3.1. Улаштування похилих ригелів нижнього ярусу трибун. Перш за все нагадаємо, що проектом реконструкції НСК «Олімпійський» передбачався демонтаж існуючих конструкцій нижнього ярусу трибун стадіону та будівництво нових конструкцій. Основними несучими конструкціями нижнього ярусу трибун слугують монолітні залізобетонні палі, ростверки, похилі ригелі, а також збірні панелі-складки і бортові елементи, що виготовлялись у стаціонарних виробничих умовах і постачались на стадіон готовими до монтажу.

Ригелі являють собою нахилені до горизонту опорні залізобетонні балки з двома консолями. Кожна нахилена балка встановлена на два ростверки, які сформовані на кущах із чотирьох паль. Довжина нахилених балок змінюється в залежності від місця їх розташування на схилах нижнього ярусу. Перепад висоти між нижньою та верхньою частиною складає до дев'яти метрів. Значна площа балок перебуває у ґрунті (рис. 5.28).

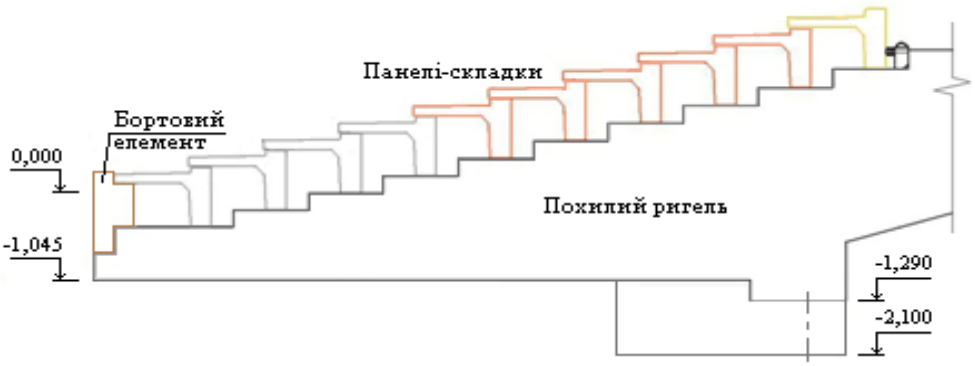


Рис. 5.28. Схема похилого ригеля із панелями-складками та бортовим елементом нижнього ярусу трибун

Роботи з улаштування ригелів нижнього ярусу трибун стадіону виконувались із березня 2009 по червень 2010 року. Причому прийнята технологія їх улаштування відрізнялась від традиційної з огляду на цілу низку факторів, а саме: масивність зазначених конструкцій, їхнє значне армування, різниця між крайніми позначками за вертикаллю до дев'яти метрів і таке інше.

Тому на підставі проекту реконструкції НСК «Олімпійський» та з урахуванням вимог чинних нормативних документів було розроблено проект виконання робіт із улаштування опорних ростверків і похилих ригелів нижнього ярусу трибун. У цьому проекті були відображені як підготовчі роботи (геодезична розбивка осей ростверків із відміткою їх на місцевості, улаштування котлованів й бетонної підготовки під похилі ригелі), так і роботи з улаштування ростверків по кущах бурових паль, монтажу арматурного каркасу похилих ригелів (рис. 5.29), а також їх опалубки та бетонування.

Рис. 5.29. Загальний вигляд арматурного каркаса похилого ригеля нижнього ярусу трибун

Враховуючи складний профіль похилого ригеля, була розроблена спеціальна схема монтажу опалубки «Framex» (рис. 5.30), яка передбачала використання трьох опалубних систем: індивідуальної опалубки передньої частини ригеля, інвентарних щитів для утворення вертикальних поверхонь ригеля та індивідуальної опалубки сходів ригеля із окремих секцій на чотири – п'ять сходинок. Причому згідно з цією схемою монтажу першу секцію опалубки сходів прикріплювали до індивідуальної опалубки передньої частини ригеля, а наступні секції кріпились одна до одної у відповідних місцях.

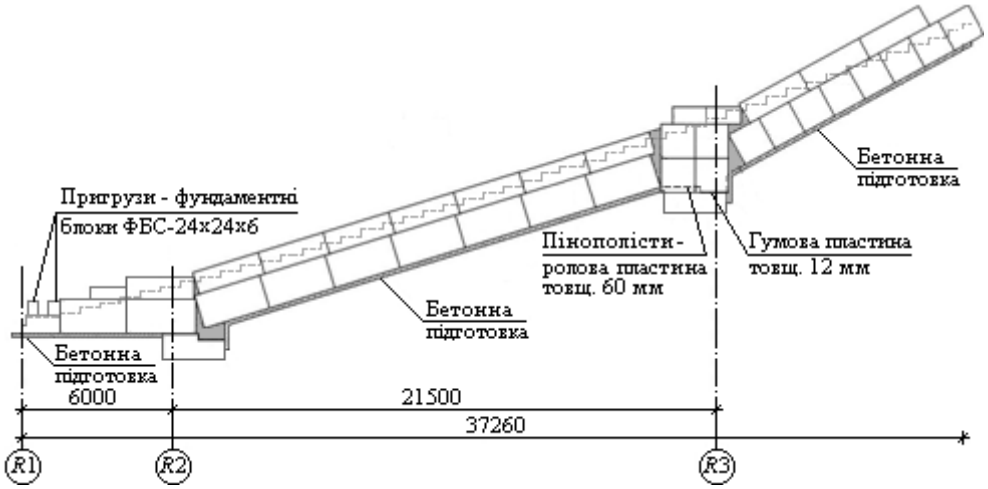


Рис. 5.30. Схема монтажу опалубки ригеля
(сірим кольором виділено зашиття щитами вільних місць)

Окрім вказаного, конструкція ригеля та його положення у просторі вимагали відпрацювання також деяких елементів технології бетонування, позаяк процеси бетонування та влаштування опалубки були значною мірою ускладнені вимогами до геометричної точності конструкції готових ригелів. У зв'язку з цим слід вказати на те, що похибка у визначенні горизонтальної позначки верху ригеля була встановлена на рівні від –10 до +5 мм, а у плановому положенні отворів на сходинках для спирання складок – біля ±10 мм. Саме тому з метою відпрацювання технології бетонування ригелів було виготовлено декілька фрагментів його нижньої частини. А відпрацювання технології бетонування полягало у визначенні оптимальних параметрів бетонної суміші, схеми бетонування, підбору антиадгезійних засобів задля обробки опалубки перед формуванням ригелів і термінів бетонування кожної його захватки.

Далі потрібно сказати, що розроблений проект виконання робіт передбачав бетонування похилого ригеля проводити у два етапи, а саме: спочатку виконати бетонування тіла ригеля, а вже потім – бетонування його сходів. Тому згідно з цим проектом тіло ригеля бетонувалось пошарово захватками знизу догори у відповідності з погодинним графіком. Бетонну суміш на будівельний майданчик доставляли автобетонозмішувачем, а укладання бетонної суміші в опалубку здійснювалось бетононасосами та баддями. Причому сумарний час доставки бетонної суміші на будівельний майданчик та укладання її в тіло ригеля не перевищував термін зміни її рухомості.

Що ж стосується технологічності виконання робіт, то бетонування виконувалось таким чином, щоб ригель не мав «холодних» стиків бетонування. Тому задля задоволення цієї вимоги роботи виконувались із такою технологічною перервою, щоб у попередньому шарі бетону почались процеси тужавлення та рухливість суміші зменшилась до 1 – 3 см, проте остаточне тужавлення не відбулось. Останнє давало можливість не тільки зменшити тиск бетонної суміші попереднього шару на опалубку перед влаштуванням наступного, а й поєднати шари бетону за допомогою вібрування. Таким чином, бетонування одного ригеля займало приблизно 10 – 16 год. при обсязі бетону 28 – 34 м^3. Однак тут варто підкреслити, що бетонування було ускладнене значним армуванням (до 380 кг/м^3), особливо над верхньою опорою, де було виконано напуски арматурних стержнів завдовжки до 3 м, а також наявністю верхнього ярусу. Оскільки зазначене перешкоджало виконанню бетонування всього ригеля за допомогою бетононасоса, то було прийняте рішення виконувати останню третину об'єму ригелів безпосередньо з автобетонозмішувачів за допомогою жолоба завдовжки 6 м. А задля нормального розподілення бетонної суміші в конструкції використовувати вібрування її декількома глибинними вібраторами, які було встановлено каскадом. Також зазначимо, що за вже вказаним принципом після завершення робіт із бетонування тіла похилого ригеля та набирання необхідної міцності бетоном бетонувались і його сходи. Загальний вигляд похилого ригеля після бетонування сходинок наведено на рис. 5.31.

Тепер привернемо увагу до того, що під час бетонування проводився постійний вхідний контроль параметрів бетонної суміші, а також безпосередній контроль дотримання технології бетонування та регулювання технологічних перерв у залежності від погодних умов. При цьому з метою відбирання проб бе-

тонної суміші, контролювання її параметрів і виготовлення зразків була організована пересувна лабораторія з необхідним обладнанням (рис. 5.32). А відбирання проб бетонної суміші проводились згідно з встановленим порядком у присутності представників технічного нагляду замовника та лабораторії постачальника.

Рис. 5.31. Загальний вигляд похилого ригеля нижнього ярусу трибун після бетонування

Також у процесі вхідного контролю визначались параметри бетонної суміші (легкоукладальність за осіданням конуса і наявність/відсутність розшарування) і виготовлялись бетонні зразки – куби для визначення середньої густини й міцності бетону на стиск у віці сім та двадцять вісім діб.

Рис. 5.32. Загальний вигляд пересувної лабораторії для контролювання параметрів бетонної суміші

Важливим було ще й те, що саме з урахуванням усіх отриманих результатів випробувань бетонної суміші приймались виважені рішення щодо можливості її використання задля формування похилих ригелів. У цьому сенсі природним було й те, що у разі невідповідності параметрів бетонної суміші вимогам проектно-технологічної документації та даним супровідних документів постачальників, суміш не використовувалась при бетонуванні ригелів.

Що ж стосується контролю технології улаштування ригелів, то наголосимо на тому, що він виконувався відповідно до розроблених схем операційного контролю та полягав у перевірці монтажу арматурного каркаса ригеля, монтажу опалубки, термінів транспортування бетонної суміші від виробника до будівельного майданчика (з урахуванням температури навколишнього середовища), якості обробки опалубки антиадгезійним засобом, проміжку часу між укладанням бетонної суміші у захватки, порядку укладання шарів бетонної суміші та їх товщини, параметрів вібрування бетонної суміші, проміжку часу, що пройшов між бетонуванням попереднього шару та наступного за ним, й часу витримки бетонної суміші в опалубці.

5.3.2. Панелі-складки та бортові елементи нижнього ярусу трибун. Після завершення робіт із улаштування похилих ригелів та набирання необхідної міцності бетоном тіла та сходинок ригелів були розпочаті роботи з монтажу панелей-складок та бортових елементів нижнього ярусу трибун. Нагадаємо, що панелі-складки та бортові елементи являли собою збірні залізобетонні конструкції індивідуального виготовлення Т-подібної форми (рис. 5.33).

Рис. 5.33. Загальний вигляд панелей-складок нижнього ярусу трибун

Як відомо, панелі-складки призначені для розміщення сидінь на трибунах. Причому кожна панель у проектному положенні спирається через гумові елементи на два сусідні похилі ригелі та на попередню панель-складку. Бор-

тові ж елементи призначені для відмежування ігрового поля від трибун стадіону і в проектному положенні спираються на нижню частину ригелів. Зазначимо, що допустимі відхилення реальних геометричних параметрів цих конструктивних елементів від їх проектних величин, оптимальні товщини захисного шару бетону, вимоги до зовнішнього вигляду, надійності панелей-складок і бортових елементів, а також вимоги до бетону та арматури були встановлені у спеціально розроблених технічних вимогах [24].

Перейдемо тепер безпосередньо до розгляду характеристик контролю панелей-складок і бортових елементів. Нагадаємо, що виробниками цих конструкцій були: ПАТ «ЗЗБК ім. С.Ковальської», ТОВ «Бетон Комплекс» і ЗЗБВ ВАТ «ДБК-4». Виготовлені панелі-складки і бортові елементи приймались до використання винятково після контролю та встановлення їх монтажної придатності. А задля проведення контролю панелей-складок і бортових елементів була розроблена технологічна карта вхідного контролю та форма акта, в якому фіксувались характеристики, які перевірялись, – усього чотирнадцять геометричних та технічних характеристик. У подальшому, на підставі результатів контролю, в акті відображались рішення щодо допуску чи недопуску виробу до монтажу. Особливо наголосимо, що контролю підлягала кожна панель-складка і бортовий елемент – усього приблизно 2800 виробів.

Також задля монтажу панелей-складок і бортових елементів у проектне положення було розроблено проект виконання робіт, у якому були встановлені вимоги щодо транспортування виробів, підготовки їх до монтажу, підготовки механізмів, установлення та закріплення у проектному положенні, а також контролю всіх технологічних процесів. Крім того, у цьому проекті були передбачені певні заходи щодо підготовки опорних поверхонь похилих ригелів перед закріпленням панелей-складок і бортових елементів у випадку виявлення перепадів по вертикалі на поверхнях та відхилень положення стаканів у тілі ригеля від його проектного положення.

Тут варто звернути увагу ще й на той факт, що з метою поліпшення умов спирання панелей-складок на похилі ригелі трибун було запропоновано застосувати їх нежорстке з'єднання з використанням спеціально розробленого конструктивного рішення, яке полягало у нежорсткому кріпленні опорної деталі МС-1 у порожнині тіла похилого ригеля внаслідок забезпечення можливості зворотно-поступального переміщення цієї деталі у розрахункових межах під час експлуатації споруди. Причому суть цього рішення полягала у тому, що нежорстке кріплення деталі МС-1 досягалось, по-перше, спеціальним закріпленням на деталі відрізків пінополіетиленових джгутів і, по-друге, наступним вставлянням обробленої таким чином деталі у заповнену пластичною полімермінеральною розчиновою сумішшю порожнину тіла похилих ригелів. Також тут доречно відмітити, що саме наявність джгутів у застосованому конструктивному рішенні забезпечила не тільки нежорстке кріплення деталі МС-1 у затверділій розчиновій суміші, а й її зворотно-поступальне переміщення, що обумовлено властивостями пінополіетилену. Слід також зазначити, що запропоноване конструктивне рішення у повному обсязі довело свою ефективність, було погоджено проектною організацією й прийнято до використання.

Що стосується результатів контролю похилих ригелів, то вкажемо на те, що у випадку виявлення позитивних перепадів по вертикалі на опорних поверхнях ригелів понад 2 мм, виконувалось їх механічне оброблення за допомогою шліфувальних машин із алмазним абразивним кругом, а у протилежному випадку – при негативних перепадах по вертикалі понад 2 мм, виконувалось їх вирівнювання зі застосуванням швидкотвердіючих сумішей, виготовлених на базі матеріалів Ceresit CD22, Ceresit CD30 та Ceresit CC81. В свою чергу, задля підвищення якості ущільнення місць з'єднань між стійкою попередньої панелі-складки та полицею наступної панелі-складки гумовими прокладками МН-3 у нижній частині панелей на період їх монтажу для їх кріплення було запропоновано використання двосторонніх та односторонніх липких полімерних стрічок «Favorit».

Важливим було й те, що всі етапи робіт із монтажу панелей-складок і бортових елементів постійно контролювались відповідно до розроблених схем операційного контролю. Наприклад, при контролі якості закріплення прокладки до поверхні панелі-складки перевірялись наступні параметри: точність встановлення у паз і відсутність провисання прокладки, щільність її примикання до поверхні панелі-складки, а також наявність відхилення прокладки від проектного положення. Результати контролю монтажу панелей-складок і бортових елементів фіксувались у журналі, форма якого передбачала залучення до проведення контролю представників виробника та технічного нагляду замовника, що підтверджувалось їх підписами.

І наостанок цього розділу зауважимо, що після закінчення монтажу панелей-складок кожного сектора трибун розпочинались роботи з герметизації стиків між ними. Причому під час здійснення даного етапу контролю задля виконання цієї роботи було запропоновано не тільки конструктивне рішення стиків, а й технологія їх герметизації та матеріали стиків між панелями-складками. Також вкажемо на те, що з метою ущільнення стиків було вирішено використовувати пінополіетиленові джгути, для їх герметизації – полісульфідний герметик «Sika», а забезпечення рівних країв швів досягалось шляхом застосування односторонньої липкої стрічки. Конструкція герметичного шва між панелями-складками наведена на рис. 5.34.

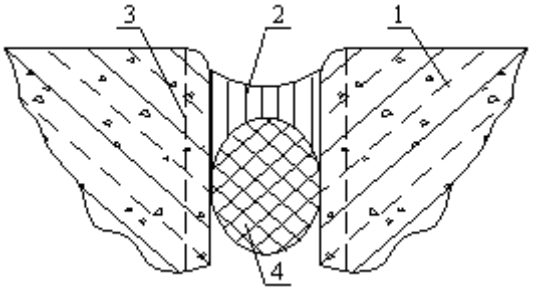


Рис. 5.34. Герметизація стиків герметиком:
1 – залізобетонна панель-складка; 2 – герметик; 3 – ґрунтовка; 4 – пружна прокладка

5.3.3. Монтаж панелей-складок нижнього ярусу трибун баштовими кранами. Згідно з проектом реконструкції НСК «Олімпійський» на похилих ригелях нижнього ярусу трибун необхідно було змонтувати дві тисячі триста дев'ять залізобетонних панелей-складок. Тому на одному з етапів програми науково-технічного супроводу технології будівельно-монтажних робіт було передбачено розробку конструктивно-технологічних рішень із монтажу панелей-складок нижнього ярусу трибун. Однак цей монтаж був ускладнений тим, що панелі відрізнялись одна від одної не тільки за вагою – від 8545 до 3500 кг, а й за довжиною – від 8940 до 5595 мм, а також тим, що одинадцять верхніх рядів нижнього ярусу трибун перекривались їхнім верхнім ярусом, що заважало монтувати панелі-складки традиційними вантажопідйомними механізмами. Тому, виходячи з цих умов та взявши до уваги стиснені терміни будівництва, було прийнято рішення щодо монтажу п'ятисот сорока панелей під верхнім ярусом трибун спеціальною установкою УМС-1, а одну тисячу сімсот шістдесят дев'ять панелей нижнього ярусу від його першого ряду й аж до обрізу верхнього ярусу – трьома баштовими кранами КБ 674-А-1 вантажопідйомністю 12,5 т із поворотними стрілами завдовжки 50 м.

Проектом виконання робіт із монтажу панелей-складок баштовими кранами було передбачено встановлення кранів на рейковому ході на бігових доріжках стадіону у трьох монтажних зонах, як це показано на рис. 5.35 і 5.36. Також згідно з цим проектом монтаж було передбачено виконувати одночасно трьома потоками протягом двох місяців. При цьому в кожній зоні монтаж панелей-складок виконувався одним краном, кількість панелей для кожного з яких була приблизно однаковою.

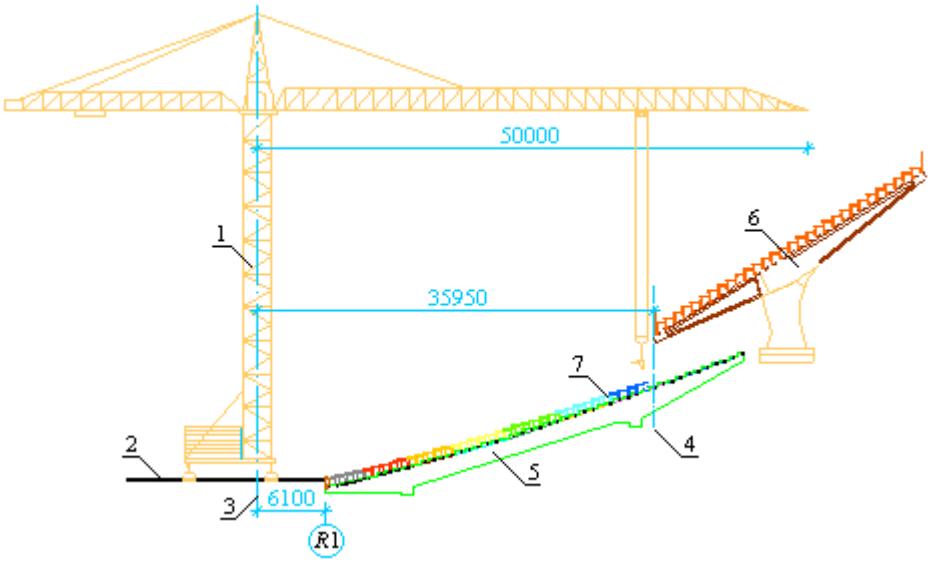


Рис. 5.35. Принципова схема монтажу панелей-складок нижнього ярусу трибун:
1 – баштовий кран; 2 – бігова доріжка стадіону; 3 – вісь башти крана;
4 – межа трибуни верхнього ярусу; 5 – похилий ригель нижнього ярусу;
6 – похилий ригель верхнього ярусу, 7 – панель-складка

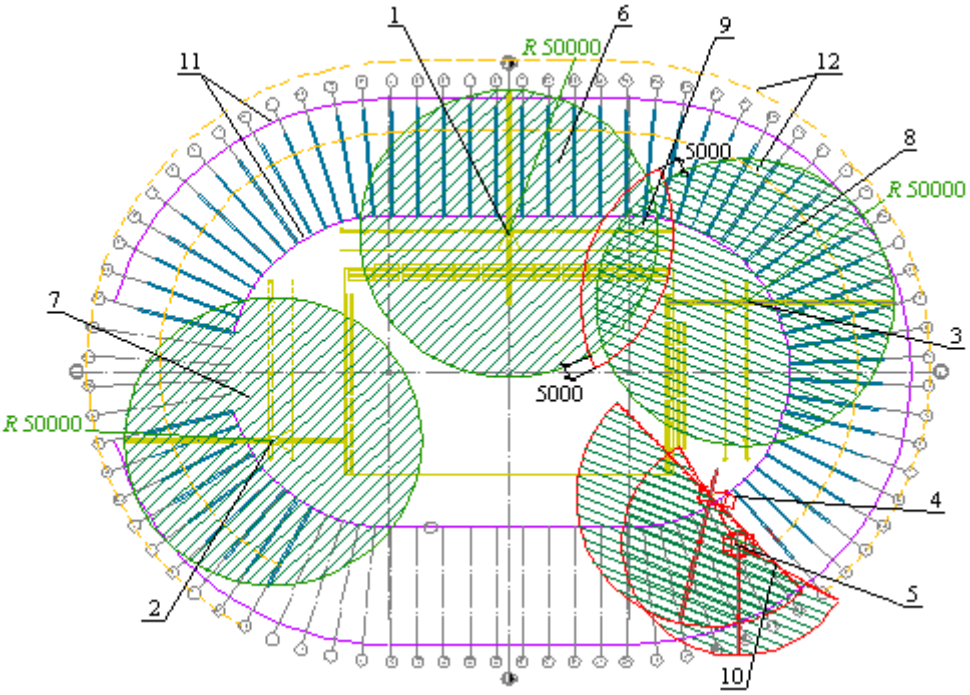


Рис. 5.36. Схема спільної роботи баштових кранів:
1 – кран № 1; 2 – кран № 2; 3 – кран № 3; 4 – кран Grove 6300; 5 – кран Manitowoc 1500;
6–8 – радіуси дії кранів № 1 – № 3; 9 – зона, в яку виносити вантажні гаки
(вантажі) кранами одночасно заборонено; 10 – зона заборони виносу стріли;
11 – межа нижнього ярусу трибун; 12 – межа верхнього ярусу трибун

Зауважимо, що кран № 1 виконував монтаж панелей-складок у зоні 1, яка обмежена секторами в осях 300 – 510, кран № 2 – у зоні 2, яка обмежена секторами в осях 510 – 580 та 630 – 710 і, нарешті, кран № 3 – у зоні 3, яка обмежена осями 120 – 300. Причому незалежна робота кожного крана була досягнута шляхом розміщення їхніх стріл на різних висотах із урахуванням того, що крюк крана № 1 знаходився на висоті 29 м від рівня головок рейок, а крюки кранів № 2 та № 3 – на висоті 41 м (рис. 5.37). Окрім того, розташування кранів у межах кожної зони передбачало, що вага панелі-складки разом із траверсою не повинна перевищувати 7,6 т, якій відповідає максимальний виліт крюка стріли крана – 42,5 м. Тому забезпечення незалежної роботи кранів у плані було досягнуто шляхом розроблення порядку їх переміщення по монтажних зонах між стоянками.

Проектом виконання робіт також було узгоджено роботу кранів Manitowoc 1500 та Grove 6300, які у той же період виконували демонтаж старих пілонів верхнього ярусу трибун, із роботою баштового крану КБ 674-А-1 № 3, робочі зони яких частково перетиналися. Згідно з цим рішенням виконувати роботи двома кранами одночасно в суміжних секторах було заборонено.

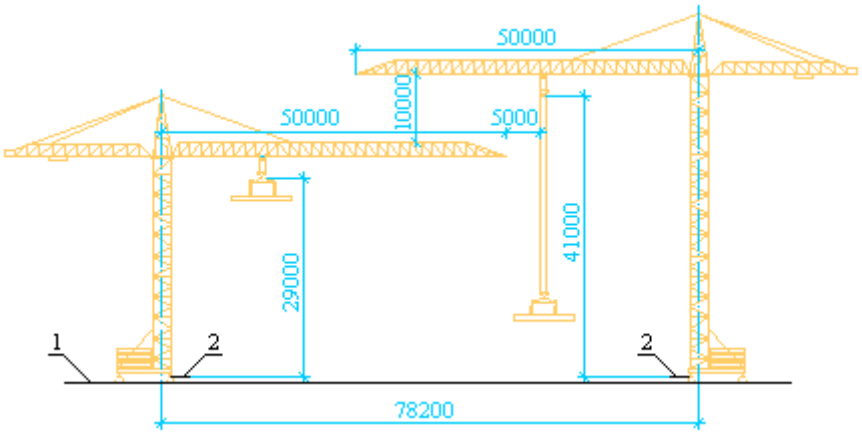


Рис. 5.37. Схема розведення стріл баштових кранів за висотою:
1 – бігова доріжка стадіону; 2 – рівень головки рейки крана

Слід сказати, що оскільки працюючий кран № 2 міг перекрити єдиний в'їзд на територію стадіону, то підкранові колії передбачено було монтувати у дві черги: спочатку між осями 630 – 710, а вже потім між осями 580 – 510.

На завершення цього розділу підкреслимо ще й такий важливий факт, що проектом виконання робіт було передбачено проводити монтаж панелей-складок «з коліс», проте у разі крайньої необхідності їх можна було тимчасово складувати уздовж периметра ігрового поля з розміщенням не більше ніж у два ряди і проходом між ними завширшки 1 м.

5.3.4. Монтаж панелей-складок у важкодоступних місцях трибун установкою УМС-1. Нагадаємо, що проектом реконструкції НСК «Олімпійський» було передбачено встановлення п'ятисот сорока панелей-складок нижнього ярусу трибун на похилі ригелі у зоні, яка розташована під верхнім ярусом існуючих трибун. Однак під час проведення науково-технічного супроводу та розроблення проекту виконання робіт було встановлено, що проводити монтаж панелей-складок під верхнім ярусом трибун як із боку футбольного поля, так і з майданчиків поблизу пілонів верхнього ярусу трибун відомими вантажопідйомними механізмами неможливо. Тому з метою монтажу цих панелей-складок була розроблена спеціальна установка УМС-1, яка складається з двох направляючих балок та рухомого порталу, який може пересуватись уздовж цих балок за допомогою двох лебідок (рис. 5.38). Основні технічні характеристики установки УМС-1 висвітлені у табл. 5.1.

Коротко принцип роботи цієї установки може бути охарактеризований наступним чином. Баштовий кран, яким монтують панелі-складки до обрізу верхнього ярусу трибун, подає їх до нижньої частини направляючих балок. Після цього портал установки «наїжджає» на панель, зачіпляє вантаж гаками й підіймає його за допомогою лебідки, змонтованої на порталі. Далі портал разом із панеллю пересувається уздовж направляючих балок у

зону монтажу і опускає її на похилі ригелі. Враховуючи, що висота підіймання (опускання) вантажу під час монтажу панелей-складок не перевищує 1,2 м, механізм його підйому був розроблений на базі передачі гвинт-гайка. Крім того, з метою пересування порталу уздовж направляючих балок, кут нахилу яких становив 19°, були розроблені малогабаритні лебідки, які встановлені на ходових візках порталу.

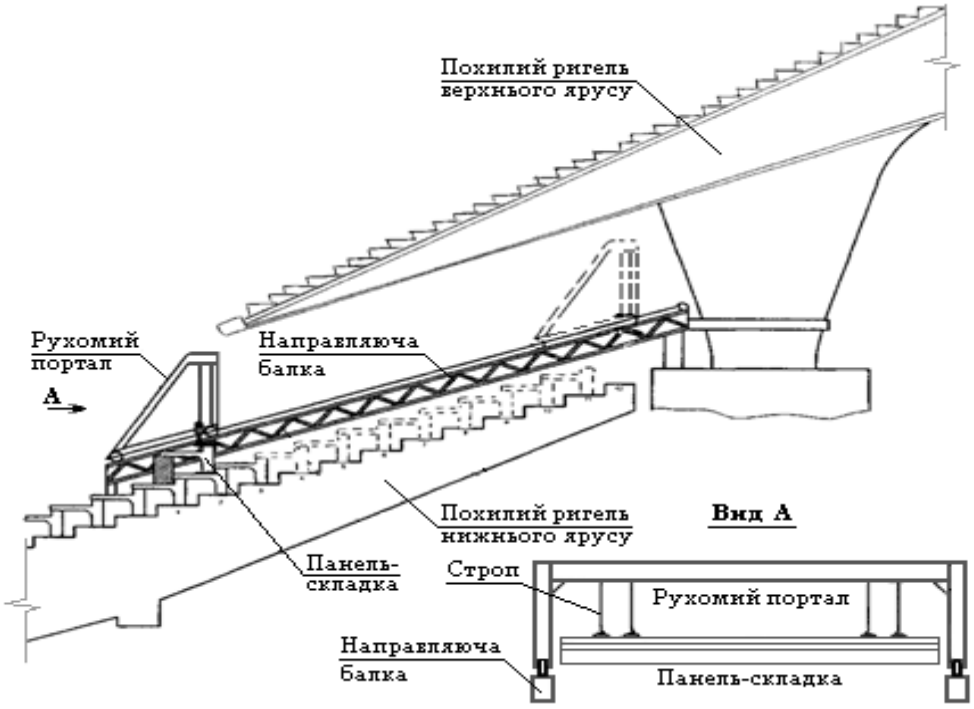


Рис. 5.38. Схема монтажу панелей-складок під верхнім ярусом трибун з використанням спеціальної установки УМС-1

Таблиця 5.1

№ з/п	Показник	Одиниця виміру	Величина
1	Вантажопідйомність	кг	7000
2	Висота підйомів гаків	м	1,2
3	Робочі швидкості: підйому та опускання вантажу пересування порталу	м/хв.	 2,1 4,0
4	Потужність електродвигуна підйому панелі	кВт	7,5
5	Потужність електродвигунів переміщення порталу	кВт	2×1,5

Підсумовуючи викладене, зауважимо, що із застосуванням установки УМС-1 монтаж (один із робочих моментів якого зображено на рис. 5.39) усіх панелей-складок нижнього ярусу трибун було виконано у передбачені проектом виконання робіт строки із дотриманням вимог технічного регламенту. Таким чином установка УМС-1 виправдала покладені на неї очікування.

Рис. 5.39. Монтаж панелей-складок нижнього ярусу трибун установкою УМС-1

Однак, у 2010 р. після підняття висячого покриття над трибунами стадіону в проектне положення в процесі подальшої реконструкції трибун несподівано виникла нова проблема, пов’язана з необхідністю проведення монтажу панелей-складок на останніх десяти рядах верхнього ярусу трибун в осях 710 – 120. Вказана проблема полягала у неспроможності баштового крана КБ-674-А-1, який виконував монтаж панелей-складок VIP-зони, забезпечити подачу панелей в потрібну зону, позаяк цей кран міг подавати панелі-складки тільки до другого ряду верхнього ярусу трибун, якщо рахувати згори. Тому задля вирішення цієї проблеми з урахуванням накопиченого досвіду було запропоновано використати установку УМС-1 попередньо пристосувавши її для використання на верхньому ярусі трибун. Виходячи із нових умов монтажу, були внесені наступні зміни в конструкцію установки УМС-1:

- зменшена вантажопідйомність із 7,0 до 4,5 т;
- залишено на порталі два підйомних гака замість чотирьох за рахунок зміни схеми запасовки підйомного каната та розташування відповідних блоків;
- змінена конструкція рами візка з метою забезпечення вертикального положення порталу при його пересуванні уздовж направляючих балок через збільшення кута їхнього нахилу з 19° до 30° до горизонту;
- збільшена з 9,8 до 10,9 м довжина колії установки за рахунок спеціальної вставки у найменш навантаженому місці рами порталу;
- підсилені направляючі балки знизу рамкою зі швелера № 12 із урахуванням того, що при деяких варіантах монтажу панелей-складок вони могли мати тільки дві точки спирання;
- з метою підвищення безпеки роботи установки встановлені спеціальні захвати на ходових візках порталу задля недопущення з'їзду їхніх ходових коліс із направляючих балок у випадку відмови механізму лебідки.

Загальна ж тривалість робіт із переміщення установки УМС-1 на наступний сектор трибун за участю чотирьох слюсарів-монтажників у середньому складала чотири години (рис. 5.40).

Рис. 5.40. Загальний вигляд установки УМС-1 на верхньому ярусі трибун

5.3.5. Улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун. Перш за все зауважимо, що на момент улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун VIP-зони на ділянці реконструкції були влаштовані похилі ригелі та змонтовані панелі-складки нижнього ярусу трибун. Роботи з улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун були виконані протягом серпня 2010 – вересня 2011 року і включали формування нових і відновлення іс-

нуючих ригелів. Причому нові ригелі формувались у VIP-зоні в осях 720 – 110, а в інших місцях проводились ремонтні роботи та відновлення ригелів.

Тепер нагадаємо, що ригелі верхнього ярусу трибун стадіону НСК «Олімпійський» являють собою похилі консолі, які своєю нижньою частиною спираються на монолітну залізобетонну плиту, опорами якої в свою чергу слугують колони. Перепад висоти від нижньої до верхньої точок ригеля становить біля 12 м. Тому таке складне просторове положення та форма ригелів вимагали розроблення технологічних та конструкторських документів, які б регламентували виконання комплексу технологічних процесів щодо улаштування риштування, монтажу опалубки й арматурного каркаса, транспортування бетонної суміші, бетонування ригелів і демонтажу риштування. Вказане також було ускладнене високими вимогами до якості поверхні «лицьового» бетону та мінімальними допусками геометричних розмірів.

З метою вирішення поставлених завдань була розроблена низка технологічних і конструкторських документів, у тому числі: схема спільної роботи трьох баштових кранів при переміщенні арматурних стержнів завдовжки до 29 м, робочий проект влаштування тимчасової дільниці зварювання арматурних стержнів, а також технологічний регламент із улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун із застосуванням траверси ТВ-1, яка була спеціально сконструйована і виготовлена задля переміщення негабаритних стержнів та плоских каркасів (рис. 5.41).

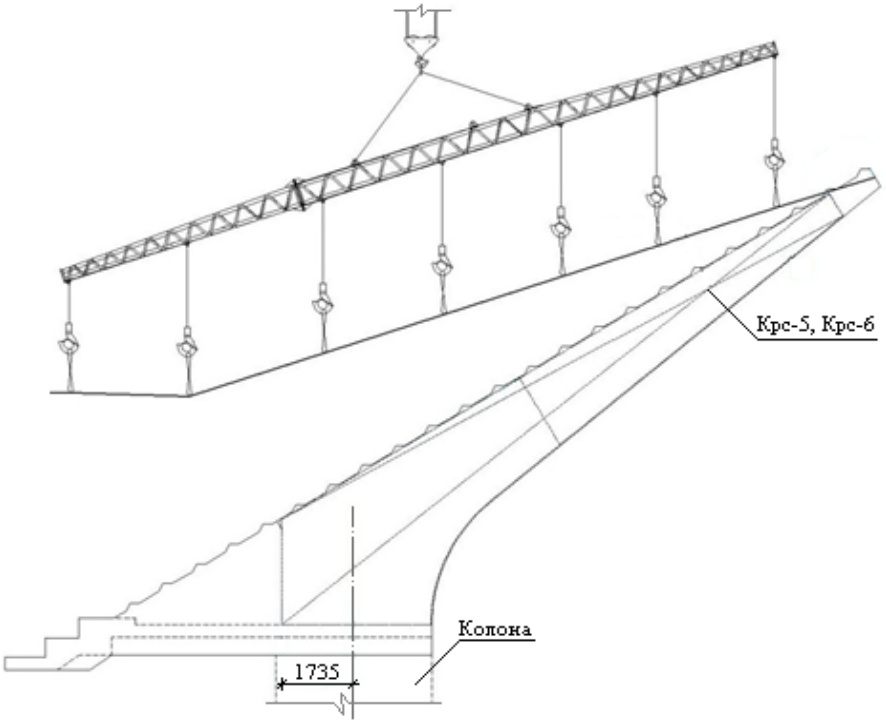


Рис. 5.41. Схема монтажу арматурних стержнів із використанням траверси ТВ-1

Схема спільної роботи кранів при влаштуванні похилих ригелів була розроблена з урахуванням технічних характеристик баштових кранів: КБ-408, КБ 674-А-1, КБ 674-А-3, JASO-J300 і JASO-110, які були задіяні при переміщенні арматурних стержнів від дільниці зварювання на дільницю влаштування плоских арматурних каркасів та при подальшому переміщенні арматурних стержнів і плоских каркасів до зони монтажу просторових арматурних каркасів.

Що ж стосується робочого проекту влаштування тимчасової (на час улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун) дільниці зварювання арматурних стержнів, то він включав пояснювальну записку, будівельний план (схему розміщення дільниць зварювання арматурних стержнів та улаштування плоских арматурних каркасів), схему переміщень плоских арматурних каркасів і негабаритних арматурних стержнів від місця виготовлення до місця формування ригелів й схему розміщення обладнання на дільниці.

Також слід вказати на те, що розроблений технологічний регламент із улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун містив детально описану послідовність виконання та зміст усіх технологічних процесів. Наприклад, одним із таких технологічних процесів було влаштування плоских та просторових арматурних каркасів похилих ригелів, які складались із застосуванням як прямих, так і зігнутих під кутом 39° стержнів (рис. 5.42).

Рис. 5.42. Монтаж арматурного каркаса похилого ригеля верхнього ярусу трибун

Наступним прикладом із цього технологічного регламенту може слугувати технологічний процес виконання індивідуальної бокової опалубки, а також унікальної опалубки верхньої кришки на три – чотири сходи з отворами для вібрування бетонної суміші та виходу повітря при ущільненні (рис. 5.43).

Рис. 5.43. Загальний вигляд опалубки похилого ригеля верхнього ярусу трибун

Як вже було зазначено раніше, технологія бетонування похилих ригелів була ускладнена високими вимогами до якості поверхні «лицьового» бетону та мінімальними допусками геометричних розмірів. Окрім того, виконання робіт також значно ускладнювалось й іншими умовами, а саме: високим коефіцієнтом армування (до 420 кг/м^3), стислими термінами робіт (шістнадцять ригелів необхідно було повністю виконати за два місяці), значним перепадом висоти між нижньою та верхньою точками ригеля (біля 12 м), а також складними погодними умовами (роботи виконувались у липні – серпні 2011 р. за середньою денною та нічною температурами до +42°С й до +30°С відповідно та вологістю повітря у межах 35 – 60 %). Проте усі ці ускладнювальні та несприятливі фактори були враховані при розробленні технології бетонування похилих ригелів із додержанням погодинного графіка (рис. 5.44). Причому принципова технологія була прийнята такою ж (за двома відмінностями), що й для похилих ригелів нижнього ярусу трибун, тобто було застосоване поступове заповнення тіла ригеля з технологічними перервами задля зменшення тиску на опалубку. Відмінності ж полягали у тому, що тіло ригеля та його сходинки бетонувались одночасно задля забезпечення безшовності, а також було застосовано бетонну суміш із високою рухомістю (24 – 27 см) та спеціальними добавками, що уповільнювали процеси тужавлення, так як бетонування виконувалось із швидкістю приблизно 1,0 – 2,0 м^3/год та за висотою не більше 1,5 м за дві години.

Рис. 5.44. Бетонування похилого ригеля верхнього ярусу трибун у нічний час

5.3.6. Монтаж панелей-складок верхнього ярусу трибун. Складність технології монтажу панелей-складок верхнього ярусу полягала в обмежених умовах роботи як за площиною, так і за висотою, оскільки монтаж панелей можливо було розпочинати тільки після закінчення підйому висячого покриття над трибунами стадіону. Тому задля пришвидшення монтажу було передбачено виконання робіт трьома захватками та трьома кранами одночасно, два з яких були баштовими КБ 674-А-1, а один – на колісній базі Liebherr Ltm 1200. Враховуючи складність монтажу, було розроблено проект виконання робіт на монтаж панелей-складок верхнього ярусу трибун після підняття висячого покриття в осях 710 – 120 з використанням трьох кранів (рис. 5.45).

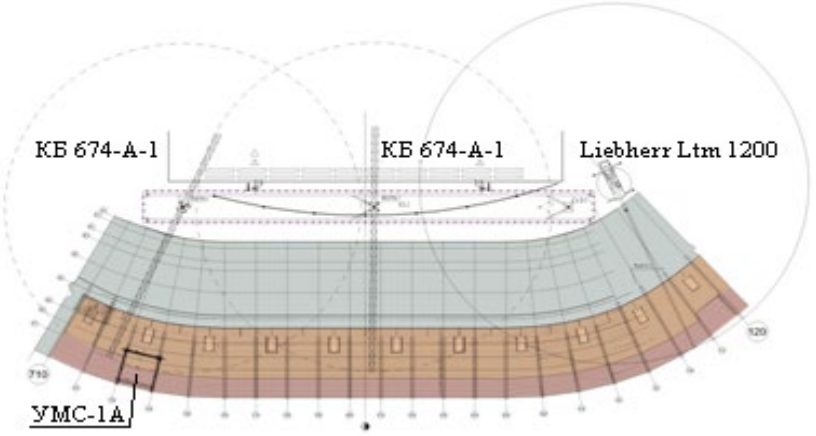


Рис. 5.45. Схема спільної роботи трьох кранів при монтажі панелей-складок верхнього ярусу трибун

Тепер звернемо увагу на те, що навіть за умови одночасної роботи трьох кранів, як це вбачається з рис. 5.46, виконати монтаж останніх 8 – 10 рядів панелей-складок верхнього ярусу трибун було технічно неможливо. Тому з метою створення такої можливості були вжиті певні заходи з модернізації установки УМС-1, за допомогою якої був проведений монтаж панелей на нижньому ярусі трибун. Модернізована ж установка отримала назву УМС-1А та забезпечила можливість проведення монтажу останніх рядів верхнього ярусу трибун.

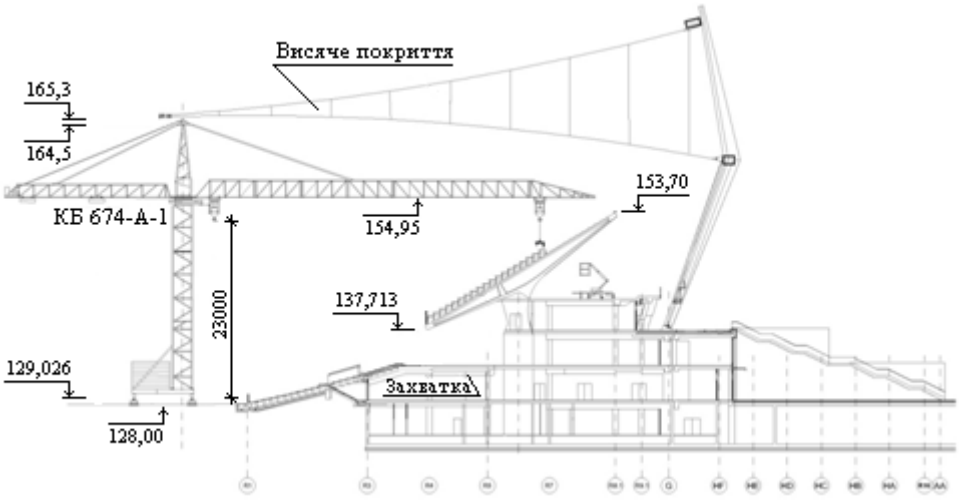


Рис. 5.46. Монтаж панелей-складок верхнього ярусу трибун баштовим краном під висячим покриттям

§ 5.4. Супровід відновлення існуючого верхнього ярусу трибун

Розпочнемо розгляд зі згадки про те, що протягом 2009 – 2011 років був здійснений комплекс робіт із відновлення технічного стану й оснащення конструкцій верхнього ярусу трибун стадіону НСК «Олімпійський». Причому під час виконання зазначених ремонтно-відновлювальних робіт були виконані наступні дослідження:

1. Обстеження стану конструкцій і споруд перед початком і в процесі виконання робіт, що висвітлено в параграфі 3.1.

2. Розрахунки несучої здатності та деформативності конструкцій і споруд, розроблення конструктивних рішень підсилення й захисту залізобетонних елементів, що викладено в параграфах 3.3 і 3.4.

3. Експериментальні дослідження та випробування натурних елементів і вузлів конструкцій, що описано в параграфах 3.5 – 3.8.

4. Розроблення технологічних регламентів виконання ремонтно-відновлювальних робіт, розгляд та погодження детальних переліків ремонтних робіт, технологічних послідовностей виконання робіт і методів контролю їх якості.

5. Перевірка якості виконання ремонтних робіт, оперативне коригування технічних й технологічних рішень у процесі виконання робіт, а також участь у прийманні виконаних робіт.

Окрім того, у процесі науково-технічного супроводу були виконані детальні обстеження наступних конструктивних елементів верхнього ярусу трибун: ростверків і пальових фундаментів під колонами трибун, залізобетонних несучих колон і двоконсольних балок, залізобетонних панелей-складок трибун, міжсекторних огорож трибун і вузлів їхнього кріплення, прилеглих до люків-виходів елементів (балок, площадок, набетонки, огорож, воріт), температурних швів трибун, елементів сходів, а також верхнього та нижнього силових кілець. Стан верхньої поверхні трибун у 2008 р., тобто перед початком виконання ремонтних робіт, зображений на рис. 5.47.

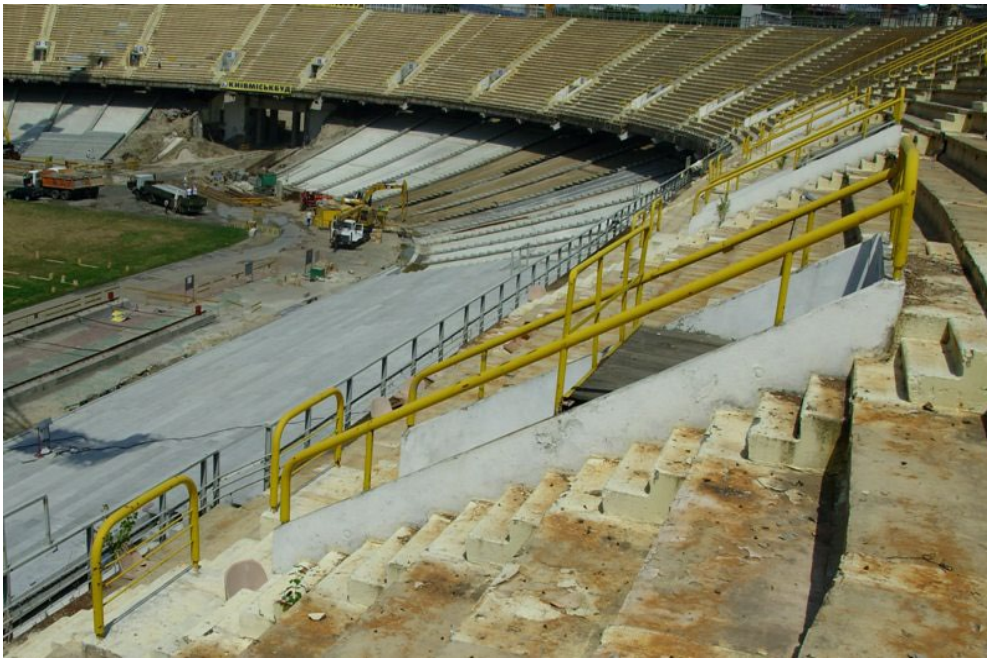


Рис. 5.47. Стан верхнього ярусу трибун перед початком ремонтних робіт

Крім того, після розчищення панелей-складок від шарів старого покриття було додатково виявлено значні корозійні пошкодження ділянок бетону окремих панелей (рис. 5.48). Шляхом детального візуального та інструментального обстеження усіх існуючих панелей-складок було визначено тридцять чотири панелі у різних секторах, які перебували у найбільш незадовільному стані й потребували посилення або заміни елементів. Тому задля відновлення міцності панелей-складок були розроблені технічні рішення з видалення пошкоджених ділянок і перебетонування верхньої плити панелей із підсиленням або заміною їх армування, стан якого перед початком робіт наведений на рис. 5.49.

Рис. 5.48. Загальний вигляд найбільш пошкоджених ділянок панелей-складок трибун після розбирання старого покриття

Рис. 5.49. Панель-складка перед перебетонуванням ділянок верхньої плити (після видалення пошкодженого бетону)

Окрім цього були здійснені перевірні розрахунки несучої здатності пальових фундаментів трибун, балок і колон, панелей-складок, вузлів кріплення сидінь, а також несучої здатності та деформативності огорож. Причому вказані розрахунки виконувались із врахуванням змін у нормах проектування, у тому числі – з врахуванням підвищеного рівня відповідальності конструкцій НСК «Олімпійський», що потребувало застосування коефіцієнта на-

дійності за відповідальністю у розмірі 1,2. А розрахунки деяких конструктивних елементів (огорож та вузлів кріплення сидінь), для яких національні норми на час виконання розрахунків були відсутні, проводились із врахуванням вимог європейських норм до спортивних арен.

До речі, згідно з результатами аналізу даних перевірних розрахунків була розроблена низка інженерних рішень із посилення елементів конструкцій, які перебували у незадовільному стані, а саме: пальових фундаментів і ростверків колон, а також плитних ділянок панелей-складок, пошкоджених корозією. Окрім того, значна увага була приділена удосконаленню конструктивних рішень, які розроблялись проектними організаціями, зокрема – вузлів кріплення огорож до елементів трибун й вузлів кріплення сидінь до панелей-складок.

Тепер щодо уніфікації вимог до робіт із ремонту й відновлення конструкцій верхнього ярусу трибун, до виконання яких було залучено значну кількість будівельних компаній, а також організації пов'язаних із цими питаннями тендерних процедур. Із цією метою були розроблені технологічні регламенти для таких комплексів робіт: демонтаж, ремонт і відновлення панелей-складок в осях 9 – 12, 71 – 72, ремонт верхньої та нижньої поверхонь панелей-складок в осях 12 – 71, ремонт несучих колон і балок, а також ремонт елементів, прилеглих до виходів на верхній ярус трибун.

У цьому сенсі треба зазначити, що найбільш показовим прикладом одночасного виконання якогось виду робіт різними будівельними організаціями й вирішення пов'язаної із цим цілої низки організаційних і технічних питань були достатньо трудомісткі роботи з ремонту верхніх поверхонь панелей-складок трибун. Нагадаємо, що ці роботи передбачали очищення поверхонь від старого пошкодженого покриття та влаштування на трибунах стяжки, що утворює ухил, і нового захисного покриття. З метою пришвидшення виконання робіт усі трибуни були розділені на дві частини, а основними виконавцями ремонтно-будівельних робіт були визначені: ТОВ «Бікор» на секторах між осями 12 – 40 та ТОВ «Остовбудсервіс» на секторах між осями 40 – 71. У цей же час проводились роботи з ремонту та фарбування колон, балок та нижніх поверхонь панелей-складок за участю ТОВ «СМУ-1 ЗЗБК №1», ТОВ «Спецвисотмонтаж», ТОВ «Віалок Білд», ПП «Базальт» та інших будівельних організацій. Паралельно з цими роботами вівся також демонтаж зношених і монтаж нових елементів огорож, сходинок, температурних швів, сидінь, ремонт елементів виходів на трибуни тощо. Окрім цього зауважимо, що проведення робіт із ремонту конструкцій трибун значно ускладнювалось, коли на тривалий час на верхньому і нижньому ярусах були влаштовані дерев'яні лотки для збирання й монтажу висячого покриття (рис. 5.50). Причому з усіх зазначених вище робіт найбільш складними були роботи з ремонту і відновлення панелей-складок в осях 9 – 12 і 71 – 72. Ці панелі були демонтовані, відремонтовані та повторно змонтовані на нових балках (рис. 5.51). А вже після цього було виконане чистове опорядження їх верхніх й нижніх поверхонь, стиків і закладних елементів за загальноприйнятою технологією.

Рис. 5.50. Загальний вигляд верхнього ярусу трибун під час монтажу висячого покриття

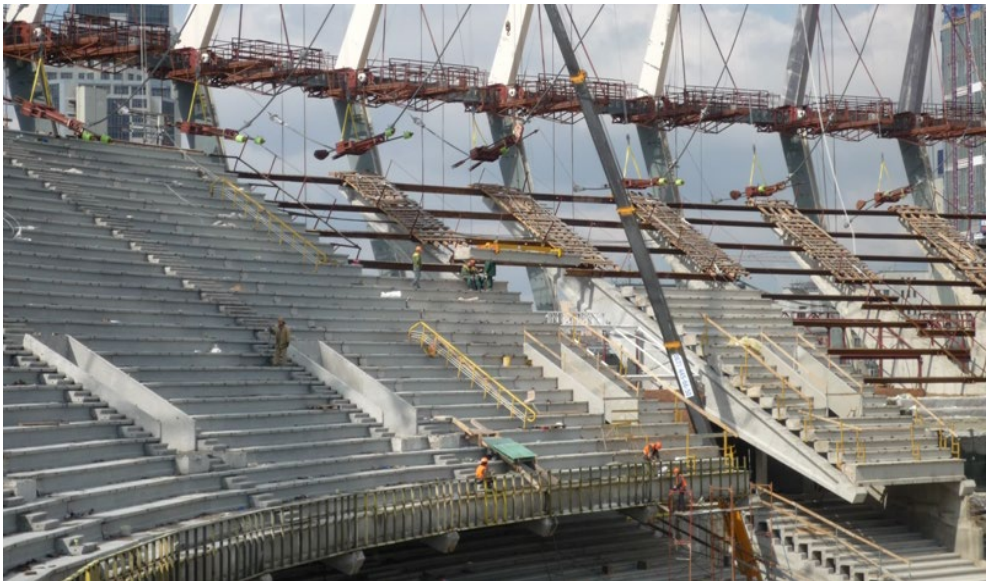


Рис. 5.51. Монтаж відновлених панелей-складок верхнього ярусу між осями 10 – 11

З урахуванням викладеного стану справ, розроблені технологічні регламенти перед їх затвердженням обов'язково попередньо обговорювались і погоджувались як із проектувальними, так і з будівельними організаціями – виконавцями робіт, а вже після цього складались детальні переліки етапів робіт, обсяги та технологічна послідовність їх виконання й методи контролю якості.

Таким чином, переліки робіт були складені на такі види робіт: ремонт верхніх поверхонь панелей-складок в осях 12 – 40, 40 – 71 і 12 – 71, ремонт колон К1 і балок Б1, ремонт елементів виходів в осях 12 – 71 і чистове опорядження повторно змонтованих панелей-складок й прилеглих елементів в осях 9 – 12 і 71 – 72. Тим не менше, вказані переліки робіт у подальшому неодноразово коригувались у зв'язку з появою більш ефективних матеріалів і методів робіт, із урахуванням результатів випробувань адгезійних характеристик нових покриттів, зі зміною заходів забезпечення вогнестійкості трибун тощо.

Далі вкажемо на те, що протягом усієї реконструкції НСК «Олімпійський» здійснювався безпосередній науково-технічний супровід виконання робіт, який забезпечувався періодичним оглядом результатів робіт, участю у виробничих нарадах і виконанням прийнятих на них рішень, оперативним розглядом та узгодженням різноманітних технічних питань і консультаціями виконавців робіт. Також за результатами оглядів робіт оперативно надавались експертні висновки щодо конкретних особливостей їх виконання, зокрема: проведення демонтажних робіт; влаштування стяжки, що утворює ухил; нанесення фінішного покриття на верхню поверхню панелей; ремонт і нанесення фінішного покриття на поверхню балок і колон; ремонт і нанесення фінішного покриття на нижню поверхню панелей; влаштування огорож трибун та сидінь для глядачів.

Підсумовуючи викладене, привернемо увагу ще й до того факту, що результати науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» були не тільки узагальнені у відповідних науково-технічних звітах, а й використовувались під час приймання основних видів робіт. Стан основних елементів верхнього й нижнього ярусів трибун після завершення ремонтно-відновлювальних робіт відображений на рис. 5.52 – 5.55.

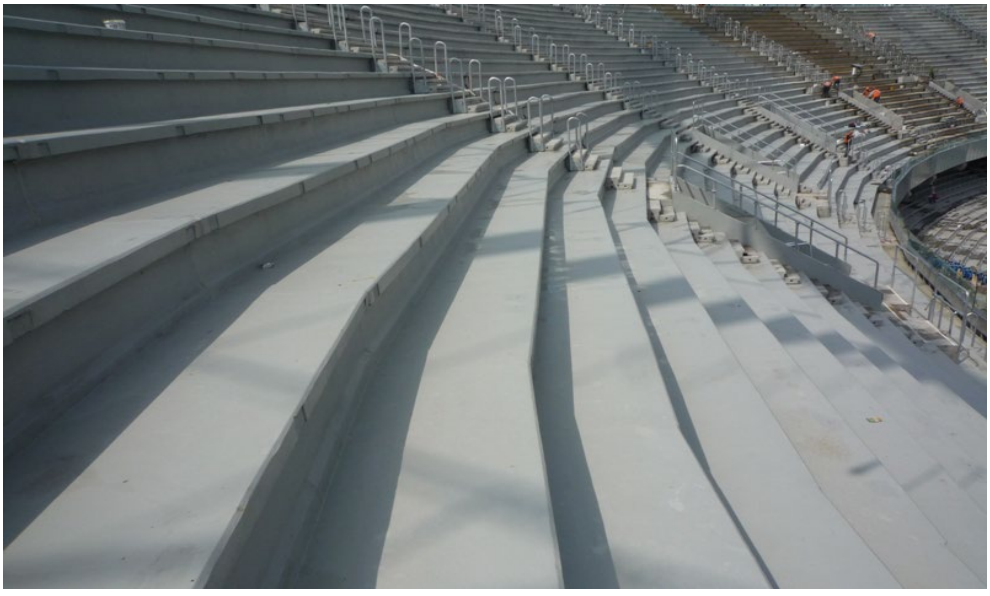


Рис. 5.52. Верхня поверхня панелей-складок після завершення ремонту

Рис. 5.53. Стан несучих балок та нижньої поверхні панелей-складок верхнього ярусу трибун після завершення ремонтних робіт

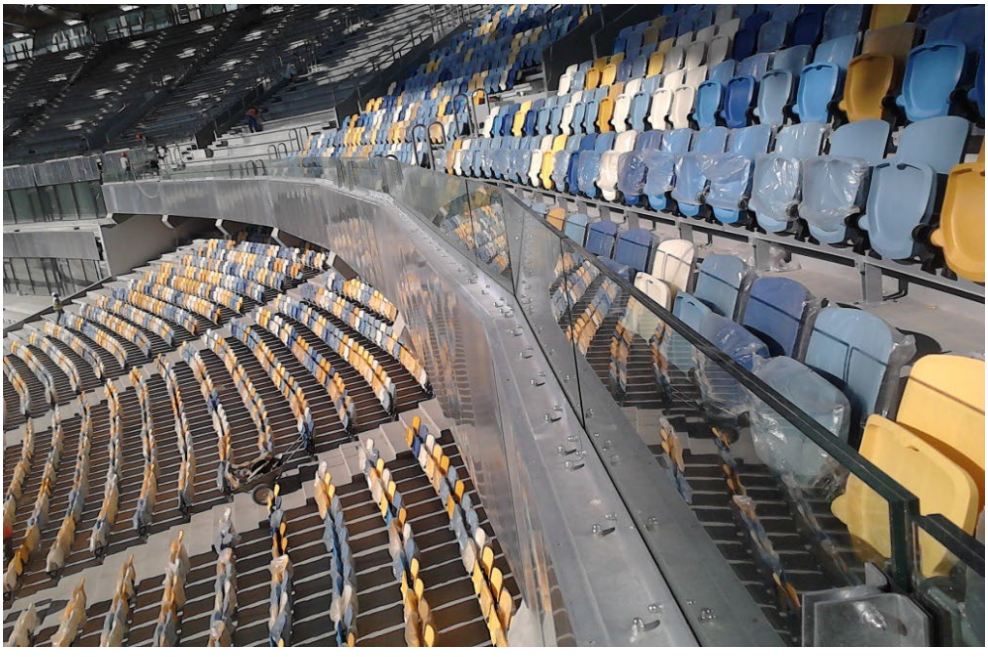


Рис. 5.54. Загальний вигляд огорожі верхнього ярусу трибун та нові сидіння для глядачів на трибунах

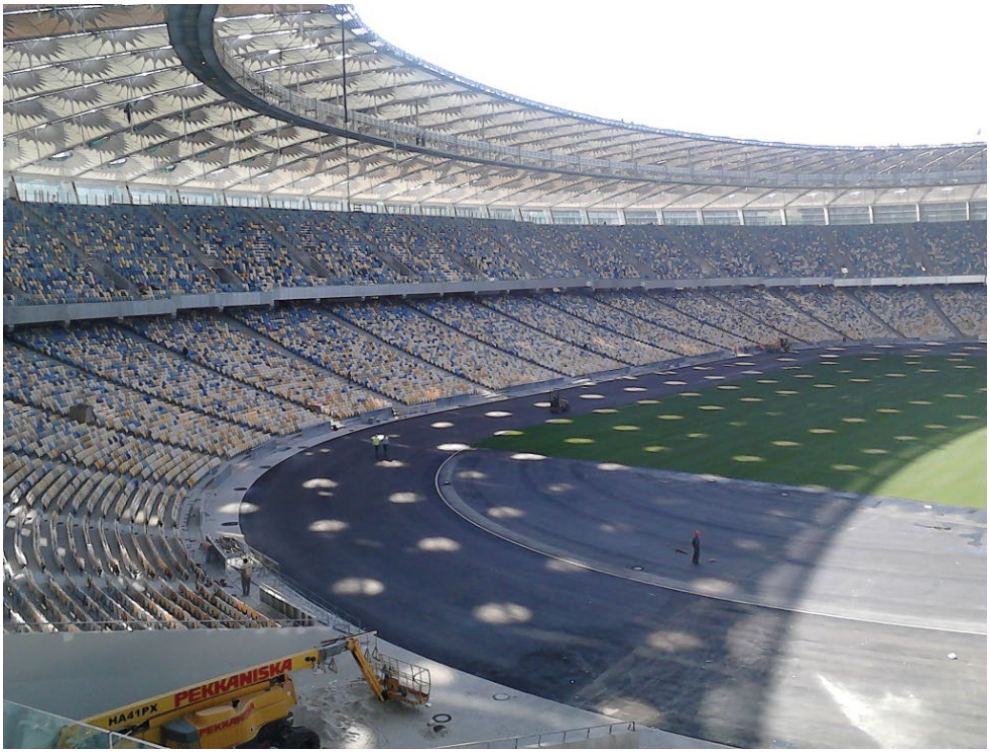


Рис. 5.55. Загальний вигляд верхнього і нижнього ярусів трибун
та висячого покриття над трибунами на завершальному етапі робіт

§ 5.5. Моделювання і розрахунки утримувальних споруд на зсувонебезпечних схилах

Добре відомо, що територія НСК «Олімпійський» розташована в зоні Черепанової гори, яка своїми східним та північним схилами прилягає до стадіону. При цьому перепад позначок поверхні землі досягає 58 м (185,4 – 127,8 м). До реконструкції НСК «Олімпійський» схили Черепанової гори утримувались підпірними стінами і перебували у стійкому стані. А під час реконструкції задля збільшення вільного простору навколо стадіону та влаштування об'їзної дороги була споруджена група підпірних стін ПС-1 – ПС-6, які разом являють собою новий суцільний комплекс, що утримує схили Черепанової гори (рис. 5.56).

Тепер зазначимо, що підпірні стіни ПС-1 і ПС-5 слугують основними ділянками цього комплексу, мають прямолінійну форму і є конструктивним елементом естакади об'їзної дороги. Ці підпірні стіни влаштовані з двох рядів буронабивних паль діаметром 1000 мм із проміжною опорою, яка конструктивно складається з пари контрфорсних паль і плити естакади, що прилягає до паль. Максимальний перепад висот складає 12,5 м. Плита естакади влаштована на глибині від 4 до 5 м, а ґрунт під плитою був вийнятий на глибину до 6 м задля влаштування пішохідної зони.

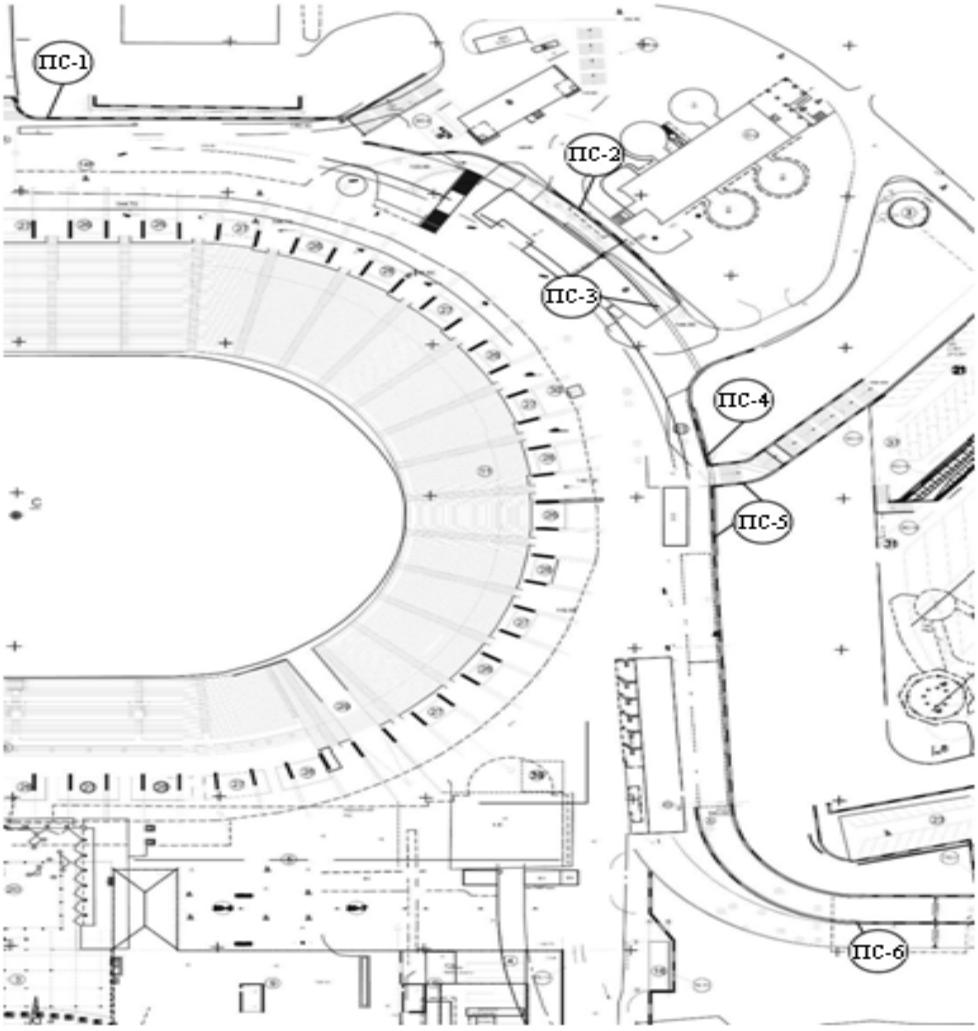


Рис. 5.56. Схема розміщення підпірних стін ПС-1 – ПС-6 у плані

В свою чергу, підпірні стіни ПС-2, ПС-3 і ПС-4 є криволінійними у плані й в основному виконані з одного ряду паль. І лише на ділянках, що входять до конструкції естакади, ці підпірні стіни виконані з двох рядів паль. Підпірна ж стіна ПС-6 слугує продовженням підпірної стіни ПС-5, захищає об'їзну дорогу на західному схилі Черепанової гори і виконана з одного ряду паль. Також вкажемо на те, що після влаштування підпірних стін ПС-1 – ПС-6 старі підпірні стіни було розібрано, а схили гори перепланувано.

Далі з цього приводу зауважимо, що науково-технічний супровід щодо нових підпірних стін ПС-1 – ПС-6 проводився на стадіях як проектування й будівництва, так і перепланування й облаштування схилів Черепанової гори. На стадії проектування були виконані розрахунки стійкості підпірних

стін і схилу на основних ділянках комплексу утримувальних споруд – підпірних стінах ПС-1 – ПС-5 із використанням даних інженерно-геологічних вишукувань, отриманих АТЗТ «Київсоюзшляхпроект» та ДП «Інститут «Київгео» у 2008 р. Згідно з результатами цих вишукувань товща схилу, прорізана палями підпірних стін, складається з поверхневого шару делювіально-зсувного ґрунту потужністю від 0,5 до 2,0 м, підстильних шарів глини та суглинків завтовшки до 3 м й пісків і суглинків завтовшки до 26 м.

Розрахунки підпірних стін були виконані з урахуванням жорсткого спирання конструкцій естакади у місцях її примикання до стін для двох етапів розробки ґрунту, а саме: до позначки залізобетонної плити на контрфорсних палях (довідково: для стіни ПС-5 ця позначка дорівнює 141,00 м, а для стіни ПС-1 – 143,00 м) й до проектної позначки після встановлення залізобетонної плити (стіна ПС-5 – 136,00 м й стіна ПС-1 – 140,00 м). Окрім того, при виконанні розрахунків були розглянуті варіанти підпірної стіни з різною довжиною паль у межах 23,5 – 36,0 м. Результати ж виконаних розрахунків являють собою значення переміщень ґрунту і паль та значення згинальних моментів у їхніх поперечних перерізах.

Перейдемо тепер до аналізу отриманих результатів. Так, із розрахунків стійкості підпірної стіни ПС-5 із палями різної довжини випливає, що для палі завдовжки 24,0 м, низ якої знаходиться у пісках на позначці 125,00 м, значення отриманих переміщень лежать у межах 7,9 – 8,2 см. У свою чергу, значення згинальних моментів у поперечних перерізах палі знаходяться в межах 508,16 – 526,10 кНм. При подальшому ж заглибленні палі до 28,0 – 36,0 м значення переміщень верху палі та згинальних моментів у її перерізах практично не змінюються – максимальне переміщення збільшується усього на 3,6% і складає 8,5 см, а максимальний згинальний момент збільшується на 7,6% і дорівнює 566,3 кНм.

З огляду на отримані розрахунком величини переміщень верху паль та з метою їх зменшення задля забезпечення необхідного рівня стійкості підпірної стіни ПС-5 було запропоновано застосувати нову конструктивну схему з кріпленням ростверку анкерними палями, що влаштовуються на відстані не менше 10,0 м від підпірної стіни (рис. 5.57). Вказана схема також передбачає влаштування трьох анкерних паль діаметром 400 мм із кроком 7,5 м на ділянці завдовжки 15,0 м між деформаційними швами ростверку.

Тепер зазначимо, що результати розрахунків стійкості підпірної стіни ПС-5 із палями завдовжки 24,0 м, розрахункова модель якої була реалізована за вказаною вище конструктивною схемою кріплення ростверку анкерними палями (рис. 5.58), засвідчили, що у цьому випадку переміщення верху палі зменшується на 36,6% і дорівнює 5,2 см, а величина максимального згинального моменту становить 520,78 кНм, що є цілком допустимим для паль діаметром 1,0 м.

Таким чином, беручи до уваги викладене, а також умови стійкості підпірної стіни ПС-5 та її нові економічні показники, було рекомендовано прийняти до проектування запропоновану конструктивну схему з довжиною паль 24,0 м із улаштуванням кріплення верхнього ростверку паль до анкерних паль, які влаштовуються з кроком 7,5 м на відстані не менше 10,0 м від підпірної стіни.

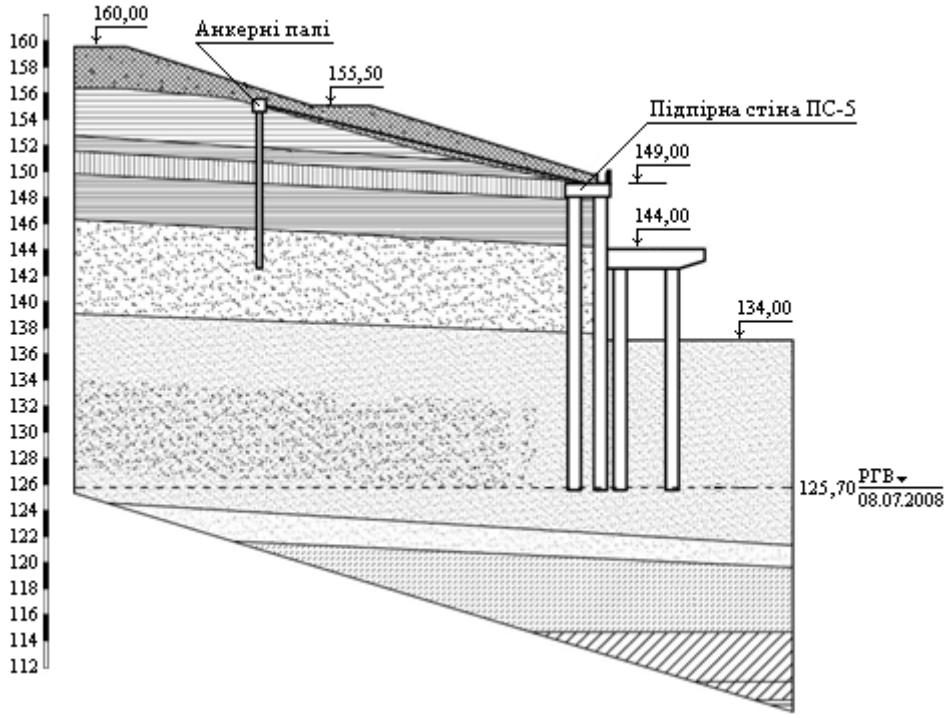


Рис. 5.57. Принципова схема розміщення підпірної стіни ПС-5, естакади і анкерної палі

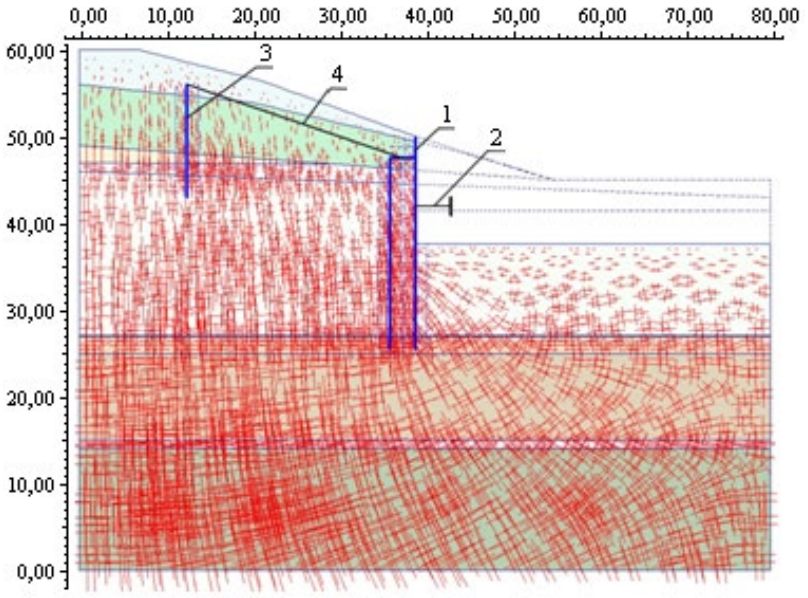


Рис. 5.58. Розрахункова модель підпірної стіни ПС-5 із естакадою й анкерною палею:
1 – підпірна стіна; 2 – плита естакади; 3 – анкерна паля; 4 – анкерний тяж

Однак у подальшому під час будівництва підпірних стін ПС-1 та ПС-5 виникла низка змін у їх конструкціях, що викликало необхідність виконання додаткових розрахунків. Наприклад, задля компенсації значного поперечного навантаження на плиту естакади і контрфорсні палі було запропоновано використати пінополістирольні прокладки під плиту естакади в зоні спирання на контрфорсні палі. Причому ця пропозиція була повністю підтверджена виконаними розрахунками підпірної стіни ПС-1, із результатів яких виплило, що такі прокладки значно зменшують навантаження на плиту і контрфорсні палі.

Також при проектуванні підпірних стін ПС-1 і ПС-5 спочатку не був врахований вплив улаштування котловану «холодної зони», який був запроектований пізніше уздовж підпірних стін на відстані 12 м задля влаштування в ньому опорних конструкцій покриття стадіону. Далі слід сказати, що котлован «холодної зони» виконано завглибшки 6 м й завширшки 16 м, а його огорожу прийнято з шпунтових стін із двотавра № 36М із дерев'яною *забіркою* у проміжках між балками (рис. 5.59). Причому оскільки мінімальна відстань від контрфорсних паль проміжної опори до котловану «холодної зони» дорівнює всього 8,5 м, то останнє є свідченням того, що котлован знаходиться у зоні безпосереднього впливу на підпірні стіни.

Рис. 5.59. Загальний вигляд фрагмента котловану «холодної зони»:
1 – шпунтова підпірна стіна; 2 – розпірка; 3 – бурова установка Bauer BG40;
4 – пілон верхнього ярусу трибун

Внаслідок того, що проектування і спорудження котловану «холодної зони» відбувалось вже після влаштування підпірних стін ПС-1 та ПС-5, виникла необхідність у технологічних заходах із забезпечення стійкості огорожі котловану та зменшення його впливу на підпірні стіни. Так задля зменшення впливу котловану на стійкість стін було запропоновано не розробляти ґрунт під естакадою аж до закінчення виконання всіх залізобетонних конструкцій у «холодній зоні» й зворотної засипки пазух між тимчасовою огорожею котловану і залізобетонною стіною споруди «холодної зони».

Враховуючи це, зміни в технології виконання робіт були надані за результатами розрахунків для двох основних схем:

- влаштування котловану «холодної зони» з шпунтовою огорожею і виконання залізобетонних конструкцій у котловані до розробки ґрунту під плитою естакади (рис. 5.60);
- влаштування котловану «холодної зони» з шпунтовою огорожею і виконання залізобетонних конструкцій у котловані після розробки ґрунту під плитою естакади (рис. 5.61).

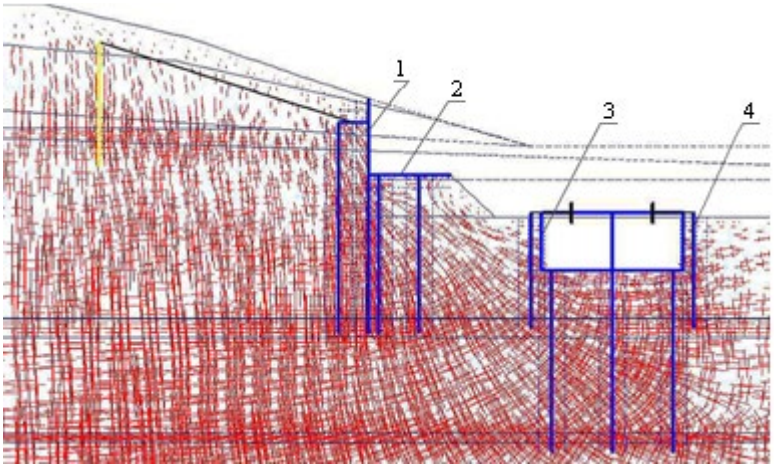


Рис. 5.60. Схема котловану «холодної зони» з шпунтовою огорожею і виконанням залізобетонних конструкцій до розробки ґрунту під плитою естакади: 1 – підпірна стіна ПС-5; 2 – плита естакади; 3 – залізобетонні конструкції; 4 – огорожа котловану «холодної зони»

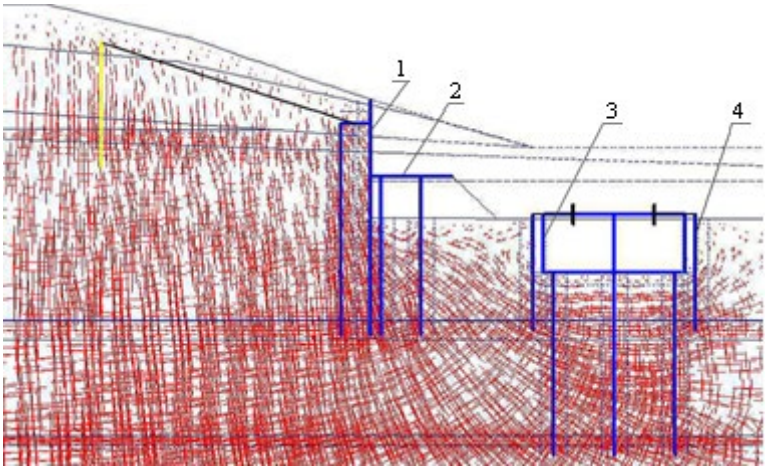


Рис. 5.61. Схема котловану «холодної зони» з шпунтовою огорожею і виконанням залізобетонних конструкцій після розробки ґрунту під плитою естакади: 1 – підпірна стіна ПС-5; 2 – плита естакади; 3 – залізобетонні конструкції; 4 – огорожа котловану «холодної зони»

У цьому сенсі зазначимо, що при будівництві «холодної зони» після розробки ґрунту під плитою естакади максимальне переміщення верху паль підпірних стін складало 13,9 см, а максимальний згинальний момент дорівнював 564,55 кНм. В свою чергу, при будівництві «холодної зони» до розробки ґрунту під плитою естакади максимальне переміщення верху паль підпірних стін склало 10,8 см, а максимальний згинальний момент у їх поперечних перерізах дорівнював 473,5 кНм. Із наведених даних випливає, що пропозиція зі зміни технологічної схеми розробки ґрунту під естакадою виявилась достатньо ефективною, позаяк зменшення величин переміщень верху паль склало 22,3%, а згинального моменту – 16,1%.

Що ж стосується змін зусиль в огорожі котловану, то вкажемо на те, що аналіз отриманих при розрахунках даних показав їх деяке збільшення в поперечних перерізах огороджувальних конструкцій за умови використання схеми робіт без розробки ґрунту під естакадою внаслідок більшого об'єму ґрунтового масиву на борту огорожі котловану. Однак ця різниця склала всього біля 10 %, що жодним чином не призводить до втрати міцнісних характеристик і не впливає на стійкість огородження котловану.

Далі зупинимось на тому, що у подальшому з урахуванням визначених умов роботи існуючих конструкцій на ділянці підпірної стіни ПС-1 при влаштуванні котловану «холодної зони» була запропонована нова технологічна схема влаштування естакади, котловану «холодної зони» і тимчасової дороги уздовж котловану, яка дозволяла зменшити зусилля та деформації не тільки у конструкціях, а й у ґрунтовому масиві (рис. 5.62). При цьому було прийнято до уваги дві важливі обставини. Перша обставина полягала в тому, що стійкість ґрунту схилу в зоні підпірної стіни ПС-1 до влаштування естакади забезпечувала існуюча підпірна стіна, яка розташована у нижній частині схилу, а друга – в тому, що зовнішня стіна котловану «холодної зони» перетинала існуючу підпірну стіну. Також задля пришвидшення виконання робіт у котловані та влаштування тимчасової дороги уздовж нього було запропоновано використати палі й ростверк існуючої підпірної стіни у загальній системі стійкості підпірної стіни ПС-1 та огорожі котловану до влаштування естакади.

Тепер варто підкреслити, що згідно з згаданою технологічною схемою до влаштування естакади підпірна стіна повинна бути розібрана до ростверку, а ґрунт під нею розроблений до позначки встановлення естакади, а вже потім – із укосом до позначки верху котловану. Після цього шпунтова огорожа котловану «холодної зони» встановлюється у проектне положення. Одночасно з цим на рівні ростверку існуючої підпірної стіни влаштовуються розпірні елементи, один із яких розпирає ростверк і шпунтову стіну внутрішнього контуру котловану, а другий – існуючий ростверк та шпунтову стіну зовнішнього контуру котловану. Причому вказаний захід дозволяє не тільки об'єднати шпунтові стіни та існуючий ростверк в єдину конструктивну систему, а й забезпечити таким чином їх спільну роботу. І, нарешті, після встановлення розпірок і вони, і ростверк засипаються шаром ґрунту завтовшки 1,0 м, й у цій зоні влаштовується тимчасова дорога завширшки 5,5 м.

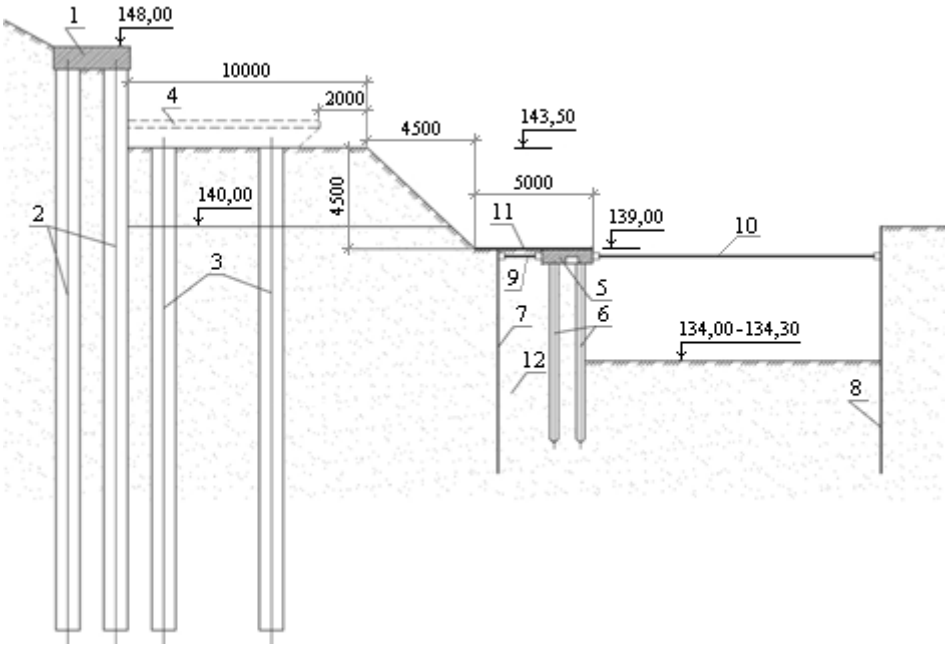


Рис. 5.62. Схема котловану «холодної зони» на ділянці підпірної стіни ПС-1 із урахуванням існуючих конструкцій до влаштування конструкцій естакади: 1 – ростверк стіни ПС-1; 2 – палі стіни ПС-1; 3 – палі естакади; 4 – плита естакади; 5 – ростверк існуючої підпірної стіни; 7 – шпунтова огорожа «холодної зони» в проектному положенні; 8 – шпунтова огорожа «холодної зони» з боку чаші стадіону; 9, 10 – тимчасові розпірні елементи; 11 – асфальтобетонне покриття тимчасової дороги уздовж котловану; 12 – існуючий ґрунт

Підсумовуючи викладене, зазначимо ще й те, що аналіз результатів виконаних розрахунків засвідчив, що застосування вище описаної схеми влаштування естакади, котловану «холодної зони» і тимчасової дороги уздовж котловану не тільки повністю забезпечило стійкість схилу підпірної стіни та шпунтової огорожі котловану, а й дозволило суттєво зменшити зусилля та деформації у конструкціях і ґрунтовому масиві й, відповідно, забезпечити їх міцність і стійкість із меншими витратами ресурсів.

Тепер розглянемо, зупиняючись на найбільш характерних моментах, інші питання, які пов’язані з спорудженням підпірних стін. І перш за все зауважимо, що геологічна структура поверхневого шару ґрунту на схилах Черепанової гори формувалась в основному з делювіально-зсувного ґрунту завтовшки до 3,5 м із підстильним шаром глини та суглинку. З урахуванням цього поверхня схилу вимагала постійного моніторингу його стану, тому що зволоження верхніх шарів ґрунту провокувало їх сковзання по вологій поверхні підстильного шару. Крім того, зсувні процеси на схилах Черепанової гори періодично активізувались у зв’язку з кліматичними умовами та техногенною діяльністю у зоні схилів. З огляду на вказане протя-

гом усього періоду реконструкції НСК «Олімпійський» виконувався моніторинг стану схилів, існуючих і нових утримувальних споруд.

До початку робіт із влаштування буронабивних паль підпірних стін ПС-1 – ПС-6 існуючі підпірні стіни, що утримують схил Черепанової гори, не мали деформацій та пошкоджень, за винятком слідів замокання та відшарування штукатурки на ділянці будівництва підпірної плити ПС-5. Однак на початку будівництва підпірної стіни ПС-5 у лютому 2009 р., коли в основі схилу під існуючою підпірною стіною розпочалось виконання робіт із влаштування траншеї завглибшки 3,5 м й завширшки до 7 м, виникли деформації існуючих підпірних стін, які на той час утримували схил і характеризувались зміною геометричного положення стін, тріщинами з шириною розкриття до 1 мм та просіданням плит дорожнього покриття тимчасової дороги. Причому чинниками просідання ґрунту та деформацій підпірних стін була сукупність факторів, а саме: зволоження схилу ґрунтовими та талими водами та недостатнє водовідведення внаслідок відсутності дренажу, локальне перевантаження схилу технікою та ґрунтом, невідповідність якості дорожнього полотна під техніку та влаштування траншеї впритул до нижньої підпірної стіни. Саме тому були виконані розрахунки стійкості схилу.

У цьому сенсі вкажемо на те, що перша підпірна стіна утримує ґрунтовий масив, який знаходиться між позначками 142,00 – 146,00 м. Конструкція цієї підпірної стіни складається з залізобетонних панелей та залізобетонного ростверку, влаштованого на позначці 142,00 м, який об'єднує два ряди забивних паль. Самі ж палі влаштовані до позначки 136,00 м (рис. 5.63). В свою чергу, друга підпірна стіна влаштована у безпосередній близькості від першої і утримує ґрунт між позначками 137,00 – 142,00 м. Ця підпірна стіна виконана з бетонних блоків завтовшки 0,6 м і заглиблена у ґрунт на 1,5 м. Крім того, тут із кроком 5 м влаштовані залізобетонні контрфорси завдовжки 1 м і завширшки 0,4 м, фундаменти яких виконані з двох рядів бетонних фундаментних блоків і бетонної подушки.

З урахуванням попередніх міркувань, розрахунки існуючих підпірних стін були виконані для чотирьох етапів їх функціонування під час проведення будівельно-монтажних робіт, які характеризуються наступним:

- етап до початку будівництва – схил і підпірні стіни перебувають у стабільному стані;
- етап влаштування тимчасової дороги для механізмів, які будуть брати участь при виконанні робіт із будівництва запроектованої підпірної стіни;
- етап початку будівництва – на тимчасовій дорозі розміщено бурове устаткування й екскаватор, а на схилі складується ґрунт, який вироблено зі свердловин із урахуванням зволоження схилу поверхневими і талими водами;
- етап розроблення траншеї завглибшки від 3 до 4 м під нижньою підпірною стіною з урахуванням зволоження схилу поверхневими і талими водами.

Слід зауважити, що аналіз результатів цих розрахунків за всіма наведеними вище етапами дозволив встановити величини навантажень, що впливали на існуючі підпірні стіни. Відзначимо, що ці навантаження не досягали

критичних значень на перших трьох етапах функціонування стін, а тому стійкість системи «ґрунт – підпірна стіна» тут була повністю забезпечена при використанні однієї бурової установки з краном та за умови відведення води з поверхні тимчасової дороги. Однак на четвертому етапі функціонування стін, а саме при розробці траншеї в основі нижньої підпірної стіни, стійкість системи «ґрунт – підпірна стіна» виявилась не забезпеченою.

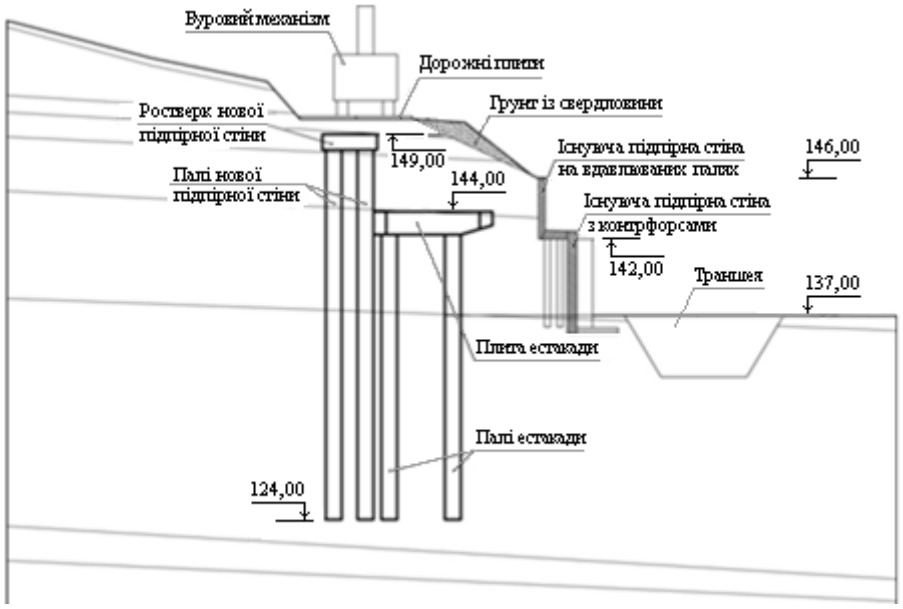


Рис. 5.63. Схема існуючих підпірних стін та нових утримувальних споруд

Тому задля забезпечення стійкості існуючих підпірних стін було запропоновано, перевірено і за результатами аналізу відповідних розрахунків прийнято чотири рішення. Перше полягало у засипанні ґрунтом траншеї в основі нижньої підпірної стіни та виконанні ґрунтового насипу під цією стіною, друге – у влаштуванні підпірних елементів із двотаврового металевого профілю між верхньою підпірною стіною та її ростверком та металевого поясу, який передає навантаження від верхньої стіни на нижню за допомогою металевих розпірних елементів, третє – у забезпеченні цілісності залізобетонних контрфорсів і фундаментів нижньої підпірної стіни під час проведення робіт із облаштування нової підпірної стіни і, нарешті, четверте – у прокладанні лотків і водовідвідних труб із метою збирання та відведення води з зони будівництва й існуючих підпірних стін. Також у якості допоміжного заходу задля уникнення порушень дорожнього покриття було рекомендовано замінити підстильний шар ґрунту, який при зволоженні ставав пластичним, шляхом його зняття з дорожнього полотна на товщину 1,0 – 1,5 м та подальшої заміни на піщаний з пошаровим трамбуванням. Тепер зауважимо, що після виконання усіх перелічених заходів ситуація на схилі Черепанової гори була повністю стабілізована.

Тим не менше, зсувні процеси в зоні будівництва підпірних стін періодично мали місце під час усього періоду будівництва стін та планування схилів і особливо у зимово-весняний період. Причому останнє відбувалось через те, що в зимовий період на поверхні схилів накопичувався значний шар снігового покриву, що призводило до збільшення навантаження на схил. А при підвищенні температури повітря починалось сніготанення й обводнення зсувного ґрунту, що й призводило до переміщень ґрунтового масиву. З цього приводу постійно виконувались обстеження зсувонебезпечних ділянок та надавались рекомендації щодо зменшення швидкості танення снігу на схилах Черепанової гори, зменшення кількості талої води, запобігання попаданню її у котлован «холодної зони» і заходів із відведення талих вод (влаштування тимчасових лотків і дощоприймальних колодязів).

Однак нерідко зсувні процеси активізовувались і у весняно-літній період, особливо в зоні підпірної стіни ПС-5, що було наслідком не тільки зміни гідрогеологічних умов на схилі під час будівництва, а і його облаштування через те, що, по-перше, влаштування підпірних стін перекрило вільну течію інфільтраційних осадових і талих вод, особливо на етапі прокладання водовідвідних лотків і планування схилу, що призвело до накопичення води в ґрунтовому масиві перед ростверком стіни; по-друге, постійні скиди побутових вод із будівельного містечка, розташованого на верхній ділянці схилу, та протікання водопровідно-каналізаційних мереж постійно збільшували накопичення води в ґрунтовій масі схилу; по-третє, при влаштуванні анкерних паль і анкерних тяжів підпірної стіни ПС-5 нижній уступ схилу був перекопаний, що призвело до порушення природної структури схилу і, по-четверте, планування нижнього уступу схилу було виконано засипанням насипного ґрунту без його ретельного ущільнення, що в подальшому призвело до його значного зволоження.

З огляду на наведені чинники зсувних процесів на схилах Черепанової гори забезпечення стійкості схилів було досягнуто шляхом впровадження низки конструктивно-технологічних рішень із закріплення схилу над підпірною стіною ПС-5 із застосуванням мікропаль. Причому вказані рішення передбачали зняття шару зсувного ґрунту завтовшки 3 м аж до підстильного шару щільної глини, укладання нового ґрунту (суглинку твердопластичного) з пошаровим ущільненням і влаштування на підготовленій ущільненій поверхні схилу в шаховому порядку шістдесяти буроін'єкційних паль діаметром 200 мм і завглибшки 4,5 м, з'єднаних між собою тяжами з арматурної сталі, розташованими під кутом 45° до горизонту. Крім того, через утворення під час розробки ґрунту в зоні ростверку заколів на бермі схилу, було розроблено технічне рішення щодо підсилення цієї берми з метою захисту від можливого сковзання верхньої частини схилу. Також при виконанні у подальшому закріплення ґрунту зсувної ділянки з влаштуванням рядів паль, останній ряд паль закріплення схилу було передбачено з'єднати анкерними тяжами з контрфорсними палями закріплення берми (рис. 5.64).

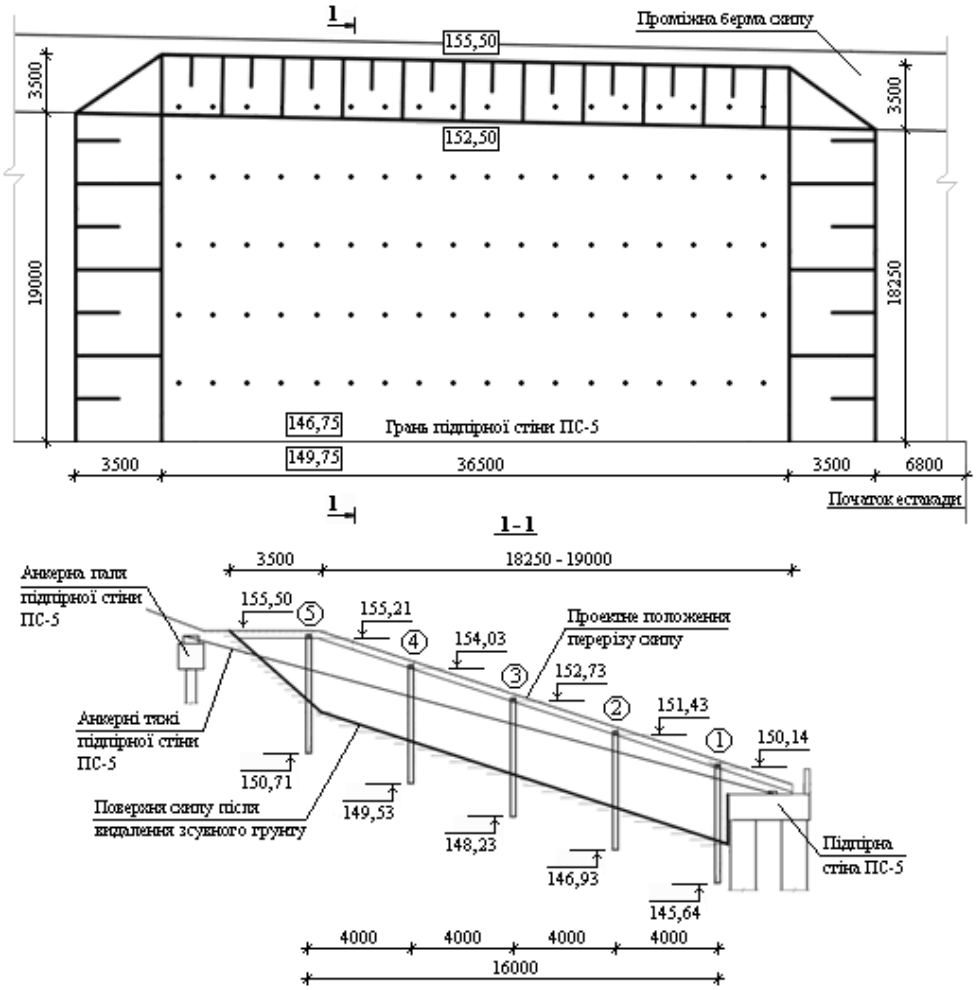


Рис. 5.64. Принципова конструктивна схема з закріплення схилу Черепанової гори над підпірною стіною ПС-5: 1 – 5 – рівні паль

Зупинимось тепер детальніше на найбільш важливих моментах щодо водних умов схилів Черепанової гори. І перш за все зазначимо, що всі інженерно-геологічні дослідження цих схилів у зоні підпірної стіни ПС-5 підтвердили наявність у цьому місці ґрунтової води природного або техногенного характеру в вологому шарі ґрунту завтовшки близько 2,7 м. Тому з метою відведення ґрунтової води зі схилу були розробленні технічні рішення з влаштування системи дренажів. Відповідно до цих рішень система дренажів складається з трьох складових, а саме: пластовий дренаж схилу, вертикальні дренажі у зоні ростверку підпірної стіни ПС-5 та у зоні укріплення берми. Пластовий дренаж влаштовується на поверхні розробленого котловану після видалення зсувного ґрунту шляхом відсипання шару гравію фракцією 20 – 40 мм завтовшки 0,4 м із пошаровим трамбуванням. Вертикальний дренаж

влаштовується у нижній зоні схилу і являє собою свердловини діаметром 400 мм, які пробурені з кроком 2,0 м до позначки 144,00 м і засипані щебенем. Причому свердловини на 1,5 м заходять у пісок, який може сприйняти приток води зі схилу. В середній частині зони вертикального дренажу також передбачено влаштування водоприймального колодязя з метою приймання води на випадок замулення вертикальних дрен. У свою чергу, вертикальний дренаж у верхній частині зсувної ділянки в зоні укріплення берми також влаштовується з засипки щебеню фракцією 20 – 40 мм у проміжки між палями закріплення берми задля відведення води з верхньої частини схилу.

Таким чином, в результаті виконаних робіт вдалось стабілізувати стан схилу й забезпечити надійне функціонування споруд.

§ 5.6. Моделювання і розрахунки інженерного захисту території НСК «Олімпійський» від підтоплення

Аналіз проекту реконструкції НСК «Олімпійський» показав необхідність оцінки впливу робіт із реконструкції на гідрогеологічний режим як в районі футбольного поля, так і на прилеглих до стадіону територіях і, за необхідності, розроблення ефективної системи захисту території від підтоплення. Тому в рамках науково-технічного супроводу було виконано обґрунтування системи інженерного захисту території НСК «Олімпійський» від підтоплення методом математичного моделювання гідродинамічних процесів. Основною метою створення геофільтраційної гідродинамічної моделі було виявлення впливу робіт із реконструкції (влаштування підземного паркінгу, пальових фундаментів трибун й інших споруд, підпірних стін) на гідрогеологічний режим у районі футбольного поля, підтрибунних приміщень, тринадцятиповерхової адміністративної будівлі з урахуванням сезонного коливання ґрунтових вод.

Далі привернемо увагу до того, що досліджувана територія приурочена до тальвегу Кловського яру, який є відгалуженням Хрещатого яру, північно-західного схилу Черепанової гори і, частково, надзаплавної тераси річки Либідь. На дослідженій ділянці в геологічній будові до розвіданої глибини 40,5 м знаходяться відклади четвертинного, неогенового і палеогенового періодів. Нижня світа у межах досліджуваної ділянки представлена мергелистими глинами щільними слюдистими (т.з. «київський мергель») від твердої до напівтвердої консистенції, потужністю від 6,1 до 14,0 м, а покрівля цих ґрунтів зустрінута на глибині 8 – 19 м. Верхня світа складена «наглинком», тобто глинами та суглинками зеленувато-сірими пилуватими, від твердої до тугопластичної консистенції, потужністю від 2,4 до 6,1 м. Верхній шар палеогену представлений пісками берекського й харківського ярусів, потужність товщі яких досягає 8,8 м. У берекській світі різнозернисті глауконіт-кварцові піски чергуються з малопотужними прошарками глин та алевритів. А серед харківських відкладів домінують піски дрібно- і середньозернисті, для яких також характерна наявність прошарків супіску і суглинку.

Потужніша товща піщаних відкладів (до 26,9 м) відноситься до полтавської світи неогену. Піски пилуваті та дрібні, щільні, зустрічаються прошар-

ки пісковику або листуватих темно-сірих вуглистих глин. Денна поверхня ґрунтів корінного залягання перекрита шаром техногенного насипного ґрунту потужністю до 17 м, який складений неоднорідними пісками, супісками, суглинками і глинами, а місцями спостерігається вміст будівельних відходів до 80% й домішки органічних речовин. Окрім того, значна площа денної поверхні має асфальтове покриття. Геологічна будова ділянки наведена на геолого-літологічному розрізі, який зображений на рис. 5.65.

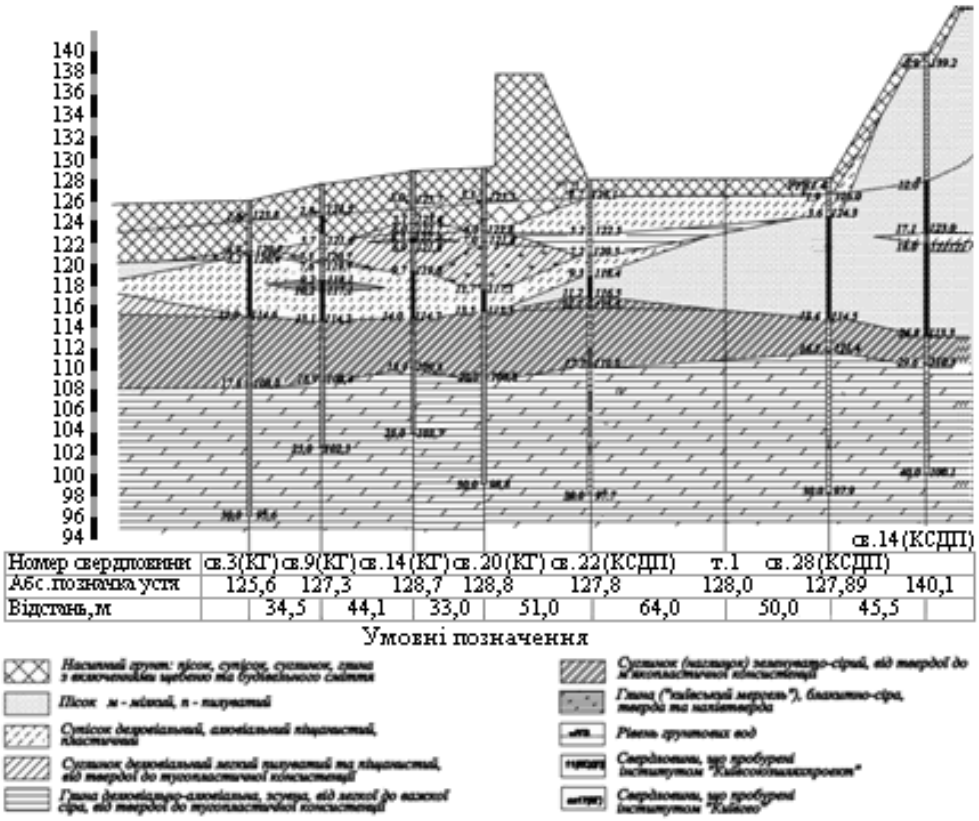


Рис. 5.65. Фрагмент геолого-літологічного розрізу ділянки будівництва

Гідрогеологічні ж умови ділянки характеризуються наявністю потужного водоносного горизонту, приуроченого до алювіальних піщаних відкладів різного віку, а також делювіально-зсувних та алювіально-делювіальних ґрунтів, водотривом для яких служать відклади київського ярусу – наглинки та мергелисті глини. Також у результаті інженерно-геологічних вишукувань була встановлена наявність об'єднаного водоносного горизонту в полтавсько-харківських, четвертинних і техногенних відкладах. Водоносний горизонт поширений на всій території і розповсюджений в різних за генезисом породах – супісках, суглинках і пісках. А його живлення відбувається за ра-

хунок інфільтрації атмосферних опадів, вод поверхневого стоку й витоків із водоносних комунікацій. Потужність водоносної товщі коливається від 2 – 5 до 40 м. Горизонт безнапірний, але в місцях розвитку горизонтів строкатих і бурих глин та водотривких делювіальних і техногенних відкладів він має місцевий невеликий напір від 0,5 до 3 – 6 м.

Сталий рівень підземних вод на ділянці стадіону та території перед ним зафіксований на позначках від 121,7 до 126,9 м (тобто на глибинах 1,7 – 7,7 м). А в зоні схилу Черепанової гори підземні води зустрінуті на глибинах 18,8 – 29,0 м, що відповідає позначкам від 125,0 до 131,1 м. Причому дзеркало води має ухил у напрямку річки Либідь, де відбувається розвантаження горизонту. Крім того, на деяких ділянках у шарі насипних ґрунтів зустрінутий тимчасовий водоносний горизонт типу «верховодка».

Що ж стосується коефіцієнта водопровідності відкладів об'єднаного водоносного горизонту території, то його апроксимоване розподілення представлено на рис. 5.66 у вигляді ізоліній та ізополів, а значення самого коефіцієнта наведено в кружечках. Окрім того, на цьому ж рисунку червоною лінією вказані межі НСК «Олімпійський». Далі зазначимо, що максимальні значення коефіцієнта водопровідності віносяться до східної (район «Косого капоніру») і західної (район театру Оперети) частин території й змінюються від 15 до 170 м^2/доб, складаючи у середньому 50 – 60 м^2/доб. При цьому величина коефіцієнта фільтрації за даними польових робіт коливається від 3 до 8 м/доб, а його середнє значення дорівнює 3,8 м/доб.

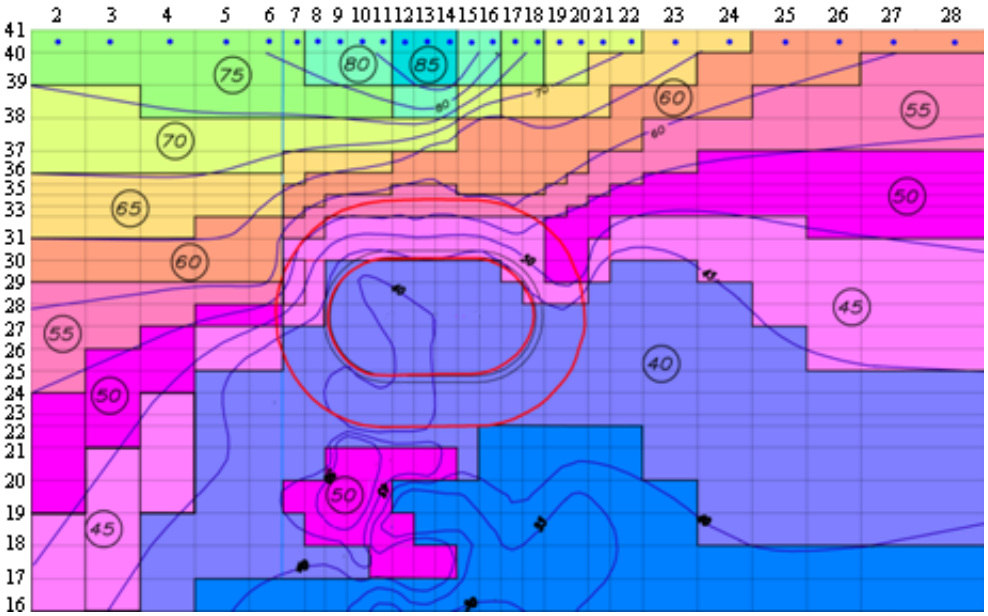


Рис. 5.66. Ізолінії та ізополя апроксимованих значень коефіцієнта водопровідності для області, що складається з одного водоносного горизонту

Також слід зауважити, що територія моделювання розмірами 870×1570 м і площею 136,6 га покрита розрахунковою сіткою зі змінним кроком за координатними осями X і Y, розмірність якої досягає 29×41 вузлів, а загальна кількість блоків у моделі налічує 1189. А розбивання області фільтрації виконувалось таким чином, щоб похибка апроксимації рівнів водоносного горизонту в блоках перехідних зон моделі була не більше за 5%, тобто співвідношення кроків по простору витримувалось як 1 до 1,5. Що ж стосується меж моделі, то її північна межа проходить по тальвегу балки Кловського узвозу, який у районі стадіону з'єднується з долиною річки Либідь, південна – по межі вододілу на Черепановій горі, східна – по високих позначках вододілу в районі «Косого капоніру» і західна – по річці Либідь.

Граничні умови моделі були задані таким чином:

- східна межа (район «Косого капоніру») – задана гранична умова І-го роду (H = const) внаслідок того, що інфільтраційне живлення здійснюється за рахунок атмосферних опадів, формує в цьому районі на незабудованій території рівні води в неоген-четвертинних відкладах на позначках 130 – 131 м та забезпечене і зафіксоване у рівневому режимі водоносного горизонту;
- західна межа (річка Либідь) – задана гранична умова І-го роду (H = = const), позаяк річка прорізує всю товщу полтавсько-харківських відкладів і є для цього водоносного горизонту досконалою;
- північна й південна межі – задані граничні умови І-го роду (H = = const), оскільки на цих межах підтримується рівневий режим водоносного горизонту, зафіксований на момент вишукувань;
- втрати з комунікацій враховані в сучасних рівнях грунтових вод на захід від чаші стадіону в зв'язку з відсутністю інфільтраційного живлення через великі площі заасфальтованої території;
- дренажні колектори задані як граничні умови ІІІ-го роду – $Q = f(H)$.

Відомо, що фільтрація підземних вод в одношаровому водоносному горизонті описується з використанням наступного диференціального рівняння:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(T(x,y)\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(T(x,y)\frac{\partial h}{\partial y}\right)+W_{\text{в}}+Q_{\text{к}}=\mu\frac{\partial h}{\partial t}, \qquad (5.1)$$

де h – шукані рівні водоносного горизонту; $T(x, y)$ – водопровідність водоносного горизонту, залежна від координат і обводненої потужності порід; $W_{\text{в}}$ – природна інфільтрація, втрати з комунікацій на рівень водоносного горизонту (при моделюванні приймалась рівною нулю); $Q_{\text{к}} = k_0F_{\text{к}}(H_{\text{к}} – h_{\text{г}})/m_0$ – розвантаження в дренажні колектори; $F_{\text{к}}$ – площа дренажного колектора в блоці моделі; k_0, m_0 – коефіцієнт фільтрації й потужність слабопроникних відкладів під дном дренажних колекторів; $H_{\text{к}}$ – позначки рівнів води в колекторній мережі; $h_{\text{г}}$ – поточне значення рівня води у водоносному горизонті на розрахунковий момент часу; μ – гравітаційна водовіддача порід водоносного горизонту.

Задля розв'язання диференціального рівняння (5.1) було використано чисельний метод скінченних різниць. Тому скінченно-різницева апроксимація вихідного диференціального рівняння у вузлі (i, j) має вид:

$$TPV_{i,j-1}\left(h_{i,j-1}^{t+1}-h_{i,j}^{t+1}\right)^{p+1}+TPV_{i,j}\left(h_{i,j+1}^{t+1}-h_{i,j}^{t+1}\right)^{p,p+1}+TNV_{i-1,j}\left(h_{i-1,j}^{t+1}-h_{i,j}^{t+1}\right)^{p+1}+$$

$$+TNV_{i,j}\left(h_{i+1,j}^{t+1}-h_{i,j}^{t+1}\right)^{p,p+1}+QV_{i,j}+Q_{\text{к}}=\frac{\mu_{i,j}\Delta x_j\Delta y_i}{\Delta t}, \qquad (5.2)$$

де *TPV*, *TNV* – фільтраційні водопровідності у відповідних вузлових точках моделі водоносного горизонту; *QV* – природна і техногенна інфільтрація на рівень водоносного горизонту (в даній задачі дорівнює нулю); Δx, Δy, Δt – кроки розбивання моделі за простором і часом; p, $p+1$ – попередня і наступна ітерації; $t+1$ – останній крок розв'язку, на який беруться обчислені значення рівнів у горизонті.

Позаяк вихідні значення гідрогеологічних параметрів вводились у кожен блок моделі згідно з укладеною картою водопровідності, тому розв'язок задачі починався з обчислення фільтраційної водопровідності відповідно до введених вихідних значень водопровідності водоносного горизонту і розмірів блоків сітки розбивки за формулами:

$$TPV_{i,j-1}=\frac{2\Delta y_i T_{i,j}T_{i,j-1}}{\Delta x_{j-1}T_{i,j}+\Delta x_j T_{i,j-1}};\quad TPN_{i,j}=\frac{2\Delta y_i T_{i,j}T_{i,j+1}}{\Delta x_{j+1}T_{i,j}+\Delta x_j T_{i,j+1}}. \qquad (5.3)$$

Тепер зауважимо, що при стаціонарній постановці задачі розв'язувалось те ж саме рівняння (5.1), але з рівністю нулю правої частини, а ємнісна складова дорівнювала нулю. В цьому випадку при реалізації скінченно-різницевого рівняння використовувався метод покомпонентної верхньої релаксації.

Фільтраційний опір і фільтраційна провідність під дном дренажних колекторів визначалась за використанням наступних співвідношень:

$$\Delta L_{i,j}=\frac{m_0}{k_0 F};\quad DL_{i,j}=\frac{T_{i,j}N_{i,j}}{L_{i,j}+\Delta L_{i,j}}, \qquad (5.4)$$

де k_0, m_0 – відповідно коефіцієнт фільтрації і потужність шару ґрунту, у якому закладені дренажні споруди; F – площа дрени в блоці моделі; T – водопровідність водоносного горизонту у відповідному блоці моделі; N – довжина дренажного колектора в блоці; L – найкоротша відстань від вузлової точки моделі до дренажного колектора; ΔL – еквівалентний гідравлічний опір дренажу.

В свою чергу, приплив води в дренажні колектори розраховувався на основі такої залежності:

$$Q_{i,j}=DL_{i,j}(HR_{i,j}-h_{i,j}^{p+1}), \qquad (5.5)$$

де $HR_{i,j}$ – позначка рівня води в дренажній системі у відповідній вузловій точці моделі; $h_{i,j}^{p+1}$ – поточний рівень води на часовий крок $p+1$ або на кінець розв'язку стаціонарної задачі.

Тут варто підкреслити, що після розроблення гідродинамічної моделі вирішувались обернені задачі задля отримання функціональної відповідності моделі існуючому стану гідрогеологічних умов території. Причому методика вирішення обернених задач полягала в побудові варіаційного функціонала і його

мінімізації від варіанта до варіанта. Підставою ж для оптимізації модельного і натурного рівнів ґрунтових вод слугувала мінімізація функціонала нев'язки

$$\min F = \sum_{i=1}^{n} (H_{\text{н}} - H_{\text{м}})^2 \ , \qquad (5.6)$$

де i = 1, 2, 3 ... , n – кількість спостережних свердловин, пробурених при вишукуваннях; $H_{\text{н}}$ – заміряні по свердловинах натурні рівні ґрунтових вод (абсолютні позначки); $H_{\text{м}}$ – отримані в процесі розв'язку оберненої задачі позначки рівня ґрунтових вод.

При цьому було вирішено дві групи обернених задач. Перша з них уточнювала положення дзеркала ґрунтових вод на східній межі області фільтрації (район «Косого капоніра»). А друга – призначалась для оцінювання витратних характеристик існуючої дренажної системи НСК «Олімпійський», яка складається з кільцевої системи навколо бігових доріжок стадіону і пластового дренажу, що укладений під його полем й скидає дренажні води самопливом у колектор зливової каналізації.

Слід зазначити, що за даними обчислень водоприпливи складають 415 м^3/доб, при цьому вода надходить із водоносного горизонту в дренажні споруди. А позитивною складовою балансу, яка дорівнює +209 м^3/доб, слугує «проскакування» потоку під дренажем, оскільки дренаж у гідродинамічному сенсі є недосконалим. Сумарний же водоприплив до чаші стадіону з об'єднаного водоносного горизонту досягає 624 м^3/доб.

Перейдемо тепер до загального характеризування найбільш вагомих складових задач, пов'язаних із прогнозуванням гідрогеологічного стану прилеглої до НСК «Олімпійський» території. І перш за все вкажемо на те, що головною метою їх вирішення було визначення ступеня впливу споруд, що реконструюються, будуються, а також існують, на гідрогеологічний стан у районі НСК «Олімпійський», а також обґрунтування типу і параметрів дренажних систем задля їх подальшого проектування. При цьому було взято до уваги, що буронабивні палі фундаментів цих споруд перекривають усю продуктивність водоносного горизонту, внаслідок чого їх кількість й діаметр істотним чином відбивається на рівневому режимі горизонту. Інакше кажучи, пальове поле перешкоджає природному перебігу потоку води і викликає так званий «баражний» ефект, тобто піднімає рівень водоносного горизонту з боку області живлення. Тому, щоб урахувати у моделі наявність пальового поля фундаментів із буронабивних паль, які, до речі, вводились у модель послідовно, було виконане коригування її основного параметра – водопровідності водоносного горизонту.

У результаті вирішення прогнозних задач було визначено, що підняття рівня грунтових вод при побудові всіх пальових фундаментів буде складати від 0,1 до 0,3 м, а підняття рівня води на східній межі моделі на 1,0 – 1,5 м майже не впливає на водоприплив у чашу стадіону (рис. 5.67). Отже потреба у побудові пластового дренажу під паркінгом НСК «Олімпійський» у зв'язку

з невеликими об'ємами водоприпливу відпала. Крім того, за результатами моделювання була доведена необхідність будівництва дренажної системи задля зниження рівня ґрунтових вод у межах ігрового поля, підтрибунних приміщень, VIP-зони і паркінгу (рис. 5.68). Також було встановлено, що загальні припливи у дренажну систему з урахуванням атмосферних опадів і поливних вод на полі стадіону будуть складати 990 м^3/доб.

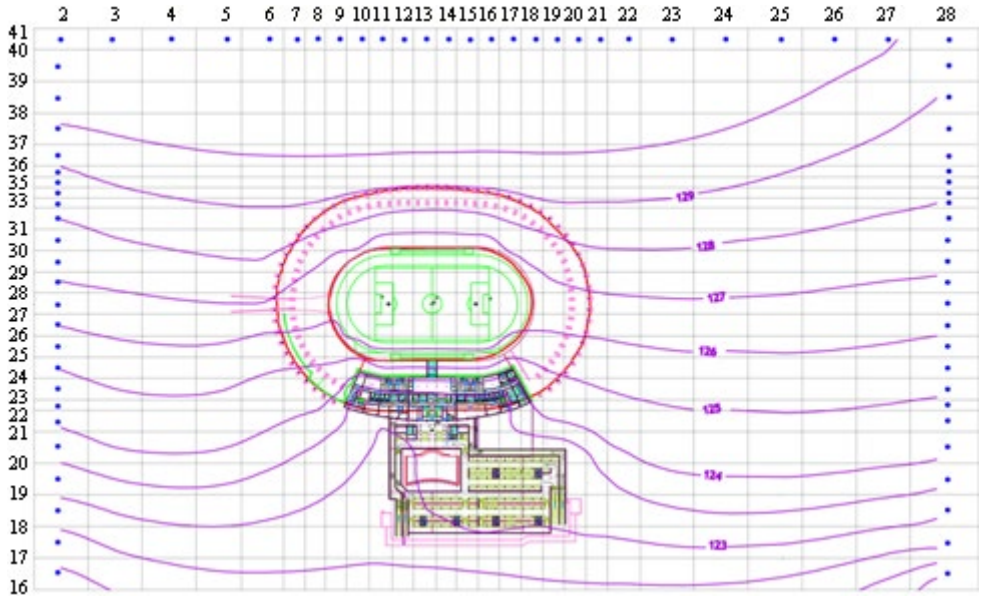


Рис. 5.67. Карта гідроізогіпс за результатами розв'язання прогнозних задач

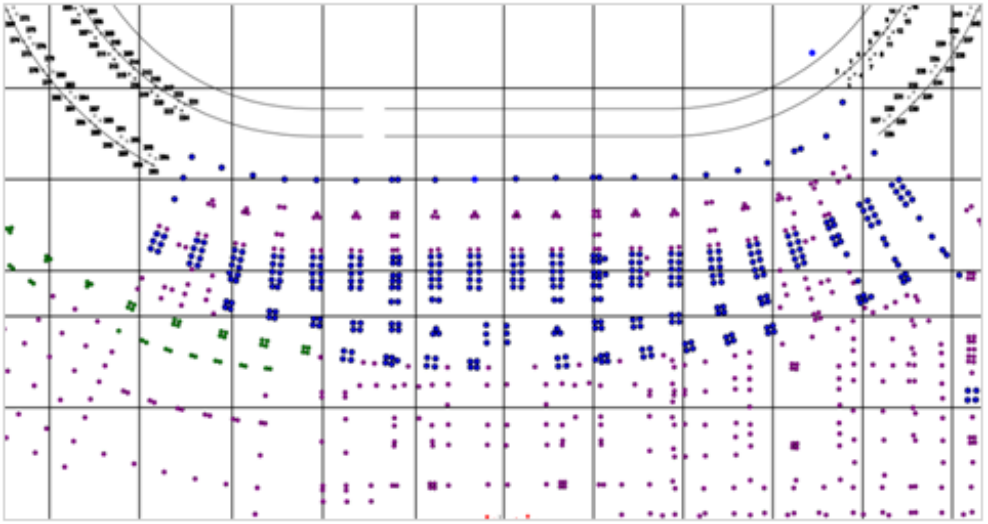


Рис. 5.68. Схема розташування пальових фундаментів
під нижнім ярусом трибун, VIP-зоною та паркінгом (фрагмент)

Нагадаємо тепер добре відомий факт, що головними завданнями будь-якої дренажної системи є зниження рівня підземних вод й поліпшення санітарно-епідеміологічної і екологічної ситуацій території, а у випадку з НСК «Олімпійський» ще й недопущення підтоплення поля стадіону і прилеглої території. Тому дренажні системи необхідно розглядати з точки зору їх безпосереднього впливу на довкілля – ґрунти, ландшафт, зелені насадження, підземні й поверхневі води, повітря, шуми та вібрації у процесі експлуатації всіх споруд, позаяк фактично їх застосування є природоохоронним заходом, покликаним знівелювати наслідки техногенного навантаження і поліпшити або залишити непорушеними гідрогеологічні та інженерно-геологічні умови після реконструкції НСК «Олімпійський».

З цього приводу зазначимо, що виконане моделювання гідрогеологічної ситуації на території НСК «Олімпійський» дало змогу:

- обґрунтувати необхідність будівництва дренажної системи на полі стадіону і лінійної дрени перед підтрибунними приміщеннями;
- визначити параметри дренажних споруд (місце закладання, тип дренажу, діаметри дренажних труб, водоприпливи до кожної гілки дренажних споруд, нахил дренажу тощо);
- встановити, що будівництво дренажної системи призведе до зниження рівнів ґрунтових вод і покращить гідрогеологічні умови на ділянці театру Оперети і готелю «Спорт»;
- побудувати режимну мережу спостережних свердловин до введення дренажів у роботу задля моніторингу рівнів підземних вод і роботи дренажної системи;
- створити постійно діючу математичну модель гідрогеологічних умов території НСК «Олімпійський», яка покладена в основу науково-технічного супроводу на різних стадіях реконструкції стадіону в частині оцінки ефективності роботи дренажних систем.

З урахуванням зазначених раніше гідрогеологічних умов території НСК «Олімпійський» на основі розробленої гідродинамічної моделі була вирішена низка прогнозних задач щодо обґрунтування типу і параметрів дренажних систем. Зауважимо, що була доведена необхідність будівництва кільцевого дренажу задля зниження рівня ґрунтових вод у межах футбольного поля, а також лінійної дрени перед підтрибунними приміщеннями. Кільцевий дренаж для чаші стадіону закладено на позначках 126,30 – 125,63 м, а глибина його влаштування прийнята такою, щоб рівень ґрунтової води в чаші стадіону після завершення реконструкції не перевищував позначки, на яких він знаходився до початку робіт. У свою чергу, лінійний дренаж перед підтрибунними приміщеннями було запроектовано на позначках 123,70 – 123,30 м для того, щоб рівень ґрунтових вод у підземній частині VIP-зони не піднявся вище позначки 124,00 м та задля додаткового захисту підземних приміщень на цій позначці від підтоплення у випадку ненадійної роботи гідроізоляції. Вода ж від кільцевого й лінійного дренажів самопливом відводиться у Прозорівський колектор. А для запобігання потраплянню сторонніх предметів із Прозорівського колек-

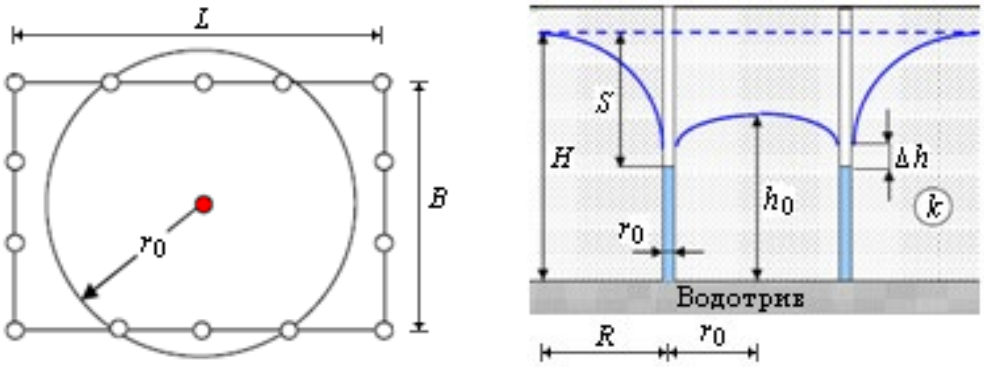
тора в лінійний дренаж при швидкому піднятті рівня води, що проходить по колектору під час сильних злив, на виході зі скидного трубопроводу від лінійного дренажу в оглядовому колодязі передбачено зворотний клапан.

З метою вирішення проблем зниження рівнів ґрунтових вод при будівельному водозниженні, яке забезпечує зниження рівня ґрунтових вод і підтримує його протягом періоду будівництва підземних споруд і дренажів, були розв'язані прогнозні задачі на основі математичної гідродинамічної моделі для VIP-зони, паркінгу і прилеглих територій за різних умов режиму ґрунтових вод, а також при зниженні рівня ґрунтових вод на футбольному полі під час будівництва. Причому при їх постановці задавались умови відсутності роботи дренажів на полі (пластового та кільцевого), улаштування горизонтальної дрени під VIP-корпусом, різного рівня ґрунтових вод у котлованах у процесі водозниження, а також впливу пальового поля споруд НСК «Олімпійський» на припливи в котловани та таке інше.

В інших прогнозних задачах були вирішені завдання щодо:

- зниження рівня ґрунтових вод на футбольному полі стадіону під час будівництва;
- улаштування південно-східної гілки голкофільтрів, призначених для будівельного водозниження під час будівництва кільцевого дренажу, за умови утримання рівня води на позначках 125,0 і 124,1 м;
- улаштування південно-східної гілки голкофільтрів при заданому рівні води на позначках 125,0 і 124,1 м із урахуванням роботи дрени під VIP-зоною на позначках від 122,3 до 122,7 м;
- роботи горизонтальної дрени під VIP-зоною на позначках від 122,3 до122,7 м.

Задля реалізації цих задач були виконані розрахунки водоприпливів у котловани при будівельному водозниженні, а також фільтраційні розрахунки кільцевих (одноконтурних) водознижувальних установок для умов безнапірного водоносного горизонту при досконалих свердловинах. Розрахункова схема водознижувальної установки наведена на рис. 5.69.



а *б*

Рис. 5.69. Схема одноконтурної водознижувальної установки при її роботі в безнапірних водах: *а* – план, *б* – поперечний розріз

Розрахунки виконувались з метою визначення водоприпливів у прямокутні котловани, приведені до «великого колодязя», приведений радіус якого розраховувався за формулою: $r_0 = \eta (L + B)/4$, величини параметрів якої наведені в табл. 5.2.

Таблиця 5.2

B/L	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
η	1,00	1,12	1,16	1,18	1,18	1,18

За результатами розрахунків величини водоприпливів у котловани склали:

- VIP-зона: Q_n = 857 м^3/доб, при зниженні рівня води в центрі котловану h_0 = 6,70 м, радіусі впливу – R = 86 м, величині розриву рівнів на контакті з обсипкою – Δh = 0,43 м. Термін попереднього осушення котловану t = 20 діб;
- «Італійський дворик»: Q_n = 316 м^3/доб, при зниженні рівня води в центрі котловану h_0 = 7,70 м, радіусі впливу R = 75 м, величині розриву рівнів на контакті з обсипкою – Δh = 0,29 м. Термін попереднього осушення котловану t = 20 діб;
- паркінг: Q_n = 490 м^3/доб, при зниженні рівня води в центрі котловану h_0 = 6,50 м, радіусі впливу R = 100 м, величині розриву рівнів на контакті з обсипкою Δh = 0,95 м. Термін попереднього осушення котловану t = 20 діб;
- кільцевий дренаж футбольного поля: Q_n = 432 м^3/доб, при зниженні рівня води в центрі траншеї h_0 = 2,35 м. Термін попереднього осушення траншеї t = 10 діб.

За даними виконаних розрахунків і визначеними припливами води у котловани і траншеї були запроектовані наступні водознижувальні системи.

Перша – для будівництва підземної частини VIP-корпусу, яка через складні гідрогеологічні умови й велику площу котловану, що дорівнює 9000 м^2, включає кільцеву водознижувальну систему із вісімнадцяти свердловин і дев'ять однолінійних вакуумних голкофільтрових установок (рис. 5.70). Причому до складу системи входять тринадцять свердловин завглибшки 15 м із діаметром фільтра 200 мм і п'ять свердловин завглибшки 25 м із діаметром фільтра 350 мм, які облаштовуються заглибними насосами марки ЕЦВ5-6,3-80 із продуктивністю 6,3 м^3/год та напором 80 м. В свою чергу, двісті сімдесят голкофільтрів занурюються в попередньо пробурені свердловини діаметром 150 мм із виконанням їх обсипки на всю висоту й із підключенням до насосних агрегатів УВВ-3А-6КМ. Зауважимо, що вказана система одночасно забезпечує будівництво лінійного дренажу, який прокладається на позначках від 123,50 до 123,25 м.

Друга – для будівництва підземної частини «Італійського дворика», яка включає п'ять водознижувальних свердловин від системи VIP-зони, розташованих на межі двох котлованів, й вісім водозбірних зумпф діаметром 1000 мм і завглибшки 9,0 м, які розташовані уздовж периметра котловану (рис. 5.70). Водозбірні зумпфи облаштовуються електронасосами ти

пу ГНОМ-10-10 із продуктивністю 10 м^3/год та напором 10 м. Причому водоскидний трубопровід діаметром від 100 до 150 мм і завдовжки 386 м підключається до Прозорівського колектора.

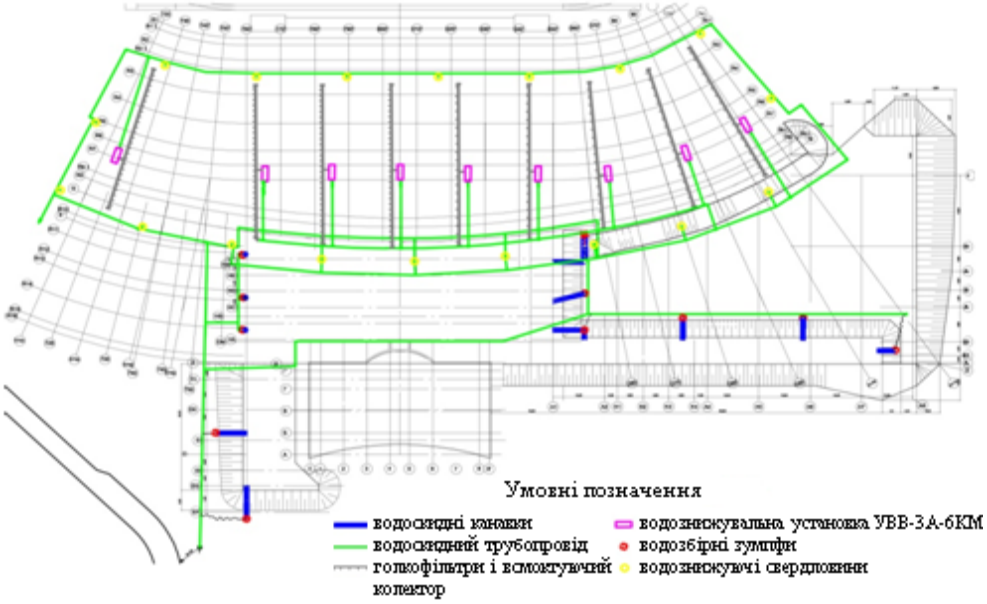


Рис. 5.70. Схема водознижувальної системи для VIP-зони та «Італійського дворика»

Третя – для захисту котловану паркінгу, яка внаслідок складних гідрогеологічних умов і великої площі котловану, що складає 11800 м^2, включає вертикальну кільцеву водознижувальну систему уздовж контуру котловану та горизонтальний дренаж у щебеневій подушці під його днищем (рис. 5.71). При цьому до складу вертикальної кільцевої водознижувальної системи входять тринадцять водознижувальних зумпф діаметром 1000 мм, облаштованих електронасосами ГНОМ-10-10 із продуктивністю 10 м^3/год та напором 10 м, а також водозбірний колектор діаметром 200 мм і завдовжки 280 м. Що ж стосується горизонтального дренажу, то він призначений для збирання води по дну котловану і відведення її до водознижувальних зумпф. Діаметр склопластикових трубофільтрів дренажу марки СТФ-100 дорівнює 100 мм, а їх загальна довжина досягає 690 м. Також звернемо увагу на те, що горизонтальні дрени дренажу влаштовуються на постійній основі, проте їх функціонування здійснюється тільки за умови роботи заглибних насосів у зумпфах.

Четверта – для будівництва кільцевого дренажу, яка включає п’ять вакуумних голкофільтрових установок уздовж периметра кільцевого дренажу, дві водозбірні зумпфи з фільтрами СТФ-420 на ділянках із високим положенням водотриву (глини), всмоктувальні колектори для голкофільтрів діаметром 150 мм, водозбірний колектор діаметром 100 мм і завдовжки 430 м й водоскидний трубопровід діаметром 150 мм і завдовжки 160 м (рис. 5.72).

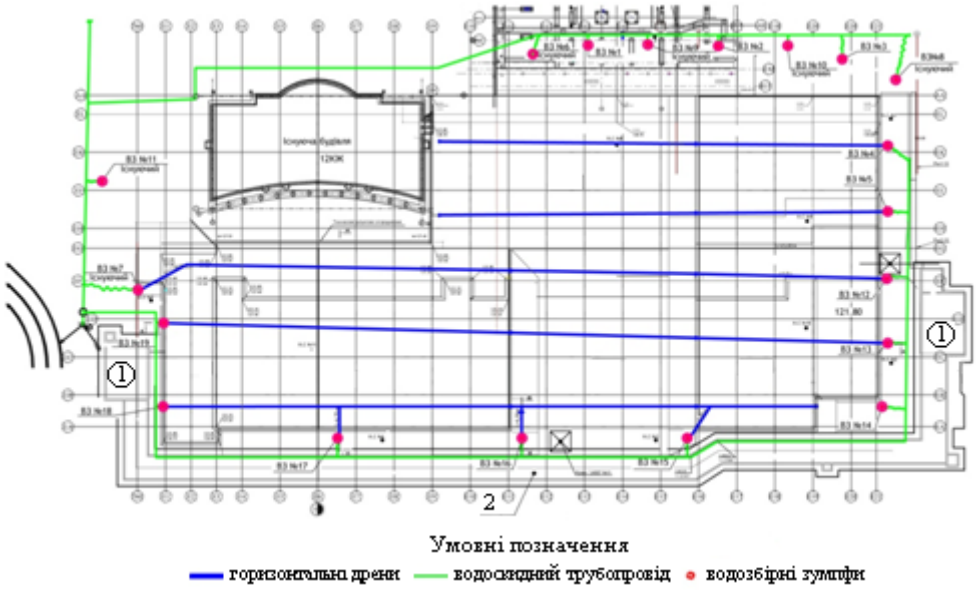


Рис. 5.71. Схема водознижувальної системи котловану паркінгу:
1 – камера існуючого колектора; 2 – колектор підземних комунікацій

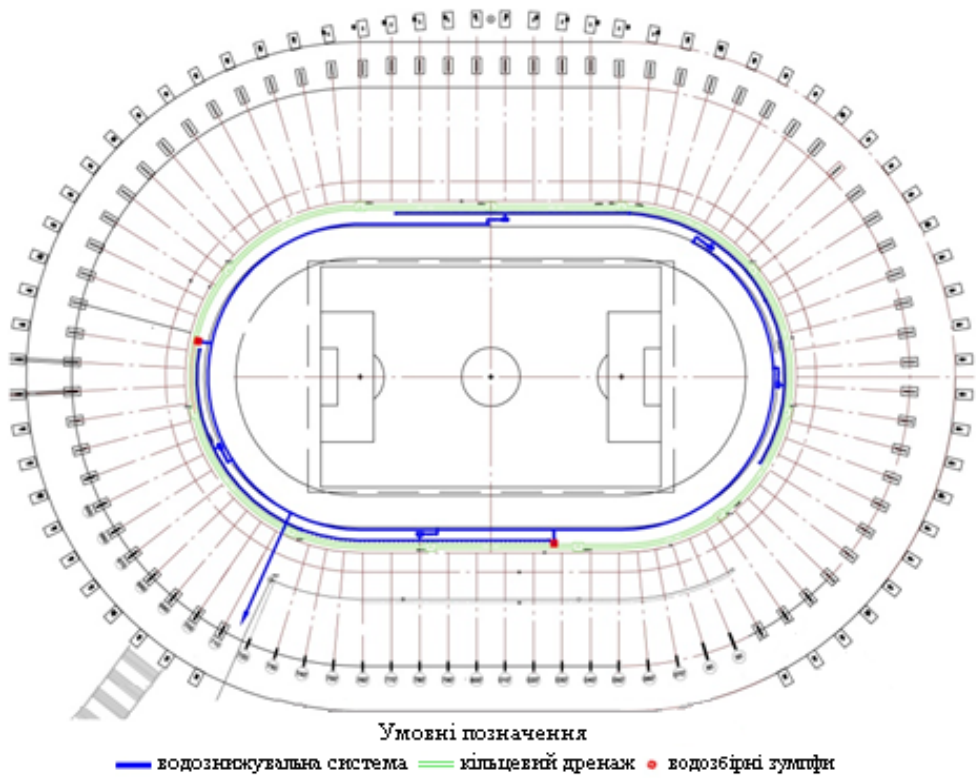


Рис. 5.72. Схема водознижувальної системи будівництва кільцевого дренажу

Резюмуючи викладене та не затримуючись на усіх моментах, що заслуговують на увагу, зупинимось тільки на головних висновках, із яких вбачається, що виконані роботи забезпечили:

- вибір найбільш ефективних схем будівельного водозниження для VIP-зони, «Італійського дворика», паркінгу та території футбольного поля;
- отримання важливого результату, пов'язаного з тим, що при виконанні будівельного водозниження до позначок 121,6 м та 120,6 м радіус депресійної кривої досягає 150 м за умови сезонного підняття рівня ґрунтових вод на 1,5 м й стаціонарного режиму роботи системи будівельного водозниження; при цьому гідрогеологічні умови території, прилеглої до VIP-зони й паркінгу, при роботі дренажів будівельного водозниження протягом трьох – чотирьох місяців істотно не змінюються;
- визначення варіанта забезпечення необхідного рівня води на полі стадіону під час реконструкції, а саме: функціонування південно-східної гілки голкофільтрів, що призначені для будівельного водозниження під час улаштування кільцевого дренажу і мають рівні води на позначках 124,1 м або 125,0 м, а також горизонтальної дрени під VIP-зоною;
- нормальні умови для виконання необхідних обсягів будівельно-монтажних робіт у встановлені терміни.

Крім того, було встановлено, що застосування склопластикових трубофільтрів як у вертикальних, так і в горизонтальних дренажних водознижувальних системах знижує їхню кошторисну вартість у порівнянні зі застосуванням звичайних спіральних голкофільтрів. Причому вказане забезпечується за рахунок того, що водознижувальні насоси, занурені нижче рівня ґрунтових вод, не виходять із ладу, так як захищені сучасними трубофільтрами, а горизонтальні дрени із склопластикових трубофільтрів у процесі водозниження не потребують влаштування глибоких свердловин із обладнанням їх зануреними насосами.

§ 5.7. Контроль якості улаштування дренажних систем

Раніше вже згадувалось про те, що гідрогеологічні умови території НСК «Олімпійський» характеризуються наявністю потужного водоносного горизонту, приуроченого до піщаних та супіщаних відкладів різного віку, водотривом для яких слугують мергелисті глини, а тому вона віднесена до потенційно підтоплюваних. Сталий рівень підземних вод на ділянці стадіону зафіксований на абсолютних позначках від 121,7 до 126,9 м, тобто глибинах від 1,7 до 7,7 м. Дзеркало води має ухил у напрямку річки Либідь, де відбувається розвантаження водоносного горизонту. На деяких ділянках у шарі насипних ґрунтів зустрінутий тимчасовий водоносний горизонт типу «верховодка». Тому розробленим проектом було передбачено додатковий захист підтрибунних приміщень VIP-зони від впливу ґрунтових вод шляхом влаштування відповідних дренажних систем. Схема влаштування лінійного дренажу VIP-зони та відведення дренажних вод із території НСК «Олімпійський» наведена на рис. 5.73.

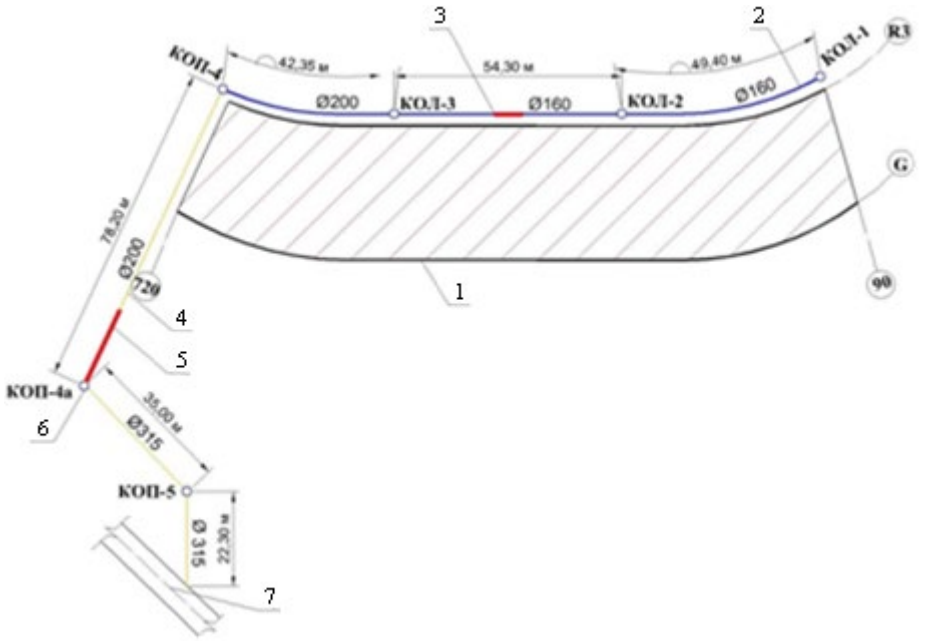


Рис. 5.73. Схема лінійного дренажу VIP-зони та відведення дренажних вод із території НСК «Олімпійський»:
1 – споруда VIP-зони; 2 – лінійний дренаж; 3 – ділянка затампованості труби лінійного дренажу; 4 – водовідвідний трубопровід; 5 – ділянка замулення піском водовідвідної труби; 6 – оглядовий колодязь; 7 – Прозорівський колектор стічних вод

Вкажемо тепер на те, що роботи з науково-технічного супроводу влаштування дренажних систем розпочались ще на ранніх стадіях будівництва дренажу, коли під час розробки ґрунту під дренажні траншеї були відібрані зразки ґрунтів та проведені лабораторні дослідження їх фізико-механічних властивостей задля уточнення водопроникності ґрунтів у зоні влаштування дренажів. Причому результати цих досліджень засвідчили достатньо значне перевищення величин коефіцієнтів фільтрації водонасичених ґрунтів у порівнянні з даними попередніх інженерно-геологічних вишукувань (табл. 5.3).

Таблиця 5.3

№ з/п	Інженерно-геологічний елемент	Коефіцієнт фільтрації проектний, м/доб	Коефіцієнт фільтрації фактичний, м/доб
1	Супісок піщанистий	0,5	0,93
2	Пісок дрібний	3,0	3,71

Тому з урахуванням отриманих фактичних даних щодо фізико-механічних властивостей ґрунтів були проведені перевірні розрахунки роботоздатності дренажних систем і визначено водоприпливи та їх пропускну спроможність. Розрахунками було встановлено, що водоприпливи до лінійних

ного дренажу VIP-зони відповідають закладеним у проекті 671,0 м^3/доб, а до кільцевого дренажу футбольного поля виявились більшими на 8% і дорівнюють 316,20 м^3/доб. Проте позаяк таке відхилення є незначним, то пропускна спроможність дренажних труб за умови заповнення однієї третини їхнього діаметра виявилась цілком достатньою задля безперешкодного відводу такої кількості дренажних вод. І саме тому було прийнято рішення про недоцільність коригування проекту в частині збільшення діаметрів дренажних труб.

Також зазначимо, що роботи з контролю якості та роботоздатності дренажних систем дозволили встановити значне зниження водопропускної спроможності лінійного дренажу VIP-зони, причиною чого була затамованість труби між оглядовими колодязями КОЛ-2 та КОЛ-3 лінійного дренажу, що й було підтверджено вимірами рівня води в оглядових колодязях (рис. 5.74).

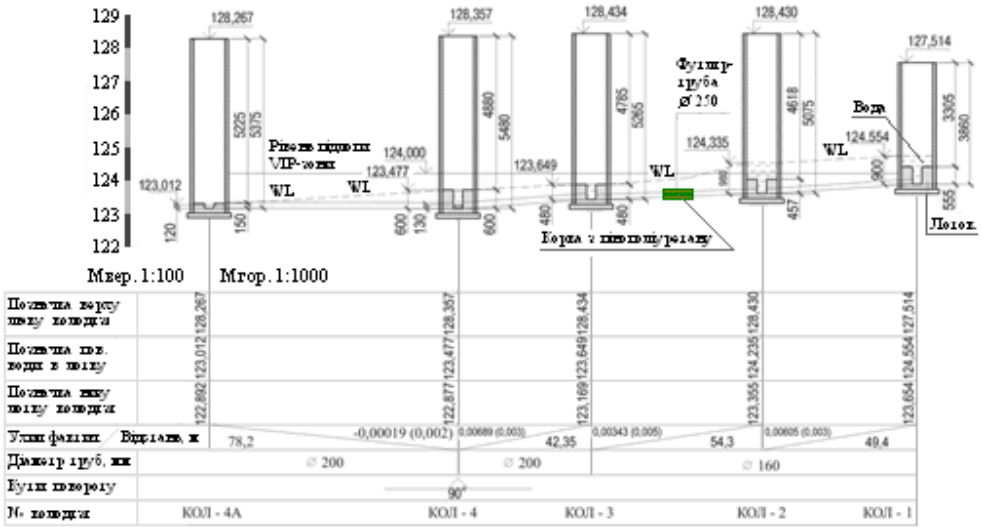


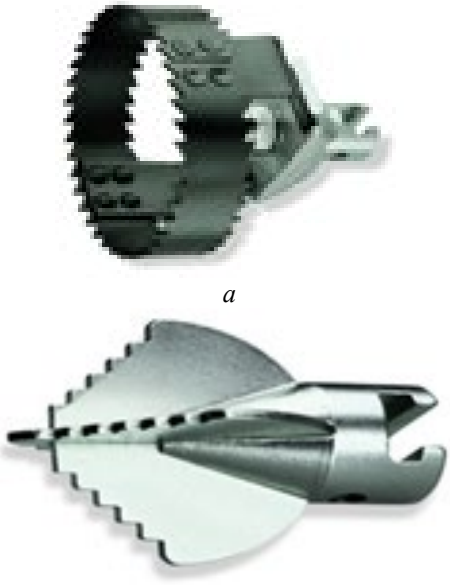
Рис. 5.74. Схема вимірів рівня води в оглядових колодязях: WL – рівень ґрунтової води

Результати проведених обмірів та аналіз ситуації, що склалась, у подальшому дозволили прийняти рішення і підготувати пропозиції щодо необхідності виконання попереднього електромеханічного прочищення дренажної труби на проблемній ділянці з наступною телеінспекцією трубопроводів дренажу задля визначення місць локалізації дефектів та розроблення методів їх усунення.

Ліквідація затампованості дренажної труби проводилась на ділянці завдовжки 9,0 м від КОЛ-3 до КОЛ-2 за допомогою електромеханічної установки Rotenberger R650 (рис. 5.75) із використанням насадок «Корнеріз» діаметром 50 мм та «Свердло» діаметром 22 мм (рис. 5.76). Перед безпосереднім проведенням цих робіт була виконана низка підготовчих робіт, а саме: забезпечення камер, де розташовані оглядові колодязі, освітленням та

електроживленням, а також відкачування води з КОЛ-2 і КОЛ-3 та забезпечення подальшого водовідведення під час проведення робіт.

Рис. 5.75. Електромеханічна установка Rotenberger R650 для прочищення внутрішніх труб із твердими засміченнями



а

б

Рис. 5.76. Спеціалізовані насадки для прочищення внутрішніх труб із твердими засміченнями: *а* – типу «Корнеріз»; *б* – типу «Свердло»

Щодо проведення робіт, то дуже доречно відмітити, що перед їх початком підпір води в КОЛ-3 становив 0,48 м, а в КОЛ-2 – 0,98 м, що значно ускладнювало ситуацію. Тому спочатку за допомогою насадки «Корнеріз» було прочищено 25 м труби й видалено засмічення з мулу, а вже потім із використанням насадки «Свердло» було пройдено 31 м, що дозволило утворити на ділянці затампованості отвір діаметром не менше 22 мм. Вказані роботи дозволили не тільки відібрати зразок матеріалу корки та створити умови для проведення телеінспекції, а й встановити, що затампованість має несуцільний характер і містить порожнини. Одночасно з цим було з'ясовано, що водоскидний трубопровід від лінійного дренажу не працює ще й з причини утворення у водоскидній трубі у районі КОЛ-4 корки з твердих відкладень, аналіз відібраного зразку яких показав, що це є пінополіуретан – матеріал, яким герметизували проблемні місця при влаштуванні гідроізоляції шляхом нагнітання його під тиском через попередньо влаштовані отвори у стінах та підлозі. Тому є цілком імовірним, що один із таких отворів було пробурено в місці проходження дренажної труби, що й спричинило вищезгадані проблеми.

Слід зазначити, що після встановлення попередньої причини виникнення дефекту та його характеру була проведена телеінспекція ділянок лінійного дренажу VIP-зони обладнанням для фіксації відеозображення

під водою за відсутності світла RidgidSeeSnake за допомогою відеокамери діаметром 35 мм із центруючою насадкою (рис. 5.77).

Рис. 5.77. Обладнання для телеінспекції трубопроводів із фіксацією відеозображення RidgidSeeSnake

Зупинимось тепер детальніше на результатах проведеного телевізійного обстеження ділянок лінійного дренажу від колодязя № 4-А до колодязя № 4 та від колодязя № 3 до колодязя № 2 із загальною довжиною трубопроводу 128 м. Вказане обстеження дозволило встановити наступні дефекти:

- відкладення піску та мулу на ділянці трубопроводу протяжністю 20 м із різним ступенем заповнення внутрішнього діаметра труби – від 30 %; причому на відстані двох метрів від КОЛ-4А було виявлено піщаний затор, що перекривав до 90 % діаметра труби;
- напірну фільтрацію ґрунтової води у дрену на відстані 22 м від КОЛ-3 у бік КОЛ-2 при безнапірному водоносному горизонті (рис. 5.78);
- зминання труби діаметром 160 мм, що проходить у футлярі, на три чверті її діаметра на відстані 23 м від КОЛ-3 до КОЛ-2 (рис. 5.79);
- корку з пінополіуретану на відстані 23,5 м від КОЛ-3 до КОЛ-2, матеріал якої не мав адгезії до стінок труби, проте повністю перекривав рух зібраних ґрунтових вод.

З урахуванням наведеного наголосимо на тому, що всі зазначені дефекти, деформації та пошкодження лінійного дренажу не тільки достатньо суттєво перешкоджали транспортуванню зібраних ґрунтових вод до водовідвідного трубопроводу й далі у Прозорівський колектор зливових вод, а й призводили до порушення нормальної роботи лінійного дренажу VIP-зони. Тому з метою відновлення пропускної здатності дрен і запобігання їх подальшому замуленню було запропоновано провести прочищення дрен гідродинамічним способом із застосуванням гідромонітора на базі вантажного автомобіля «МАЗ» із максимальним робочим тиском 600 атмосфер. Також була розроб-

лена та виготовлена спеціальна робоча насадка, яка забезпечувала максимальний поступовий рух задля ефективного руйнування корки (рис. 5.80).

Рис. 5.78. Напірна фільтрація ґрунтової води у дрену:
1 – струмені води; 2 – дренажні отвори; 3 – пісок

Рис. 5.79. Зминання труби діаметром 160 мм, що проходить у футлярі:
1 – труба; 2 – корка

Рис. 5.80. Загальний вигляд робочої насадки для руйнування корки

У цьому сенсі дуже показовим є те, що в результаті прочищення з водовідвідного трубопроводу діаметром 200 мм на ділянці між КОЛ-4 та КОЛ-4А було видалено 0,24 м^3 вологого піщаного ґрунту, що дозволило повністю відкрити переріз труби. Також вдалось частково видалити корку з ділянки між КОЛ-2 та КОЛ-3. Таким чином, пропускна здатність дрен на цих ділянках була значно підвищена, проте, на жаль, не повністю відновлена, про що засвідчили наступні режимні спостереження за рівнями ґрунтових вод у оглядових колодязях та дренах лінійного дренажу.

§ 5.8. Вхідний контроль металевих конструкцій покриття над трибунами

Перш за все вкажемо на те, що з метою методичного забезпечення вхідного контролю металевих конструкцій покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» був розроблений відповідний регламент, який містить правила, порядок, етапи і операції контролю, склад і обсяги його проведення, правила оформлення результатів контролю і перелік відповідної виробничої документації з проведення вхідного контролю металевих конструкцій, а також низки програм, у тому числі: з організації вхідного контролю конкретних металевих конструкцій покриття: фасадної та похилої колон, верхнього та нижнього силових кілець; контролю з'єднання фасадної та похилої колон, а також

колони в зборі з ілюстрованими схемами і технологічними картами і, нарешті, з організації вхідного геодезичного контролю металевих конструкцій.

Що стосується програми вхідного контролю металевих конструкцій, то треба вказати, що вона передбачала чотири етапи:

1 етап – перевірка наявності та комплектності необхідної супроводжувальної документації на кожну металеву конструкцію, а саме: сертифіката (паспорта), конструкторської документації (КМ, КМД), акта огляду прихованих робіт, заводського акта перевірки зварних швів, акта проведення попередньої обробки поверхонь металоконструкції піскоструменевим методом із визначенням їх шорсткості й документації з проведення випробувань на герметичність порожнистих секцій і сталевих конструкцій. Окрім того була передбачена ідентифікація самої конструкції й її елементів згідно з даними сертифіката (паспорта) та вимогами креслень КМ і КМД;

2 етап – перевірка із застосуванням візуального контролю відповідності поверхонь конструкції встановленим вимогам, а саме: якості поверхонь (відсутності окалин, іржі, мастила, вологи, вм'ятин, вибоїв та інших пошкоджень), наявності попередньої обробки піскоструменевим методом поверхонь конструкції, якості країв металоконструкції (відсутності задирок, нерівностей і шорсткості заввишки понад 0,3 мм, а також перевірка радіусів усіх гострих та прямокутних країв, які повинні бути не менше 2 мм). Перевірка відповідності зварних швів встановленим вимогам, у тому числі: однорідності зварних швів, відсутності пор, тріщин, раковин, розшарувань, напливів, прологів, звужень на поверхнях швів, а також відсутності переплавленого металу в швах й флюсу і шлаку на зварних з'єднаннях та зачищення зварних швів на поверхнях зварних деталей;

3 етап – перевірка геометричних розмірів металевих конструкцій з використанням тільки повірених у встановленому порядку засобів вимірювальної техніки, а саме: рулеток 50000 ± 0,5 мм, лінійок 1000 ± 0,5 мм, штангенциркулів ШЦ 125 ± 0,1, ШЦ 250 ± 0,05 і ШЦ 500 ± 0,05, кутників, нівелірів й тахеометрів, із подальшим співставленням результатів вимірювань зі значеннями геометричних розмірів у робочих кресленнях;

4 етап – контроль антикорозійного захисту металевих конструкцій, у тому числі: наявності захисного покриття (ґрунту), якості нанесення ґрунту й відповідності захисного покриття, а також перевірка лакофарбового покриття відповідно до вимог затверджених технічних документів із контролем його товщини за допомогою ультразвукового приладу або магнітного товщиноміра.

Крім того, за результатами вхідного контролю було передбачено складання відповідних протоколів, актів та інших контрольних документів, приклад одного з яких проілюстровано на рис. 5.81, на якому зображено фрагмент карти вхідного контролю похилої колони.

У свою чергу, програма контролю з'єднання фасадної та похилої частин колони складалась із наступних етапів: перевірка геометричних розмірів колони у зборі до зварювання, перевірка геометричних розмірів колони після зварювання, контроль зварних з'єднань неруйнівними методами і, нарешті, контроль антикорозійного покриття зони зварювання. Причому якщо перший та другий етапи програми виконувались за допомогою геодезичних приладів відповідно до вимог затвердженої карти вхідного контролю, то контроль зварних з'єднань складався із наступних операцій:

візуально-оптичний контроль – 100% довжини з'єднань, кольорова капілярна дефектоскопія – від 25 до 100% довжини зварних з'єднань, ультразвукова дефектоскопія – від 25 до 100% довжини зварних з'єднань, а також вимірювання твердості основного металу та зварних з'єднань.

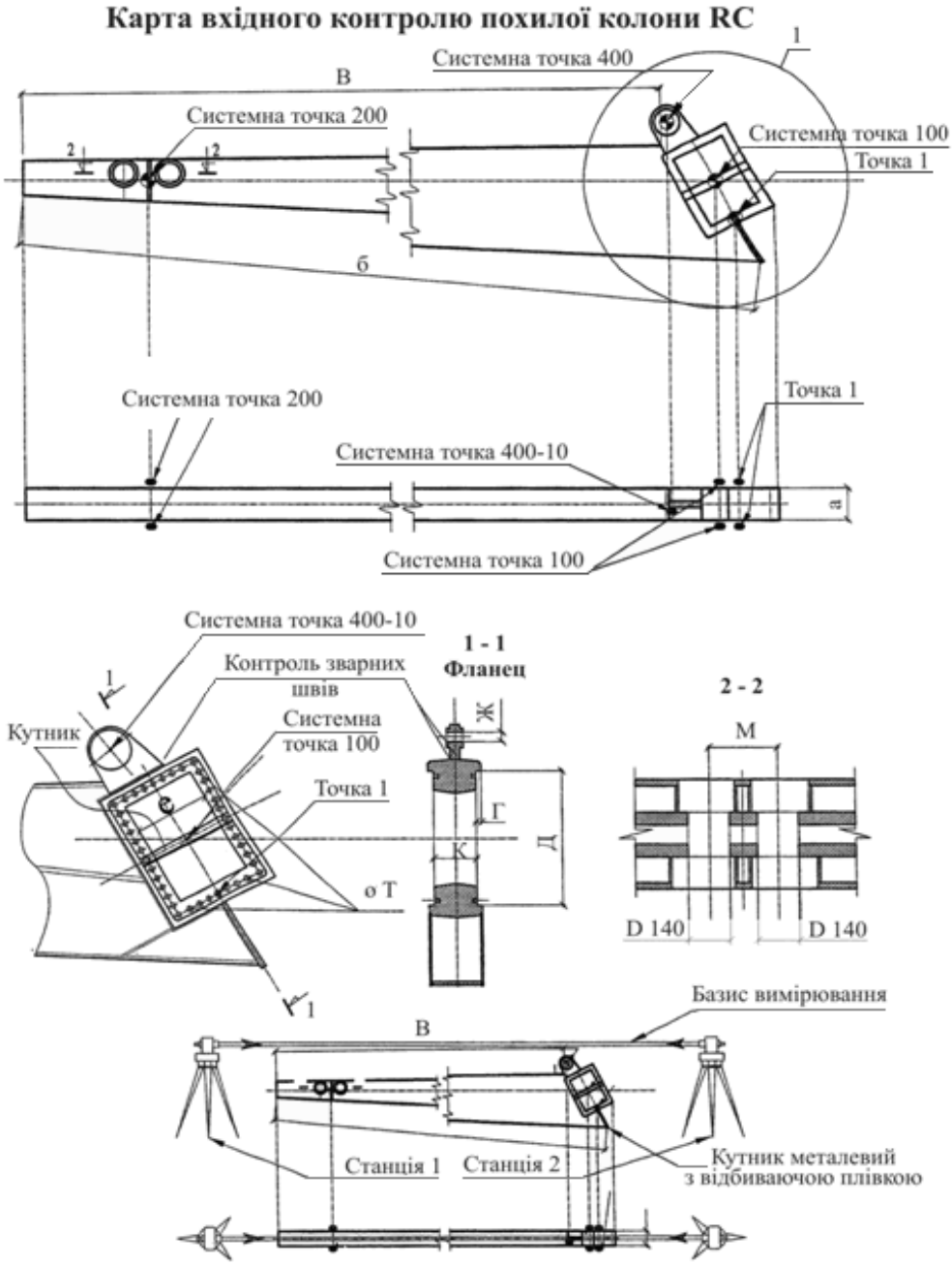


Рис. 5.81. Фрагмент карти вхідного контролю похилої колони

З огляду на наведене, звернемо особливу увагу на той факт, що внаслідок значної технічної та технологічної складності робіт із зварювання фасадної та похилої частин колони, позаяк загальна довжина зварних з'єднань складала 12 м, а товщина зварюваних елементів в окремих місцях досягала 60 мм, то задля проведення контролю зварних з'єднань неруйнівними методами були залучені винятково акредитовані лабораторії Інституту електрозварювання ім. Є.О.Патона та КДП «Інтромет».

§ 5.9. Дослідження впливу вібрації на конструкції стадіону і будівлі та споруди оточуючої забудови при виконанні демонтажних та пальових робіт

Розпочнемо розгляд із нагадування про те, що при реконструкції НСК «Олімпійський» як будівельні конструкції стадіону, так і будівлі та споруди оточуючої забудови зазнавали значного вібраційного впливу від роботи машин і механізмів, що працювали на будівельному майданчику. Добре відомо, що на території НСК «Олімпійський» виконувався великий обсяг робіт із руйнування існуючих залізобетонних конструкцій, серед яких: двадцять пілонів і двадцять ригелів верхнього ярусу трибун, вісімдесят ригелів нижнього ярусу трибун, три підпірні стіни з боку Черепанової гори, чотири ростверки освітлювальних опор та інші конструкції із загальним об'ємом руйнування понад 6000 м^3. Окрім цього здійснювалось буріння понад двох із половиною тисяч свердловин діаметром від 620 до 800 мм завглибшки до 25,7 м під палі будівель «зони вболівальників», VIP-зони та «холодної зони» та діаметром до 1000 мм задля влаштування нових підпірних стін із боку Черепанової гори. Причому всі вказані роботи виконувались при великій концентрації різноманітних машин та механізмів на обмежених площах.

Цілком зрозуміло, що вібрація негативно впливає на будівельні конструкції, викликаючи в них додаткові напруження, що сприяє появі неочікуваних деформацій, пошкоджень та може викликати осідання фундаментів. А найчастіше й досить швидко руйнування об'єкта настає при вібраційних впливах за умов резонансу. Тому одним із завдань науково-технічного супроводу будівельно-монтажних робіт було проведення досліджень і визначення необхідних заходів із зменшення впливу вібрації на будівельні конструкції з метою їх збереження та достовірного прогнозування й оцінки ефективності заходів із віброізоляції.

З цього приводу зазначимо, що роботи з буріння у ґрунті свердловин під палі важкими буровими установками були одним із джерел найбільш суттєвих вібраційних впливів на конструкції НСК «Олімпійський». Тому з метою вивчення впливу вібрації на опори верхнього ярусу трибун, які є одними з найбільш відповідальних будівельних конструкцій стадіону, та на будівлю спорткомплексу, був проведений аналіз технології бурових робіт і виконано вимірювання вібрації від буріння свердловин і руйнування ростверків освітлювальних опор. Вплив вібраційних навантажень при бурінні свердловин під опори верхнього ярусу трибун розглянемо на прикладі робіт із влаштування паль під будівлю «зони вболівальників».

Буріння свердловин проводилось у котловані завглибшки десять метрів, стіни якого були закріплені тимчасовою підпірною стіною з трьома ярусами анкерів. Підпірна стіна знаходилась між буровою установкою та опорами на відстані від 6 до 10 м від ростверків опор верхнього ярусу трибун. Свердловини діаметром 620 та 800 мм і завглибшки до 20 м виконувались буровими установками BAUER BG 36 під захистом металевої обсадної труби за технологією «випередження забою» (рис. 5.82).

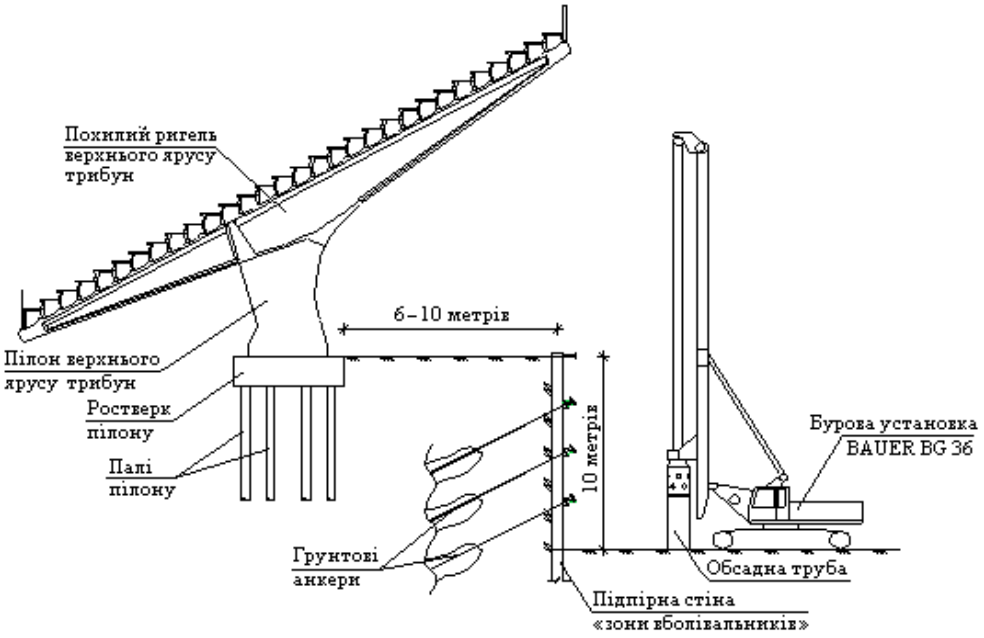


Рис. 5.82. Схема буріння свердловини буровою установкою BAUER BG 36 біля підпірної стіни «зони вболівальників»

Зауважимо, що загальна характеристика технології «випередження забою» передбачає вдавлювання металевої обсадної труби у ґрунт із подальшим його вийманням шнековим буром, що дозволяє значно знизити вплив процесу буріння свердловини на розташовані навколо будівельні конструкції. При цьому ґрунт, який виймається зі свердловини, обертальними рухами шнека струшується у відвал біля бурової установки. Однак зазначимо, що, на превеликий жаль, такий спосіб очищення шнека одночасно з пришвидшенням виконання робіт із буріння, спричиняє значну вібрацію, яка навіть перевищує вібрацію від самого процесу буріння. Загальний вигляд бурової установки BAUER BG 36 під час струшування ґрунту зі шнека зображено на рис. 5.83.

Відомо, що показником допустимого впливу вібрації на будівельні конструкції слугує амплітуда коливань цих конструкцій. Причому, згідно з вимогами норм [23] для фундаменту опор верхнього ярусу трибун стадіону максимально допустима амплітуда коливань складає 0,15 мм.

Рис. 5.83. Загальний вигляд бурової установки BAUER BG 36 під час струшування ґрунту зі шнека: 1 – опора верхнього ярусу трибун стадіону; 2 – бурова установка BAUER BG 36; 3 – тимчасова підпірна стіна «зони вболівальників»; 4 – секції обсадної труби; 5 – ґрунт, який струшується

Далі вкажемо на те, що вимірювання вібрації від робіт із буріння свердловин та руйнування ростверків виконувалось за допомогою приладу ВШВ-003-М2, а результатом була величина віброшвидкості. А вже потім із урахуванням рекомендацій посібника [22] за визначеною величиною віброшвидкості знаходилось значення амплітуди з використанням відомої формули

$$A = V / 2\pi f, \tag{5.7}$$

де A – амплітуда коливань; V – віброшвидкість; f – частота коливань.

Зауважимо, що для бурової установки BAUER BG 36 частота коливань склала f = 0,53 Гц. Також у результаті вимірювань були отримані показники і побудовано графіки залежності «амплітуда вібраційних коливань ґрунту – відстань до збудника вібрації», які представлені на рис. 5.84. Окрім того, аналіз результатів виконаних розрахунків свідчить, що амплітуда коливань ростверку опори верхнього ярусу трибун при струшуванні ґрунту зі шнека бурової машини, яка знаходилась на відстані 11,5 м, дорівнює 0,45 мм, що перевищує допустиму норму в 3 рази, а амплітуда коливань ростверку опори на відстані 18 м досягла 0,21 мм, що перевищує допустиму норму в 1,4 раза.

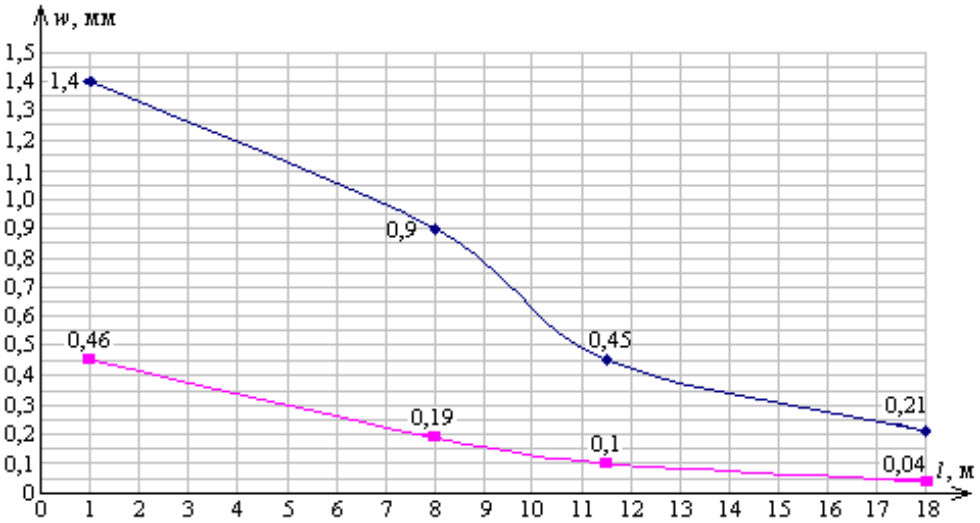


Рис. 5.84. Графіки залежності «амплітуда вібраційних коливань ґрунту – відстань до збудника вібрації» при роботі установки BAUER BG 36:
— – при струшуванні ґрунту зі шнека; — – при бурінні свердловини

Тому з метою зменшення вібраційного навантаження на опори верхнього ярусу трибун було рекомендовано використовувати захватні засоби задля зняття ґрунту зі шнека при його зворотному обертанні, що значно зменшувало ці навантаження.

Взагалі кажучи, додатковим чинником, що ускладнював виконання будівельних робіт, було те, що деякі прилеглі до стадіону будівлі, особливо будівля льодової арени «Крижинка», вже до початку робіт із реконструкції мали пошкодження у вигляді тріщин у несучих конструкціях. Тому роботи з демонтажу залізобетонних будівельних конструкцій, які виконувались гідравлічними молотами на базі екскаваторів поряд із такими будівлями, проводились із наданням відповідних рекомендацій зі зменшення впливу вібрацій на ці будівлі.

Розглянемо тепер детальніше демонтаж ростверків фундаментів чотирьох освітлювальних опор, які являли монолітні залізобетонні масиви діаметром 6,8 м, заввишки 1,5 м і об'ємом 55 м^3 кожен. Причому найменша відстань від одного з ростверків освітлювальної опори до будівлі льодової арени «Крижинка» становила 8 м, а найменша відстань до ростверку опори верхнього ярусу трибун складала 16 м. Руйнування ростверків виконувалось гідравлічними молотами INDECO HP2500, що мають енергію удару 3,5 кДж, на базі екскаваторів (рис. 5.85). А бетонний брухт відкидався у відвал екскаватором із ковшем «зворотна лопата» об'ємом 1 м^3. Треба також сказати, що під час вимірювання вібрації у зоні навколо ростверку машини та механізми, які не були задіяні при демонтажі, не працювали. В результаті вимірювань віброшвидкості при роботі гідравлічного молоту INDECO HP2500, частота коливань якого до речі дорівнює f = 10 Гц, і розрахунків, проведених за формулою 5.7, було побудовано представлений на рис. 5.86 графік залежності «амплітуда вібраційних коливань ґрунту – відстань до джерела вібрації».

Рис. 5.85. Руйнування ростверку залізобетонного фундаменту освітлювальної опори:
1 – гідромолот на базі екскаватора; 2 – ростверк фундаменту освітлювальної опори;
3 – опора верхнього ярусу трибун стадіону; 4 – льодова арена «Крижинка»

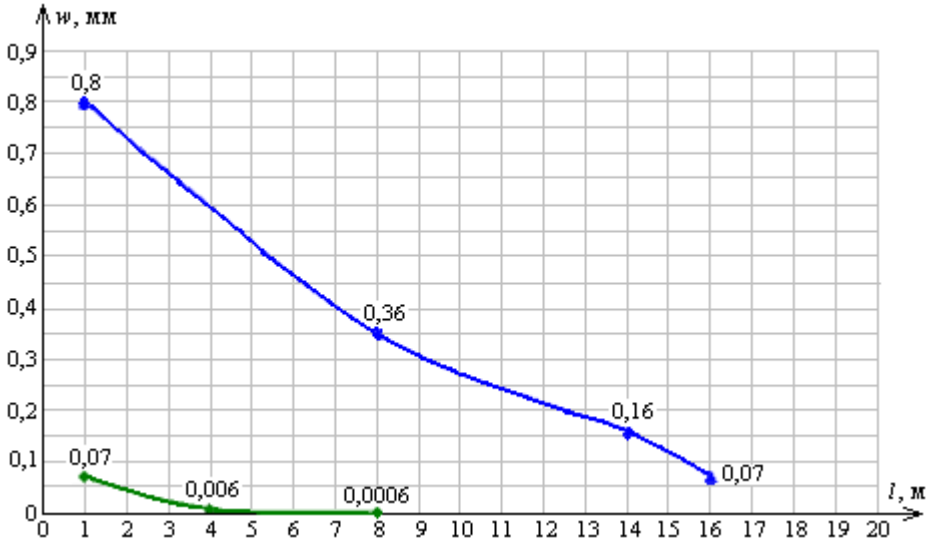


Рис. 5.86. Графіки залежності «амплітуда вібраційних коливань ґрунту – відстань до джерела вібрації» при роботі гідромолота INDECO HP2500:
без влаштування віброізоляції у вигляді розподільної траншеї (—)
та з її влаштуванням (—)

Зазначимо, що з графіка вбачається, що амплітуда коливань конструкцій, які розташовані на відстані понад 14 м від джерела вібрації, стає меншою за допустиму, величина якої дорівнює 0,15 мм, а тому амплітуда коливань ростверку опори верхнього ярусу трибун, який знаходився на відстані 16 м, є у межах допустимого й дорівнює 0,07 мм. У свою чергу, амплітуда коливань фундаменту будівлі льодової арени «Крижинка», який знаходиться на відстані лише 8 м, становить 0,36 мм, що більш як у два рази перевищує допустиму величину. Тому позаяк будівля льодової арени «Крижинка» вже мала пошкод ження несучих конструкцій у вигляді тріщин, було вирішено вжити заходів зі зменшення впливу вібрації від роботи гідромолота, застосувавши віброізоляцію.

По суті, віброізоляція була виконана у вигляді розподільної траншеї у ґрунті з вібропоглинальним заповнювачем із дерев'яної тирси. Причому траншея завширшки 0,7 м та завглибшки 2 м була влаштована впритул до ростверку освітлювальної опори. Зауважимо, що влаштування віброізоляції зменшило амплітуду коливань більше ніж у десять разів, і вже на відстані 1 м від ростверку, що демонтувався, амплітуда коливань становила лише 0,07 мм, а амплітуда коливань фундаменту будівлі льодової арени «Крижинка» зменшилась майже до нульового значення і склала 0,0006 мм.

§ 5.10. Супровід гідроізоляційних робіт із використанням нових матеріалів

Як це добре відомо, улаштування гідроізоляції будівельних конструкцій є одним із найбільш «незручних» будівельних процесів (особливо при спорудженні об'єктів із напруженим ритмом будівельно-монтажних робіт) внаслідок великої кількості різноманітних обмежень, яких воно потребує. Вказане пов'язано з тим, що необхідно, по-перше, суворо дотримуватись температурно-вологих режимів улаштування основи й самої гідроізоляції, по-друге, залучати задля виконання складних вузлів гідроізоляційних примикань і з'єднань, а також деформаційних швів дуже сумлінних і кваліфікованих робітників і, по-третє, передбачати багатогодинні технологічні перерви на стабілізацію або набирання міцності гідроізоляційним складом на технологічних захватках, які на цей час повинні бути огороджені, а доступ на них заборонений при використанні мастичних або розчинних (особливо багатокомпонентних) композицій. Однак зауважимо, що практичний досвід виконання гідроізоляційних робіт свідчить, що при напруженому ритмі будівельно-монтажних робіт на об'єкті навіть виконану з високою якістю гідроізоляцію часто-густо не вдається зберегти цілісною без пошкоджень, якщо не вживати особливих заходів безпеки.

Тому при виконанні науково-технічного супроводу складних технологічних процесів при реконструкції НСК «Олімпійський» розроблялись технологічна послідовність робіт із улаштування гідроізоляції, технологічні карти, схеми контролю якості, в яких передбачались заходи щодо убезпечення вже виконаних гідроізоляцій.

З урахуванням складності та термінів виконання будівельно-монтажних робіт на НСК «Олімпійський», а також особливих вимог до якості робіт для гідроізоляції будівельних конструкцій VIP-зони та підземного паркінгу була прийнята новітня (однак опрацьована у багатьох країнах Європи) ефективна технологія влаштування гідроізоляційного килима, що вільно лежить на поверхні ізолюючої конструкції із полотнищ рулонного матеріалу, звареного в єдину гідроізоляційну мембрану за допомогою гарячого повітря. Таке конструктивно-технологічне рішення дозволяє організувати посекційне усунення можливих протікань в ізолюючій конструкції протягом терміну експлуатації.

В якості гідроізоляційного матеріалу був обраний Sikaplan WP 1100, тобто полімерна гідроізоляційна мембрана на основі пластифікованого полівінілхлориду з поверхневим сигнальним шаром яскраво-жовтого кольору, технічні характеристики якого наведені у табл. 5.4. Цей гідроізоляційний матеріал характеризується високими антикорозійними і гідроізоляційними властивостями, водостійкістю, гнучкістю, безусадковістю, тріщиностійкістю, а також високою міцністю до розривів, проколів та ударів. Окрім того, він має морозостійкість до – 70°С, а на його гідроізоляційні властивості не впливають температурні коливання й опромінення ультрафіолетом.

Таблиця 5.4

№ з/п	Технічна характеристика	Величина показника технічної характеристики
1	Товщина, мм	2,0
2	Міцність при розриві, МПа	Уздовж рулону ≥ 8,0
		Поперек рулону ≥ 8,0
3	Подовження при розриві, %	Уздовж рулону ≥ 200
		Поперек рулону ≥ 200
4	Водонепроникність при p = 0,3 МПа протягом 72 годин	Відсутність слідів проникнення води
5	Міцність зварного шва, Н/50 мм	≥ 1390
6	Водопоглинання, %	≤ 2,0
7	Довжина рулону, м	20
8	Ширина рулону, м	2,2
9	Вага, кг/м^2	2,6

Додатково вкажемо ще й на те, що іншими особливостями застосованої на НСК «Олімпійський» технології влаштування гідроізоляції є використання низки наступних розчинів, матеріалів та устаткування, а саме: Sika Crout-314 – цементно-епоксидного розчину, що самостійно вирівнюється для підготовки основи під гідроізоляцію; Sikadur-42 – трикомпонентного підливного гідроізоляційного розчину на основі епоксидних смол, що самоущільнюється; геотекстилю – нетканого матеріалу з поліпропіленових во-

локон, що забезпечує опір проколу і зламу, захищає гідроізоляційну мембрану від механічного впливу, а також виконує функцію шару ковзання при можливому утворенні тріщин у прилеглих до гідроізоляції конструкціях; шпонки гідравлічної Sika Fugenband – еластичного профілю із полівінілхлориду, призначеного для герметичного формування деформаційних, осадових і робочих швів у бетонних конструкціях; ін'єкційного фланця Sikaplan WP Injection flange, який кріпиться методом зварювання поверх гідроізоляційної полівінілхлоридної мембрани і призначений для подачі гідроактивного гідроізоляційного складу між мембраною та бетонною конструкцією при виникненні активної течі й подальшої її ліквідації під час експлуатації; ін'єкційної трубки Sikaplan W Control Tube, призначеної для подачі гідроактивного гідроізоляційного складу в ін'єкційний фланець; опалубки полімерної криволінійної, призначеної для добетонування оголовків паль; сухої цементно-полімерної суміші Siltek-F15, призначеної для приготування гідроізоляційного розчину і подальшого гідроізолювання оголовків паль.

Зазначимо, що при виконанні робіт із улаштування гідроізоляції на об'єктах НСК «Олімпійський» не тільки проводився постійний контроль їх якості, а й розроблялись, у разі необхідності, нетрадиційні конструктивно-технологічні рішення, які доповнювали використовувані технології. До складу технологічного процесу влаштування гідроізоляції підземних будівельних конструкцій входили дві основні технологічні операції – гідроізоляція поверхонь оголовків і гідроізоляція бетонних паль, виконання яких висвітлено на рис. 5.87, 5.88.

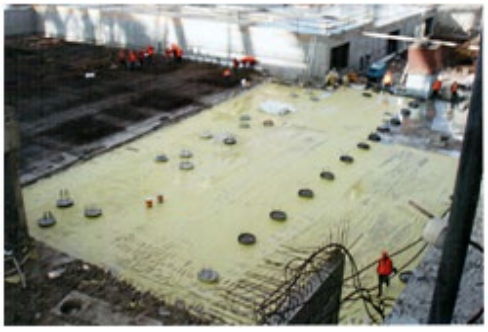


Рис. 5.87. Зовнішній вигляд ділянки виконання гідроізоляційних робіт

Рис. 5.88. Підсилення гідроізоляції у місці примикання до бетонної палі

Згідно з завданнями науково-технічного супроводу особливо складних технологій будівництва об'єктів НСК «Олімпійський» був проведений аналіз нової технології улаштування гідроізоляції, який показав наступне:

- гідроізоляційний килим, що вільно лежить на ізольованій конструкції, не сприймає деформацій бетонної основи, а укладання килиму на основу не залежить від її вологості, а тому відпадає необхідність у традиційно трудомістких зусиллях із її висушування;

• з'єднання полотнищ рулонної гідроізоляційної полівінілхлоридної мембрани виконувалось зварюванням гарячим повітрям, а тому якість з'єднання легко перевірялась як візуальним, так й інструментальним методами;

• укладеному і звареному з окремих полотнищ гідроізоляційному килиму були присутні високі показники міцності й водонепроникності, що призводило при його поступовій стабілізації до суттєвої економії часу при наборі ним міцності й водонепроникності;

• матеріал гідроізоляційної мембрани Sikaplan WP 1100 є ремонтопридатним, а тому в разі отримання ним механічних пошкоджень легко відновлювалась потрібна ступінь водонепроникності за допомогою приварювання накладок;

• позаяк технологія влаштування гідроізоляції передбачала можливість посекційного придушення будь-яких течій шляхом закачування у простір між гідроізоляцією і огороджувальною конструкцією ефективного гідроізоляційного матеріалу, то з метою полегшення закачування були збережені полімерні ін'єкційні трубки для подавання ремонтного складу.

В свою чергу, при виконанні науково-технічного супроводу гідроізоляційних робіт підземного паркінгу виникла низка задач, вирішення яких вимагало використання наукових методів вибору оптимальних рішень, а саме:

• враховуючи складний гідрогеологічний стан у відкритому котловані під днищем паркінгу через нерегульоване надходження ґрунтової води, необхідно було підібрати такий гідроізоляційний матеріал, який можна було б дуже швидко укладати в конструкцію;

• внаслідок улаштування у зимових умовах піщаного шару на покритті паркінгу, що утворював ухил та містив часточки снігу і льоду, необхідно було передбачити відведення вологи зі стелі підземного паркінгу;

• враховуючи те, що експлуатація транспортних засобів у підземних паркінгах завжди пов'язана з наявністю вологи на підлозі, необхідно було передбачити захист поверхні бетонної підлоги паркінгу.

Тому з метою вирішення вказаних задач були проведені відповідні дослідження та запропоновані наступні рішення:

• гідроізоляцію днища підземного паркінгу влаштувати з використанням швидкомонтованої полімерної мембрани Sikaplan WP 1100, що не тільки особливо важливо при великому припливі ґрунтових вод, а й виключає вимогу низької вологості основи при її вільному укладанні на бетонну стяжку;

• відвід вологи із покриття паркінгу в зв'язку з перезволоженням шару, що утворював на ньому ухил, виконати шляхом негерметизування деформаційних швів із створенням можливості поступового видалення вологи;

• влаштовувати захисний шар бетонної підлоги підземного паркінгу нанесенням захисного полімерного покриття з функціями гідроізоляції, зносостійкості і декоративності.

Також слід вказати на те, що під час виконання цих робіт проводився постійний операційний контроль якості улаштування гідроізоляції з урахуванням розробленої схеми її операційного контролю та технологічної послідовності улаштування, що забезпечило їх високу якість.

Щодо будівництва підземних приміщень «холодної зони» було запропоновано застосувати гідроізоляційний матеріал – полівінілхлоридну мембрану LOGICROOF, фізико-механічні характеристики якої наведені у табл. 5.5.

Таблиця 5.5

№ з/п	Найменування технічної характеристики	Величина показника технічної характеристики
1	Товщина (неармована), мм	1,5
2	Міцність при розриві, Н/50 мм	Уздовж рулону 350
		Поперек рулону 300
3	Стійкість до ультрафіолетового опромінення протягом 1000 годин	Стійка
4	Низькотемпературна гнучкість, °С	– 20
5	Група поширення полум'я	РП1
6	Вогнестійкість	Г1
7	Водопоглинання, %	0,1
8	Довжина рулону, м	26,6
9	Ширина рулону, м	2,03
10	Вага, г/м^2	1970 – 2080

Слід сказати, що крім рекомендацій із застосування гідроізоляційної мембрани LOGICROOF, була також розроблена оптимальна технологічна послідовність виконання робіт, яка забезпечила високу якість влаштування та захист виконаної гідроізоляції. Конструкція гідроізоляції плити перекриття і зовнішньої стіни приміщень «холодної зони» наведена на рис. 5.89. А технологічна послідовність виконання робіт щодо влаштування гідроізоляції приміщень «холодної зони» полягає в наступних діях: очищення поверхні плити перекриття і зовнішніх стін; улаштування цементно-піщаної стяжки по ухилу на покритті; нанесення бітумного праймера; нанесення ґрунтовки і гідроізоляційної мастики на поверхню стіни до рівня утеплення; нанесення гарячого бітуму; монтаж теплоізоляційних плит із піноскла; монтаж захисного шару геотекстилю; укладання гідроізоляційної мембрани, її зварювання та механічне закріплення; улаштування захисного шару з геотекстилю; укладання шару шиповидної мембрани; зворотне засипання очищеним ґрунтом або піском із пошаровим ущільненням.

І, нарешті, зауважимо, що позаяк контроль якості улаштування гідроізоляції із мембрани LOGICROOF виконувався відповідно до розробленої схеми операційного контролю якості, то при подальшій перевірці змонтованої гідроізоляційної мембрани дефектів виявлено не було.

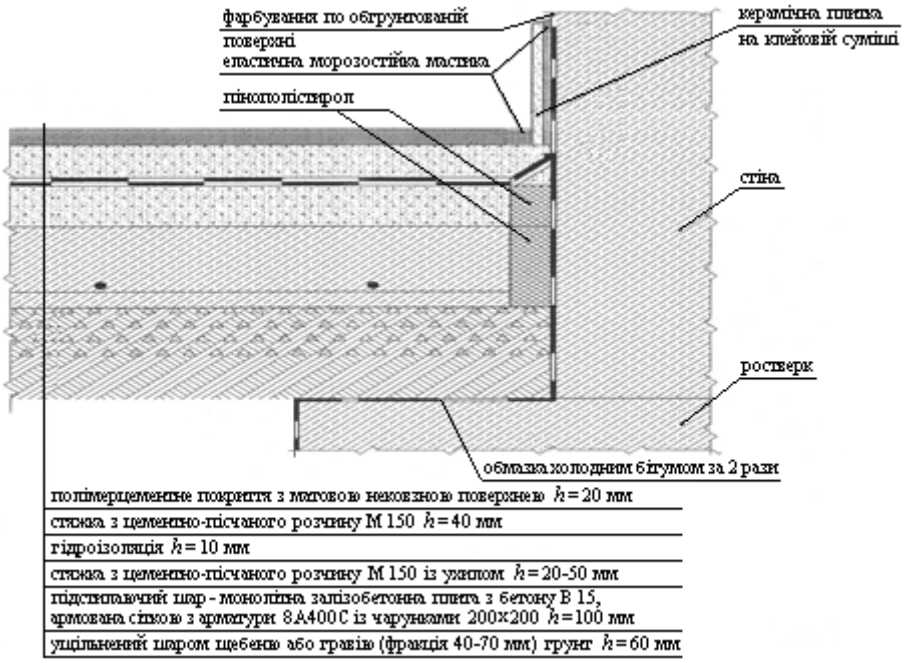


Рис. 5.89. Улаштування гідроізоляції плити перекриття і зовнішньої стіни приміщень «холодної зони»

Тепер розглянемо, зупиняючись тільки на найбільш характерних моментах, питання, пов'язані з проведенням гідроізоляційних робіт на комунікаційному колекторі НСК «Олімпійський». Нагадаємо, що цей колектор розташований перед входом на стадіон і проходить паралельно вулиці Червоноармійській з камерами на обох своїх кінцях. Внутрішні розміри колектора становлять 5×3 м, а його конструкція складається з монолітного залізобетонного днища завтовшки 300 мм, подовжніх вертикальних стін із монолітного бетону завтовшки 300 мм і збірних залізобетонних плит перекриття завтовшки 300 мм. Гідроізоляція стін і покриття комунікаційного колектора передбачала фарбувальну гідроізоляцію двома шарами цементно-полімерного складу MAXSEAL SUPER. А в місцях можливих деформацій (між плитами перекриття, у місцях з'єднання стін із днищем і перекриттям) із зовнішньої сторони колектора були передбачені два шари цього ж цементно-полімерного складу, армованих склосіткою.

При проведенні технічного огляду конструкцій колектора були виявлені тріщини у зовнішньому шарі гідроізоляції завширшки до 3 мм у стиках збірних залізобетонних плит перекриття, а також протікання в місцях з'єднання стін і днища. Крім того, наявна ситуація ускладнювалась ще й необхідністю пропуску по верху перекриття колектора великовантажних автомашин й іншої важкої будівельної техніки, яка була заді-

яна при виконанні будівельних робіт на стадіоні. Тому був зроблений висновок, що існуюча зовнішня гідроізоляція перекриття і стін колектора неспроможна витримати таке значне динамічне навантаження.

З огляду на викладене, з метою ліквідації наявних протікань гідроізоляції колектора й забезпечення нормальної експлуатації його внутрішнього простору були розроблені рекомендації, в яких передбачалась зовнішня додаткова гідроізоляція перекриття і верхньої частини стін колектора та ін'єкційна гідроізоляція бетонної стіни у місці стику з днищем. Також було передбачено додаткове наплавлення одного шару рулонного гідроізоляційного матеріалу Техноеласт ЕПП 4,0 на верхню поверхню перекриття колектора з опусканням на стіни на 1,2 м, виконання захисного шару по гідроізоляції (шару ковзання) з двох шарів геотекстилю Typar SF завтовшки 0,45 мм кожен, а поверх захисного шару влаштування захисної армованої бетонної стяжки завтовшки 100 мм. Окрім того, задля ліквідації протікань була запропонована ін'єкційна гідроізоляція з двокомпонентної композиції КарбоКрекСіл М.

Тепер вкажемо на те, що з метою забезпечення високої якості виконання описаних вище гідроізоляційних робіт була розроблена відповідна технологічна послідовність їх проведення, завдяки чому додаткова гідроізоляція комунікаційного колектора була виконана на високому якісному рівні.

Таким чином, підсумовуючи викладені у цьому параграфі результати, необхідно відзначити, що проведення науково-технічного супроводу влаштування гідроізоляції на численних об'єктах НСК «Олімпійський» в умовах особливо напруженого ритму будівельно-монтажних робіт не тільки повністю себе виправдало, а й з урахуванням отриманого практичного досвіду дозволило сформулювати наступні висновки:

- з метою суміщення ритму виконання гідроізоляції з ритмом будівельно-монтажних робіт необхідно застосовувати гідроізоляційні матеріали, що мають миттєвий гідрозахисний ефект, позаяк напружений ритм будівельно-монтажних робіт не залишає часу для поступового набуття гідроізоляційних властивостей і стабілізації укладеного гідроізоляційного матеріалу;
- є цілком виправданим застосування, по-перше, рулонного гідроізоляційного матеріалу з яскраво-жовтим поверхневим шаром, на якому можна легко помітити найдрібніші дефекти; по-друге, матеріалу для захисного шару бетонної підлоги у підземному паркінгу, що поєднує функції зміцнення, збереження декоративної поверхні й гідроізоляційного ефекту і, по-третє, гідроізоляційного матеріалу, укладання якого не залежить від вологості основи, що, тим самим, дозволяє виключити з технологічного процесу час на просушування та запобігти порушенням ритму будівельно-монтажних робіт;
- необхідно виконувати технологічні вимоги щодо, по-перше, укладання захисного шару на виконану гідроізоляцію наприкінці робочої зміни і, по-друге, роботи при влаштуванні гідроізоляції повинні проводитись назустріч подачі матеріалу, щоб не пошкодити вже виконану гідроізоляцію.

§ 5.11. Супровід кошторисного нормування складних нетрадиційних будівельно-монтажних робіт

На початку вкажемо на те, що в умовах жорстких темпів будівництва на НСК «Олімпійський» задля забезпечення ефективного та своєчасного застосування нових технологій необхідно було враховувати низку як об'єктивних, так і суб'єктивних факторів, серед яких, у першу чергу – відсутність нормативно-правової бази, яка відповідала б запиту часу щодо використання сучасних технологій, машин і механізмів, відображала б відповідні витрати ресурсів та була б основою для встановлення вартості складових такого унікального будівництва. Саме тому в складі супроводу технологічних процесів при реконструкції НСК «Олімпійський» було передбачене дослідження трудомісткості складних нетрадиційних будівельних робіт, при виконанні якого розроблялись та підтверджувались розрахунками проекти індивідуальних ресурсних кошторисних норм на будівельні роботи (ІРЕКН) та ресурсні кошторисні норми експлуатації машин та механізмів (РКНЕМ), які не були передбачені чинними державними нормативами. Окрім того, за необхідності, низці норм надавався статус Стандартів організації України (СОУ), тобто вони проходили процедуру відповідного погодження в Мінрегіоні України та могли у подальшому застосовуватись підрядними організаціями на інших будовах, у тому числі й за бюджетного фінансування. Вказане, наприклад, відноситься до таких характерних робіт, як улаштування буронабивних паль різних діаметрів у різноманітних ґрунтових умовах буровими установками Bauer BG-25 та Casagrande, витрати ресурсів для яких на 1 м^3 об'єму палі для паль завдовжки до 30 м наведені у табл. 5.6.

Основою для розроблення ІРЕКН слугують технологічні карти або проекти виконання відповідних видів робіт, а для розроблення РКНЕМ – технічні характеристики відповідних машин та механізмів, які, для прикладу, відображені у табл. 5.7 для крана на пневмоколісному ходу Kato KR35H3 вантажопідйомністю 35 т у вигляді витрат ресурсів на одну машино-годину експлуатації.

Слід зазначити, що при реконструкції НСК «Олімпійський», на жаль, у зв'язку зі стислими термінами будівництва часто-густо розроблення технологічних карт запізнювалось порівняно з розробленням кошторисів. Через це було запропоновано підрядним організаціям форму опитувального аркуша, погоджену замовником, заповнення якої дозволяло проводити попередні розрахунки, що значно пришвидшувало розроблення кошторисних норм. Однак, остаточне достовірне визначення витрат трудових ресурсів задля забезпечення реалізації нової технології виконувалось лише після хронометражних спостережень за окремими трудовими операціями, на які умовно розподілявся технологічний процес відповідно до технологічних карт і проектів виконання робіт. Приклад одного з таких хронометражних спостережень за процесом монтажу панелей-складок під верхнім ярусом трибун за допомогою установки УМС-1 наведено у табл. 5.8.

Таблиця 5.6

Шифр ресурсу	Найменування ресурсу	Одиниця виміру	Стійкі ґрунти		Нестійкі водонасичені ґрунти	
			Палі Ø 800 мм	Палі Ø 600 мм	Палі Ø 800 мм	Палі Ø 600 мм
1	Витрати труда робітників	люд.-год.	3,15	2,61	3,56	2,95
2	Середній розряд робіт		3,8	3,8	3,8	3,8
3	Витрати труда машиністів	люд.-год.	9,07	7,71	10,91	9,46
	Машини та механізми					
202-1244	Крани на гусеничному ході, вантажопідйомністю 25 т	маш.-год.	0,55	0,37	0,62	0,49
За проектом	Універсальні бурові установки Bauer BG-25	маш.-год.	1,99	1,7	2,24	1,92
206-247	Екскаватори одноковшові дизельні на гусеничному ході, місткістю ковша 0,5 м^3	маш.-год.	1,99	1,7	2,24	1,92
	Матеріали					
За проектом	Бетонна суміш	м^3	1,14	1,14	1,26	1,26
За проектом	Арматурні каркаси	т	П	П	П	П

Таблиця 5.7

Шифр машин та механізмів	Середній розряд ланки робітників	Витрати праці машиністів, люд.-год.	Дизельне паливо, кг	Мастильні матеріали, кг	Гідравлічна рідина, кг	Витрати праці робітників, зайнятих	
						ремонтом та тех. обслуг.	перебазуванням
202-1440-ФОПС	6,5	1	12,42	0,78	0,52	0,59	0,06

Іншим прикладом роботи з супроводу кошторисного нормування є створення ІРЕКН на монтаж панелей-складок під верхнім ярусом трибун за допомогою установки УМС-1, про що вже згадувалось раніше у розділі 5.3.4. З метою визначення вартості цього процесу було розроблено відповідні індивідуальні норми на сам процес монтажу панелей-складок, на переміщення установки між секторами та на експлуатацію установки УМС-1. Приклад отриманої ІРЕКН наведено у табл. 5.9.

Таблиця 5.8

№ з/п	Найменування елементів процесу, що нормується	Тривалість, хв.	Витрати праці, люд.-хв.	Кількість виконаної продукції	Кількість виконавців
1	Встановлення захватів, подавання панелей на стенд, встановлення додаткових елементів, подавання панелей до установки, розстропування без знімання захватів	98	196	3 панелі-складки	2
	Кран баштовий, вантажопідйомністю 12,5 т	98			
2	Стропування, підіймання панелей, подавання й опускання у проектне положення з ручним переміщенням панелі	45	90	3 панелі-складки	2
	Установка УМС-1	45			
3	Вивірянння, підіймання панелей, підгін основи, встановлення у проектне положення, вивіряння, розстропування зі зніманням захватів	144	432	3 панелі-складки	3
	Установка УМС-1	144			
4	Додаткові роботи з налагоджування машини	28	28	3 налагоджування	1
	Установка УМС-1	28			

Зазначимо, що показники даної норми враховують витрати ресурсів на виконання наступного комплексу робіт: розвантаження і складування панелей-складок; встановлення захватів, подавання панелей-складок на стенд, встановлення додаткових конструктивних елементів, подавання панелей-складок до установки, розстропування без знімання захватів; підіймання панелей-складок установкою УМС-1 й опускання у проектне положення з ручним переміщенням панелі-складки при встановленні на ригелі; вивіряння, підіймання панелі-складки, підгін основи, встановлення панелі-складки у проектне положення, вивіряння, розстропування зі зніманням захватів.

Низка подібних норм була також створена на монтаж панелей-складок верхнього ярусу трибун, де вони монтувались у різних осях різноманітними підйомними механізмами: кранами на пневмоколісному ходу

Kato KR35H3 вантажопідйомністю 35 т, Liebherr LTM 1090 вантажопідйомністю 90 т та установкою УМС-1А. Причому всі ці роботи проводились під змонтованим висячим покриттям трибун на висоті до 12 м. Характерним прикладом норм на такі роботи є ІРЕКН на монтаж панелі-складки краном на пневмоколісному ходу Kato KR35H3 після підняття вант на трибунах за осями 710 – 120, які наведені у табл. 5.10.

Таблиця 5.9

Шифр ресурсу	Найменування ресурсу	Одиниця виміру	Величина показника
1	Витрати праці робітників-будівельників	люд.-год.	6,29
2	Середній розряд		4,6
3	Витрати праці машиністів	люд.-год.	2,64
	Машини та механізми		
202-131	Кран баштовий, вантажопідйомністю 12,5 т	маш.-год.	1,24
П	Установка УМС-1	маш.-год.	1,4
	Матеріали		
П	Панелі-складки залізобетонні	шт	1
П	Джгут пінополіетиленовий	м	0,126
П	Пластини сталеві розміром 250×170 мм	т	0,0052

Що ж стосується влаштування похилих монолітних ригелів трибун, то ІРЕКН були розроблені на весь комплекс робіт, а саме: монтаж та демонтаж опалубки, армування ригелів та їх бетонування за допомогою крана. Причому витрати трудових ресурсів були визначені з урахуванням високого коефіцієнта армування та значної висоти, на якій проводились роботи.

Також дуже доречно буде вказати на те, що вперше в Україні на стадіоні НСК «Олімпійський» було влаштовано систему вакуумної каналізації, яка має дві основні переваги: по-перше, економить воду на 80 % і, по-друге, завдяки високій гнучкості маршрутизації труб надає проектувальникам свободу вибору технічних рішень, які не потребують ухилу труб. Однак, оскільки технологія є новою, у державній нормативній базі подібні норми були відсутні. Тому з метою визначення вартості влаштування такої системи було розроблено понад десять індивідуальних норм, які відображають фактичні витрати трудових та матеріальних ресурсів. Окрім того, була проведена значна робота з визначення трудовитрат та нормування низки оздоблювальних робіт із застосуванням сучасних матеріалів.

Таблиця 5.10

Шифр ресурсу	Найменування ресурсу	Одиниця виміру	Маса до 3 т	Маса понад 3 т
1	Витрати праці робітників-будівельників	люд.-год.	6,53	7,58
2	Середній розряд		3,6	3,6
3	Витрати праці машиністів	люд.-год.	4,27	4,97
	Машини та механізми			
202-1105	Кран на автомобільному ходу, вантажопідйомністю 25 т	маш.-год.	0,18	0,18
202-1440-ФОПС	Кран на пневмоколісному ходу Kato KR35H3, вантажопідйомністю 35 т	маш.-год.	1,31	1,31
203-903	Підіймач	маш.-год.	2,78	3,48
204-502	Установка для зварювання ручного дугового	маш.-год.	1,51	2,17
	Матеріали			
П	Панель-складка залізобетонна	шт	1	1
П	Закладні деталі	т	П	П
П	Електроди Э42 діаметром 4 мм	т	0,0008	0,0011

§ 5.12. Супровід виконання земляних робіт

Земляні роботи при реконструкції НСК «Олімпійський» проводились при розкритті будівельних котлованів окремих споруд, будівництві нижнього ярусу трибун, VIP-зони, «зони вболівальників», «холодної зони» і паркінгу, влаштуванні бігових доріжок і футбольного поля, а також при виконанні зворотного засипання, планування майданчиків і схилів.

Основними завданнями науково-технічного супроводу технології виконання земляних робіт і контролю їх якості були:

- супровід розроблення ґрунту в будівельному котловані (вибирання ґрунту, придатного для зворотного засипання чи насипання);
- супровід та контроль технології виконання зворотного засипання, планування майданчиків і схилів;
- оперативний контроль щільності укладання ґрунту в польових умовах;
- відбирання зразків ґрунту та лабораторні випробування характеристик ущільнення з визначенням оптимальної вологості та максимальної щільності.

Зауважимо, що геологічна будова в зоні реконструкції НСК «Олімпійський» характеризується наявністю ґрунтів різного літологічного виду – від піщаних до глинистих, у тому числі: замулених, заторфованих, набухаючих, насипних із включенням будівельних залишків та інших небажаних елементів. Тому ґрунт із будівельного котловану спочатку вивозився у відвали, де й проводилась його попередня оцінка на придатність до повторного використання. А у разі непридатності чи недостатньої кількості природного ґрунту приймалось рішення щодо використання привізного ґрунту, який, як правило, являв собою кар'єрний пісок.

Відібраний ґрунт випробовувався у лабораторії, де визначались характеристики його ущільнення: оптимальна вологість W_{opt}, максимальна щільність для зв'язних ґрунтів $\rho_{d\,max}$ і гранична щільність для піщаних – мінімально пухка $\rho_{d\,min}$ та максимально щільна $\rho_{d\,max}$. Також за результатами лабораторних досліджень будувались графіки залежності щільності сухого ґрунту від вологості при стандартному ущільненні. Причому допустимі значення щільності для ущільненого шару ґрунту приймались із урахуванням коефіцієнтів ущільнення k_{com} в залежності від класу споруди, навантажень на поверхню ущільненого ґрунту та загальної товщини насипу й вираховувались за формулою $\rho_{d\,доп} = k_{com} \cdot \rho_{d\,max}$.

Приклад результатів одного з випробувань стандартного ущільнення зв'язних ґрунтів наведено у табл. 5.11 і зображено на рис. 5.90 у вигляді графіків залежності «щільність сухого ґрунту – вологість».

Таблиця 5.11

№ і тип зразка	Вологість, W, %	Щільність ґрунту, г/см^3			Оптимальна вологість, W_{opt}, %	Допустима вологість $\rho_{d\,max}$ при k_{com} = 0,98, г/см^3
		вологого, ρ	сухого ρ_d	максимальна, $\rho_{d\,max}$		
1 супісок	12,2	1,70	1,52	1,70	14,0	1,67
	14,0	1,94	1,70			
	15,8	1,90	1,64			
	16,9	1,82	1,56			
2 суглинок	12,5	1,66	1,48	1,65	16,0	1,62
	14,0	1,81	1,59			
	16,2	1,91	1,64			
	18,0	1,90	1,61			
	19,5	1,90	1,59			
3 глина	15,0	1,66	1,44	1,61	19,0	1,58
	17,0	1,81	1,55			
	18,8	1,91	1,61			
	20,1	1,88	1,57			
	22,5	1,84	1,50			

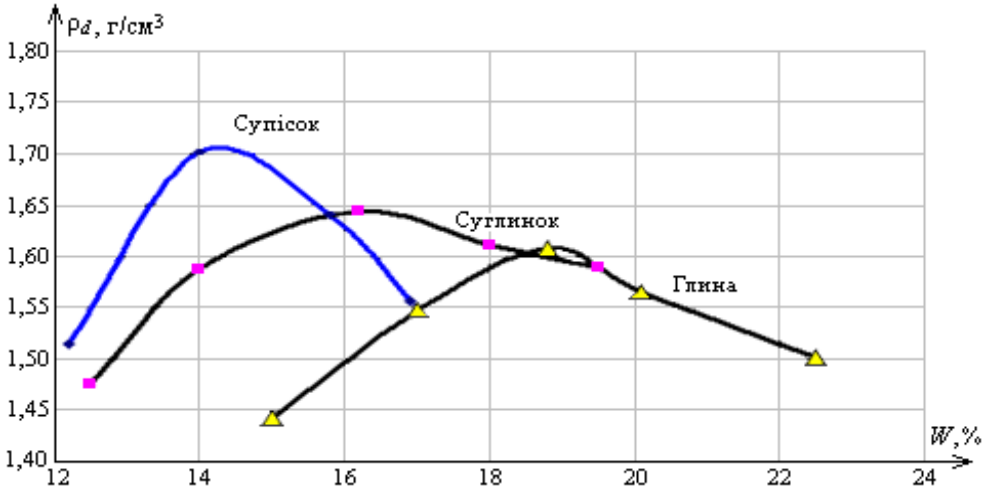


Рис. 5.90. Графіки залежності стандартного ущільнення зв'язних ґрунтів «щільність сухого ґрунту – вологість»

Що ж стосується якості ущільнення ґрунту, то під час її польового оперативного контролю спочатку проводився візуальний нагляд за технологічними процесами виконання земляних робіт, а вже потім перевірялась якість його ущільнення статичним пенетрометром ПГ-3М (рис. 5.91) за величиною опору ґрунту зануренню стандартного конуса. Зауважимо, що пенетрометр має динамометр ДОСМ 3-0,2 та індикатор ИЦ10-МН, які тарувались у лабораторії на виготовлених зразках ґрунту з заданою щільністю.

Рис. 5.91. Контроль якості ущільнення піщаного ґрунту статичним пенетрометром ПГ-3М

Приклад результатів тарування для суглинку у вигляді діаграми «щільність сухого ґрунту – показання динамометра» наведено на рис. 5.92. Подібні діаграми були побудовані для всіх видів ґрунтів, що використовувались, причому з їх застосуванням визначалась щільність ґрунту в точках вимірювання. Крім того, періодично, в точках вимірювання відбирались зразки ґрунту методом різального кільця для проведення лабораторних досліджень.

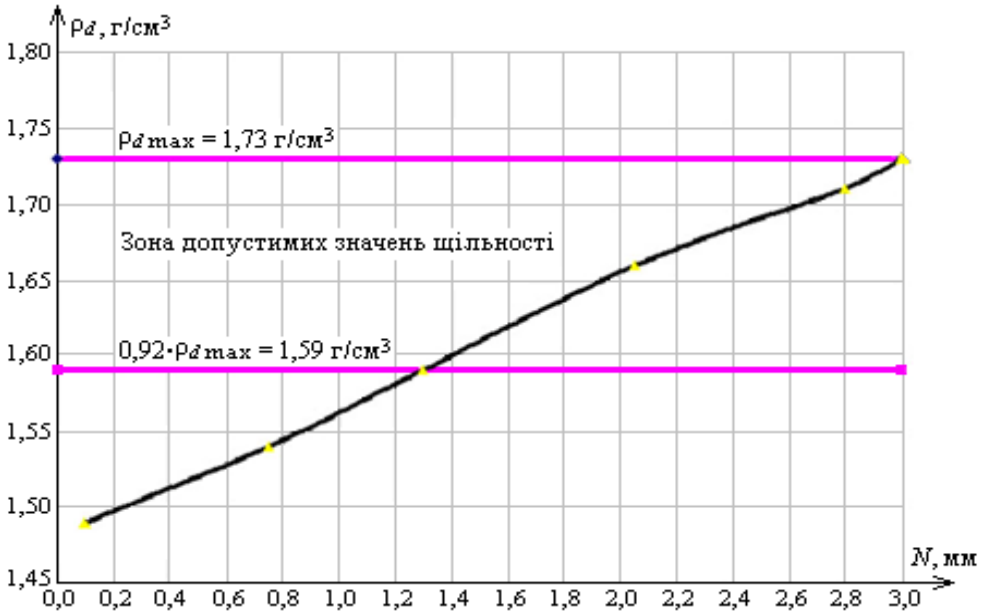


Рис. 5.92. Діаграма визначення ступеня ущільнення суглинку «щільність сухого ґрунту – показання динамометра»

Далі звернемо увагу на те, що з урахуванням особливостей виконання земляних робіт в умовах реконструкції НСК «Олімпійський» (а саме: стислі умови і строки будівництва, наявність великої кількості підрядних та субпідрядних організацій, виконання робіт у зимовий період, різноманітність споруд та неоднорідність використовуваного ґрунту) було розроблено проект виконання земляних робіт та надані науково обґрунтовані рекомендації, які, в загальних рисах, зводяться до наступного:

- використовуваний ґрунт не повинен мати включень легкостисливих (деревина, будівельне сміття) й гострих матеріалів (арматура чи уламки бетону), які можуть пошкодити ізоляцію;
- розмір твердих включень не повинен перевищувати 2/3 товщини шару ущільненого ґрунту, а їх кількість не може бути більшою за таку, щоб вони могли доторкатись одне до одного;
- ґрунт, що використовується, має бути попередньо випробуваний;
- оперативне визначення якості ущільнення шару ґрунту дозволяється проводити як у лабораторних умовах, так і застосуванням експрес-методів;

- в межах однієї конструкції ґрунт має бути однорідним і належати до одного номенклатурного виду;
- ущільнення ґрунту виконувати шарами завтовшки не більше 30 см для зв'язних ґрунтів і 40 см – для піщаних.

Тепер у черговий раз згадаємо той добре відомий факт, що при реконструкції НСК «Олімпійський» виконання земляних робіт у зимовий період не припинялось навіть за температури повітря –15°С. І саме тому було рекомендовано ущільнення ґрунту проводити з використанням вібротрамбування невеликими захватками завдовжки до 40 м до повного завершення насипу (рис. 5.93) із використанням піщаного ґрунту з вологістю у межах 4 – 6%. Причому час засипання та ущільнення шару ґрунту в межах однієї захватки приймався таким, щоб наступний шар укладався на попередній не пізніше ніж через 90 хвилин. Також було рекомендовано при припиненні робіт на короткий час накривати ущільнений шар ґрунту наступним неущільненим шаром, використовуючи при цьому мати та намети з підігріванням (рис. 5.94).

Рис. 5.93. Ущільнення піщаного ґрунту вздовж споруди «холодної зони»

Рис. 5.94. Намет із підігріванням при виконанні зворотного засипання у «холодній зоні»

Що ж стосується контролю якості ущільнення ґрунту у зимовий період, то з мерзлого шару ґрунту в контрольних свердловинах додатково відбирались зразки ґрунту металевим кільцем, виготовленим із тонкостінної нержавіючої сталі. Причому лабораторні дослідження таких зразків засвідчили, що піщаний ґрунт, який був ущільнений при вологості 4 – 6 %, при замерзанні не змінює своєї щільності.

Далі вкажемо на те, що при виконанні земляних робіт у котловані VIP-зони виникла проблема ущільнення перезволоженого ґрунту основи споруди, що було пов'язано з фільтрацією ґрунтової води крізь днище й борти котловану незважаючи на роботу системи водозниження.

Тому з метою вирішення цієї проблеми на перезволожених ділянках, де неможливо було ущільнити природний ґрунт, було рекомендовано виконувати відсипання суміші з щебенево-жорствяного ґрунту, який втрамбовувався в ділянку до «повної відмови» (рис. 5.95). І лише після цього виконувалось відсипання піщаного ґрунту з ущільненням віброплитою (рис. 5.96).

Рис. 5.95. Відсипання щебеню на ділянці з перезволоженим ґрунтом

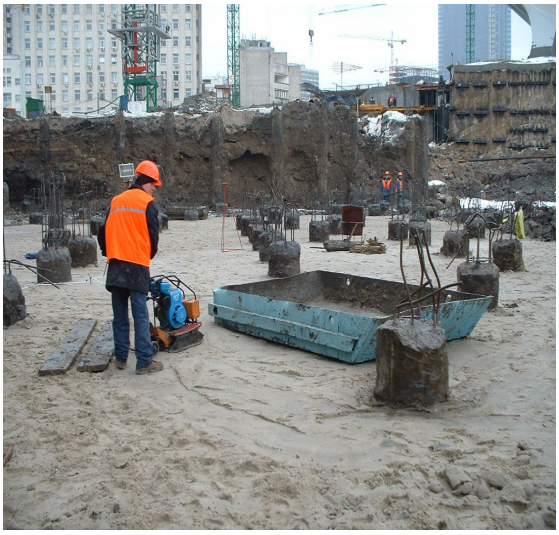


Рис. 5.96. Ущільнення піщаного ґрунту віброплитою

Розглянемо тепер влаштування покриття футбольного поля та бігових доріжок. І одразу вкажемо на те, що в їх основі переважно залягають природні піщано-супіщані ґрунти алювію річки Либідь, і лише в осях 450 – 560 – глина, яка була завезена при реконструкції стадіону перед Олімпійськими іграми 1980 року. Через це проектом влаштування покриття було передбачено в основі залишити ґрунти старого покриття за умови їх відповідності нормативним показникам на вологість та щільність. Причому подальша перевірка ґрунтів основи підтвердила цю відповідність, тому що вологість ґрунтів становила 15 – 25%, а щільність сухого ґрунту 1,61 – 1,70 г/см^3.

На футбольному полі та бігових доріжках ущільнення додаткових шарів ґрунту виконувалось важкими самохідними катками з вібрацією. А на ділянках з перезволоженим ґрунтом було рекомендовано замінити розущільнений ґрунт щебенево-жорствяною сумішшю з її ущільненням без вібрації, що дало позитивний результат.

У зоні влаштування нижнього ярусу трибун виконувалось ущільнення ґрунту між ригелями з використанням як місцевого суглинку, так і завезеного піску. Причому згідно з картою технологічного процесу перед укладанням ґрунту з нього видалялись сторонні тіла (включення деревини, волокнисті матеріа-

ли, грудки, розмір яких перевищував 2/3 товщини ущільнювального шару й кількістю більше 20% від загального об'єму). Крім того, відповідно до розробленої технології, засипання ґрунту в межах захватки виконувалось шарами завтовшки не більше 25 – 30 см із укосами при стикуванні близько 45°. При цьому пухкий ґрунт на укосах ущільнювався згідно з проектними вимогами, а дотримання проектних позначок після ущільнення досягалось тим, що позначка верхнього шару зворотного засипання перевищувала проектну на 10 – 15 см. Зазначимо також те, що крім контролю щільності шарів ґрунту, проводився також контроль його вологості, яка мала бути близькою до оптимальної і відрізнятись від неї не більше ніж від –4 до +2 %.

У зв'язку з тим, що ділянка ущільнення в зоні влаштування нижнього ярусу трибун мала достатньо крутий підйом, із метою рівномірного ущільнення ґрунту було рекомендовано переміщувати віброплиту з низу до верху ділянки від 4 до 6 разів, перекриваючи при цьому попередньо ущільнену смугу на 10 – 20 см (рис. 5.97). У нижній же частині трибун, де був високий рівень ґрунтових вод, влаштовувались тимчасові колодязі з кілець для місцевого водозниження.

Рис. 5.97. Ущільнення ґрунту віброплитою
в зоні влаштування нижнього ярусу трибун

На завершення параграфа вкажемо ще й на те, що контроль ґрунту, що використовувався, товщина шарів, що відсипалися й якість ущільнення ґрунту здійснювались по кожному шару з оформленням відповідних протоколів. При цьому в разі невідповідності щільності ґрунту нормативним вимогам виконувалось його додаткове ущільнення з проведенням повторних вимірювань. А складені протоколи використовувались при здаванні-прийманні ділянок ущільненого ґрунту.

§ 5.13. Супровід влаштування утримувальних споруд зони гостинності

Спочатку нагадаємо, що територія, відведена під будівництво та облаштування функціональних зон та пішохідно-транспортних шляхів із розміщенням автостоянок та об'єктів громадського обслуговування для проведення чемпіонату Європи 2012 року з футболу (далі – зона гостинності), розташована у центральній планувальній зоні у межах ядра загальноміського центру в Печерському адміністративному районі м. Києва. Ділянка під будівництво зони гостинності розміщена в кварталі між бульваром Лесі Українки, вулицями Щорса, Анрі Барбюса та Димитрова й Лабораторним провулком. Особливо цінними елементами містобудівного середовища цієї ділянки є комплекс Госпітальних укріплень Нової Печерської фортеці та ландшафтний парк на схилах Черепанової гори.

Відповідно до проекту комплекс споруд зони гостинності включає, крім іншого, систему підпірних стін ПС-1 – ПС-10 із перепадом висот до 17 м, які забезпечують стійкість схилів Черепанової гори після їх перепланування, та п'ятиповерхову споруду-стилобат площею забудови 8504 м^2 й розмірами в плані 248×32 м із перепадом висот між позначками від 158,9 м до 140,2 м. Ця споруда розташована уздовж існуючого схилу Черепанової гори та в деякій мірі також виконує функції підпірної стіни (рис. 5.98).

Рис. 5.98. Розташування зони гостинності відносно НСК «Олімпійський»

У геоморфологічному відношенні ділянка розташована на лівому схилі Хрещатого яру в районі виходу на надзаплавну терасу річки Либідь і характеризується абсолютними позначками поверхні землі від 154,0 до 186,0 м із загальним нахилом у західному напрямку. Ґрунтові води в межах схилу Черепанової гори зафіксовані на глибинах 3,3 – 23 м. Також у межах окремих ділянок зустрінуті підземні води типу «верховодка» на глибині 1,3 м.

5.13.1. Влаштування підпірних стін ПС-5 та ПС-7 при плануванні території зони гостинності. Для визначення конструкції підпірних стін з метою облаштування схилів у межах будівництва зони гостинності було виконане моделювання та розрахунки по чотирьох характерних перерізах схилу, а саме: II – II, III – III, IV – IV і перерізу в межах впливу споруди «Косий капонір» (інтерполяція розрізів III – III та IV – IV) (рис. 5.99).

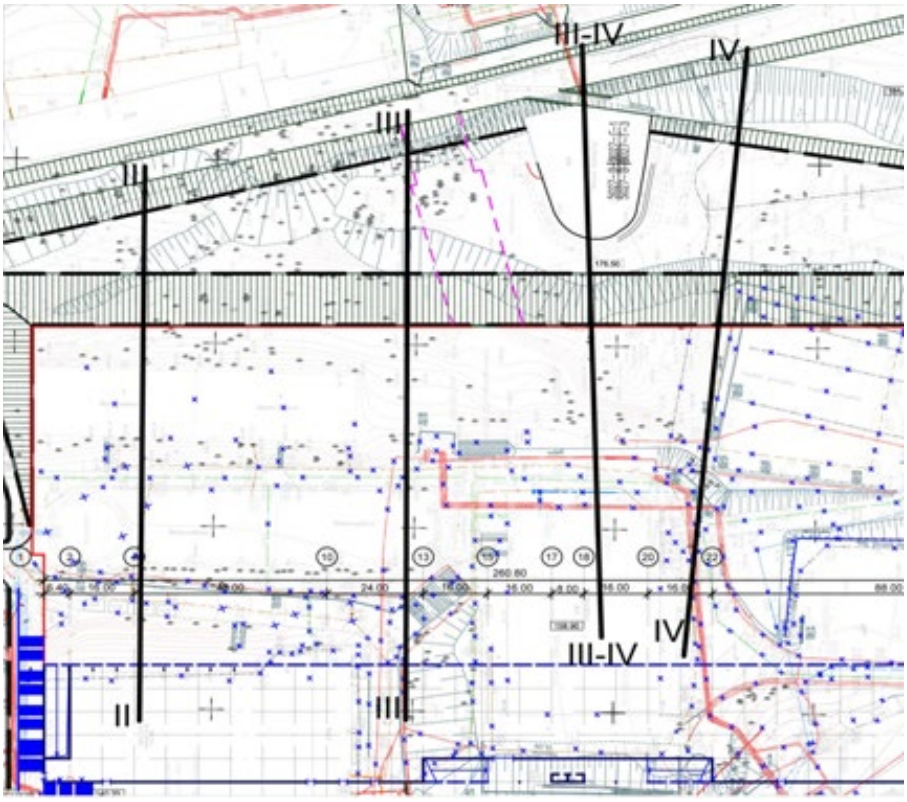


Рис. 5.99. План схилів при влаштуванні зони гостинності
з інженерно-геологічними перерізами

Згідно з результатами інженерно-геологічних вишукувань, товща ґрунтів, що формують схил, яка мала прорізатись палями підпірних стін, складається з насипного ґрунту потужністю 0,4 – 1,5 м, делювіально-зсувного ґрунту

потужністю 12 м, глини твердої та напівтвердої потужністю від 1,5 до 14 м та пісків пилуватих та дрібних. А результати розрахунків по характерних перерізах показали, що, по-перше, без перепланування схилу (середній кут залягання якого дорівнює 25º) і при максимальному піднятті рівня ґрунтових вод схил стійкості не втрачає і, по-друге, при перепланувані схилу його стійкість не забезпечується. Останнє означає, що перепланування схилу без влаштування системи підпірних стін для його утримання в стійкому стані неможливе. Тому з урахуванням цього висновку був виконаний розрахунок підпірних стін.

Рамна пальово-ростверкова конструкція підпірних стін була змодельована та розрахована методом скінченних елементів. Причому відповідно до змодельованих схем були проведені варіантні розрахунки підпірних стін, в яких передбачалась розробка ґрунту для влаштування майданчика зони гостинності на позначці 159,0 м та кути залягання ґрунту схилу в межах від 45º до 51º. Після аналізу одержаних результатів для остаточного розрахунку було прийнято варіант кута залягання ґрунту схилу 45º із позначкою розробки ґрунту 159,0 м під захистом підпірних стін. Розрахункові схеми за перерізами II – II і в межах впливу споруди «Косий капонір» наведені на рис. 5.100 і 5.101.

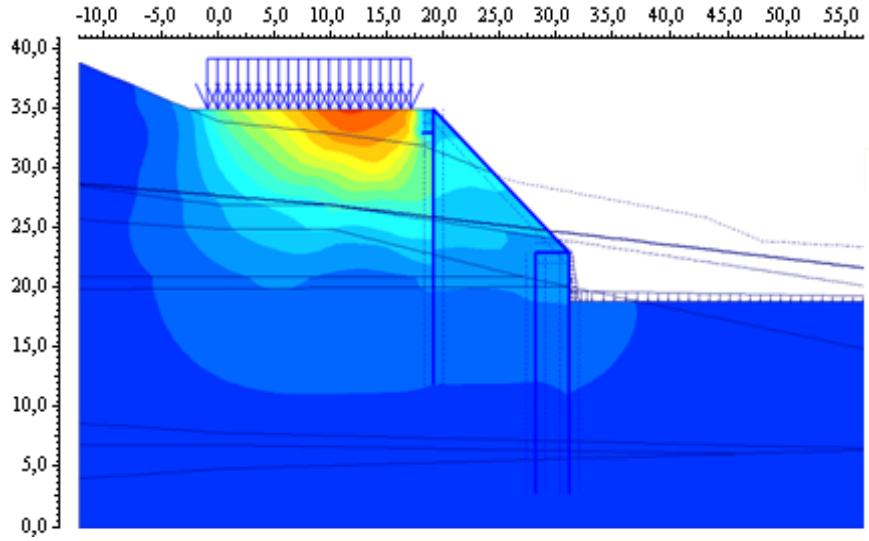


Рис. 5.100. Розрахункова схема системи підпірних стін за перерізом II – II з ізополями вертикальних переміщень у ґрунтовому масиві

З урахуванням результатів проведених розрахунків була запроектована система підпірних стін на двох рівнях із позначками 161,5 і 175,7 м. Причому конструкція стін складається з буронабивних паль діаметрами 800 і 1000 мм, похилих залізобетонних балок прямокутного перерізу, що з'єднують ростверки верхнього і нижнього рядів паль, та залізобетонних горизонтальних балок, які з'єднують похилі балки у поперечному напрямі.

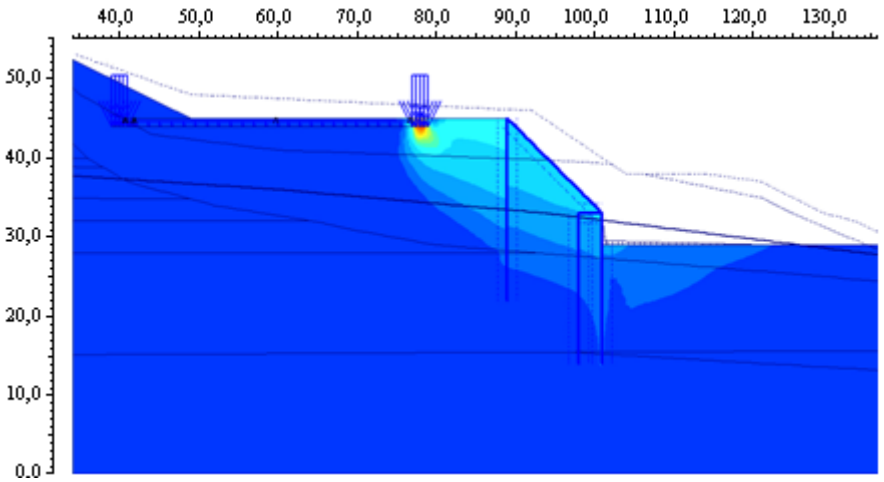


Рис. 5.101. Розрахункова схема системи підпірних стін за перерізом в межах впливу споруди «Косий капонір» з ізополями вертикальних переміщень у ґрунтовому масиві

Таким чином, перший рівень підпірних стін (підпірна стіна ПС-5) влаштовується з двох рядів паль завдовжки 18,1 м, діаметрами 800 і 1000 мм й позначкою верху паль 161,5 м, що виконуються у шаховому порядку з кроком 1,5 – 2,0 м. Оголовки паль з'єднуються залізобетонним ростверком заввишки 1,0 м та завширшки 3,0 м. А загальна кількість паль у стіні ПС-5 складає 297 шт.

Другий рівень підпірних стін (підпірна стіна ПС-7) виконується з першого ряду паль частково завдовжки 18,1 м, діаметром 800 мм і кроком 1,2 м, а також частково завдовжки 22,3 м, діаметром 800 мм і кроком 1,5 м й двох рядів паль завдовжки 18 м, діаметром 800 мм і кроком 2,0 м із позначкою верху паль 170,5 – 174,0 м, розташованих у шаховому порядку. Оголовки паль об'єднуються залізобетонним ростверком з поперечним перерізом 1,0×1,0 м. Крім того, підпірна стіна з паль доповнюється монолітною залізобетонною підпірною стіною заввишки 4,2 м.

Верх підпірної стіни другого рівня ПС-7 та верх ростверку підпірної стіни першого рівня ПС-5 з'єднується під кутом 45º похилими балками з поперечним перерізом 0,6×1,0 м із кроком 3,1 м. А простір поміж балками та підпірними стінами заповнюється ґрунтом. Причому ґрунт під підпірною стіною ПС-5 розробляється до позначки 159,0 м. Фрагмент конструктивної схеми системи підпірних стін зображено на рис. 5.102.

Слід зауважити, що з метою забезпечення влаштування паль підпірних стін на схилах Черепанової гори за проектом виконання робіт підготовчого періоду були побудовані тимчасові технологічні майданчики (рис. 5.102), верхній ряд яких виконувався під захистом тимчасових шпунтових підпірних стін (рис. 5.103). У свою чергу, на рис. 5.104 представлене влаштування системи підпірних стін Черепанової гори з похилими балками.

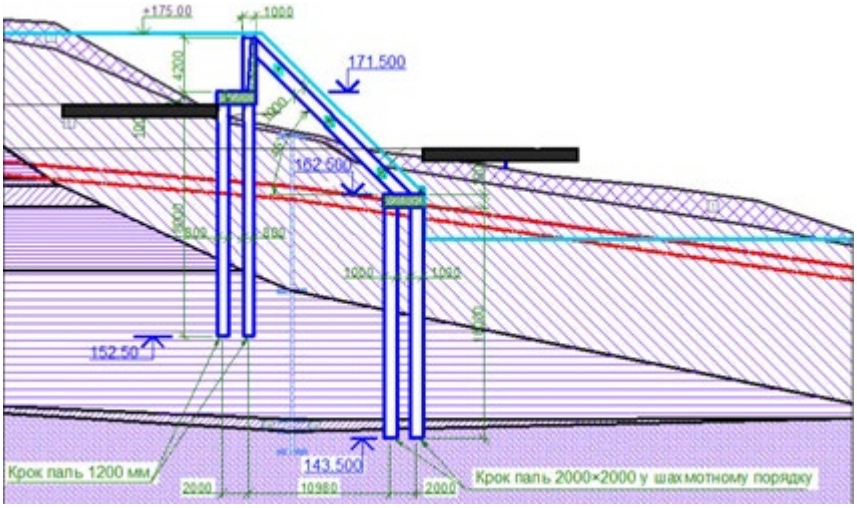


Рис. 5.102. Конструктивна схема системи підпірних стін

Рис. 5.103. Будівництво технологічних майданчиків під захистом шпунтових стін

Рис. 5.104. Влаштування підпірних стін із похилими балками

5.13.2. Влаштування підпірної стіни ПС-1 при будівництві багаторівневої споруди. У зв'язку зі складністю рельєфу майданчика будівництва практично всі палі споруд зони гостинності мали позначки верху суттєво нижчі за позначки природного рельєфу, а тому їх улаштування було можливе тільки під захистом тимчасових або постійних підпірних стін.

Наприклад, за проектом палі за віссю 1 багаторівневої споруди влаштовуються під захистом підпірної стіни ПС-1 (рис. 5.105). Підпірна стіна була

запроектована як консольна з двох рядів розташованих у шаховому порядку паль завглибшки 14 – 15 м, діаметром 800 мм й з'єднаних поміж собою залізобетонним ростверком. А перепад висоти між рівнем ґрунту і днищем котловану складав 7 м. Причому фактором, який значно ускладнював улаштування підпірної стіни ПС-1, були стиснені умови, пов'язані з наявністю на цьому місці залишків конструктивних елементів існуючої споруди льодової арени «Крижинка», що підлягала повному демонтажу (рис. 5.106). І саме тому була розглянута не тільки можливість використання конструкції зовнішньої стіни існуючої споруди льодової арени «Крижинка» за віссю 1 замість підпірної стіни ПС-1, а з метою обґрунтування відповідного рішення було виконане детальне обстеження її стану.

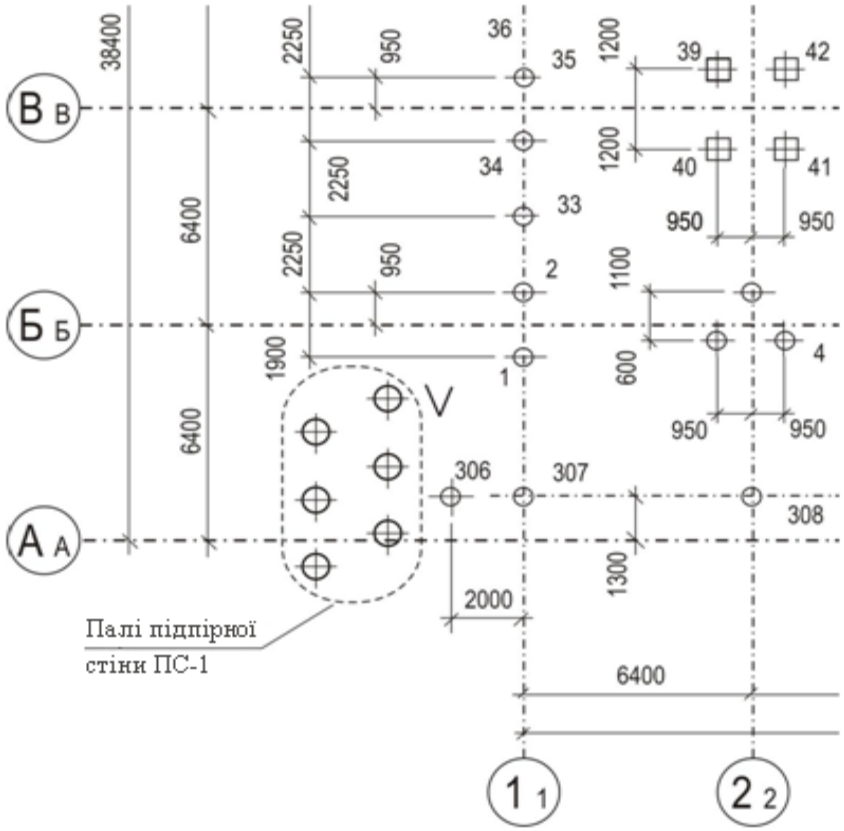


Рис. 5.105. План влаштування паль підпірної стіни ПС-1

Зазначимо, що для можливого використання цієї стіни у новій будівлі необхідно було визначитись із двома основними критеріями, а саме: технічним станом конструкції і спроможністю до сприйняття навантажень від ґрунтового масиву, що визначалась за результатами розрахунків. При проведенні обстеження були визначені основні параметри конструкції зовнішньої стіни, а також її основні конструктивні особливості, які полягають у наступному.

Стіна влаштована на залізобетонному ростверку, що об'єднує забивні палі квадратного поперечного перерізу 350×350 мм завдовжки 7 м. Сама ж стіна влаштована з залізобетонних колон перерізом 600×600 мм із кроком 6 м, з'єднаних поміж собою залізобетонними балками. А простір між колонами заповнений фундаментними блоками на цементному розчині. Крім того, за результатами обстеження стан стіни був визначений як задовільний.

Рис. 5.106. Частина конструкцій споруди льодової арени «Крижинка» в місці влаштування паль підпірної стіни ПС-1

З метою прийняття оптимального конструктивного рішення підпірної стіни був проведений розрахунок її стійкості від навантаження ґрунту з використанням трьох варіантів розрахункових схем, а саме: консольної схеми, влаштування поверхневих вертикальних ґрунтових паль-анкерів й підпирання стіни масивом фундаментних блоків. За результатами виконаного розрахунку було встановлено, що варіант консольної схеми стіни не забезпечує її стійкості, а варіант із влаштуванням поверхневих паль-анкерів неможливо реалізувати внаслідок технологічної неможливості виконання робіт важкою технікою. Через це обидва варіанти були відкинуті. В свою чергу, варіант із підпиранням стіни масивом фундаментних блоків засвідчив не тільки спроможність стіни сприймати тиск ґрунту, а й показав, що її стійкість цілком забезпечена (рис. 5.107). Тим не менше для цього варіанта додатково, з метою зменшення ризику локального випирання ґрунту і випадіння блоків, було запропоновано встановити розподільні балки з двотаврів № 20 із спиранням їх на колони за віссю 2. Загальна конструктивна схема кріплення стіни представлена на рис. 5.108.

Однак, на початку виконання робіт з'ясувалось, що стиснені умови робіт поміж осями 1 і 2, а також близькість фундаменту колон за віссю 2 до паль під фундамент багаторівневої споруди не дозволяють виконавцеві робіт наявною технікою виконати запропоноване рішення зі встановлення розподільних балок.

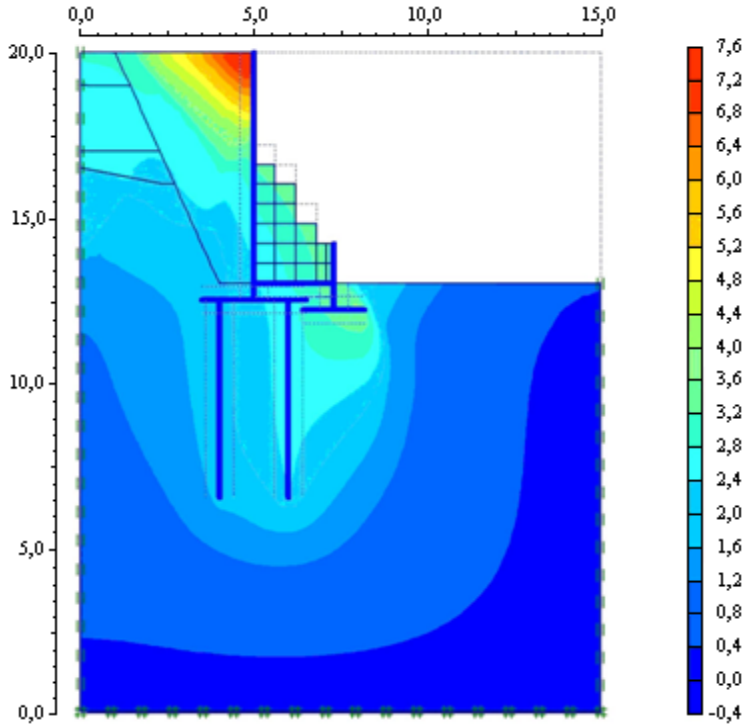


Рис. 5.107. Розрахункова схема підпірної стіни з фундаментними блоками з ізополями вертикальних переміщень, мм

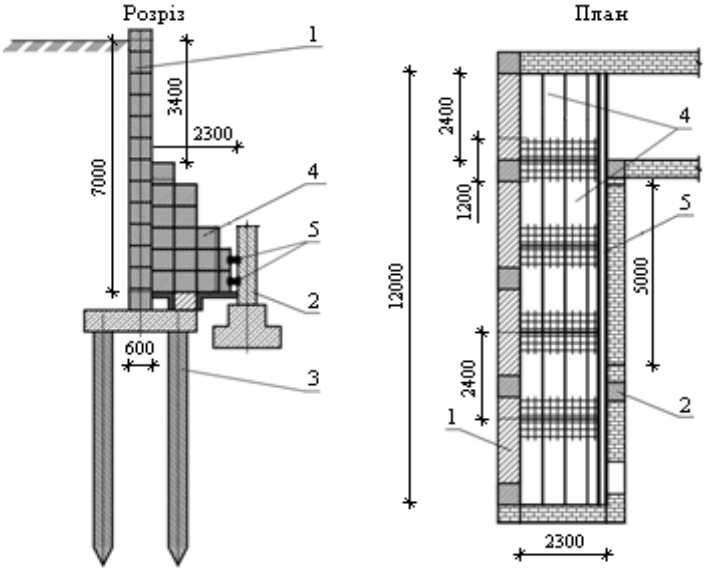


Рис. 5.108. Конструктивна схема кріплення підпірної стіни:
1 – існуюча підпірна стіна; 2 – існуюча залізобетонна колона; 3 – забивні палі;
4 – фундаментні блоки; 5 – тимчасовий розподільний пояс

Тому, з урахуванням зазначеного вище, були проведені додаткові розрахунки, результати яких показали можливість проведення підсилення підпірної стіни фундаментними блоками без використання розподільних балок, але за умови зниження за стіною рівня ґрунту на 2 м. Останнє також дозволило виконати демонтаж фундаментів під колони за віссю 2 (рис. 5.109).

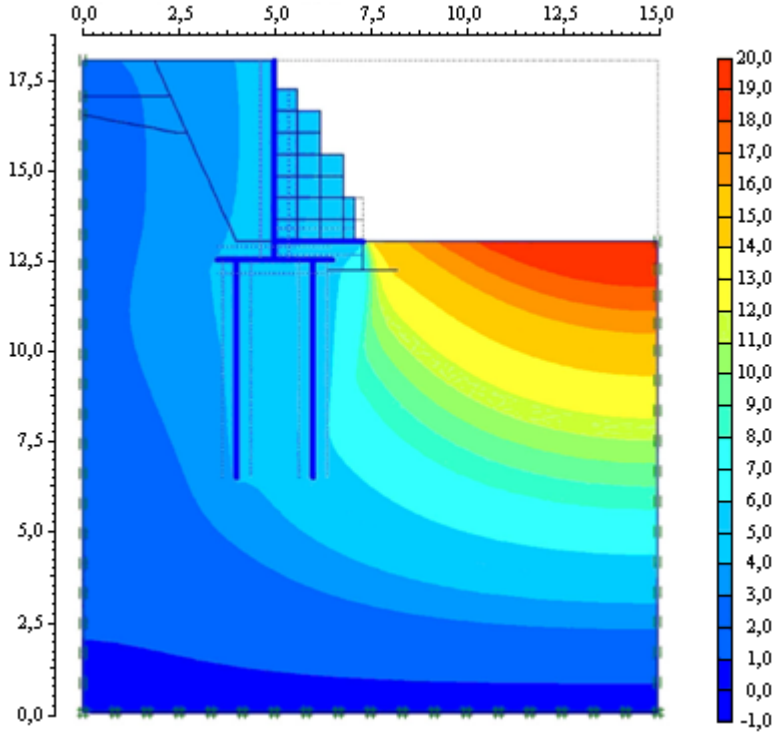


Рис. 5.109. Розрахункова схема масиву фундаментних блоків із зниженням рівня ґрунту на 2 м без влаштування розподільних балок з ізополями вертикальних переміщень, мм

Таким чином, запропонована схема дозволила забезпечити стійкість зовнішньої стіни льодової арени «Крижинка» з використанням її як постійної підпірної стіни в конструкції багаторівневої споруди без влаштування у складних умовах нової підпірної стіни. Вказані рекомендації були прийняті до виконання будівельно-монтажних робіт і реалізовані у повному обсязі.

5.13.3. Розрахунок тимчасової шпунтової огорожі при будівництві багаторівневої споруди. Багаторівнева споруда зони гостинності має ступінчастий фундамент (рис. 5.110), розташований на трьох позначках – 140,2 (в осях 1_1 – 13_1), 145,7 та 152,9 м (верх ґрунтової основи) в осях 1 – 34. Її фундаменти прийняті з залізобетонних паль діаметром 620 мм, зв'язаних в оголовках монолітними перехресними ростверками, які підрозділяються на поєднані між собою стрічкові ділянки (Рл), ростверки під колони (Рсм) та балки-розпірки (Рс).

Довжина паль коливається у межах від 3 до 13 м і залежить від ділянки їх розташування (позначка верху). В цілому ж можна виділити 3 групи паль: завдовжки 3 м із позначкою верху 138,2 – 138,4 м; завдовжки 5 – 7 м із позначкою верху 144,0 – 144,2 м і завдовжки 11 – 13 м із позначкою верху 151,2 – 151,4 м. Розрахункове навантаження на палю прийняте на підставі статичного зондування та дорівнює 120 тс.

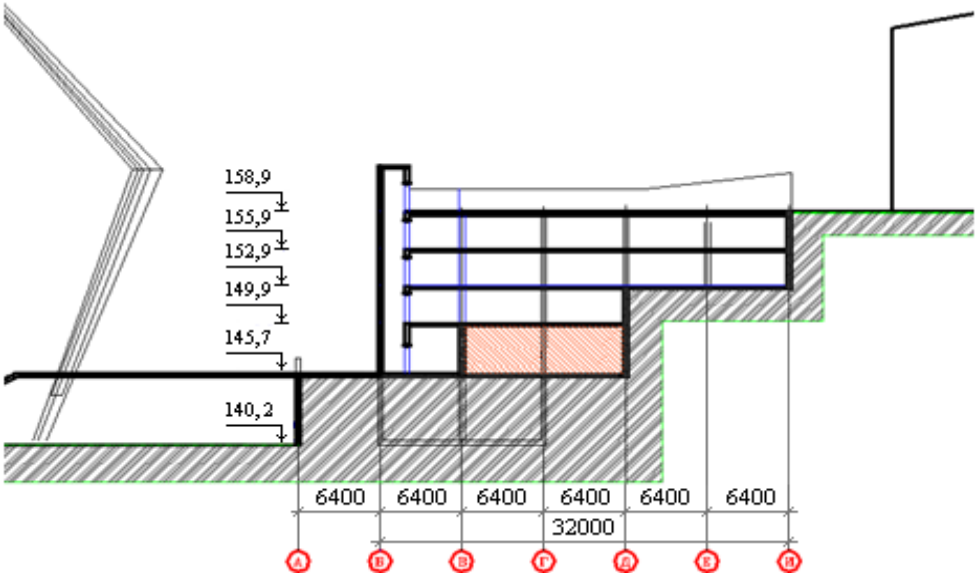


Рис. 5.110. Характерний розріз багаторівневої споруди

При влаштуванні фундаменту багаторівневої споруди в осях Е – Ж були виконані палі й ростверки, а також шпунтова огорожа, яка з'єднана арматурними стержнями з палями за віссю Е (рис. 5.111). Причому ростверки в плані розташовані у безпосередній близькості до шпунтової огорожі, що утримує ґрунт, із перепадом висоти до 7 м. Тому довжина паль в осях Е – Ж у межах осей 7 – 9 збільшена до 15 – 20 м.

Шпунтова стіна виконана з двотавра № 36М, з'єднана за допомогою арматурних тяжів із ростверком паль за віссю Е, а її підошва залягає на глибині 12 – 14 м. В основі шпунтової стіни застосовані палі під ростверки за віссю Д та виконана подальша розробка ґрунту ще на глибину 5 м для влаштування паль під ростверки в осях А – Г. Загальний перепад висот від верху шпунтової огорожі до майданчика влаштування паль в осях А – Г складає приблизно 12 м, що відповідає заглибленню в ґрунт шпунтової стіни.

Слід зауважити, що на ділянці в осях влаштування ростверків під металеві колони за осями Е і Ж при виконанні робіт було зафіксоване значне зволоження ґрунту поверхневими водами, що відповідно створювало додаткове навантаження на шпунтову огорожу і потребувало додаткового аналізу конструктивної схеми шпунтової огорожі й фундаментів багаторівневої споруди.

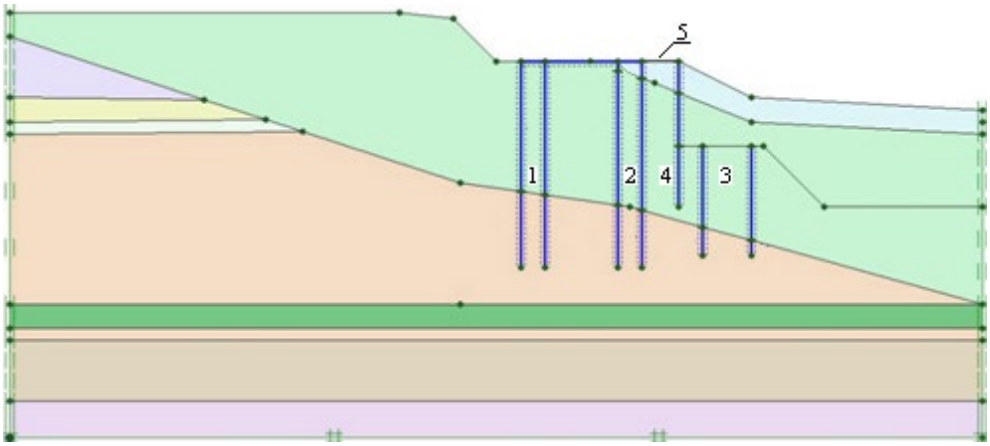


Рис. 5.111. Розрахункова модель визначення навантажень на шпунтову огорожу: 1, 2, 3 – палі за осями Ж, Е і Д; 4 – шпунтова огорожа; 5 – арматурні тяжі

Тому з метою прогнозування розвитку цієї ситуації, а також для подальшої розробки ґрунту в осях А – Г виникла необхідність у додаткових розрахунках на різних етапах влаштування фундаменту багаторівневої споруди, першим етапом яких було врахування надмірного зволоження верхньої частини ґрунтового масиву з подальшою його консолідацією і збільшенням навантаження на шпунтову стіну (рис. 5.111). Із аналізу прийнятої схеми виконання робіт, а також конструкції шпунтової огорожі виплило, що якщо при значному зволоженні забезпечуються допустимі переміщення в конструкціях фундаментів багаторівневої споруди і шпунтової огорожі (рис. 5.112), то забезпечення стійкості конструкцій задля проведення подальших робіт із влаштування паль і ростверків в осях А – Г потребує вжиття низки додаткових заходів.

За результатами виконаних розрахунків були визначені найбільш ефективні варіанти конструктивно-технологічних рішень із забезпечення стійкості шпунтової огорожі та зменшення переміщень конструкцій багаторівневої споруди, які полягають у наступному:

- виконати зворотне засипання частини котловану в межах влаштування паль в осях А – Г для зменшення динаміки переміщень шпунтової огорожі й ростверків в осях Е – Ж;
- влаштувати розпірні елементи з металевих труб для передавання на них частини навантаження від обводненого ґрунтового масиву за шпунтовою стіною і зменшення переміщення цих конструкцій (рис. 5.113, 5.114);
- виконати ростверки за віссю Д із додатковою плитою, що не тільки затискає шпунтову огорожу на позначці влаштування ростверку за віссю Д і дозволяє розподілити навантаження від ґрунтового масиву на палі й ростверк за віссю Д, а й зменшує навантаження на шпунтову огорожу, палі та ростверки в осях Е – Ж (рис. 5.115, 5.116);

• розробити комплекс заходів щодо водовідведення та зменшення водонасичення ґрунтового масиву в межах осей 7 – 9.

Також згідно з аналізом результатів розрахунків було встановлено, що відокремлення ростверків в осях Е – Ж від шпунтової огорожі не тільки не має суттєвого позитивного впливу на ростверки, а й навіть більше того – призводить до збільшення навантаження на шпунтову огорожу та ростверки за віссю Д. Тому було рекомендовано не демонтувати арматурні анкерні тяжі.

Підсумовуючи викладене, зазначимо, що результати виконаних розрахунків і розроблені на їх основі конструктивно-технологічні рішення дозволили зменшити переміщення паль і ростверків в осях Е – Ж, а також шпунтової огорожі й продовжити роботи з влаштування паль і ростверків в осях А – Г.

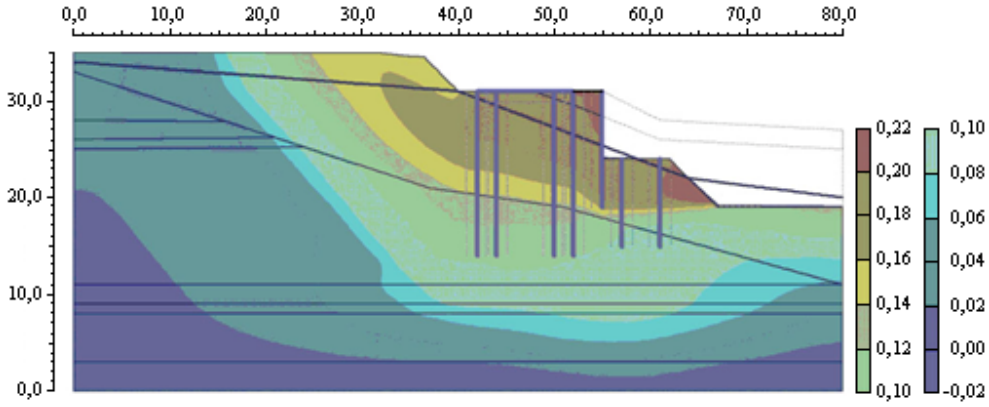


Рис. 5.112. Ізополя вертикальних переміщень, м, ґрунтового масиву при влаштуванні паль і ростверків по осях Е – Ж та влаштування шпунтової огорожі при значному зволоженні ґрунтового масиву

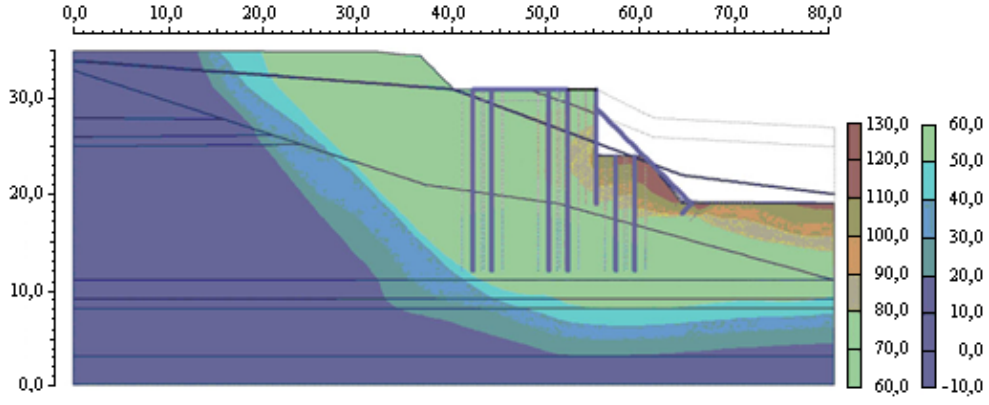


Рис. 5.113. Ізополя вертикальних переміщень, мм, ґрунтового масиву при влаштуванні розпірних елементів

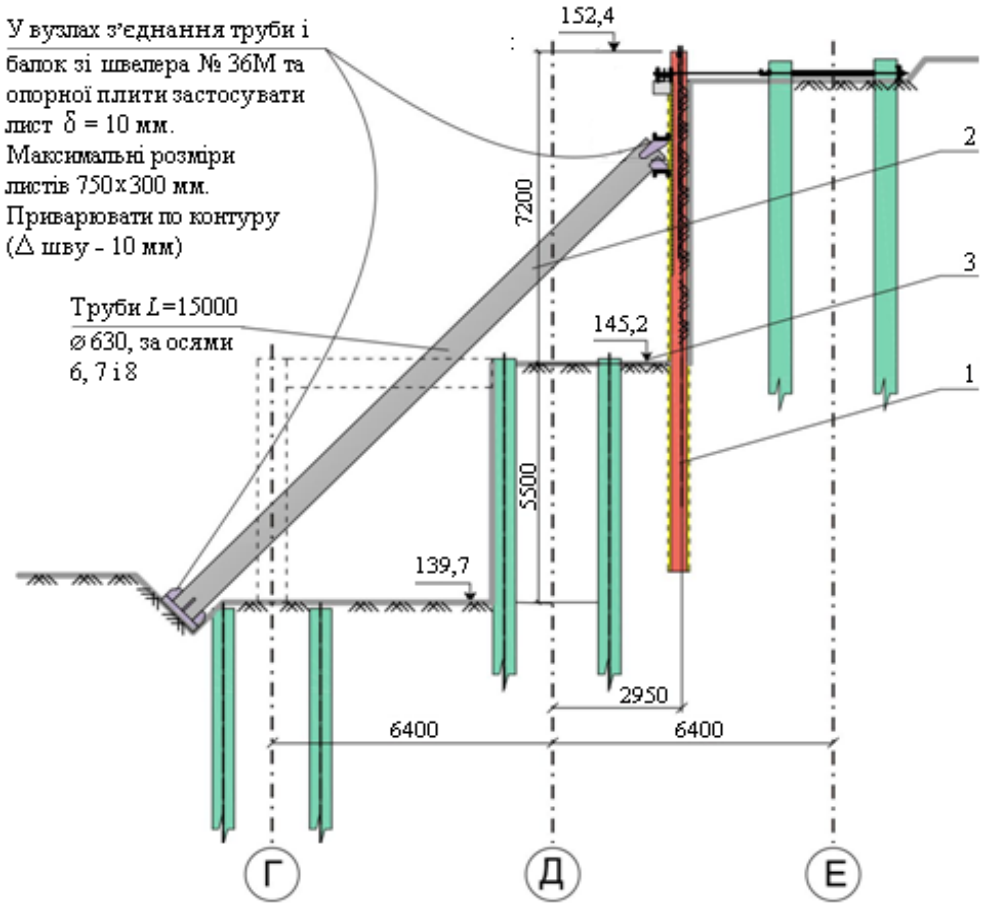


Рис. 5.114. Схема влаштування розпірних елементів із металевих труб та додаткової плити: 1 – шпунтова стіна; 2 – розпірний елемент; 3 – додаткова плита

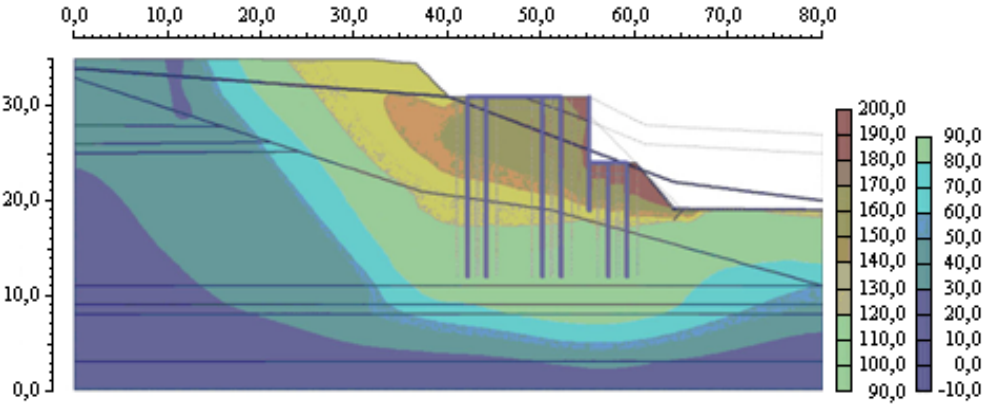


Рис. 5.115. Ізополя вертикальних переміщень, мм, ґрунтового масиву при влаштуванні додаткової плити

Рис. 5.116. Загальний вигляд тимчасової шпунтової стіни
між осями Д і Е з розпірними елементами та додатковою плитою:
1 – шпунтова стіна; 2 – розпірний елемент; 3 – додаткова плита

5.13.4. Технологія виготовлення та монтажу похилих балок, що об'єднують підпірні стіни ПС-5 та ПС-7 зони гостинності. Згідно з проектом ростверки підпірних стін ПС-5 та ПС-7 з'єднуються між собою за допомогою сорока восьми паралельно розташованих у плані похилих залізобетонних балок Бз1 із Г-подібним поперечним перерізом. Загальна довжина балок становить 16246 мм, у тому числі їх прямої частини – 15390 мм. А довжина нижньої частини балки, що розташована під кутом 135° відносно прямої частини, дорівнює 856 мм. У нижній частині балки Бз1 вмонтовано закладний елемент МН-2, за допомогою якого балка з'єднується з підпірною стіною ПС-5, а у її верхній частині вмонтовано закладний елемент МН-3 для з'єднання зі стіною ПС-7 (рис. 5.117). Крім того, із торця верхньої частини балки виходять зігнуті під кутом 135° випуски арматури, які під час монтажу з'єднуються з випусками арматури, що виходять із тіла підпірної стіни ПС-7.

У зв'язку з тим, що форма та розміри балок Бз1 могли спричинити складності з транспортуванням, а виготовлення балок на території заводу неможливо було організувати внаслідок їх значної ваги, яка досягає 24 т, було прийнято рішення виготовляти ці балки безпосередньо на будівельному майданчику згідно з розробленим технологічним регламентом.

Рис. 5.117. Загальний вигляд підпірних стін із опорними столиками та випусками арматури:
1 – шпунтова стіна ПС-7; 2 – ростверк підпірної стіни ПС-5;
3 – столик для спирання похилої балки Бз1; 4 – випуски арматури

Під час розроблення технологічного регламенту було визначено місце ділянки виготовлення балок (рис. 5.118), підібрано стандартне обладнання та розроблено нестандартне устаткування, яке було необхідне задля подавання та монтажу балок під кутом 45º за місцем установлення.

Що ж стосується виготовлення балок, то будівельною організацією була підготовлена ділянка, на якій складувались арматурні стержні, виготовлялись арматурні каркаси, монтувалась опалубка та бетонувались балки. Бетонна суміш із автобетоновоза вивантажувалась у цебра, які подавались до місця укладання автомобільними кранами. Бетонування розпочиналось від торця балки з арматурними випусками одразу на всю товщину балки з її поступовим заповненням у напрямі іншого кінця балки. При цьому одразу проводилось формування верхньої частини балки. А товщина балки при бетонуванні контролювалась щупом із кроком 0,5 – 1,0 м. Бетонна суміш ущільнювалась глибинними вібраторами з діаметром робочої головки 28 та 51 мм. Позаяк виготовлення балок проводилось у зимовий час, як це вбачається з рис. 5.118, то з метою дотримання необхідного температурного режиму твердіння бетонної суміші у межах від 35 до 45 ºС було передбачено її пі-

дігрівання. Для цього використовувались теплоізоляційні мінераловатні плити, які кріпились на зовнішній поверхні опалубки, та електропідігрівання виготовленими із арматурного прокату діаметром 8 мм електродами, що були занурені у бетонну суміш на всю її товщину. Крім того, додатково було організовано електропідігрівання бетонної суміші у тих важкодоступних місцях, де неможливо було організувати утеплення мінераловатними плитами. А необхідні параметри температурного режиму забезпечувались шляхом регулювання параметрів струму. Також під час виготовлення балок Бз1 було організовано постійний контроль параметрів бетонної суміші в процесі її виготовлення, укладання в опалубку, вистоювання в опалубці та розпалубленні балок.

Рис. 5.118. Загальний вигляд ділянки виготовлення балок Бз1

У подальшому, відповідно до проекту виконання робіт, балки Бз1 після розпалублення повертали на 90º уздовж поздовжньої осі, а потім, використовуючи спеціальні пристрої та закріпивши балку чотиригілковим стропом із різною довжиною гілок, краном підіймали під кутом 45º у проектне положення. Причому для монтажу балок були розроблені робочі креслення, виготовлені й випробувані кантувач балок К-1 (рис. 5.119, 5.120) та пристрій для їх піднімання.

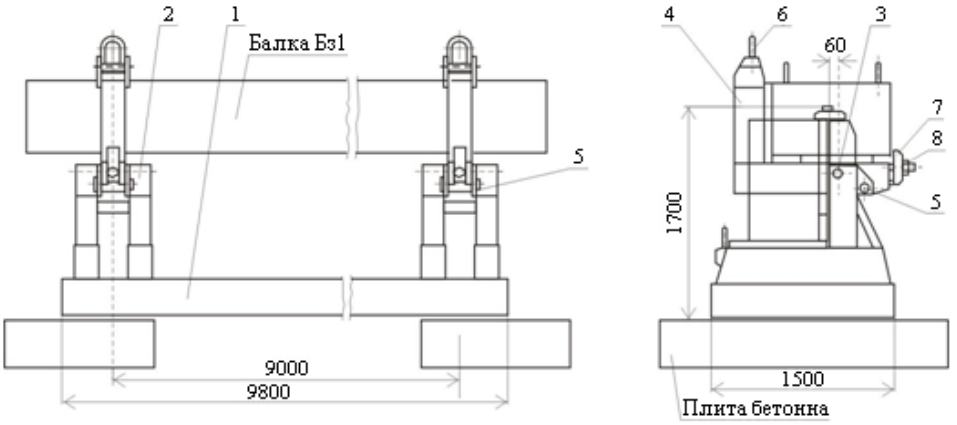


Рис. 5.119. Принципова схема кантувача К-1 похилої балки Бз1:
1 – платформа; 2 – опора; 3 – вісь; 4 – Г-подібна поворотна рама;
5 – палець; 6 – скоба; 7 – притискач; 8 – гайка

Рис. 5.120. Загальний вигляд кантувача К-1

Зауважимо, що перед кантуванням балки Г-подібні поворотні рами кантувача К-1 фіксувались у верхньому положенні за допомогою пальців, зображених на рис. 5.119. Підіймання ж поворотних рам у верхнє положення й опускання їх при кантуванні балки виконувалось за допомогою крана, для чого Г-подібні рами на кінцях були обладнані поворотними скобами.

Після встановлення на кантувач балка Бз1 закріплювалась від можливого сповзання з Г-подібних рам за допомогою притискачів із гайками, а в місцях спирання балки на поворотні рами і на платформу встановлювались дерев'яні бруски.

Що ж стосується пристрою для підіймання балок Бз1 із кантувача К-1 у монтажне положення, то він являє собою металеву вісь робочим діаметром 90 мм, яка встановлюється в утворений при виготовленні балки Бз1 за допомогою металевої трубки спеціальний отвір. Причому з одного боку вісь має буртик, який фіксує її положення відносно балки Бз1, а за буртиком для зачіплювання осі гаком стропа на ній виконана спеціальна проточка. Після встановлення осі в отвір балки з протилежного боку на неї вдягається диск, який закріплюється на осі за допомогою болта М20 із гайкою. А перед диском на осі знову ж таки зроблена проточка, на яку вдягається гак іншого витка стропа. Загалом комплект виробу складається з двох пристроїв.

Таким чином, монтаж балки Бз1 розпочинався з її підіймання краном із місця виготовлення й встановлення на кантувач у такому положенні, щоб випуски арматури були направлені у бік повороту Г-подібних рам. Потім балка фіксувалась притискачами від можливого сповзання. Після цього, зачепивши два гака стропа 4СК-25 за скоби поворотних рам, виконувався натяг двох гілок стропа й виймались пальці, які утримували Г-подібні рами від повороту. Далі кран повільно опускав балку, при цьому вона разом із Г-подібною рамою поверталась на 90° і лягала на опори кантувача. В отвори балки вставлялись пристрої для її підіймання, які й фіксувались дисками за допомогою болтів М20.

Піднявши балку на необхідну висоту, кран подавав її до місця монтажу між підпірними стінами ПС-5 та ПС-7 й спирав верхній Г-подібний кінець балки на спеціальні залізобетонні столики (рис. 5.120). Після того, як балка Бз1 займала проектне положення, приварювався закладний елемент МН-2 до закладного елемента ростверку підпірної стіни ПС-5. У верхній зоні балки Бз1 встановлювалась опалубка й замонолічувались випуски арматури балки і ростверку підпірної стіни ПС-7. Фрагмент підпірних стін ПС-5 та ПС-7 зони гостинності зі змонтованими балками Бз1 зображено на рис. 5.104.

ПІСЛЯМОВА

На думку авторів цієї книги, наведена у ній всебічна інформація обґрунтовано доводить тезу про необхідність і ефективність запровадження науково-технічного супроводу при будівництві і реконструкції великих і складних будівельних об'єктів, який сприяє підвищенню їх надійності й безпеки. Вказане твердження однозначно підтверджується значним досвідом науково-технічного супроводу, набутим при будівництві НСК «Олімпійський» й багатьох інших об'єктів, який свідчить, що на супровід, як правило, витрачається не більше 1 % коштів від вартості будівництва, а економічна ефективність від залучення науковців завдяки оптимізації конструктивних і технологічних рішень, у десятки разів перевищує ці витрати.

У цьому сенсі також потрібно вказати на те, що через обмеженість бюджетного фінансування у період реконструкції НСК «Олімпійський», на превеликий жаль, не вдалось реалізувати всі пропозиції науковців щодо виконання досліджень і використання розробок, що вочевидь не дало змоги у найбільш повній мірі розкрити всі позитивні якості споруди і виявити всі можливі ризики щодо її довготривалої експлуатації у нормальному режимі.

Так, наприклад, програмою науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» було передбачено проведення вібродинамічних випробувань металевих конструкцій висячого покриття над трибунами, важливість яких для виявлення можливих дефектів доведена на багатьох об'єктах. Також не були виконані акустичні дослідження спортивної арени при різних режимах експлуатації, дослідження фактичних показників снігових відкладень на покритті, дослідження енергоефективності споруд і технологічного устаткування, результати яких могли б бути корисними не тільки безпосередньо для НСК «Олімпійський», а й для проектування інших подібних об'єктів.

Саме тому, все зазначене вище, обумовлює необхідність продовження науково-технічного супроводу НСК «Олімпійський» на стадії його експлуатації, як це й передбачено чинними будівельними нормами України.

Резюмуючи викладене, автори сподіваються, що отриманий і узагальнений у цій книзі досвід буде не тільки корисним будівельникам, проектувальникам й замовникам, а й використовуватиметься при спорудженні інших будівельних об'єктів України.

ДОДАТОК І
ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ЩОДО НОВІТНІХ СТАДІОНІВ УКРАЇНИ

Насамперед вкажемо на те, що у представленій книзі висвітлена всебічна інформація щодо різноманітних складових реконструкції НСК «Олімпійський», який, як це добре відомо, рішенням УЄФА був включений до складу чотирьох стадіонів Україні для проведення групових та чвертьфінальних матчів, а також фінального матчу чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Однак, останнім часом в Україні була запроектована й побудована низка інших новітніх стадіонів, частина з яких була пов'язана з проведенням цього турніру. З одного боку поясненням вказаному слугувало прагнення керівництва футбольних клубів у рамках програм свого розвитку провести оновлення у відповідності з вимогами УЄФА морально і фізично застарілих споруд, а з іншого – необхідність підготовки України до проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу. У цьому сенсі також привернемо увагу до характерної особливості проведених робіт, яка полягала у тому, що при будівництві всіх цих стадіонів були застосовані не тільки найбільш передові архітектурні, технічні й технологічні рішення, а й виконані відповідні наукові дослідження і розрахунки, які у повному обсязі обґрунтовували прийняті рішення. І саме з урахуванням цього факту нижче наведені основні дані щодо концептуальних і конструктивних рішень стадіонів, аналізу результатів розрахунку й аеродинамічних досліджень, а також особливостей виготовлення і монтажу металоконструкцій.

§ І.1. Стадіон «Донбас Арена» у м. Донецьку

Концептуальне рішення. Новий стадіон «Донбас Арена» у м. Донецьку для футбольного клубу «Шахтар» був залучений до проведення групових та чвертьфінальних матчів чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Стадіон гармонійно вписано у мальовниче природне середовище парку імені Ленінського Комсомолу. Він має сучасне архітектурно-компонувальне рішення, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів (рис. І.1). Стадіон розраховано на 50 тисяч глядачів, його площа складає близько 59300 м^2, а загальна площа забудови – 204000 м^2.

Генеральний підряд на будівництво стадіону отримала турецька будівельна компанія «Enka Insaat ve Sanayi A.S.», а проектування і виготовлення металевих конструкцій покриття над трибунами виконано будівельними компаніями «MERO Structures, Inc.» (Німеччина) і «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» (Туреччина). І саме тому, з метою проведення експертизи застосованих проектних рішень металевих конструкцій покриття над трибунами (включаючи оцінку механічних властивостей сталей імпортного виробництва і технології їх зварювання) і залізобетонних конструкцій трибун надземної частини були залучені інститути «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського» і НДІБК.

Рис. І.1. Загальний вигляд стадіону «Донбас Арена» з прилеглою територією

Конструктивні рішення. Вибір конструктивного рішення стадіону був значно ускладнений складними геологічними умовами майданчика будівництва, який відноситься до територій IV групи, що підроблюються. Тому залізобетонний каркас надземної частини стадіону включає чотирнадцять розділених деформаційними швами секторів трибун для глядачів – по три сектори у північних і південних й по чотири у західних і східних трибунах. Головними несучими конструкціями стадіону є, по-перше, монолітні залізобетонні фундаменти, що спираються під південними і частиною східних і західних трибун на палі, по-друге, монолітні залізобетонні конструкції каркаса надземної частини трибун, до яких кріпляться збірні залізобетонні конструкції трьох ярусів задля безпосереднього розміщення місць для глядачів і, по-третє, металеві конструкції покриття над трибунами загальною масою близько 4,5 тисяч тон (рис. І.2).

Покриття загальною площею близько 33400 м^2 має форму овального кільця і дещо нахилене у південному напрямі задля збільшення тривалості природного освітлення трав'яного газону. А у крайній частині покриття передбачена світлопрозора зона з полікарбонатних листів площею 5300 м^2.

Головними металевими конструкціями покриття є просторові консольні радіальні ферми завдовжки близько 60 м (рис. І.3), на які спираються структурні блоки у формі кільцевих секторів із габаритними розмірами у плані 60×60 м і 60×30 м (рис. І.4). Кожен структурний блок покриття спирається на дві сусідні радіальні ферми, на одній з яких опори шарнірно закріплені у трьох взаємно перпендикулярних напрямах, а на іншій – тільки у вертикальному напрямі, забезпечуючи, таким чином, можливість переміщення вузлів у площині нижніх поясів просторових радіальних ферм до 140 мм.

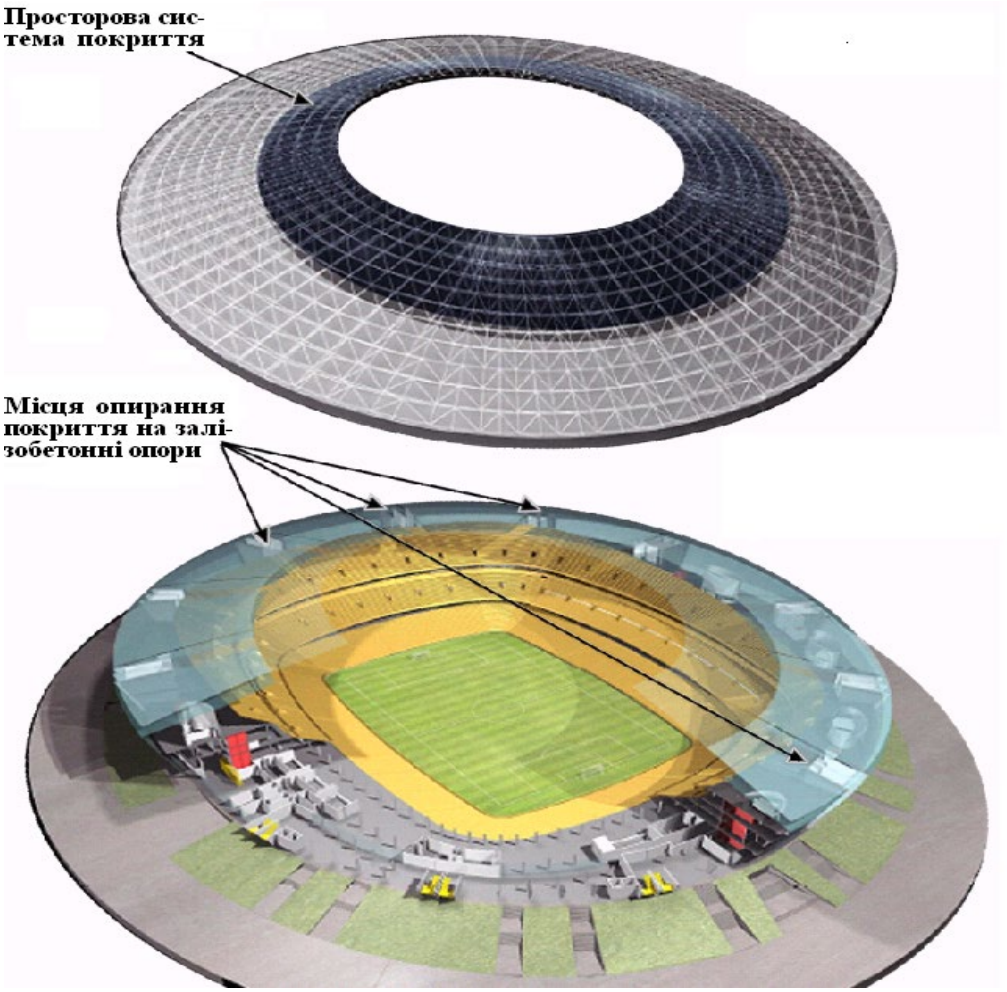


Рис. І.2. Схематичний поперечний переріз стадіону «Донбас Арена»

а *б*

Рис. І.3. Радіальна ферма покриття у зібраному (*а*) і змонтованому (*б*) станах

а *б*

Рис. І.4. Структурний блок покриття: *а* – загальний вигляд; *б* – вузлова деталь «MERO»

Експертиза робочої документації надземної частини конструкцій стадіону. На основі наданої компаніями «Enka Insaat ve Sanayi A.S.» і «MERO Structures, Inc.» робочої документації були:

- складені розрахункові схеми залізобетонних конструкцій каркасів трибун із урахуванням фундаментів і ґрунтової основи, а також металевих конструкцій покриття над трибунами;
- визначені діючі навантаження і впливи відповідно до вимог [3, 7];
- виконані розрахунки з використанням програмно-обчислювального комплексу «SCAD» із урахуванням постійних і тимчасових (сніг, вітер) навантажень, впливу температури, підроблення території й сейсмічності майданчика будівництва 6 балів із підбором необхідної робочої арматури у всіх залізобетонних конструктивних елементах і перевіркою несучої здатності усіх металевих конструктивних елементів покриття;
- виконана перевірка підібраного за результатами розрахунків армування залізобетонних конструкцій каркасів трибун відповідно до представленого у робочій документації;
- виконаний аналіз напружено-деформованого стану розтягнутого опорного залізобетонного вузла металевої радіальної ферми покриття (рис. І.5), результати якого підтвердили надійність застосованого конструктивного рішення;
- виконана експертиза робочої документації залізобетонних конструкцій каркасів трибун і металевих конструкцій покриття з аналізом конструктивних рішень на їх відповідність вимогам українських нормативних документів. Позаяк експертиза виконувалась у період набрання чинності нових українських будівельних норм [3, 7], то компаніям «Enka Insaat ve Sanayi A.S.» і «MERO Structures, Inc.» додатково були надані необхідні роз’яснення щодо врахування у своїх розрахунках вимог цих норм і призначення навантажень від снігу і вітру.

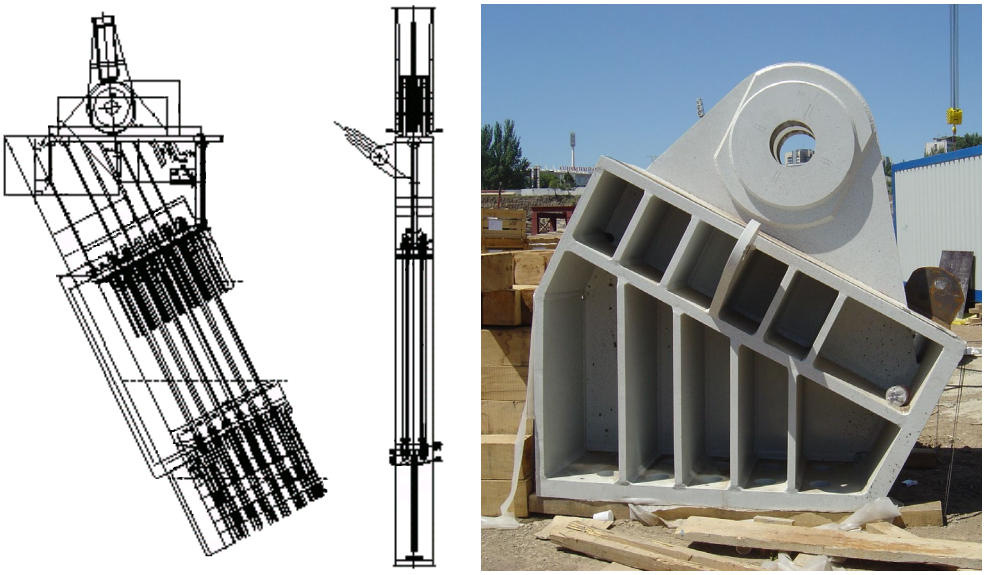
Рис. І.5. Вузли спирання радіальних ферм покриття

Слід зауважити, що всі зауваження стосовно робочої документації залізобетонних конструкцій надземної частини стадіону, які виникли під час проведення експертизи, були враховані компанією «Enka Insaat ve Sanayi A.S.», а відповідна робоча документація була виправлена або доповнена.

Одночасно при експертизі робочої документації металевих конструкцій покриття були вирішені наступні важливі питання забезпечення їх надійності:

1. У робочих кресленнях металоконструкцій опорного вузла просторових радіальних ферм, виконаних компанією «Enka Insaat ve Sanayi A.S.» (рис. І.6), було використане не рекомендоване до застосування нормами конструктивне рішення, у якому значні зусилля розтягу (до 3000 т) передавались у напрямі товщини металопрокату. Проте представлені компанією «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» сертифікати і протоколи випробувань застосованих сталей засвідчили, що їх показники при випробуваннях на розтяг у напрямі товщини металопрокату задовольняють вимоги норм за міцністю. Тому застосовані конструктивні рішення з передачею значних зусиль розтягу в напрямі товщини металопрокату експертизою були схвалені.

2. У робочих кресленнях металоконструкцій опорного вузла просторових радіальних ферм окремі зварні шви, через які передавались значні зусилля розтягу, були запроектовані без повного провару, що знижувало їх надійність. Однак після внесення змін у робочі креслення скоригована робоча документація також отримала позитивний відгук експертизи.



а *б*

Рис. І.6. Схема опорного вузла просторових радіальних ферм (*а*)
і загальний вигляд його верхньої закладної деталі (*б*)

3. У робочих кресленнях металоконструкцій просторових радіальних ферм окремі їх опорні елементи, а також деякі елементи структурних блоків покриття були запроектовані зі сталі S355 (аналог вітчизняної сталі С350). Вказана сталь згідно з вимогами чинних норм повинна поставлятись із гарантованими показниками при випробуванні на ударну в'язкість за температури мінус 40°С. Проте у представлених компанією «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» сертифікатах на сталь S355 були наведені дані при випробуванні на ударну в'язкість лише за температури мінус 20°С. Тому на вимогу експертизи металоконструкції опорних елементів на зразках із V-подібним надрізом, а елементів структурних блоків покриття на зразках із U-подібним надрізом (виготовлених із сталі S355) були піддані випробуванням на ударну в'язкість за температури мінус 40°С, протоколи яких підтвердили відповідність отриманих результатів вимогам чинних норм.

У цілому ж в експертному висновку було відмічено високий рівень виконаної будівельними компаніями «Enka Insaat ve Sanayi A.S.», «MERO Structures, Inc.» і «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» робочої документації на будівельні конструкції стадіону, а також оперативність вирішення багатьох технічних питань при проведенні експертизи.

Виготовлення і монтаж металоконструкцій. Виготовлення металевих конструкцій покриття здійснювала будівельна компанія «MERO Structures, Inc.», а радіальних ферм, їх опор і закладних деталей – будівельна компанія «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» відповідно до вимог українських і європейських стандартів.

Монтаж металевих конструкцій покриття (рис. І.7) проводився поетапно у наступній послідовності: встановлювались закладні деталі й опорні частини радіальних ферм; виконувалось: укрупнювальне складання на рівні землі і монтаж двох сусідніх радіальних ферм, укрупнювальне складання на рівні землі і монтаж структурного блока з його подальшим спиранням на змонтовані радіальні ферми; те ж виконувалось для наступної радіальної ферми і наступного структурного блока; встановлювались інші радіальні ферми і структурні блоки.

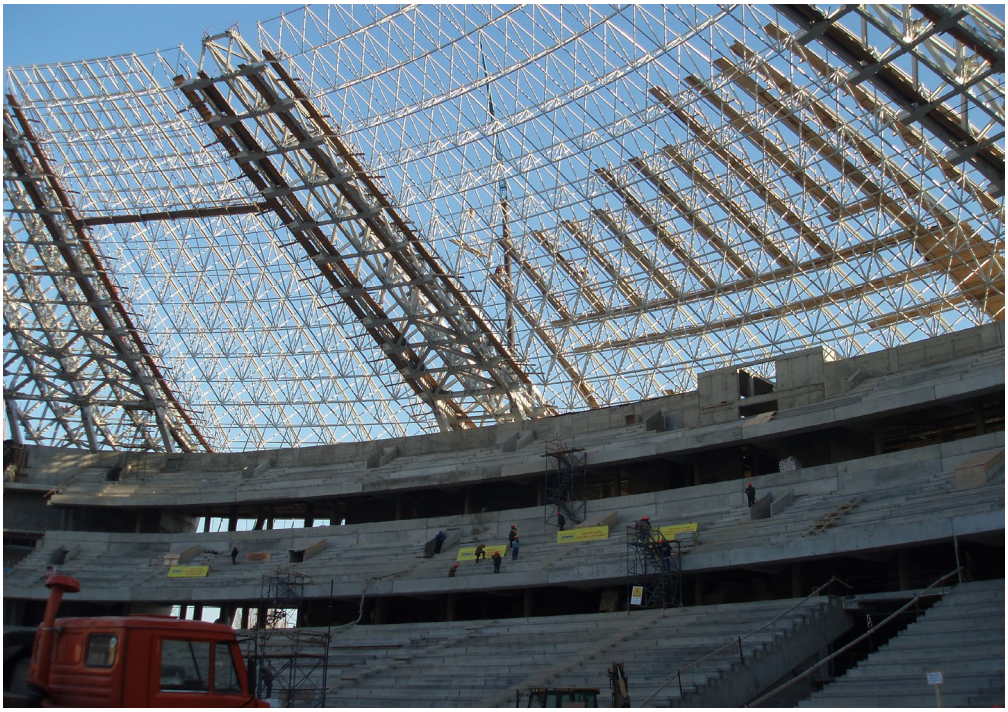


Рис. І.7. Змонтовані просторові радіальні ферми і структурні блоки покриття

Слід зауважити, що всі монтажні з'єднання елементів структурних блоків покриття виконані на болтах високої міцності з використанням кульових вузлових деталей – вузлів типу «MERO». А просторові радіальні ферми прикріплені до закладних деталей за допомогою стержньових елементів із монтажними шарнірними з'єднаннями на валиках.

Що ж стосується забезпечення вертикального спирання структурних блоків на опорні вузли, то воно було досягнуте їхнім регулюванням за висотою під час монтажу. Можливість переміщення вузлів спирання структурних блоків покриття у площині нижніх поясів однієї з двох просторових радіальних ферм реалізована шляхом облаштування в цих вузлах спеціальних прокладок, що забезпечують мінімальний коефіцієнт тертя при зсувах структурних блоків у результаті деформації земної поверхні від підроблення.

§ І.2. Стадіон «Металіст» у м. Харкові

Стадіон обласного спортивного комплексу «Металіст» (ОСК «Металіст») у м. Харкові використовувався для проведення групових та чвертьфінальних матчів чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Проект реконструкції ОСК «Металіст» розроблений інститутом Харківпроект (генеральне проектування) та Харківським комплексним відділенням інституту «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (металеві конструкції трибун і покриття) із урахуванням стандартів УЄФА, що висуваються до подібних споруд. Проектом передбачено проведення реконструкції стадіону в наступній послідовності: демонтаж існуючого і зведення нового конструктиву східної трибуни, переобладнання західної, північної і південної трибун, а також влаштування металоконструкцій покриття в межах кожної з трибун. Нижче наведені основні концептуальні та конструктивні рішення, які були прийняті при проектуванні реконструкції стадіону ОСК «Металіст».

Концептуальне рішення. Стадіон має не лише сучасне архітектурно-компонувальне рішення й органічно вписаний у навколишнє міське середовище, а й також має конструктивно раціональну форму і технологічне планування, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів. Стадіон розрахований на 38600 глядачів, його площа становить близько 20000 м^2, а розміри натурального газону футбольного поля дорівнюють: довжина – 105 м і ширина – 68 м. Загальна площа забудови ОСК «Металіст» становить близько 85000 м^2 (рис. І.8).

Реконструкція стадіону, крім власне реконструкції його чаші, включає влаштування п’ятиповерхового багатофункціонального корпусу, покриття над трибунами, електропідстанції потужністю 500 кВт і значної комерційної зони. Крім того, передбачено повне оновлення пристадіонної інфраструктури шляхом створення автостоянок для футбольних команд, автостоянки для офіційних осіб, VIP-відвідувачів, представників ЗМІ та вболівальників, а також влаштування шляхів незалежного та безпечного проходу і евакуації глядачів. Для цього територія навколо стадіону поділена на відокремлені один від одного сектори, кожен із яких має свої власні виходи з 88 турнікетами, з яких 74 повнозростових, 12 стандартних (у тому числі 4 для VIP-відвідувачів) і 2 для інвалідів.

У п’ятиповерховому багатофункціональному корпусі верхній поверх відведений для розміщення глядацьких лож та інших зручностей для VIP-відвідувачів, у тому числі 7 скай-боксів, а на інших поверхах знаходяться функціональні та технічні приміщення, необхідні для нормальної роботи стадіону, прес-центр на 300 осіб, приміщення для телебачення, операторів, коментаторів і охорони, ресторан на 360 місць, бари, офіси та ін. Приміщення футбольної інфраструктури (роздягальні для футболістів і арбітрів, тренувальний зал, кімната делегатів УЄФА чи ФФУ, лікувально-відновлювальний центр й таке інше) знаходяться нижче рівня землі.

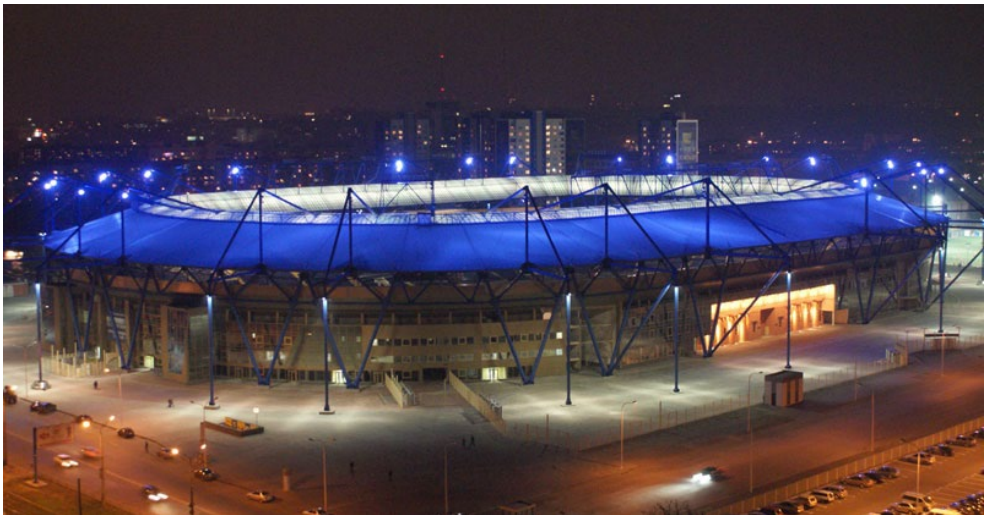


Рис. І.8. Загальні види стадіону ОСК «Металіст»

На стадіоні демонтована стара система освітлення, що базувалась на чотирьох окремо стоячих щоглах, і встановлена нова, розташована безпосередньо на і над покриттям, яка забезпечує освітленість поля на рівні 2400 люкс (рис. І.9, *а*, *б*). Крім того, на стадіоні встановлені два світлодіодних табло і світлодіодна рекламна лінія, розташована уздовж периметра поля з боку північної, східної та південної трибун. Також до покриття підвішена система «Spidercam», що пересувається над полем і дозволяє отримувати зображення у будь-якій його точці як із рівня землі, так і з висоти «пташиного польоту». В свою чергу, під трибунами стадіону передбачені приміщення комерційного призначення (рис. І.9, *в*, *г*).

а *б*

в *г*

Рис. І.9. Система освітлення стадіону ОСК «Металіст» (*а*, *б*) і багатофункціональний корпус із підтрибунними приміщеннями комерційного призначення (*в*, *г*)

Вкажемо тепер на те, що найбільш відповідальним і складним елементом стадіону ОСК «Металіст» є покриття над його трибунами, виліт якого досягає 36 м, площа – 24860 м^2 (у тому числі світлопрозора зона уздовж внутрішнього периметра площею 7765 м^2), а загальна маса металевих конструкцій – 3,5 тисячі тон, виконане із застосуванням консольно-фермової конструктивної схеми, що вдало поєднує архітектурно-естетичні та експлуатаційні властивості. Відмінною особливістю цього покриття є те, що всі його двадцять чотири металеві V-подібні опорні стійки не спираються на трибуни (і тим самим не передають на них додаткове навантаження), а винесені за межі чаші стадіону. Також зазначимо, що застосоване рішення дозволило не тільки повністю накрити всі глядацькі місця на трибунах стадіону аж до їх перших рядів, а й одночасно збільшити на них кількість місць.

Конструктивне рішення. Головним чинником, що обумовив конструктивне рішення покриття трибун стадіону, виявилась нездатність існуючих конструкцій трибун до сприйняття значних додаткових навантажень. Саме тому несучі конструкції покриття прийняті у вигляді окремо стоячої системи, не пов’язаної з існуючими конструкціями стадіону (рис. І.10, І.11).

Каркас покриття вирішений у вигляді замкнутого опорно-підкроквяного контуру, що складається з V-подібних опорних стійок заввишки 22,3 м,

які спираються на залізобетонні фундаменти з кроком від 16 до 64 м і підкроквяних ферм заввишки 6 м із позначкою осі верхнього пояса 24 м, що з'єднують ці стійки (рис. І.11, І.12). У 20 м від опорно-підкроквяного контуру розташовані зовнішні опорні стійки поперечних рам, також об'єднані в загальну систему каркасу. В свою чергу, до зовнішніх опорних стійок через систему розкосів підвішені кроквяні ферми над трибунами.

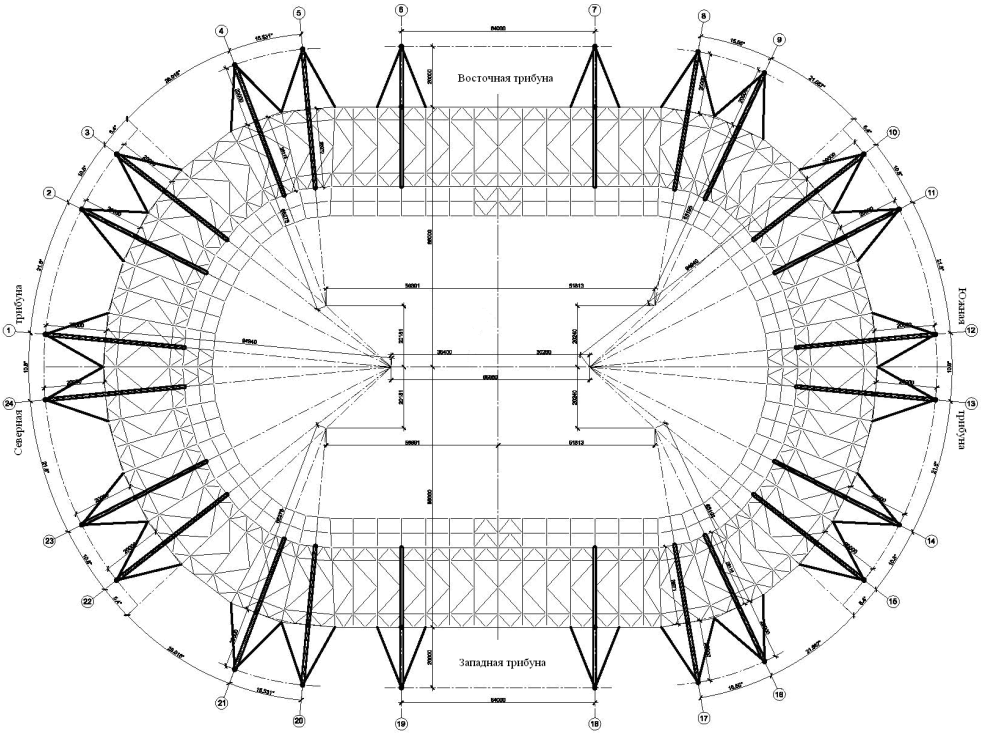


Рис. І.10. Принципова схема несучих конструкцій покриття трибун стадіону ОСК «Металіст»

До кроквяних ферм поперечних рам на відстані 26,25 м від V-подібних опорних стійок підвішені підкроквяні ферми заввишки 6 м із позначкою верхнього пояса 32,25 м, що розділяють кроквяні ферми на дві частини – основну прольотом 26,25 м і консольну вильотом 9,75 м. Крок кроквяних ферм прийнятий від 8,0 до 9,0 м, а в окремих місцях досягає 12,0 м. Основна ж частина кроквяних ферм запроектована заввишки 3,0 м із паралельними поясами, ухил яких становить 17,8 градуса від футбольного поля, з панелями завдовжки 4,375 м.

Додатково вкажемо на те, що у прольотах між фермами з кроком близько 8 м встановлена регулярна система прогонів, на яку укладається покриття. Крім того, по верхніх поясах кроквяних і підкроквяних ферм встановлений суцільний в'язевий диск, який забезпечує геометричну незмінність і стійкість покриття у цілому.

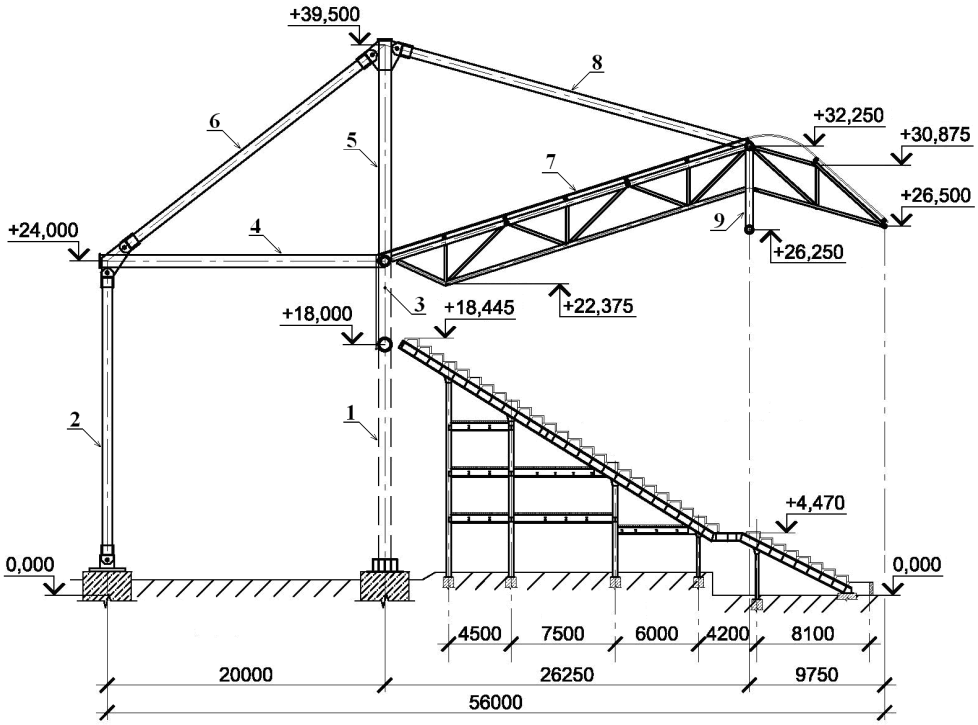


Рис. І.11. Поперечний переріз східної трибуни стадіону ОСК «Металіст»: 1 – V-подібна опорна стійка; 2 – зовнішня опорна стійка; 3 – опорно-підкроквяний контур; 4 – розпірка; 5 – стійка-надбудова; 6 – розкос; 7 – кроквяна ферма; 8 – розкос; 9 – підкроквяна ферма

Таким чином, до складу кожної поперечної рами входять (рис. І.11): V-подібна і зовнішня опорні стійки заввишки 22,3 м кожна, що спираються на залізобетонні фундаменти; опорно-підкроквяний контур; розпірка на позначці 24 м між оголовком зовнішньої опорної стійки і верхом опорно-підкроквяного контуру; стійка-надбудова, яка спирається на позначці 24 м на опорно-підкроквяний контур і підтримує систему підвіски кроквяної ферми над трибунами на позначці 39,5 м; розкіс, що з'єднує оголовки зовнішньої опорної стійки на позначці 24 м і стійки-надбудови на позначці 39,5 м; кроквяна ферма; розкіс, що з'єднує оголовок стійки-надбудови на позначці 39,5 м і верхній пояс кроквяної ферми на позначці 32,25 м; тросові розтяжки, що з'єднують оголовки зовнішньої опорної стійки і стійки-надбудови з опорно-підкроквяним контуром.

Звернемо увагу на одну важливу особливість конструктивного рішення покриття, яка полягає у тому, що всі його конструктивні елементи максимально уніфіковані за типорозмірами й видами профілів. Так, основні несучі конструкції покриття виконані з профілів трубчастого перерізу діаметром від 219 до 720 мм із шарнірним з'єднанням, огороджувальні – з оцинкованого профільованого листа, а світлопрозора зона – з полікарбо-

натних листів. В свою чергу, прогони покриття прийняті коробчастими, складеними з двох прокатних швелерів. До складу покриття включено також значну кількість допоміжних конструктивних елементів, призначених для розміщення та обслуговування різноманітних інженерних мереж і пристроїв, у тому числі кільцеві площадки для обслуговування покриття та розміщення світлотехнічного обладнання, аудіо-, теле-, відео-і радіотрансляційної апаратури, а також стенди для двох світлодіодних табло з боксами для їх обслуговування. Причому конструктивні елементи цих площадок прийняті зі сталевих відкритих і замкнутих профілів.

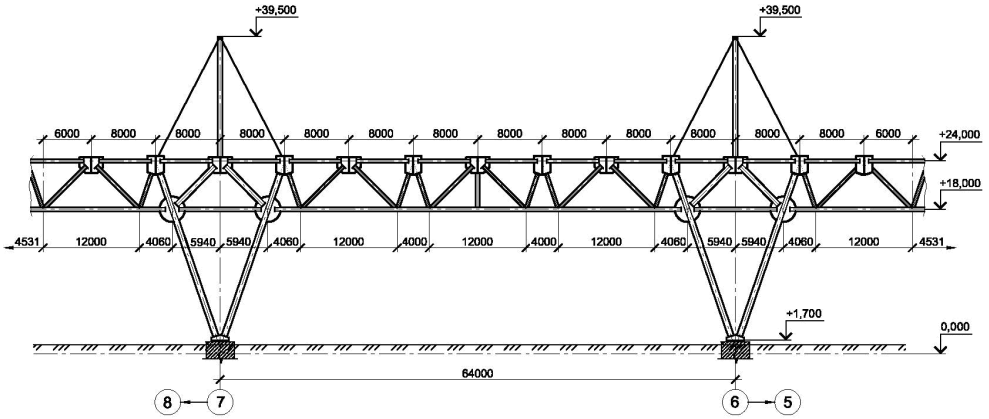


Рис. І.12. Фрагмент опорно-підкроквяного контуру стадіону ОСК «Металіст»

Скажемо тепер лише декілька слів щодо прийнятих рішень стосовно трибун стадіону. З цього приводу зазначимо, що з усіх його чотирьох трибун тільки одна – східна – була демонтована повністю (окрім історичної центральної фасадної частини, яка є пам'яткою архітектури), а на її місці відповідно до проекту була зведена нова трибуна (рис. І.13).

Позаяк принципові схеми всіх чотирьох трибун стадіону відрізняються незначно (рис. І.14), то розглянемо тільки нове конструктивне рішення східної трибуни. Довжина трибуни складає близько 110 м, а її ширина – 33 м. Трибуна підіймається амфітеатром від рівня поля до позначки 18,2 м. У підтрибунному просторі розташовані допоміжні приміщення з утепленими огороджувальними конструкціями, евакуаційні проходи та сходові клітини.

Несучий каркас трибуни прийнятий у вигляді балочної клітки з нерозрізними головними балками, що спираються на сталеві колони, розташовані з кроком 6 м. Балки перекриті збірними залізобетонними конструкціями, на яких розташовані крісла для глядачів. Перекриття підтрибунних приміщень виконані у вигляді монолітної залізобетонної плити по сталевих балках.

Що ж стосується стійкості конструкції трибуни, то вона забезпечена вертикальними в'язями по колонах каркасу, горизонтальними в'язями з розпірками та дисками перекриттів у поздовжньому напрямку й упором головних балок у фундаменти на позначці 0,0 за рядом «А» у поперечному напрямку.

Рис. І.13. Загальний вигляд східної трибуни у ході будівництва

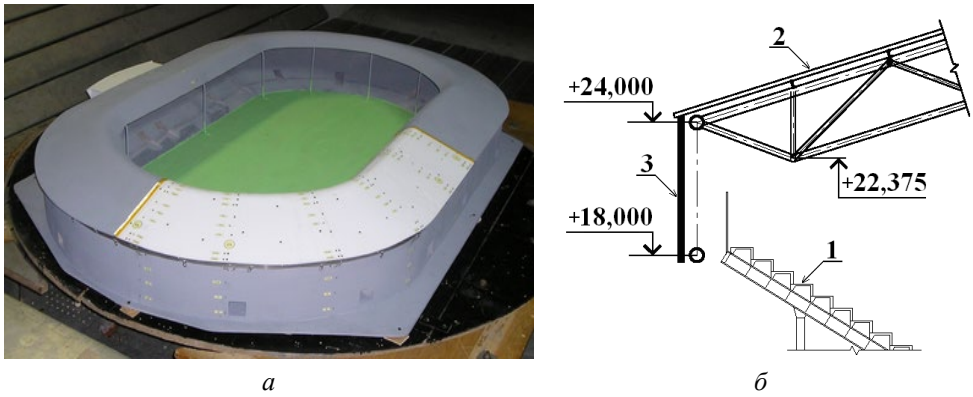
Рис. І.14. Загальний вигляд західної і північної трибун під час реконструкції

Виготовлення та монтаж металоконструкцій. Виготовлення та монтаж металевих конструкцій покриття стадіону виконані ТОВ «Стальконструкція». У ході проектування покриття особливу увагу було звернуто на технологічність виготовлення та забезпечення можливості монтажу металоконструкцій укрупненими блоками з метою спрощення і пришвидшення будівельних робіт. Саме тому практично всі металеві конструкції попередньо укрупнювались на рівні землі, а їх монтаж проводився поетапно у такій послідовності (рис. І.15): V-подібні опорні стійки вагою 39 т за осями 6, 7 й 29 т за осями 5, 8; ферми опорно-підкроквяного контуру вагою 37 т; зовнішні опорні стійки; похилі тимчасові розкоси поміж фундаментами і зовнішніми опорними стійками і розпірки поміж оголовками зовнішніх опорних стійок і верхом опорно-підкроквяного контуру; стійки-надбудови та розкоси, що з'єднують оголовки зовнішніх опорних стійок і стійок-надбудов; основна частина кроквяних ферм; наступна поперечна рама; підкроквяні ферми завдовжки 64 м; консольні частини кроквяних ферм, в'язі поміж осями 5 і 8, а також інші елементи покриття, тросові розтяжки і розпірки; освітлювальні і підвісні площадки.

Рис. І.15. Загальний вигляд металевих конструкцій покриття стадіону ОСК «Металіст» під час монтажу

Розрахунок конструкцій і результати аеродинамічних досліджень. Розрахунок конструкцій стадіону ОСК «Металіст» був виконаний з використанням програмно-обчислювального комплексу «SCAD». Позаяк його покриття конструктивно не пов'язане з трибунами стадіону, на що вже було вказано раніше, то воно було виділене в окремий розрахунковий конструктив. Причому розрахункова схема покриття достатньо точно віддзеркалює його просторову конструктивну схему і включає усі його основні несучі елементи.

Тепер слід зазначити, що велику увагу при розрахунках покриття було приділено збиранню навантажень і визначенню їх розрахункових сполучень. При цьому особлива увага була приділена визначенню реальної картини розподілу вітрового тиску на поверхні покриття внаслідок його нетривіальної геометричної схеми, що викликало необхідність проведення випробувань моделі покриття в аеродинамічній трубі (рис. І.16, *а*).



а *б*

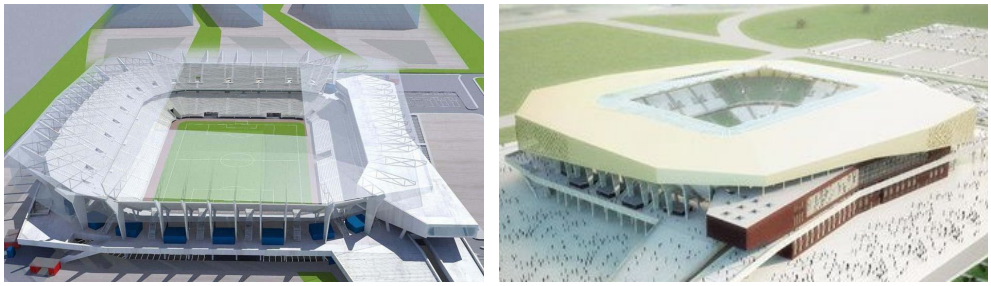
Рис. І.16. Аеродинамічна модель покриття стадіону (*а*) і схема розташування захисного екрана поміж верхніми рядами трибун і покриттям (*б*):
1 – трибуна; 2 – покриття; 3 – захисний екран

Загалом було виконано два варіанти моделі покриття, які відрізнялись один від одного тільки розташуванням поміж верхніми рядами трибун і покриттям захисного екрану, що перешкоджає наскрізному плину повітря під покриттям. А саме: у першому варіанті цей екран був присутній (рис. І.16, *б*), а в другому – він був відсутній. У результаті випробувань було визначено аеродинамічні коефіцієнти форми покриття, з використанням яких було розраховано вітровий тиск. Аналіз отриманих результатів також показав, що другий варіант моделі стадіону (в якому захисний екран відсутній) призводить до кращого розподілу вітрового тиску на поверхні покриття у порівнянні з першим варіантом, тому для подальших досліджень був прийнятий другий варіант. Крім того зауважимо, що отримані експериментально дані по вітровому тиску на покриття виявились меншими, ніж рекомендовані чинними нормативними документами для подібних споруд. Причому позитивні величини тиску вітру на покриття були виявлені тільки у малих зонах і тільки лише при деяких напрямках вітру.

Наостанок відзначимо, що реконструкція стадіону ОСК «Металіст» була розпочата у 2007 і закінчена у жовтні 2009 року. Урочисте відкриття стадіону відбулось 5 грудня 2009 року. При цьому тільки у період із травня по жовтень 2009 року стадіон був закритий для повного завершення усіх будівельних робіт. Таким чином, стадіон ОСК «Металіст» є єдиним із чотирьох стадіонів України, призначених для проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу, практично вся реконструкція якого була виконана паралельно з проведенням футбольних матчів Прем'єр-ліги України і Кубка УЄФА з футболу. Останнє стало наслідком того, що, по-перше, роботи на стадіоні велись суміщеними методами та окремими технологічними потоками, по-друге, монтаж конструкцій покриття виконувався укрупненими блоками і, по-третє, реконструкція проводилась послідовно від трибуни до трибуни. Таким чином, будівельні роботи виконувались лише на одній із його чотирьох трибун, а три інші завжди знаходились у робочому стані. При цьому навіть трибуна, на якій проводилась реконструкція, у разі потреби могла бути швидко приведена до стану експлуатації.

§ І.3. Стадіон «Арена Львів» у м. Львові

Розташований у м. Львові по вулиці Стрийській – Кільцевій дорозі стадіон «Арена Львів» був збудований для проведення групових та чвертьфінальних матчів чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Замовником робіт із будівництва стадіону була Львівська міська адміністрація в особі ДП «Дирекція будівництва об'єктів до ЄВРО-2012 у м. Львові». А на різних етапах будівництва стадіону в якості генпідрядника виступали австрійська компанія «Alpine Bau GmbH», ТОВ «Азовінтекс» і ТОВ «Альткомкиївбуд»; в якості генпроектувальника – австрійська компанія «Albert Wimmer ZT GmbH», ТОВ «Діпромез» і ТОВ «Арніка», а проектувальника металевих конструкцій покриття стадіону – ТОВ «Діпромез», ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» й німецька компанія «MERO-TSK International GmbH». В науково-технічному супроводі будівництва брали участь ДП «Донецький ПромбудНДІпроект» і НДІБК та інші організації. Основні проектні рішення стадіону розроблені з урахуванням вимог стандартів УЄФА, що висуваються до подібних споруд (рис. І.17).



а *б*

Рис. І.17. Загальні види стадіону «Арена Львів»: *а* – проект компанії «Alpine Bau GmbH» (вигляд із півночі); *б* – затверджений проект (вигляд із північного заходу)

Нижче наведено опис основних концептуальних і конструктивних рішень, прийнятих при проектуванні стадіону «Арена Львів», а також особливостей адаптації робочої документації, дублюючих розрахунків й виготовлення і монтажу металоконструкцій.

Концептуальне рішення. Оригінальне архітектурно-планувальне рішення стадіону має раціонально-конструктивну форму і технологічне планування, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів. Загальна площа території будівництва стадіону «Арена Львів» разом із навколостадіонною інфраструктурою складає близько 248000 м^2, а площа забудови становить біля 46000 м^2. Стадіон розрахований на 33788 глядачів, а розміри натурального газону футбольного поля дорівнюють: довжина – 111 м і ширина – 72 м.

Уздовж периметра футбольного поля з південної, східної і північної сторін розташовані двоярусні трибуни, під першим ярусом яких розміщений паркінг, а із західної сторони – один ярус трибун і п'ятиповерхова основна будівля стадіону, в якій знаходяться ложі та інші зручності для VIP-відвідувачів (у тому числі скай-бокси на 150 місць), прес-центр, приміщення для представників ЗМІ, телебачення, операторів, коментаторів та охорони, ресторани, кафе, бари, офіси, функціональні та технічні приміщення, необхідні для забезпечення нормальної роботи стадіону та ін. Під північними трибунами знаходяться приміщення футбольної інфраструктури (роздягальні для футболістів і арбітрів, тренувальний зал, кімната делегатів УЄФА або ФФУ, лікувально-відновлювальний центр та ін.). До покриття у зоні південних і північних трибун підвішені два світлодіодних табло. На трибунах передбачені спеціальні зони і ліфти для глядачів із обмеженими фізичними можливостями.

Проектом також було передбачено значний розвиток навколостадіонної інфраструктури шляхом створення автостоянок загальною площею 6000 м^2 для футбольних команд, офіційних осіб, VIP-відвідувачів, представників ЗМІ, вболівальників (у тому числі з обмеженими фізичними можливостями) і обслуговуючого персоналу, шляхів незалежного та безпечного проходу і евакуації глядачів, а також низки додаткових зон – готельно-ділової, виставкової, зовнішнього транспорту та придорожнього сервісу, комунальної та паркової.

Крім того, при підготовці Львова до проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу передбачено облаштування офіційної фан-зони загальною площею 20600 м^2, розрахованої на 36940 місць для вболівальників (36321 стоячих, 250 сидячих і 369 місць для людей з обмеженими фізичними можливостями). Фан-зона обладнана спеціальною сценою з двома великими відеоекранами і включає місця для VIP-відвідувачів, ресторан та інші підприємства громадського харчування, магазин офіційного дистриб'ютора спортивних товарів, пункти медичної допомоги та інших екстрених служб, триповерхову тимчасову (тільки на період чемпіонату) будівлю медіа-центру на 100 – 150 осіб, а також санітарну та розважальну зони.

Конструктивне рішення. Найбільш відповідальним і складним елементом стадіону «Арена Львів» є покриття над трибунами. У початковому варіан-

ті, розробленому компанією «Albert Wimmer ZT GmbH», покриття мало загальну площу близько 29000 м^2. Уздовж периметру стадіону воно мало ухил близько 5 градусів у бік зовнішнього контуру і розташовувалось на різних позначках із плавним зниженням у напрямку південних і південно-західних трибун, що дозволяло збільшити тривалість природного освітлення трав'яного газону футбольного поля. У зонах південних, східних і північних трибун покриття спиралось на залізобетонні пілони, а у зоні західних трибун – на залізобетонні колони каркасу основної будівлі стадіону. Покриття разом із залізобетонним каркасом чаші стадіону було розділене антисейсмічними швами на конструктивні блоки, довжина яких не перевищує 50 м. В якості основних несучих конструкцій цього варіанту покриття прийняті кроквяні ферми з вильотом консолей до 53 м, об'єднаних системою в'язів та прогонів у цілісну систему (рис. І.18). Причому витрата сталі на покриття з урахуванням виконаних із металевих конструкцій верхніх частин пілонів становила 6500 т.

По прогонах покриття була влаштована покрівля зі сталевого профільованого настилу, на який покладені шумопоглинальні жорсткі мінераловатні плити, гідроізоляція та покрівельні профільовані листи з алюмінієвого сплаву. Уздовж усього внутрішнього периметру покриття була передбачена світлопрозора зона завширшки від 9,5 до 15,5 метрів, виконана зі світлопрозорого матеріалу системи «Макролон», а уздовж зовнішнього – лотки для збирання атмосферних опадів. Стінова огорожа навісних фасадів була передбачена із профільованих листів із алюмінієвого сплаву.

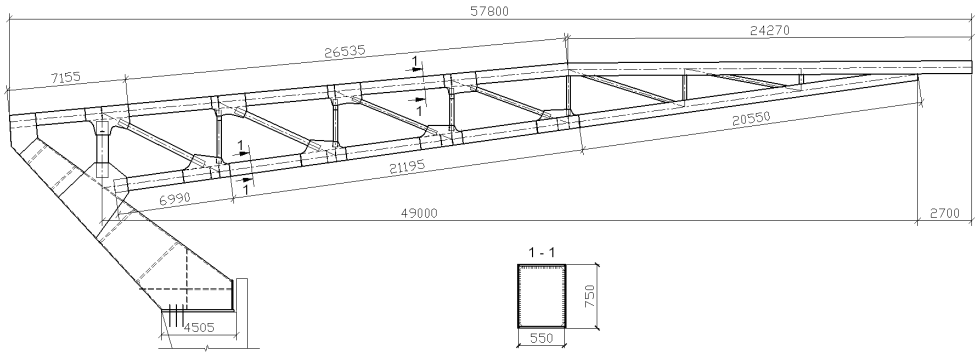
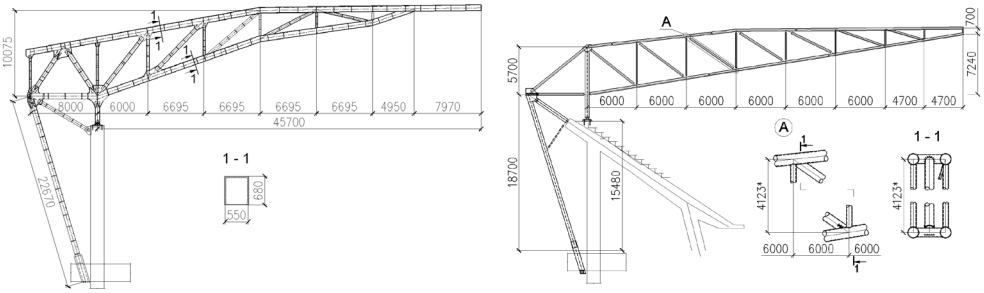


Рис. І.18. Схема кроквяної ферми покриття

Однак, після заміни замовником генпідрядника з «Alpine Bau GmbH» на ТОВ «Азовінтекс» за завданням останнього генеральне проектування стадіону продовжило ТОВ «Діпромез», а коригування конструктивних рішень металевих конструкцій покриття – ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського». При цьому не тільки були застосовані сталеві відтяжки задля кріплення кроквяних ферм до залізобетонних конструкцій трибун, а й було запропоновано виконати ці самі ферми з круглих сталевих труб, що в результаті дозволило скоротити витрату сталі на покриття до 4000 т (рис. І.19).



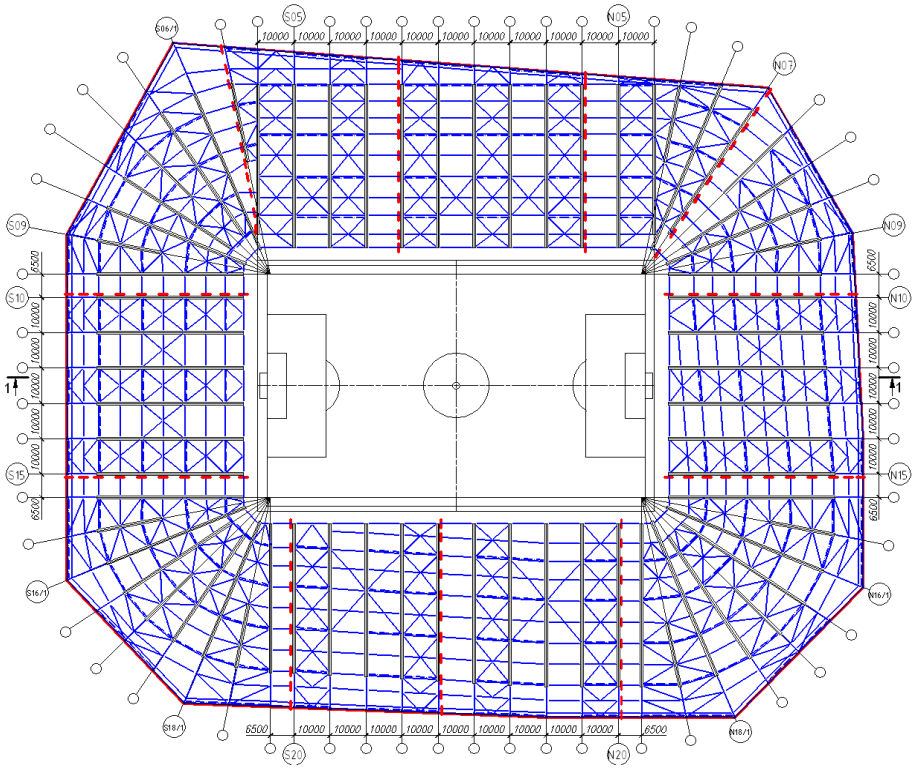
а *б*

Рис. І.19. Схема кроквяних ферм із відтяжками: *а* – варіант ТОВ «Діпромез»; *б* – варіант ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

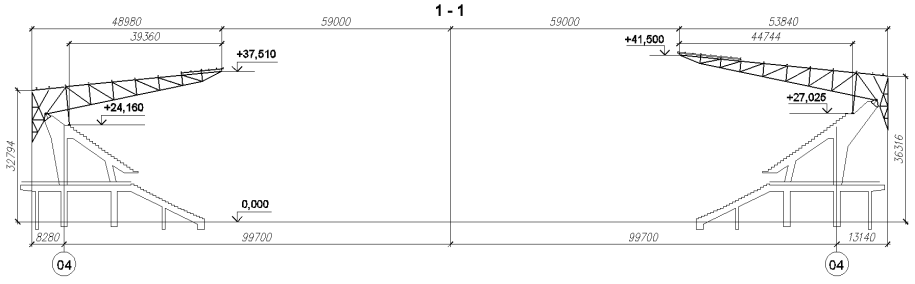
У подальшому замовником, а також новими генпідрядником ТОВ «Альткомкиївбуд» і генпроектувальником ТОВ «Арніка» були внесені додаткові зміни до архітектурно-будівельної частини проекту, а ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського» з урахуванням цих змін розробило новий проект покриття, у якому не тільки була встановлена його остаточна геометрична форма і розташування конструктивних елементів (рис. І.20, *а*), а й запропоновані нові проектні рішення просторових кроквяних ферм (рис. І.20, *б*), елементи яких прийняті з круглих сталевих труб (рис. І.20, *в*). Крім того було прийнято, що коефіцієнти надійності щодо відповідальності для несучих конструкцій покриття відповідають вимогам норм [6], значення кліматичних впливів встановлені виходячи з терміну експлуатації стадіону 50 років, а величина сейсмічності майданчика будівництва визначена у 6 балів за шкалою MSK-64. В результаті витрати сталі на покриття ще зменшились і склали 3100 т (у тому числі сталь С245 – 2070 т і сталь С345 – 1030 т).

Також із урахуванням прийнятих у проекті конструктивних рішень металоконструкцій покриття були відкориговані проектні рішення залізобетонних пілонів трибун із анкерними пристроями у зонах кріплення кроквяних ферм (рис. І.21). При цьому було передбачено, що анкери цих пристроїв діаметром від 48 до 72 мм і довжиною до 6 м виконуються зі сталі С345 і попередньо натягуються зусиллями величиною 80 % від їх несучої здатності після обетонування оголовків пілонів.

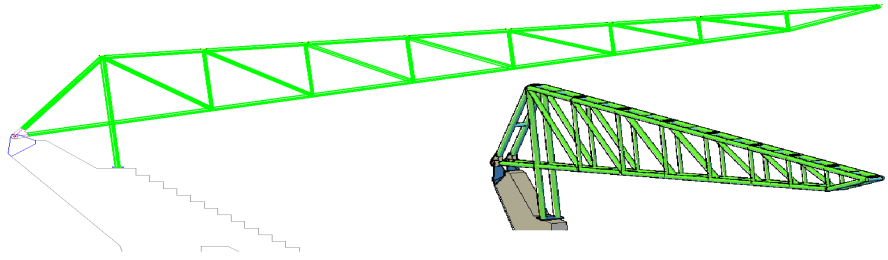
Таким чином, аналіз прийнятих конструктивних рішень просторових кроквяних ферм засвідчив, що вони мають низку переваг у порівнянні з усіма раніше запропонованими. При цьому головною перевагою стало істотне підвищення експлуатаційної надійності ферм внаслідок значного збільшення їх жорсткості з вертикальної площини і стійкості. Остання обставина також дозволила не тільки здійснити монтаж ферм без спеціального оснащення задля їх тимчасового розкріплення і значно скоротити кількість вертикальних в’язів, а й також повністю звільнити чашу стадіону на весь період будівництва з метою проведення інших видів будівельно-монтажних робіт.



а



б



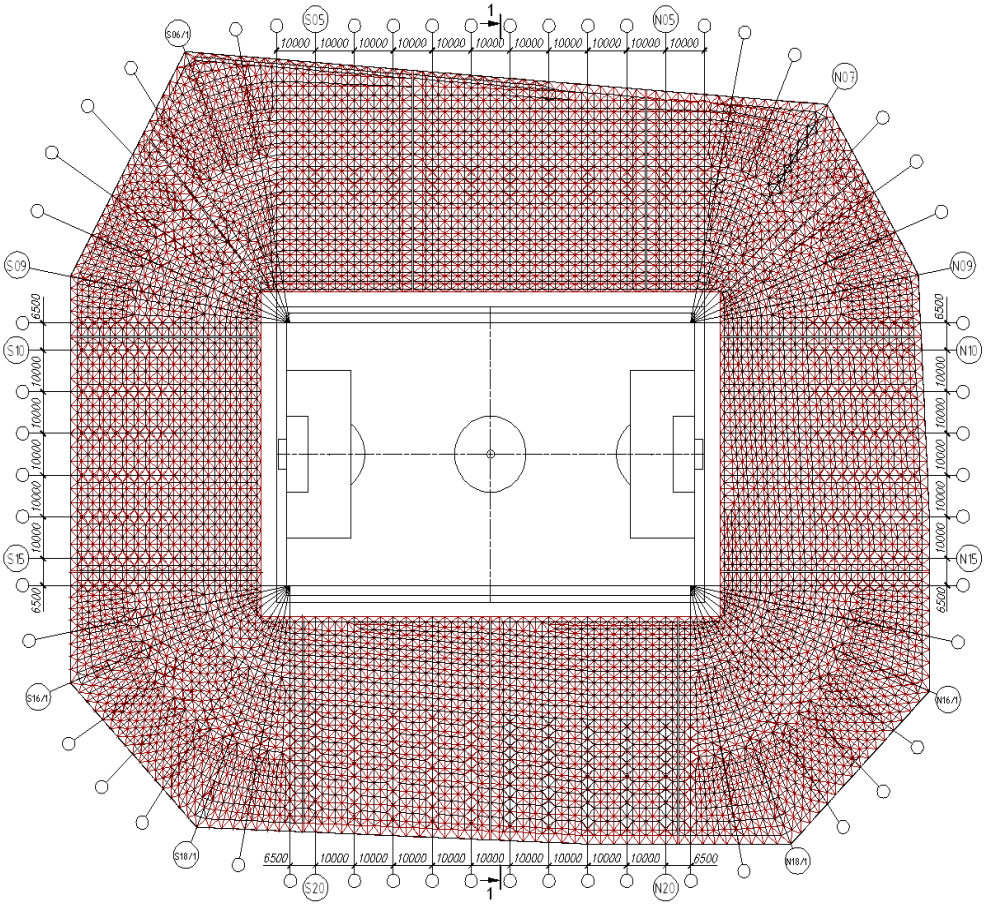
в

Рис. І.20. Новий проект стадіону «Арена Львів»: *а* – план і схема розташування елементів покриття уздовж верхніх поясів кроквяних ферм; *б* – поперечний переріз стадіону (південь – північ); *в* – схема просторових кроквяних ферм; ▬ ▬ ▬ – антисейсмічні шви

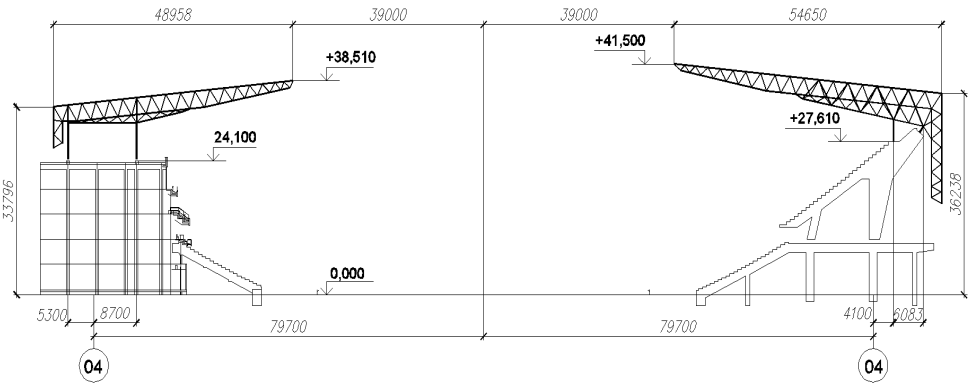
Рис. І.21. Армування оголовків залізобетонних пілонів із анкерними пристроями у зонах кріплення кроквяних ферм покриття

Однак у червні 2010 року замовником і генпідрядником ТОВ «Альткомкиївбуд» було прийнято рішення щодо розробки робочої документації та виготовлення металевих конструкцій покриття стадіону «Арена Львів» німецькою компанією «MERO-TSK International GmbH», а також адаптації цієї робочої документації до вимог українських нормативних документів ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського». При цьому було обумовлено, що геометрична форма покриття та поділ його антисейсмічними швами на окремі конструктивні блоки повинні відповідати раніше прийнятим рішенням, а розташування вузлів спирання нових металевих конструкцій покриття і конструкцій анкерних пристроїв повинні бути ідентичними раніше розробленим ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського».

Основні рішення металевих конструкцій покриття компанії «MERO-TSK International GmbH» представлені на рис. І.22. Причому, як випливає з рис. І.22, *а*, покриття розділене на одинадцять конструктивних блоків, кожен із яких включає прогони, структурні конструкції, кроквяні ферми, опорні стійки та опори. Прогони слугують для кріплення конструкцій покрівлі та стінового огородження. Структурні конструкції покриття і фасадів мають ортогональне розташування поясів і утворюють прямокутні чарунки розмірами близько 3,3×3 метри. А всі стержневі елементи, які створюють структуру, за допомогою наконечників болтового типу кріпляться до спеціальних вузлових деталей (рис. І.23), причому болти у цих з'єднаннях прийняті класу 10.9 із контрольованим зусиллям натягу величиною до 15 % від їх несучої здатності.



а



б

Рис. І.22.Схема розташування конструктивних елементів структурного покриття компанії «MERO-TSK International GmbH» (*а*) і поперечний переріз стадіону в напрямку «захід – схід» (*б*)

а *б*

Рис. І.23. Вузлова деталь для з'єднання стержневих елементів структури (*а*) і наконечник стержневого структурного елемента (*б*)

Структурні конструкції покриття спираються на кроквяні ферми змінної висоти, розташовані з кроком 10 м у центральних і 11,25 градуса за радіусами кіл у кутових секторах (рис. І.22, *а*). Кроквяні ферми мають консолі довжиною до 19 м і спираються на залізобетонні пілони трибун із використанням віддалених на 6 м один від одного спеціально розроблених опор двох типів, причому якщо на опори типу 1 ферми спираються через опорні стійки, то на опори типу 2 – через опорну деталь (рис. І.24). В свою чергу, опори кріпляться до залізобетонних пілонів трибун за допомогою анкерних болтів із подальшою підливкою опорних плит твердіючим розчином «Pagel».

Відправні марки поясів і двох опорних розкосів ферм об'єднуються фланцевими з'єднаннями, а решта розкосів – листовими накладками за допомогою високоміцних болтів класу 10.9 з контрольованим зусиллям натягу величиною 85% від їх несучої здатності.

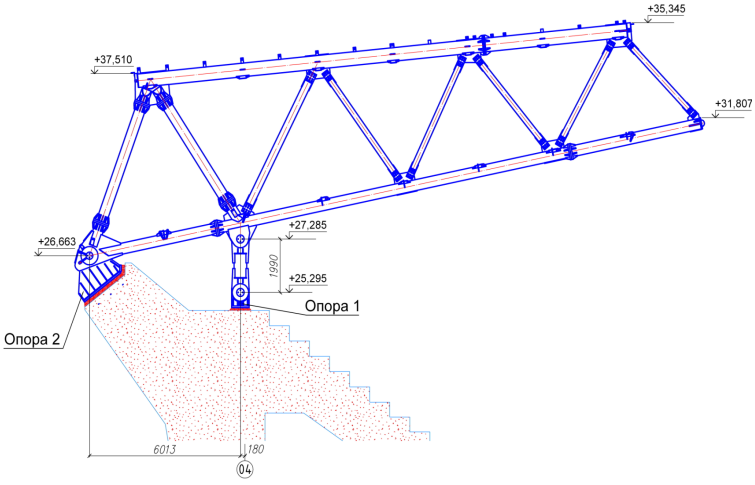


Рис. І.24. Схема кроквяної ферми

Стержневі елементи структур, кроквяних ферм і опорних стійок прийняті з круглих труб, деталі опор – із товстолистового прокату, а прогони – з двотаврів і швелерів. Металеві конструкції покриття виконані зі сталей марок S355J2H, S355J2+N, S355J2+N+Z25 і S355J2+AR, які мають гарантовані показники ударної в'язкості при температурі мінус 20° С. При цьому витрата стали на основні несучі металоконструкції покриття склала близько 2700 т.

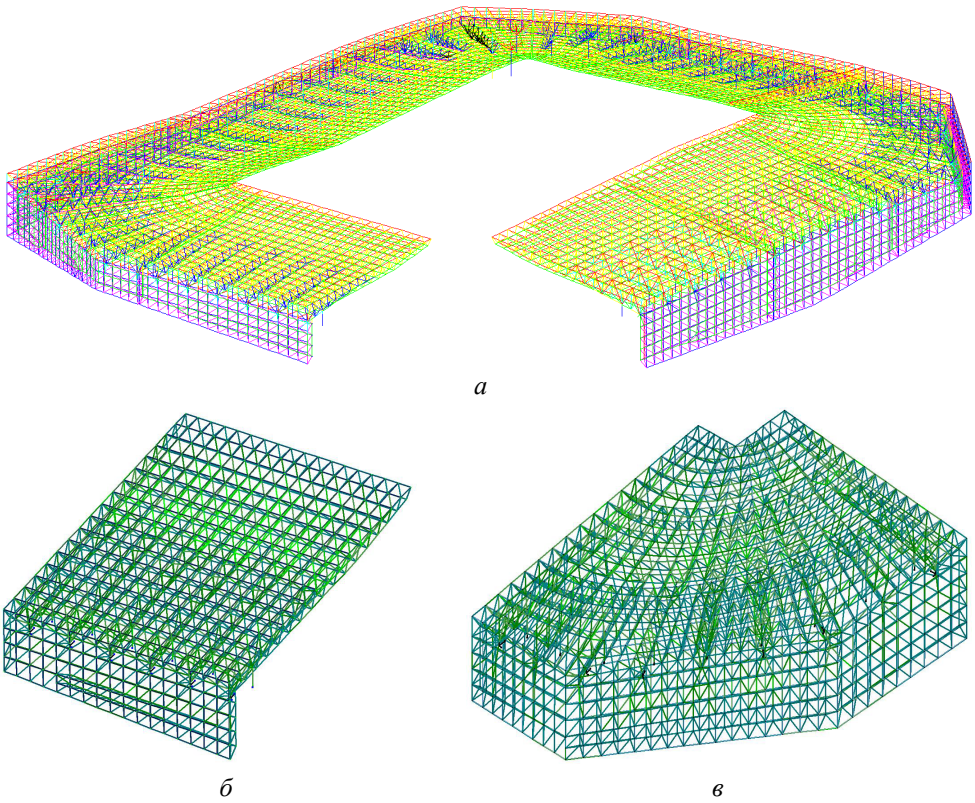
Адаптація робочої документації. На основі наданої компанією «MERO-TSK International GmbH» робочої документації в обсязі близько 530 креслень і 11 томів результатів розрахунків були складені розрахункові схеми металевих конструкцій покриття над трибунами, а також залізобетонних конструкцій каркасів трибун із урахуванням фундаментів і ґрунтової основи; визначені діючі навантаження і впливи відповідно до вимог норм [3, 7]; виконані розрахунки з урахуванням постійних і тимчасових (сніг, вітер) навантажень, впливу температури і сейсмічності майданчика будівництва з перевіркою несучої здатності всіх металевих конструктивних елементів покриття та анкерів анкерних пристроїв залізобетонних пілонів трибун; проведена адаптація робочої документації металевих конструкцій покриття з аналізом конструктивних рішень на відповідність їх вимогам українських нормативних документів.

Далі слід зауважити, що при проведенні адаптації робочої документації металевих конструкцій покриття було надано низку рекомендацій у частині усунення виявлених невідповідностей вимогам українських норм у 252 кресленнях і проведення випробувань застосованих сталей на ударну в'язкість при температурі мінус 40° С на зразках типу «Шарпі», з урахуванням яких компанія «MERO-TSK International GmbH» скоригувала креслення, внесла ряд уточнень у розрахунки, а також надала додатково виконані розрахунки вузлів ферм, фланцевих з'єднань і опор та протоколи випробувань сталей.

Саме тому у цілому в висновку, підготовленому за результатами адаптації, був відзначений високий рівень виконаної компанією «MERO-TSK International GmbH» робочої документації, а також вказано на те, що геометрична форма покриття і навісних фасадів відповідає затвердженому проекту; прийняті конструктивні схеми металевих конструкцій забезпечують їх просторову жорсткість і стійкість, а їх розрахункові схеми еквівалентні конструктивним схемам; розташування антисейсмічних швів у конструктивних блоках покриття та залізобетонних конструкціях трибун ідентичне.

Дублюючі розрахунки. Згідно вимогам норм [8] будівельні конструкції стадіонів, що будуються, підлягають обов'язковому науково-технічному супроводу. Тому замовником було прийнято рішення про виконання цієї роботи під проводом ДП «Донецький ПромбудНДІпроект», який розробив програму науково-технічного супроводу проектування і будівництва стадіону «Арена Львів». Відповідно до цієї програми ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського» були виконані дублюючі перевірочні розрахунки несучих металоконструкцій покриття, метою яких було дослідження конструктивної схеми покриття і перевірка перерізів усіх його елементів на міцність і стійкість під дією розрахункових сполучень зусиль. Розрахункова

модель металевих конструкцій покриття була сформована на основі розробленої компанією «MERO-TSK International GmbH» його просторової моделі, яка не тільки точно відображає просторову конструктивну схему покриття, а й включає усі його основні несучі елементи (рис. І.25).



а

б *в*

Рис. І.25. Розрахункові моделі металевих конструкцій покриття стадіону «Арена Львів»: *а* – загальна; *б*, *в* – конструктивних блоків над південними і південно-східними трибунами відповідно

Велику увагу при виконанні дублюючих перевірочних розрахунків покриття було приділено збиранню навантажень і визначенню їх розрахункових сполучень. При цьому особлива увага була приділена визначенню реальної картини розподілу вітрового тиску на поверхні покриття у зв'язку з його нетривіальною і несиметричною геометричною формою, що викликало необхідність проведення не лише чисельних аеродинамічних досліджень моделі стадіону, а й випробувань його фізичної моделі у масштабі 1:350 в аеродинамічній трубі.

Аналіз результатів цих досліджень засвідчив, що отримані значення вітрового тиску на покриття з урахуванням заповнення трибунами і навісними фасадами проміжків між покриттям і рівнем землі виявились значно

меншими, ніж рекомендовані [7] для подібних споруд та прийнятих компанією «MERO-TSK International GmbH» при виконанні розрахунків (рис. І.26). Тому з урахуванням останнього, усі дублюючі розрахунки покриття були виконані при значеннях вітрового тиску, встановлених за результатами проведених аеродинамічних досліджень моделі стадіону.

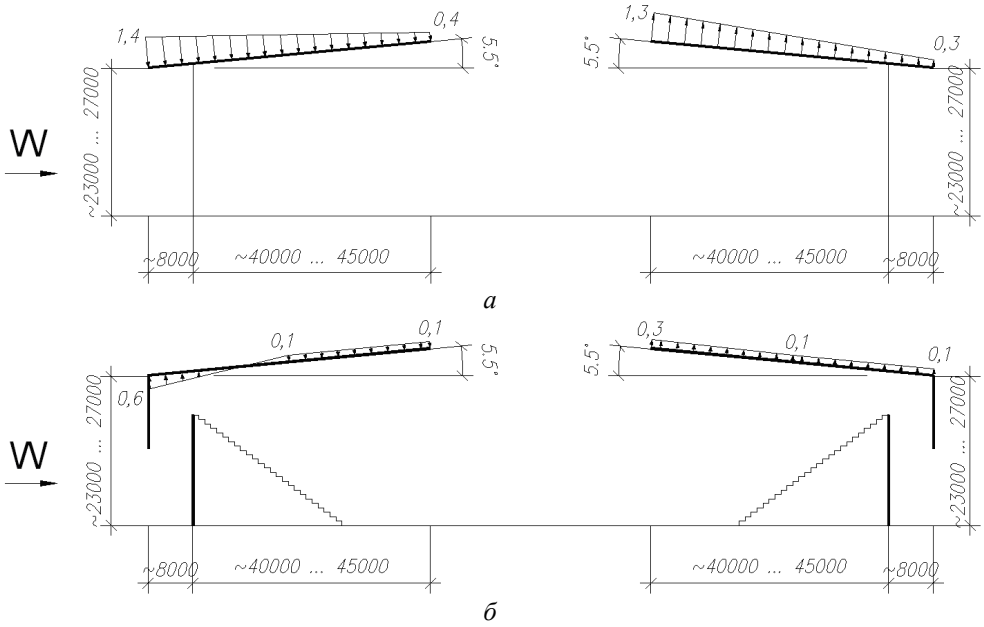


Рис. І.26. Епюри аеродинамічних коефіцієнтів C_{aer} покриття стадіону «Арена Львів», визначені відповідно до рекомендацій [7] (*а*) і результатів аеродинамічних досліджень (*б*)

Що стосується перевірки поперечних перерізів елементів металевих конструкцій покриття, то було встановлено, що вони відповідають вимогам українських норм за міцністю і стійкістю, а величини прогинів і переміщень знаходяться у допустимих межах. Також слід зазначити, що розрахункові сполучення зусиль у всіх елементах металевих конструкцій конструктивних блоків покриття за даними ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського» виявились меншими на 20 – 30 % порівняно з розрахунками компанії «MERO-TSK International GmbH». Це пояснюється завищенням останньою значень діючих навантажень з двох чинників. Перший полягає в тому, що для снігового навантаження не був врахований рекомендований нормами [25] коефіцієнт $\mu = 0{,}8$ для покриттів із малими ухилами, що викликало збільшення розрахункових сполучень зусиль на 10 – 15 %. А другий характеризується тим, що значення вітрового тиску на покриття через відсутність на час проведення розрахунків даних аеродинамічних досліджень були прийняті за вимогами норм [7], що також призвело до збільшення розрахункових сполучень зусиль ще на 10 – 15 %.

Особливості виготовлення і монтажу металоконструкцій. Металоконструкції покриття стадіону «Арена Львів» були виготовлені компанією «MERO-TSK International GmbH». Причому сертифікати на поставлені металоконструкції свідчать, що вони виготовлені зі сталей, зазначених у робочій документації. Окрім того, зразки застосованих сталей листового прокату, труб із стінкою завтовшки більше 5 мм, вузлових деталей і болтів класу 10.9 випробувані на ударну в'язкість при температурі мінус 40° С із наданням копій протоколів випробувань, а всі стержні, в яких з'єднання круглих труб із кінцевими конусами виконувались лазерним зварюванням, після їх виготовлення пройшли випробування на зусилля розтягу, значення яких дорівнюють несучій спроможності болтових кріплень.

Монтаж металоконструкцій покриття був виконаний ТОВ «Завод «Майстер-Профі Україна», шеф-монтаж – компанією «MERO-TSK International GmbH», а авторський нагляд під час монтажу цих конструкцій – ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського». У цьому сенсі привернемо увагу до того, що при проектуванні покриття особливу увагу було звернуто на технологічність виготовлення та забезпечення можливості монтажу несучих металевих конструкцій покриття укрупненими блоками з метою спрощення і пришвидшення будівельних робіт. Тому всі металеві конструкції покриття попередньо укрупнювались на рівні землі у монтажні блоки, задля чого були розроблені і виготовлені спеціальні укрупнювальні стенди в обсязі 77 т, а подальший монтаж цих блоків був здійснений відповідно до розробленого ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» проекту виробництва робіт із використанням спеціально розроблених і виготовлених тимчасових опор в обсязі 250 т. Схема розбивки металевих конструкцій покриття на монтажні блоки представлена на рис. І.27, а їх укрупнення на стендах у монтажні блоки – на рис. І.28.

Встановлення монтажних блоків вагою до 116 т у проектне положення було здійснене унікальним краном Liebherr LR 1600/2 вантажопідйомністю 600 т (рис. І.29). При цьому монтажні блоки покриття закріплювались на стаціонарних опорах і одночасно фіксувалися на тимчасових опорах, що дозволяло регулювати геометрію монтажних блоків у вертикальній і горизонтальній площинах при їх об'єднанні стержневими елементами в єдиний конструктивний блок. Тому задля цього на тимчасових опорах була розміщена монтажна оснастка, що включала спеціальні домкратні пристрої та інші монтажні пристосування (рис. І.30).

Монтаж усіх конструктивних блоків покриття був завершений у вересні 2011 року, а на рис. І.31 наведений загальний вигляд змонтованих металоконструкцій станом на 1 червня 2011 р. Усього буде змонтовано понад 60 тисяч відправних марок конструктивних елементів, для чого було витрачено понад 110 тисяч високоміцних болтів діаметром від 12 до 64 мм.

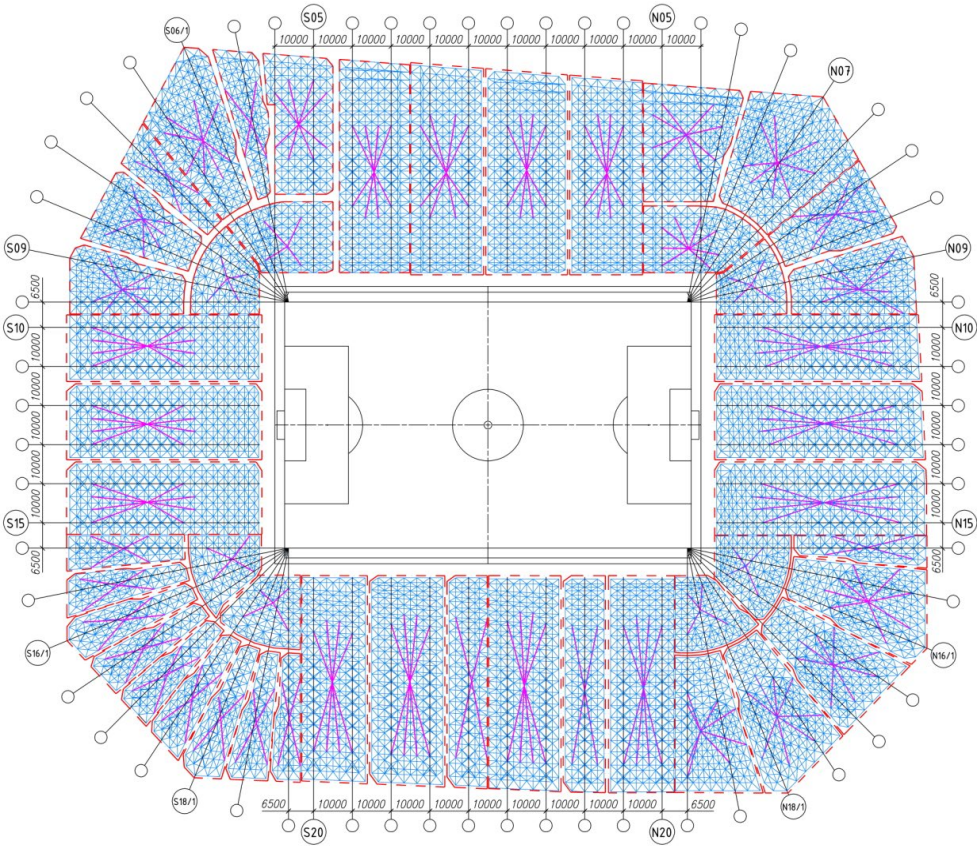


Рис. І.27. Схема розбивки металевих конструкцій покриття на монтажні блоки

Рис. І.28. Укрупнення металевих конструкцій покриття на стендах у монтажні блоки

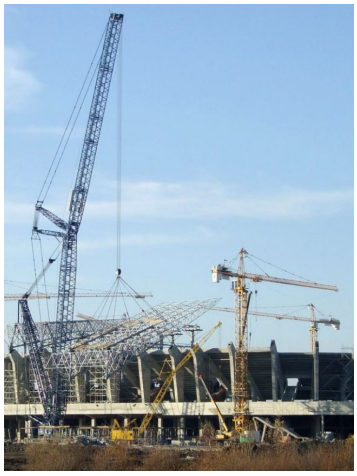


Рис. І.29. Встановлення монтажного блока покриття у проектне положення

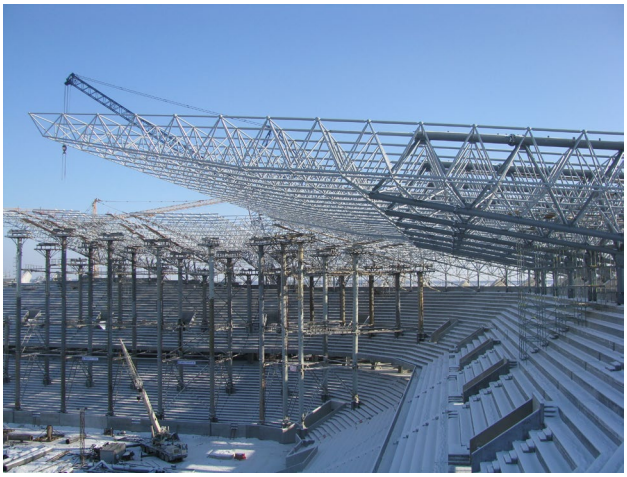


Рис. І.30. Тимчасові опори для встановлення монтажних блоків покриття над східними трибунами і регулювання їх геометрії при подальшому об'єднанні в єдиний конструктивний блок

Рис. І.31. Загальний вигляд змонтованих металоконструкцій покриття стадіону «Арена Львів»

Наприкінці зазначимо, що оперативне вирішення багатьох технічних питань, що виникали під час будівництва стадіону «Арена Львів», розробниками робочої документації, виробниками і монтажниками, дозволило у стислі терміни провести монтаж покриття над трибунами цього стадіону.

§ І.4. Стадіон «Дніпро» у м. Дніпропетровську

Концептуальне рішення. Перш за все зауважимо, що новий стадіон у м. Дніпропетровську для футбольного клубу «Дніпро» (рис. І.32) розташований на місці старого стадіону «Металург». Площа стадіону складає близько 32000 м^2, а загальна площа забудови – 200000 м^2.

а

б

Рис. І.32. Загальний вигляд стадіону ФК «Дніпро» з прилеглою територією:
а – з північного боку; *б* – з південного боку

Генеральний підряд на будівництво стадіону отримала німецька компанія «Hochtief Aktiengesellschaft», а більшість проектних і будівельних

робіт були виконані українськими організаціями. А саме: генеральним проектувальником стадіону було ТОВ «Архітектурне бюро «Ю. Серьогін», а проектування металевих конструкцій покриття над трибунами виконало ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського».

Трибуни стадіону розраховані на 31 тисячу глядачів. Трибуни запроектовані одноярусними, конструктивно виконані з залізобетонної рамної системи і мають 41 ряд для глядачів (рис. І.33). Із західного боку трибун розташований вбудований VIP-корпус, у якому передбачено 1062 місця й інші зручності для VIP-відвідувачів. Основними несучими елементами трибун слугують поперечні залізобетонні двоповерхові і двопролітні рами з похилим ригелем і консолями, розташовані з кроком 10,2 – 10,7 м. Поміж поперечними рамами встановлено 2134 пролітні складчасті залізобетонні елементи різного контуру в плані, на яких безпосередньо розміщені місця для глядачів.

Одним із найбільш відповідальних і складних елементів стадіону є консольне покриття над його трибунами, виліт якого досягає 30 м, а площа – 22000 м^2. Кажучи взагалі, покриття такого масштабу відносяться до розряду унікальних просторових систем і виконуються, як правило, з легких металевих конструкцій. У даному ж випадку для покриття була застосована консольно-фермова конструктивна схема, яка вдало поєднує архітектурно-естетичні і експлуатаційні властивості.

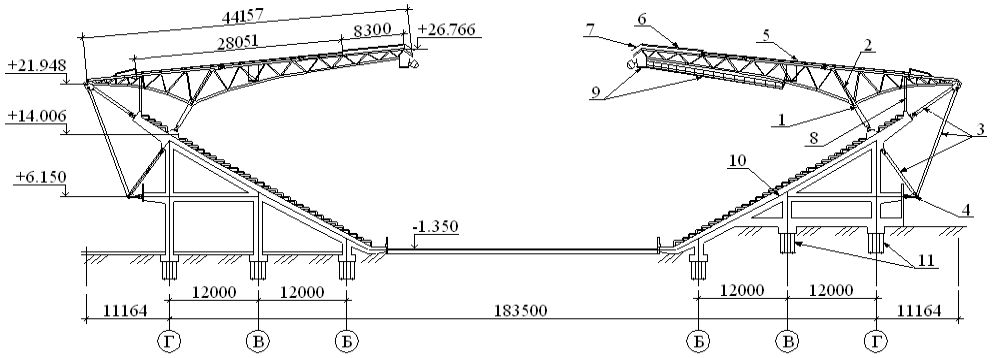


Рис. І.33. Поперечний переріз стадіону:
1 – опорні стійки; 2 – підкроквяні ферми; 3 – система розпірок і відтяжок; 4 – шарнірний балансир; 5 – покрівля по профільованому настилу; 6 – світлопрозоре покриття з полікарбонату; 7 – фронтон; 8 – захисний екран; 9 – технологічні містки; 10 – несучі поперечні залізобетонні рами трибун; 11 – палева основа

Конструктивне рішення. Несучий каркас консольного покриття вирішений у вигляді системи двоконсольних ґратчастих ферм, розташованих уздовж периметра стадіону з кроком 10,2 – 10,7 м, який відповідає кроку рам залізобетонних конструкцій трибун (рис. І.33). У прольотах поміж фермами з кроком 3,0 – 3,6 м встановлена регулярна система ґратчастих про-

гонів, на яку укладено покрівельне покриття. Двоконсольні ферми запроектовані плоскими, змінної висоти з трубчастих профілів. Їхній нижній пояс прийнятий криволінійним, кривина якого практично відповідає кривині контуру епюри розподілу вигинаючи моментів. Кожна ферма має опору в межах трибун (із метою зменшення консольного вильоту покриття), продовжується своєю хвостовою консольною частиною за їх зовнішній контур і на вильоті 17,15 м від опори прикріплюється хвостовиком до поперечних залізобетонних рам системою розпірок і відтяжок задля утримання передньої консольної частини. Опорні стійки ферм розташовані у верхніх зонах трибун і виконані похилими у бік переднього звису (рис. І.34).

Рис. І.34. Опорні стійки ферм

Ферми спираються на залізобетонні конструкції трибун за допомогою розрідженої сітки колон і на підкроквяні ферми. А з метою передачі на поперечні залізобетонні рами зусиль розпору від хвостовиків ферм у місцях розташування опорних стійок влаштовані похилі розподільні ферми, за компоновкою аналогічні підкроквяним. Вкажемо ще й на те, що вказана комбінована система підкроквяних і розподільних ферм прийнята задля виключення дисбалансу опорних зусиль величиною до 390 тс, які передаються від покриття на залізобетонні конструкції трибун. Крім того, з метою виключення можливості перекидання покриття всі хвостовики ферм прикріплені до поперечних залізобетонних рам трибун відтяжками, які закріплені в них на рівні обхідних майданчиків на позначці +6,150 м за допомогою балансирних систем, що коливаються (рис. І.35).

Рис. І.35. Система закріплення несучих ферм

Позаяк несучі ферми розташовані з кроком 10,2 – 10,7 м, то прогони поміж ними прийняті у вигляді ажурних ґратчастих ферм, верхній пояс яких має прямолінійний, а ніжній – арочний контур. При цьому опорні кінці арок прикріплені до вузлів нижнього поясу несучих ферм, а самі арки із стрілою підйому, що поступово збільшується, створюють оригінальний зоровий образ внутрішнього інтер'єру.

Конструкція покрівлі покриття прийнята багатошаровою й складається з несучого профільованого настилу, шару звукоізоляції із звукопоглинальних матів на основі мінерального волокна і верхньої плоскої фальцевої покрівлі з оцинкованого і пофарбованого сталевого листа. Крім того, у крайній частині консольного покриття від внутрішньої кромки по всьому його периметру на ширину 8,3 м передбачена світлопрозора зона з полікарбонатних листів системи «Макролон» завтовшки 16 мм.

Також вкажемо на те, що всі конструктивні елементи покриття були максимально уніфіковані за типорозмірами й видами профілів прокату. Несучі ферми виконані з цільнотягнутих труб діаметром до 300 мм із товщиною стінки до 16 мм. А з'єднання елементів ферм прийняті переважно безфасоночними, що забезпечує високі експлуатаційні і естетичні властивості конструкцій.

Виготовлення і монтаж металоконструкцій. При проектуванні консольного покриття особливу увагу було звернено на технологічність виготовлення металоконструкцій з максимальним виключенням зварювання під час монтажу, оскільки при металоємності покриття 1300 т і загальній довжині всіх ферм 2700 м протяжність монтажних швів могла б вилитися у кілометри. І саме тому всі з'єднання конструктивних елементів були здійснені за допомогою шкворневих шарнірів (75 % із яких знаходяться у вузлах між відтяжками й балансирами, а 25 % – поміж іншими елементами) для розтягнутих і опорних фланців – для стиснутих стиків. Зауважимо, що шкворневі шарніри виконані у вигляді сережок, які заходять одна в одну, об'єднаних одним великим пальцем – шкворнем. Відзначимо, що застосоване рішення значно спростило і прискорило будівельні роботи, оскільки для монтажу всіх металоконструкцій покриття було використано всього біля 500 шкворнів загальною вагою 31 т, виконаних із кругляка діаметром 130, 170 і 200 мм.

Виготовлення металоконструкцій покриття здійснювало ВАТ «Дніпропетровський завод металоконструкцій ім. І.В. Бабушкіна». Оскільки несучі ферми і прогони консольного покриття запроектовані з криволінійними поясами, то необхідно було виконати вигин труб діаметром до 300 мм із товщиною стінки до 16 мм. Тому виготовлення проводилось із використанням спеціального 300-тонного преса, а також, враховуючи подібність геометричних параметрів елементів – із використанням кондукторів, що забезпечило не тільки високу точність виготовлення елементів, але й їхню монтажну сумісність.

Монтаж металоконструкцій покриття був виконаний ВАТ «Дніпростальконструкція». Оскільки всі проектні рішення покриття були виконані з урахуванням максимального виключення зварювання при монтажі й забезпечення можливості монтажу укрупненими блоками, то на збирання, наприклад, одного балансирного шарніра з встановленням трьох шкворнів, розрахованих на сприйняття зусиль до 150 тс, витрачалось всього біля 15 – 20 хвилин. При цьому автоматично забезпечувалась висока точність геометричного положення елементів за рахунок дотримання заданих допусків при їх заводському виготовленні. Крім того, застосування шкворнів у вузлових з'єднаннях забезпечило також простий навісний монтаж ферм, кількість яких вимірювалась сотнями.

Розрахунок конструкцій і результати аеродинамічних випробувань. Розрахунок конструкцій стадіону був виконаний з використанням програмно-обчислювального комплексу «SCAD». При цьому консольне покриття було виділене в окремий конструктив, встановлений на основу, що не деформується (трибуни). Розрахункова схема покриття досить точно відображала його просторову конструктивну схему і включала блоки між температурно-деформаційними швами, влаштованими в кутових зонах трибун уздовж стиків між їх прямолінійними і криволінійними ділянками.

Особлива увага при розрахунках покриття була приділена збиранню навантажень і визначенню їхніх розрахункових сполучень. Позаяк проектування об'єкту проводилось безпосередньо перед набранням чинності нових будівельних норм [7], що знаходились у процесі затвердження, то з ме-

тою визначення величин снігових навантажень на майданчику будівництва в Гідрометцентрі України були отримані статистичні дані за 50-річний період спостережень. На підставі цих даних задля розрахунку були призначені величини нормативних снігових навантажень із повторюваністю 1 раз у 100 років, які виявились майже у два рази більшими за наведені у старих нормах (Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85. – Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.) і повністю кореспондувались із даними норм [7], що набрали чинності з 1.01.2007 р. Більше того, вже згадані старі норми, які діяли на момент проектування, не давали змоги навіть визначити реальну картину розподілу вітрового тиску на поверхні покриття внаслідок його нетривіальної геометричної схеми, що викликало необхідність проведення аеродинамічних досліджень. При цьому дуже характерним було те, що отримані експериментально дані щодо вітрового тиску на покриття виявились значно меншими за рекомендовані у старих нормах для подібних споруд, чому сприяла вдало вибрана геометрична форма покриття з ухилами близько 6 градусів. А позитивні величини тиску вітру на покриття виявились тільки в достатньо малих зонах і лише при деяких напрямах вітру. Слід також відзначити, що такий сприятливий розподіл вітрового тиску спостерігався тільки тоді, коли поміж верхніми рядами трибун і покриттям влаштовувався на всю висоту захисний екран, який перешкоджав наскрізному плину повітря під покриттям. При цьому зниження величин вітрових навантажень досягало півтора рази.

§ І.5. Стадіон «Динамо» ім. В.В. Лобановського у м. Києві

Концептуальне рішення. Стадіон футбольного клубу «Динамо» ім. В.В. Лобановського (рис. І.36) знаходиться у центрі м. Києва і розташований у міській парковій зоні поблизу річки Дніпро. Площа стадіону складає близько 32000 м^2, а загальна площа забудови – 77000 м^2.

Генеральне проектування реконструкції стадіону виконало ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського». Реконструкція стадіону, окрім власне реконструкції його чаші зі збільшенням кількості місць для глядачів приблизно у два рази, включає надбудову четвертого поверху адміністративного корпусу (рис. І.36, *а*), облаштування двох вбудованих VIP-корпусів різної місткості і консольного покриття над трибунами. Крім того, передбачено повне оновлення пристадіонної інфраструктури шляхом створення автостоянок для футбольних команд, триповерхової автостоянки для офіційних осіб, VIP-відвідувачів, представників ЗМІ і уболівальників, гелікоптерного майданчика, шляхів незалежного проходу і евакуації глядачів.

Трибуни стадіону розраховані на 31 тисячу глядачів. На північно-західних і південно-східних трибунах (рис. І.37, *б*, *в*) знаходяться вбудовані VIP-корпуси (головний з яких розташований на північно-західних трибунах), в яких передбачено не тільки 690 місць та інші зручності для VIP-відвідувачів, а й центральна ложа, приміщення для телебачення, операторів, коментаторів і охорони, ресторани, бари, офіси та таке інше.

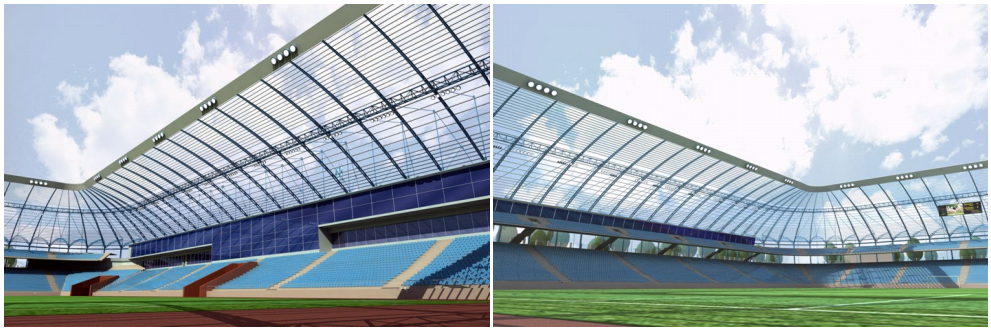
а

б

Рис. І.36. Загальний вигляд стадіону ФК «Динамо» ім. В.В. Лобановського з прилеглою територією з північно-західного (*а*) і південно-східного боку (*б*)

Найбільш відповідальними і складними елементами стадіону є четвертий поверх адміністративного корпусу, що надбудовується, площею 3360 м^2 і консольне покриття над трибунами, виліт якого досягає 26,5 м, а площа – 15000 м^2.

а

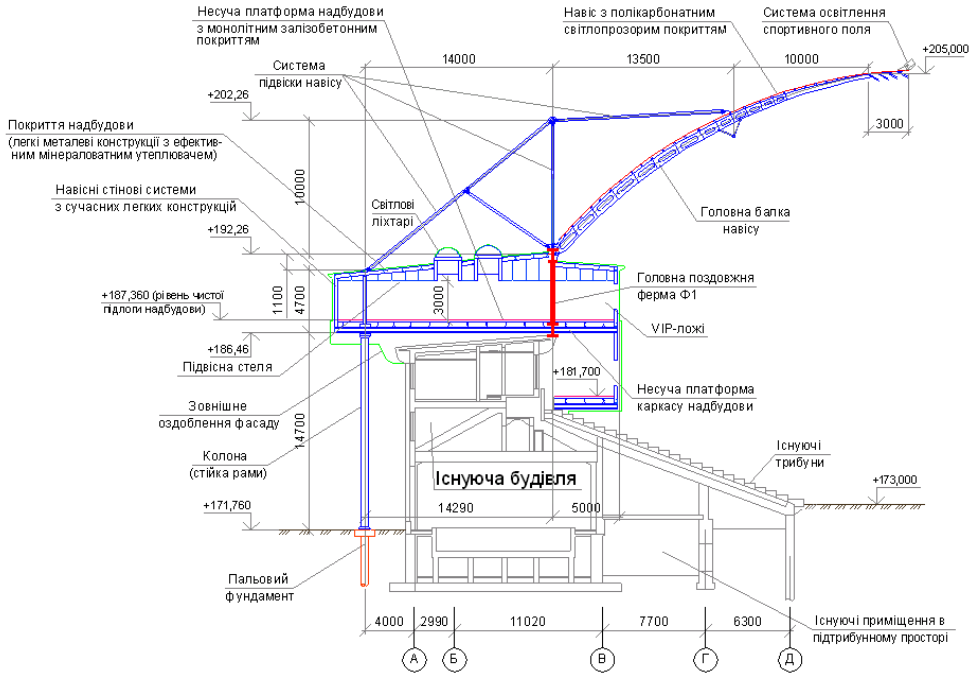


б *в*

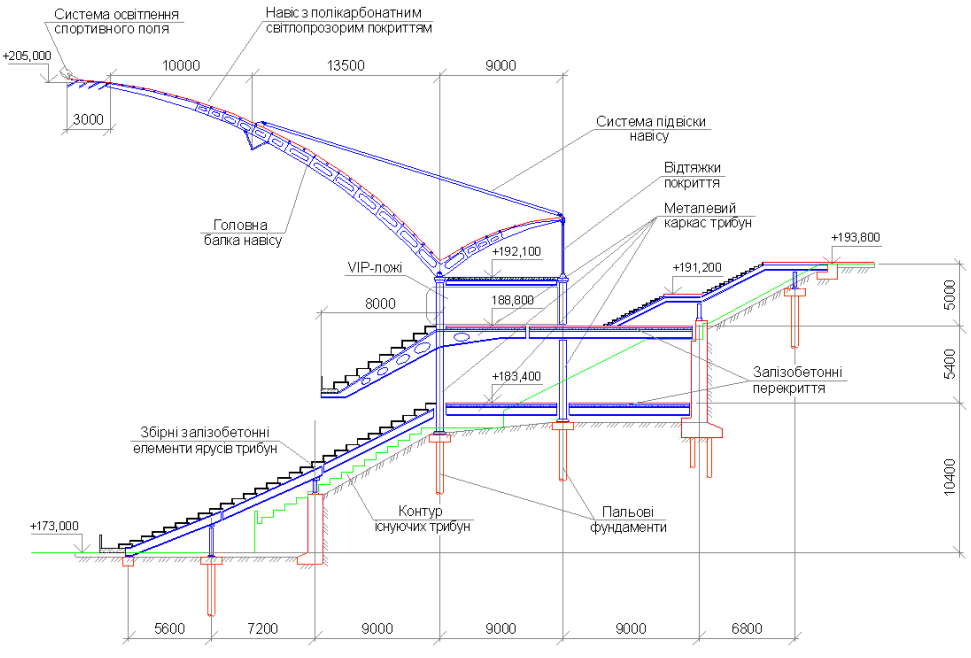
Рис. І.37. Загальний вигляд фасаду адміністративного корпусу (*а*), північно-західних (*б*) і південно-східних (*в*) трибун стадіону

Конструктивне рішення. Трибуни стадіону запроектовані одно- і двоярусними (рис. І.38) із розташуванням їх складчастих залізобетонних елементів (призначених для безпосереднього розміщення глядацьких місць) на похилих ригелях: залізобетонних – для трибун першого і полегшених металевих – для трибун другого ярусу. Похилі ригелі трибун першого ярусу частково розташовуються на несучих поперечних залізобетонних рамах (рис. І.38, *а*), а частково, унаслідок вдалого розташування трибун на існуючому рельєфі місцевості, – на несучих залізобетонних колонах (рис. І.38, *б*). Несучі елементи трибун другого ярусу конструктивно виконані металевої рамної системи. В цілому трибуни мають від 22 до 30 рядів для глядачів.

Головними особливостями надбудови четвертого поверху адміністративного корпусу є, по-перше, його повна функціональна і конструктивна відокремленість від існуючої будівлі і, по-друге, повне виключення будь-якого втручання при проведенні будівельних робіт в існуючі підтрибунні приміщення. Тому четвертий поверх конструктивно вирішений у вигляді прямокутного об’єму завдовжки 148 м, завширшки 21 м і заввишки чистоті 3 м, рівень низу якого знаходиться на позначці 186,46 м (рис. І.38, *а*).



а



б

Рис. І.38. Поперечний переріз північно-західних трибун стадіону з адміністративним корпусом (*а*) і південно-східних трибун (*б*)

Внутрішній об'єм четвертого поверху за всією своєю довжиною розітнутий великопрольотною несучою фермою з прольотами 62,5 і 67 метрів і заввишки близько 5 м (елементи якої проходять у товщі стін і перегородок і не обмежують корисний простір приміщень), що спирається на чотири опорні колони (рис. І.38, *а*). Причому особливістю вказаних колон є те, що вони розміщені поза межами існуючої будівлі уздовж її трибунного фасаду, а саме: дві з них знаходяться в зонах проходів для глядачів, а дві – поблизу торцевих стін.

Що ж стосується нижньої несучої платформи четвертого поверху, то зауважимо, що ця платформа конструктивно вирішена як балочна клітина з головними поперечними балками, розташованими з кроком 12 м. Також зазначимо, що балки спираються з боку головного фасаду на 15 опорних колон, які знаходяться на відстані 4 м від фасаду, а з боку трибун – на нижній пояс великопрольотної несучої ферми. У цьому сенсі слід сказати, що конструкція покриття четвертого поверху адміністративного корпусу виконана аналогічно його нижній несучій платформі. При цьому балочна клітина покриття з боку головного фасаду спирається на продовження опорних колон, що підтримують нижню платформу, а з боку трибун – на верхній пояс великопрольотної несучої ферми.

Перейдемо до розгляду консольного покриття над трибунами стадіону. Вказане покриття виконане у вигляді підвісної системи, одноконсольної над північно-західними (рис. І.38, *а*) й двоконсольної над південно-східними трибунами (рис. І.38, *б*) і запроектоване з застосуванням консольних криволінійних балок із перфорованою стінкою (крок яких дорівнює 6 м), що безпосередньо формують його каркасну систему.

Зупинимось тепер детальніше на вузлах обпирання криволінійних балок. Над північно-західними трибунами вказані вузли влаштовані у верхніх вузлах великопрольотної несучої ферми. У цих же вузлах розташовані стійки, які, по-перше, сприймають вертикальні зусилля від підвісної системи покриття і, по-друге, передають через відтяжки підвісної системи горизонтальні зусилля від покриття на опорні колони, що знаходяться з боку головного фасаду (рис. І.38, *а*). Над усіма іншими трибунами вузли обпирання криволінійних балок розташовані на оголовках колон, що підтримують верхній ярус трибун (рис. І.38, *б*). При цьому ці ж вузли використовуються задля обпирання задніх кронштейнів, які проходять над евакуаційною галереєю, до яких кріпляться закріплені в задній контурній підпірній стінці відтяжки підвісної системи покриття.

По всіх криволінійних балках каркасної системи консольного покриття над трибунами укладені прогони і світлопрозоре покриття з полікарбонатних листів. Останнє додає конструкції покриття практично «невагомий» вигляд і дозволяє вдало поєднувати вражаючі архітектурні характеристики з необхідними експлуатаційними властивостями.

§ І.6. Стадіон «Ювілейний» у м. Суми

У рамках реалізації програми Сумської обласної державної адміністрації з розвитку інфраструктури міста Суми виконано будівництво стадіону «Ювілейний», удостоєного такої назви у зв'язку з введенням в експлуатацію у переддень 10-ї річниці Незалежності України в 2001 році і напередодні 350-річного ювілею міста Суми. Стадіон розташований у центрі міста в рекреаційній зоні (міському парку ім. І.М. Кожедуба) на вулиці Гагаріна, 9. Стадіон є однією з головних архітектурних домінант загальноміського центру і структурним елементом центрального парку. Розташований на межі парку і центру міста, стадіон має зручні підходи, не лише співвіднесені з зупинками громадського транспорту, а й пов'язані з внутрішньоквартальними пішохідними зонами масиву житлової забудови на лівому березі річки Псел. Генеральним планом стадіону передбачена система пішохідних доріжок, сходів і оглядових майданчиків біля вхідних груп на території стадіону без порушення існуючої планувальної структури міського парку.

Зауважимо, до речі, що на місці стадіону «Ювілейний» із 1949 року знаходився стадіон «Спартак», який у 1968 році був реконструйований, а наприкінці 1980-х років повністю демонтований з метою звільнення майданчика для нового будівництва. Стадіон «Ювілейний» є виключно футбольним стадіоном, на якому відсутні бігові доріжки та легкоатлетичні сектори, проте він також орієнтований на проведення різноманітних концертних і культурно-масових заходів. Центральна трибуна стадіону виконана одноярусною, а три інші – двоярусними. Покриття трибун повністю накриває їх верхній і частково нижній ярус, а центральна трибуна накрита повністю (рис. І.39, І.40).

Проект стадіону «Ювілейний» розроблений інститутом «Сумипроект» (генеральне проектування) і Харківським комплексним відділенням інституту «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського» (металеві конструкції трибун і покриття) з урахуванням стандартів УЄФА, що висуваються до подібних споруд. Нижче представлено опис основних концептуальних та конструктивних рішень, які були прийняті при проектуванні стадіону «Ювілейний».

Концептуальне рішення. Стадіон вирізняється не лише сучасним архітектурно-художнім стилем і органічним розміщенням у навколишньому природному і міському середовищі, а й також має конструктивно раціональну форму і технологічне планування, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів. Стадіон розрахований на 30000 глядачів (у тому числі 25830 сидячих і 4170 стоячих місць), його площа складає близько 15000 м^2, а розміри натурального газону футбольного поля, що обігрівається, дорівнюють: довжина – 105 м і ширина – 68 м. Крім того загальна площа забудови стадіону становить близько 52000 м^2.

Проект стадіону, крім власне його чаші, включає облаштування окремої триповерхової будівлі багатофункціонального корпусу з центральної трибуною, що примикає до нього, а також покриття над усіма трибунами. Крім того, передбачено наявність розвиненої пристадіонної інфраструктури, що включає автостоянки для футбольних команд, офіційних осіб, VIP-відвідувачів, предс-

тавників ЗМІ та вболівальників, а також шляхів незалежного та безпечного проходу і евакуації глядачів. З цією метою влаштовано 26 виходів із чаші стадіону «Ювілейний», у тому числі 14 виходів із другого ярусу. Стадіон також обладнаний 17 воротами для виходу глядачів із його території у місто, а також 4 спеціальними в'їздами для автомобілів і різної техніки.

а

б

Рис. І.39. Загальний зовнішній вигляд стадіону «Ювілейний» з південного (*а*) і західного (*б*) боків

У триповерховій будівлі знаходяться адміністративні, офісні та технічні приміщення, необхідні для нормальної роботи стадіону, конференц-зала, прес-центр, VIP-ложі, приміщення для телебачення, операторів, коментаторів та охорони, роздягальні для футболістів і арбітрів, тренувальний зал, кімната делегатів ФФУ, лікувально-відновлювальний центр, а також безліч інших допоміжних приміщень.

а

б

Рис. І.40. Загальний внутрішній вигляд стадіону « Ювілейний»
з північно-західного (*а*) і північно-східного (*б*) боків

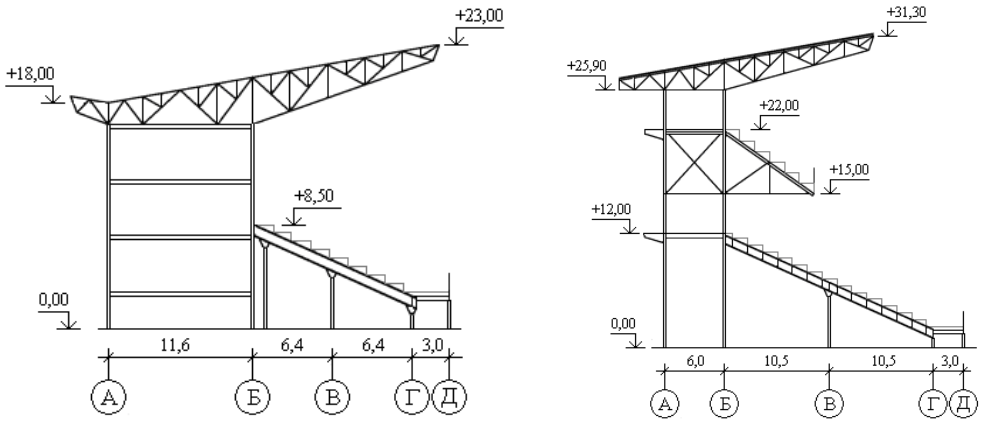
Покриття трибун стадіону в плані має форму замкнутого багатокутника й повною мірою забезпечує природну інсоляцію трав'яного газону. Уздовж внутрішнього периметра покриття відповідно до стандартів УЄФА встановлено світлотехнічне обладнання фірми «Ватра», що забезпечує необхідний рівень освітленості поля. Крім того, в центрі південної трибуни стадіону встановлено відеотабло виробництва угорської фірми «Відеотон» розміром 3,69×5,94 м.

Конструктивне рішення. Центральна трибуна стадіону виконана у традиційному стилі, розташована у західній стороні його чаші і примикає до багатофункціонального корпусу, а південна, північна і східна трибуни виконані з відкритим фасадом (рис. І.39, І.40). Основними елементами трибун є масивні конструкції сходових клітин, що представляють собою своєрідні ядра жорсткості каркаса й містять сходи для входу-виходу глядачів, які ведуть на верхню частину першого і на другий ярус. Усього уздовж периметра стадіону передбачено 14 таких сходових клітин, в тому числі по чотири на південних і північних трибунах і шести на східних. Зовнішні поверхні триповерхової будівлі і всіх сходових клітин оздоблені декоративною керамічною цеглою.

Звернемо тепер увагу на те, що наявність окремої триповерхової будівлі багатофункціонального корпусу і центральної трибуни, що примикає до нього, зумовило вибір загального конструктивного рішення чаші стадіону, яка складається з двох незалежних структурних блоків. Причому перший блок містить згадані раніше конструктиви, а другий – південну, північну і східну трибуни, розділені між собою деформаційними швами (рис. І.41).

Рис. І.41. План-схема розташування трибун стадіону «Ювілейний»

Над триповерховою будівлею знаходиться покриття, що виконує одночасно функцію несучої системи для його покрівлі та консольного навісу над центральною трибуною, що примикає (рис. І.42, *а*). Конструктивна схема другого структурного блоку являє собою трирівневу раму, перший рівень якої є трибунами нижнього ярусу стадіону, другий – консольними трибунами верхнього ярусу, а третій – консольним навісом над трибунами (рис. І.42, *б*).



а *б*

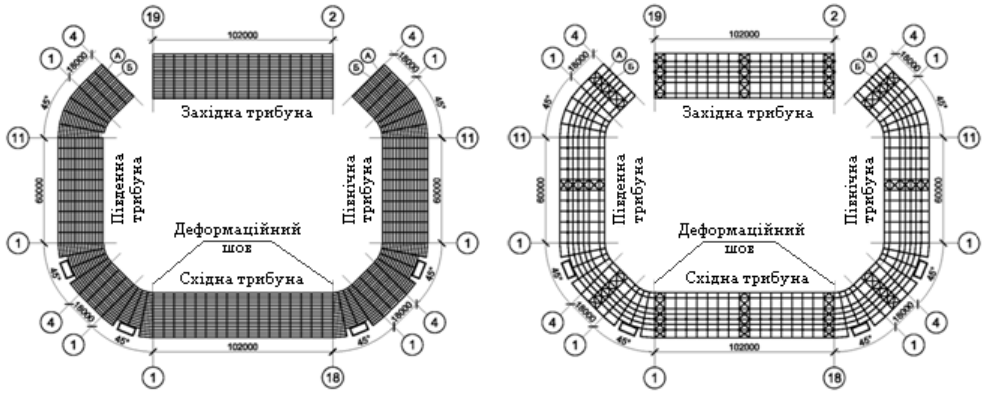
Рис. І.42. Поперечний переріз центральної трибуни стадіону з прилеглим багатофункціональним корпусом (*а*) і південних, північних та східних трибун (*б*)

Конструктивне рішення трибун нижнього ярусу включає похилі головні балки, які спираються з одного боку на фундаменти, а з іншого – на внутрішній ряд колон у разі південних, північних та східних трибун, а також на триповерхову будівлю багатофункціонального корпусу в разі центральної трибуни. По балках укладено збірне залізобетонне перекриття, елементи якого мають ступінчасту Г-подібну форму з метою встановлення сидінь для глядачів (рис. І.42, *а*, *б*). Трибуни верхнього ярусу виконані у вигляді плоских консольних ферм, що спираються на два ряди колон, на які укладено однотипне з трибунами нижнього ярусу збірне залізобетонне перекриття (рис. І.42, *б*). Крок колон у поперечному напрямку зображений на рис. І.42, а у поздовжньому напрямку колони розташовані з кроком 6,0 м. Поздовжня стійкість трибун забезпечена системою вертикальних і горизонтальних в'язів у кожному структурному блоці поміж деформаційними швами.

В свою чергу, несучими конструкціями покриття над трибунами слугують плоскі ферми, що спираються на два ряди колон. У прольотах поміж фермами по їх верхніх поясах установлена регулярна система прогонів, на яку покладений профільований настил (рис. І.43, *а*). Останнє придає конструкції покриття «ширяючого» вигляду і дозволяє вдало поєднати архітектурно-естетичні характеристики з необхідними експлуатаційними властивостями. Загальна геометрична незмінність і стійкість навісу забезпечена системою вертикальних і горизонтальних в'язів у межах нижніх поясів ферм (рис. І.43, *б*).

Слід зазначити, що будівництво стадіону «Ювілейний» було розпочато 2 вересня 1999 року і закінчено у серпні 2001 року. А церемонія урочистого відкриття стадіону відбулась 20 вересня 2001 року. Тому наголосимо, що такий виключно стислий термін будівництва було досягнуто як за рахунок застосування металевих конструкцій максимального заводського виготов-

лення і збірного залізобетону, так і за рахунок виконання будівельних робіт суміщеними методами та окремими технологічними потоками. Останнє також дозволило оптимізувати вартість будівельних робіт, внаслідок чого витрати на будівництво стадіону склали трохи більше 50 млн. гривень.



а *б*

Рис. І.43. Схема конструктивного рішення покриття над трибунами стадіону: *а* – по верхніх поясах ферм ; *б* – по нижніх поясах ферм

Таким чином, стадіон «Ювілейний» являє собою не лише приклад застосування нових організаційно-фінансових підходів при будівництві великих містоутворюючих об’єктів; він також по праву став однією з головних «візитних карток» міста Суми, яка успішно працює над підвищенням іміджу міста. Підтвердженням наведеному слугує той факт, що з часу свого відкриття стадіон «Ювілейний» постійно забезпечує мешканцям міста Суми унікальні умови для перегляду футбольних матчів та інших видовищних заходів. У цьому сенсі досить нагадати, що будучи нейтральною територією для провідних футбольних клубів України, стадіон прийняв багато цікавих футбольних матчів, у тому числі таких знакових як: Суперкубок України 2009 року і фінал Кубка України 2010/11 років.

І на закінчення відзначимо, що й нині стадіон «Ювілейний» після дванадцяти років експлуатації продовжує залишатись однією з кращих чисто футбольних критих арен України, проектування і зведення якого було здійснене виключно українськими фахівцями: архітекторами, розраховувачами, проектувальниками, економістами та будівельниками. Відзначаючи великий і заслужений внесок цих фахівців в успішне завершення будівництва стадіону «Ювілейний», основним учасникам цієї роботи у 2004 р. була присуджена Державна премія України у галузі архітектури.

ЛІТЕРАТУРА

1. Державні будівельні норми України. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. ДБН В.2.2-24:2009. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 133 с.
2. Державні будівельні норми України. Будинки і споруди. Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди. ДБН В.2.2-13-2003. – Київ: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2003. – 102 с.
3. Державні будівельні норми України. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво у сейсмічних районах України. ДБН В.1.1-12:2006 – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства Україні, 2006. – 84 с.
4. Державні будівельні норми України. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. ДБН В.1.1-7-2002. – Київ: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2002. – 41 с.
5. Державні будівельні норми України. Правила визначення вартості проектно-вишукувальних робіт для будівництва, що здійснюється на території України. ДБН Д.1.1-7-2000. – Київ: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 34 с.
6. Державні будівельні норми України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. ДБН В.1.2-14-2008. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. – 37 с.
7. Державні будівельні норми України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006. – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 58 с.
8. Державні будівельні норми України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. ДБН В.1.2-5:2007. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2007. – 16 с.
9. Державні будівельні норми України. Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. ДБН В.1.2-12-2008. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. – 34 с.
10. Державні будівельні норми України. Склад та зміст проектної документації на будівництво. ДБН А.2.2-3-2012. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 26 с.

11. Державні будівельні норми України. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва. ДБН А.3.1-5-2009. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 61 с.
12. Державний стандарт України. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. ДСТУ Б В.2.6-7-95. – Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995. – 44 с.
13. Межгосударственный стандарт. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. ГОСТ 27751-88. – Москва: Государственный строительный комитет СССР, 1988. – 7 с.
14. Національний стандарт України. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. ДСТУ 3760:2006. – Київ: Державний комітет України з питань технічного регулювання та споживчої політики, 2006. – 28 с.
15. Національний стандарт України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 30 с.
16. Открыто для всех. Практический справочник UEFA (Союз европейских футбольных ассоциаций) и CAFE (Центр доступа к футболу в Европе) по доступности стадионов и удобствам в игровые дни. – Ньон: UEFA (Союз европейских футбольных ассоциаций), 2010. – 118 с.
17. Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных. МРДС 02-08. – Москва: Правительство Москвы, Федеральное агентство по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству, 2008. – 44 с.
18. Рекомендації з організації вхідного контролю складок та бортових елементів, призначених для розміщення сидінь на трибунах стадіону НСК «Олімпійський» у м. Києві. – Київ: Науково-дослідний інститут будівельного виробництва, 2009. – 14 с.
19. Регламент з організації вхідного контролю сталевих конструкцій покриття стадіону НСК «Олімпійський» у м. Києві. – Київ: Науково-дослідний інститут будівельного виробництва, 2010. – 107 с.
20. Республиканские строительные нормы. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ. РСН 65-87. – Москва: Государственный комитет РСФСР по делам строительства, 1987. – 14 с.
21. Руководство по безопасности. Определение исходных сейсмических колебаний грунта для проектных основ. РБ-006-98. – Москва: Федеральный надзор России по ядерной и радиационной безопасности, 1998. – 33 с.

22. Руководство по вибропогружению свай-оболочек и шпунта вблизи существующих зданий и сооружений. – Москва: Министерство монтажных и специальных строительных работ СССР, 1981. – 10 с.
23. Строительные нормы и правила. Фундаменты машин с динамическими загрузками. СНиП 2.02.05-87. – Москва: Государственный строительный комитет СССР, 1987. – 52 с.
24. Технічні вимоги. Складки і бортові елементи залізобетонні. – Київ: Науково-дослідний інститут будівельного виробництва, 2009. – 40 с.
25. European norms. Actions on structures. Part 1-3: General actions. Snow loads. EN 1991-1-3:2003. – Brusseles: CEN, 2003. – 56 p.
26. European Standard. Furniture. Ranked seating. Test methods and requirements for strength and durability. BS EN 12727. London: British Standards Institution, 2000. – 30 p.
27. Guide to Safety at Sports Grounds. – London: Department for Culture, Media and Sport of Great Britain, 2008. – 228 p.

ПЕРЕДМОВА ..…….……..……. 3

Глава 1. Сучасна нормативна база науково-технічного супроводу в будівництві ……... 12

1.1. Формування нормативної бази …..……..……..……..... 12

1.2. Розвиток нормативної бази в Україні …… 18

1.3. Розвиток нормативної бази в Росії ……..... 19

Глава 2. Основні проектні рішення реконструкції НСК «Олімпійський» ..……..... 21

2.1. Загальна характеристика проекту реконструкції НСК «Олімпійський»……... 21

2.1.1. Загальні дані ……..... 21

2.1.2. Рішення генерального плану ……..... 22

2.1.3. Гідротехнічні рішення …… 26

2.1.4. Основні споруди та їх конструктивні рішення …… 27

2.2. Залізобетонні конструкції головної спортивної арени …… 29

2.3. Висяче покриття над трибунами стадіону …… 34

2.4. Чинники та організаційні заходи з науково-технічного супроводу реконструкції НСК «Олімпійський» ……... 37

2.4.1. Чинники науково-технічного супроводу ……..... 37

2.4.2. Організаційні заходи з науково-технічного супроводу ……..... 39

Глава 3. Науково-технічний супровід розроблення будівельних конструкцій, проектування будівель і споруд ……... 41

3.1. Обстеження існуючих конструкцій і споруд стадіону …..... 41

3.2. Обстеження будівель і споруд оточуючої забудови ……... 46

3.2.1. Обстеження комплексу будинків ТОВ «Лота» 46

3.2.2. Обстеження будинку готелю «Спорт» ……..... 48

3.3. Визначення сейсмічних вимог до проектування споруд на території НСК «Олімпійський» ……... 50

3.3.1. Сейсмічні умови ……..... 50

3.3.2. Тектонічні умови ……..... 51

3.3.3. Уточнення сейсмічної бальності будівельного майданчика …….. 51

3.3.4. Сейсмічне мікрорайонування майданчика ……... 53

3.3.5. Оцінка приростів сейсмічної інтенсивності методом реєстрації мікросейсм ……..... 56

3.3.6. Розрахункові акселерограми для майданчика НСК «Олімпійський» ……..... 57

3.3.7. Розрахункові акселерограми для моделювання землетрусів із зони Вранча …… 58

3.3.8. Розрахункові акселерограми для моделювання землетрусів із близьких зон їх вогнищ ……..... 59

3.4. Моделювання і розрахунки несучої здатності залізобетонних конструкцій найбільш важливих будівель і споруд комплексу ……..…….. 60

3.4.1. Розрахунок існуючих конструкцій верхнього ярусу трибун ……..... 61

3.4.2. Розрахунок плити проїзду над північним шляхопроводом ……... 64

3.4.3. Розрахунок будівлі VIP-корпусу ……..... 66

3.5. Дослідження і підсилення фундаментів верхнього ярусу трибун ……..... 70

3.6. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних елементів існуючих трибун і встановлення їх відповідності новим проектним вимогам ……..... 76

3.7. Експериментальні дослідження нових збірних залізобетонних конструкцій ……..... 79

3.7.1. Рядові панелі-складки нижнього ярусу трибун 80

3.7.2. Панелі-складки VIP-корпусу нижнього ярусу трибун ……... 81

3.7.3. Панелі-складки VIP-корпусу верхнього ярусу трибун ……..... 82

3.7.4. Результати експериментальних досліджень …… 82

3.8. Експериментальні дослідження нових елементів огорож трибун і кріплення сидінь для глядачів …..... 83

3.9. Експериментальні дослідження вогнестійкості залізобетонних конструкцій трибун …….. 89

3.10. Дослідження міцності та довговічності ремонтних матеріалів і покриттів існуючих залізобетонних конструкцій ……..... 97

3.11. Науково-технічний супровід будівництва електропідстанції «Олімпійська» ……... 106

3.12. Науково-технічний супровід проектування і будівництва споруд зони гостинності ……. 111

3.13. Дослідження взаємодії фундаментів споруд НСК «Олімпійський» і конструкцій головного міського каналізаційного колектора …….. 114

Глава 4. Науково-технічний супровід проектування і монтажу висячого покриття над трибунами стадіону …… 118

4.1. Дублюючі розрахунки міцності, стійкості та коливань конструкцій покриття ..…… 118

4.1.1. Конструктивна схема висячого покриття і його скінченно-елементна модель 118

4.1.2. Розрахункові стани та методика аналізу ……..... 121

4.1.3. Результати розрахунку напружено-деформованого стану висячого покриття ……..... 122

4.2. Моделювання та розрахунки вогнестійкості металевих конструкцій висячого покриття ……..……..... 124

4.2.1. Моделювання температурних полів у конструкції покриття 124

4.2.2 Конструктивні особливості системи та їх зв'язок із її термонапруженим станом ……..... 128

4.3. Дослідження напружено-деформованого стану конструкції покриття з урахуванням геометричних недосконалостей, допущених під час його монтажу …….. 133

4.4. Особливості виготовлення, розроблення технології та оснастки для монтажу висячого покриття …… 138

Глава 5. Науково-технічний супровід складних технологічних процесів при виконанні будівельно-монтажних робіт ……..... 154

5.1. Супровід процесів управління якістю …..…….. 154

5.2. Геодезичний супровід будівництва та інструментальний контроль відповідальних конструкцій та будівель ……..... 158

5.3. Супровід робіт із будівництва нових конструкцій ярусів трибун ……..…….... 173

5.3.1. Улаштування похилих ригелів нижнього ярусу трибун …….. 173

5.3.2. Панелі-складки та бортові елементи нижнього ярусу трибун ….…….. 177

5.3.3. Монтаж панелей-складок нижнього ярусу трибун баштовими кранами …….. 180

5.3.4. Монтаж панелей-складок у важкодоступних місцях трибун установкою УМС-1 ……... 182

5.3.5. Улаштування похилих ригелів верхнього ярусу трибун ……... 185

5.3.6. Монтаж панелей-складок верхнього ярусу трибун ……... 189

5.4. Супровід відновлення існуючого верхнього ярусу трибун ……..……..... 190

5.5. Моделювання і розрахунки утримувальних споруд на зсувонебезпечних схилах ……... 197

5.6. Моделювання і розрахунки інженерного захисту території НСК «Олімпійський» від підтоплення ……..... 209

5.7. Контроль якості улаштування дренажних систем …… 221

5.8. Вхідний контроль металевих конструкцій покриття над трибунами …….. 227

5.9. Дослідження впливу вібрації на конструкції стадіону і будівлі та споруди оточуючої забудови при виконанні демонтажних та пальових робіт ……... 231

5.10. Супровід гідроізоляційних робіт із використанням нових матеріалів …….. 236

5.11. Супровід кошторисного нормування складних нетрадиційних будівельно-монтажних робіт …… 243

5.12. Супровід виконання земляних робіт ……. 247

5.13. Супровід влаштування утримувальних споруд зони гостинності ……..……..... 254

5.13.1. Влаштування підпірних стін ПС-5 та ПС-7 при плануванні території зони гостинності ……..... 255

5.13.2. Влаштування підпірної стіни ПС-1 при будівництві багаторівневої споруди …… 258

5.13.3. Розрахунок тимчасової шпунтової огорожі при будівництві багаторівневої споруди ……... 262

5.13.4. Технологія виготовлення та монтажу похилих балок, що об'єднують підпірні стіни ПС-5 та ПС-7 зони гостинності ……... 267

ПІСЛЯМОВА ..……..……..……. 273

Додаток І.

Загальні відомості щодо новітніх стадіонів України 274

І.1. Стадіон «Донбас Арена» у м. Донецьку …… 274

І.2. Стадіон «Металіст» у м. Харкові ……... 281

І.3. Стадіон «Арена Львів» у м. Львові …… 289

І.4. Стадіон «Дніпро» у м. Дніпропетровську ……. 303

І.5. Стадіон «Динамо» ім. В.В.Лобановського у м. Києві …….……..... 306

І.6. Стадіон «Ювілейний»у м. Суми …..... 313

ЛІТЕРАТУРА ..……..……..……. 319

Наукове видання

Слюсаренко Юрій Степанович
Шимановський Олександр Віталійович
Галінський Олександр Михайлович

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД РЕКОНСТРУКЦІЇ НАЦІОНАЛЬНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» В КИЄВІ

Ш 61 Науково-технічний супровід реконструкції Національного спортивного комплексу «Олімпійський» в Києві. – К.: Вид-во «Сталь», 2013. – 325 с., рис. 269, табл. 19.

Редактор Т.І. Лукашевич
Комп'ютерне верстання Т.І. Цапро

Підписано до друку 28.08.2013 р. Формат 70×100/16.
Папір офсет. Гарнітура Times New Roman.
Друк офсет. Умов. друк. арк. ??,??.
Наклад 500 прим. Замовлення № ????.

ТОВ «Видавництво «Сталь».
вул. В.Шимановського, 2/1, м. Київ, 02660,
тел./факс 516-45-02, тел. 516-55-92.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
ДК № 1212 від 28.01.2003 р.